CONTENIDO

Prefacio

Índice

Aspectos Generales

Desarrollo

Bibliografía

PREFACIO

Como resultado del proceso de la *Licitación Pública Internacional No. 82/2009: Servicios de Consultoría para la Elaboración de las Normas Técnicas Generales para el Diseño, Construcción y Mantenimiento de Caminos, Programa de Corredores de Integración del Occidente, Préstamo BID No. 1278/OC-PR*, en fecha 04 de Agosto de 2009 se firmó el Contrato S.G. MINISTRO No. 149/2009, suscrito entre el **MOPC** - Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (CONTRATANTE) y la Empresa Consultora **CAEM LTDA** -Centro de Asesoramiento Empresarial Multidisciplinario (CONSULTOR).

De acuerdo a lo establecido en los Términos de Referencia del Servicio de Consultoría, el Estudio se realizó en cuatro etapas (Módulos), donde al final de cada módulo se efectuaron presentaciones públicas del desarrollo de la Consultoría y los resultados parciales se pusieron en conocimiento de los actores viales de la República del Paraguay, tanto a nivel del sector público, sector privado, de las entidades profesionales, entidades académicas, así como de la sociedad civil.

Cada etapa contó con las recomendaciones, sugerencias y aportes de los diversos sectores de la sociedad vial del país.

Luego del extenso periodo desarrollado por la propia consultoría, las consultas y revisiones del MOPC y de la sociedad ingenieril, así como por el proceso de sociabilización del estudio, hoy el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) del Paraguay tiene la satisfacción de publicar el presente Manual que contiene el conjunto de Guías, Normas y Especificaciones de todos los componentes que conforman la problemática técnica en el campo vial.

El presente Manual pretende ser un primer documento que ofrece las herramientas necesarias a las autoridades, consultores, constructores, académicos y profesionales de la ingeniería vial, para el uso correcto de los diferentes dispositivos para la regulación de los diseños y la ejecución de los proyectos de carreteras en el país.

Este documento de consulta debe ser normado por el Ministerio para su aplicación en el desarrollo de todos los proyectos viales en cada una y todas sus etapas: diseño, construcción, mantenimiento, fiscalización y correspondiente evaluación.

El presente Manual debe utilizarse como material de consulta y guía para los usuarios de las carreteras del país, para las entidades responsables de la infraestructura vial y las autoridades de tránsito nacionales, departamentales, distritales y municipales, para profesionales de la ingeniería vial, constructores, consultores y proveedores de materiales de construcción y mantenimiento vial.

En este Manual se establecen las especificaciones y normas para el diseño, construcción, mantenimiento y fiscalización de las obras viales donde su utilización debe ser la base para procesar un estudio de ingeniería vial identificado como proyecto donde tiene relevante importancia el juicio del ingeniero que lo elabora.

Este documento busca proporcionar a las autoridades responsables del desarrollo vial, la forma correcta de utilizar los diferentes dispositivos para la concreción de las vías públicas. Las recomendaciones que brinda esta guía no deben influir sobre el juicio profesional, sino que deben usarse como información base parcial, justificando convenientemente las modificaciones que sean introducidas en cada proyecto específico.

Dentro de los principales objetivos planteados para la ejecución del servicio de consultoría para la elaboración de estas Guías, Normas y Especificaciones requerido por el MOPC, se citan los siguientes:

- Diagnóstico de la situación vigente al inicio del servicio relacionado con el uso de normas técnicas generales de diseño, construcción, mantenimiento y evaluación de Caminos en la República del Paraguay.
- Recopilación y análisis del conjunto de normas técnicas internacionales relacionadas con el Diseño, construcción, mantenimiento y evaluación de caminos, aplicables a las condiciones y características de la infraestructura vial de la República del Paraguay.
- Desarrollo de un Manual único con guías, normas y especificaciones técnicas de los rubros más usuales e importantes en evaluación, diseño, construcción, mantenimiento, y fiscalización de caminos.
- Unificación de las especificaciones técnicas en uso en el país, dándole un criterio único de interpretación a la ejecución de los diversos servicios viales, métodos de medición y forma de pago.
- Difusión de las especificaciones técnicas que se vayan elaborando, con consultadas periódicas al conjunto de actores relacionados de una u otra forma al diseño,
- Construcción y mantenimiento de caminos, tales como entidades del sector público relacionadas con la temática vial (MOPC), Municipalidades, Institutos Técnicos, Universidades, Empresas de Construcción, Empresas de Consultoría, Proveedores de materiales para la construcción y mantenimiento de caminos, entre otros.

El objetivo fue establecer un documento técnico y administrativo, que deberá, con la oportunidad del caso ser establecido por el MOPC a nivel de carácter normativo, que sirva de guía a las diferentes acciones que son de competencia técnica del Contratante, fijando políticas, criterios, procedimientos y métodos que indiquen las condiciones para:

- Cumplir en el Diseño, Construcción y Mantenimiento de proyectos viales.
- Propender a uniformar el desarrollo de los procedimientos técnicos de rigor en Estudios, Construcción y Mantenimientos de proyectos viales.

De esta manera se pretende lograr cierta homogeneidad en los procedimientos, independiente del profesional o técnico que realice la labor.

Esta primera versión del Manual de Carreteras del Paraguay debe ser continuamente revisada, complementada y actualizada mediante la publicación de complementos, suplementos y comentarios a cargo del MOPC. Ha sido elaborado y procesado tomando como base y referencia inicial normas internacionales en vigencia en varios países del mundo, y en particular de países de Sudamérica - con particular énfasis a la normativa de los países limítrofes al Paraguay, sin embargo el producto generado corresponde a un documento con todos sus rubros y contenido que se adecua a las necesidades y demandas del país, lográndose un documento propio y estandarizado para las condiciones de la Red Vial del Paraguay, existente y a ser desarrollada en el inmediato futuro.

El presente Manual está dirigido a la siguiente clasificación general de carreteras - de acuerdo a la definición de la red vial del Paraguay:

- **Red Primaria** constituida por las Rutas Nacionales.
- **Red Secundaria** constituida por las Rutas Departamentales.
- **Red Terciaria** constituida por las Rutas Rurales y Municipales.
- **Red Vecinal** constituida por las Rutas Vecinales

El Manual de Carreteras de Paraguay se halla conformado en 8 Tomos compuesto por 15 Volúmenes, que contienen la siguiente información:

Tomo No.1: **Normas para la evaluación de proyectos y geometría vial.**
Volumen I : Guía para la Evaluación de Proyectos
Volumen II: Diseño Geométrico

Tomo No. 2: **Norma para la Estructura del Pavimento**
Volumen I: Guía para el diseño estructural de pavimentos y Banquinas
Volumen II: Especificaciones para la construcción del pavimento

Tomo No. 3: **Normas para Obras de Drenaje Vial**
Volumen I: Normas para Obras de Drenaje Vial

Tomo No. 4: **Normas para Estructuras y Puentes**
Volumen I : Guía para el diseño de estructuras y puentes
Volumen II: Especificaciones para la construcción de estructuras y puentes
Volumen III: Especificaciones para el diseño de estructuras y puentes

Tomo No. 5: **Normas para Señalización y Seguridad Vial**
Volumen I: Señalización vertical
Volumen II: Señalización horizontal

Tomo No. 6: **Normas para Materiales y Ensayos de Materiales**
Volumen I: Suelos
Volumen II: Asfalto
Volumen III: Hormigón

Tomo No. 7 **Normas y Especificaciones para Mantenimiento de Obras**
Volumen I: Normas y especificaciones para mantenimiento de obras

Tomo No. 8: **Medio Ambiente y Fiscalización de Obras**
Volumen I: Especificaciones técnicas ambientales
Volumen II: Fiscalización de obras

El presente Tomo es parte del Manual y corresponde al:

Volumen III: Especificaciones para el diseño de estructuras y puentes

Tomo 4 - Normas para Estructuras y Puentes

RECONOCIMIENTOS

En el desarrollo de los manuales trabajaron los siguientes profesionales:

Coordinador General del Proyecto:	Ing. Juan Carlos Gottret Arce
Coordinador Adjunto del Proyecto:	Lic. Fabiola Quiroz Demmler
Especialista en Evaluación de Proyectos:	Ing. Primitivo Condarco Aguilar
Especialista Vial:	Ing. Dante Nardelli (+)
Especialista Geométrico:	Ing. Luis Caballero Ing. Juan Hurtado
Especialista en Pavimentos:	Ing. Arquímedes Delgado
Especialista Hidrología y Drenajes:	Ing. Pedro Gaete
Especialista en Estructuras:	Ing. Julio Álvarez
Especialista en Señalización y Seguridad Vial:	Ing. Roberto Montoya Ing. Willy Vargas
Especialista en Materiales y Laboratorio:	Ing. Raúl Zegarra Ríos Ing. Juan Carlos Bernie
Especialista en Dirección de Obras	Ing. Arquímedes Delgado Ing. Walter Pospischill
Especialista Ambiental Vial:	Ing. Luis Cabello
Especialista en Mantenimiento:	Ing. Roberto Jerez Jaimes Ing. Willy Vargas Ing. Walter Pospischill
Especialista Geotécnica:	Ing. Juan Carlos Bernie
Asesores:	Ing. Jhonny Cusicanqui Giles
Ingenieros de Apoyo:	Ing. Walter Pospischill Arq. Adolfo Correa Paniagua
Apoyo Técnico:	Lic. Carlos Martínez Daihana Quintana
Dibujo, Diseño y Diagramación:	Esther Mendoza

En la revisión de los manuales participaron por parte del MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y COMUNICACIONES:

Director de la Dirección de Vialidad (2009)	Ing. Jorge Vázquez
Encargado de Despacho de la Dirección de Vialidad (2010)	Ing. Félix Zelaya
Director de la Dirección de Vialidad (2011)	Ing. Fabio Riveros
Coordinador de la UEP BID Nº 1278 (2009)	Ing. Roberto Bogado
Coordinador de la UEP BID Nº 1278 (2010)	Ing. Fernando Rodríguez

Supervisores:

Área de Diseño y Construcción Caminos Vecinales	Ing. Alfredo Bordón
Área de Diseño y Construcción Caminos Pavimentados	Ing. Hugo Miranda
Área de Mantenimiento	Ing. Juan Carlos Balbuena Ing. Nelson Rivet
Área Seguridad Vial	Ing. José Gómez
Área Socio – Ambiental	Ing. Agr. Francisco Fracchia Arq. José María Valdez

Equipo Técnico de Revisión del Informe Final:

Área de Mantenimiento Vial – GMANS	Ing. Natalia Drozdova Ing. Javier Talia
Área de Evaluación de Proyectos	Ing. Malvina Duarte
Área de Mantenimiento Vial – Precios Unitarios	Ing. Fernando Rodríguez
Área de Estructura de Pavimentos	Ing. Nelson Figueredo
Área de Estructura de Puentes	Sr. César Bolla
Área de Hidráulica e Hidrología	Ing. Roger Monte Domecq
Área de Diagramación y Control	Ing. René Obando

INDICE

TÍTULO I - INGENIERÍA BÁSICA 12

Sección 1: DATOS PRELIMINARES Y COMPLEMENTOS DEL PROYECTO 14

1.0 ASPECTOS GENERALES 14
1.2 ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA 21
1.3 ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS 25
1.4 OBJETIVOS DE DISEÑO 28
1.5 ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL 35
1.6 ESTUDIOS DE TRÁFICO 38
1.7 ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS 39
1.8 ESTUDIOS DEL TRAZADO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS 39
1.9 ESTUDIOS DE ALTERNATIVAS A NIVEL DE ANTEPROYECTO 41

TÍTULO II - DEL PROYECTO DE INGENIERÍA 42

Sección 1: ELEMENTOS DEL PROYECTO 44

1.1 GENERALIDADES 44
1.2 INFORMACIÓN DE LA INGENIERÍA BÁSICA (TÍTULO I) 44
1.3 ELEMENTOS BÁSICOS DEL PROYECTO (TÍTULO II) 45
1.4 GEOMETRÍA 45
1.5 SEÑALIZACIÓN 51

Sección 2: PRESENTACIÓN DEL PROYECTO 52

2.1 MEMORIA DESCRIPTIVA Y JUSTIFICACIÓN 52
2.2 MEMORIA DE CÁLCULO 52
2.3 PLANOS 53
2.4 ESPECIFICACIONES PARTICULARES 53
2.5 CÓMPUTOS MÉTRICOS 53

Sección 3: CONSIDERACIONES GENERALES DEL PROYECTO 54

3.1 CAMPO DE APLICACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES 54
3.2. FILOSOFÍA DE DISEÑO 54

Sección 4: CARGAS Y FACTORES DE CARGAS 58

4.1 CLASIFICACIÓN Y DEFINICIÓN 58
4.2 CARGAS PERMANENTES 60
4.3 CARGAS VARIABLES O TRANSITORIAS 88
4.4 CARGAS EXCEPCIONALES 111
4.5 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS 113

Sección 5: ANÁLISIS Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL 121

5.1 CAMPO DE APLICACIÓN 121
5.2 DEFINICIONES 121
5.3 SIMBOLOGÍA 125
5.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL ACEPTABLES 131
5.5 MODELOS MATEMÁTICOS 131
5.6 ANÁLISIS ESTÁTICO 141
5.7 ANÁLISIS DINÁMICO 190
5.8 ANÁLISIS MEDIANTE MODELOS FÍSICOS 191
APÉNDICE 192

Sección 6: ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN 194

6.1 CAMPO DE APLICACIÓN 194
6.2 DEFINICIONES 194
6.3 SIMBOLOGÍA 199
6.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES 210
6.5 ESTADOS LÍMITES 224
6.6 CONSIDERACIONES DE DISEÑO 231
6.7 DISEÑO PARA FLEXIÓN Y CARGA AXIAL 239
6.8 CORTE Y TORSIÓN 267
6.9 PRETENSADO Y PRETENSADO PARCIAL 302
6.10 DETALLES DE ARMADO 324
6.12 DURABILIDAD 395
6.13 SISTEMAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES 399
6.14 REQUISITOS SEGÚN LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL 422

Sección 7: TABLEROS Y SISTEMAS DE TABLEROS 460

7.1 CAMPO DE APLICACIÓN 460
7.2 DEFINICIONES 460
7.3 SIMBOLOGÍA 464
7.4 REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO 464
7.5 ESTADOS LÍMITES 466
7.6 ANÁLISIS 467
7.7 LOSAS DE TABLERO DE HORMIGÓN 468

Sección 8: FUNDACIONES 481

8.1 CAMPO DE APLICACIÓN 481
8.2 DEFINICIONES 481
8.3 SIMBOLOGÍA 483
8.4 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO 491
8.5 ESTADOS LÍMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA 494
8.6 ZAPATAS 501
8.7 PILOTES HINCADOS 559
8.8 PILOTES PERFORADOS 590

Sección 9: ESTRIBOS, PILAS Y MUROS DE SOSTENIMIENTO 622

9.1 CAMPO DE APLICACIÓN 622
9.2 DEFINICIONES 622
9.3 SIMBOLOGÍA 624
9.4 PROPIEDADES DEL SUELO Y MATERIALES 626
9.5 ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA 626
9.6 ESTRIBOS Y MUROS DE SOSTENIMIENTO CONVENCIONALES 632
9.7 PILAS DE PUENTE 642
9.8 MUROS TIPO PANTALLA 643
9.9 MUROS ANCLADOS 648
9.10 MUROS MODULARES PREFABRICADOS 659
9.11 LOSAS DE APROXIMACIÓN O TRANSICIÓN 664

Sección 10: ESTRUCTURAS ENTERRADAS 667

10.1 CAMPO DE APLICACIÓN 667
10.2 DEFINICIONES 667
10.3 SIMBOLOGÍA 668
10.4 PROPIEDADES DEL SUELO Y LOS MATERIALES 676

10.5 ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA 678
10.6 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE DISEÑO 680
10.7 TUBOS DE HORMIGÓN ARMADO 689
10.8 ALCANTARILLAS TIPO CAJÓN DE HORMIGÓN ARMADO COLADO IN SITU Y PREFABRICADO Y ARCOS DE HORMIGÓN ARMADO COLADO IN SITU 712

Sección 11: BARANDAS 720

11.1 CAMPO DE APLICACIÓN 720
11.2 DEFINICIONES 720
11.3 SIMBOLOGÍA 722
11.4 REQUISITOS GENERALES 723
11.5 MATERIALES 724
11.6 ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA 724
11.7 BARANDAS PARA TRÁFICO VEHICULAR 725
11.8 BARANDAS PARA PEATONES 749
11.9 BARANDAS PARA CICLISTAS 751
11.10 BARANDAS COMBINADAS 753
11.11 CORDONES Y ACERAS 753

Sección 12: APARATOS DE APOYO Y JUNTAS DE TABLERO 755

12.1 ALCANCE 755
12.2 DEFINICIONES 755
12.3 NOTACIÓN 758
12.4 CARGAS Y MOVIMIENTOS A CONSIDERAR 759
12.5 JUNTAS DE PUENTES 764

BIBLIOGRAFÍA 790

TÍTULO I - INGENIERÍA BÁSICA

SECCIÓN 1: DATOS PRELIMINARES Y COMPLEMENTOS DEL PROYECTO

1.0 ASPECTOS GENERALES

1.0.1 INTRODUCCIÓN AL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS

Este Manual de Diseño de Puentes brinda las pautas necesarias para el planeamiento, el análisis y el diseño, de puentes carreteros y de puentes peatonales. Se especifican en cada caso los requisitos mínimos, quedando a criterio del usuario utilizar límites más estrictos o complementar estas especificaciones en lo que resulte pertinente.

El Título I del Manual se refiere a los aspectos de ingeniería básica, que incluyen los estudios topográficos, hidrológicos e hidráulicos, geológicos, geotécnicos, de impacto ambiental, tráfico, alternativas de diseño vial, alternativas de anteproyecto y factibilidad sin los cuales no sería posible desarrollar el proyecto. Estos aspectos tienen singular importancia más aún por las condiciones muy variadas y a menudo difícilmente impuestas por la geografía y los desastres naturales.

Para los aspectos de diseño a los que se refiere el Título II, el Manual es una adaptación y en casos transcripción de las Especificaciones de la American Association of StateHighway and Transportation Officials (AASHTO), que han sido tradicionalmente las más utilizadas por los profesionales dedicados al diseño y a la construcción de puentes. Para facilitar el trabajo del proyectista tanto de puentes como de cualquier otro tipo de estructuras resistentes, se han incluido también las versiones más recientes de métodos simplificados de análisis, de consideraciones de cargas y fundamentalmente el capítulo para el diseño y el dimensionamiento del hormigón, desde el hormigón simple, hasta el hormigón pretensado total, pasando por el hormigón armado, propuestos por la AASHTO.

En aspectos tales como las sobrecargas de camiones se mantienen las ideas básicas de las especificaciones AASHTO. La sobrecarga especificada en este Manual corresponde a la denominada AASHTO HL-93.

El método de cálculo propuesto en este Manual es el de los Estados Límite, denominado en la AASHTO como **LRFD *"Load Resistance Factor Design"*** (Diseño por Cargas y Resistencias Factoradas), lo que permite la consideración adecuada de la variabilidad tanto en las cargas como en las propiedades de los elementos resistentes. Los puentes se diseñan para satisfacer una serie de condiciones límite de seguridad y de servicio, todas ellas de igual importancia, teniendo en cuenta también aspectos constructivos, de posibilidad de inspección, de estética y de economía.

1.0.2 RESEÑA HISTÓRICA (ESPECIFICACIONES AASTHO) – *TRANSCRIPCIÓN*

La primera Especificación Estándar para el diseño y construcción de puentes fue publicada en 1931 por AASHO, la entidad predecesora del AASHTO. El sub-comité de Puentes y Estructuras del AASHTO está conformado por los Ingenieros Jefe de Puentes de cada Departamento de Caminos de EE.UU., entidades que han tenido a su cargo la responsabilidad del diseño, construcción y mantenimiento de

la mayoría de puentes de EE.UU desde esa época. Se consideró natural por lo tanto, que el AASHTO a través de este sub-comité sea el responsable de publicar y actualizar permanentemente las Especificaciones de Puentes.

Desde un inicio, las Especificaciones de Puentes del AASHTO se convirtieron "de alguna forma" en una Norma Nacional adoptada no sólo por los Departamentos Estatales de Caminos sino también por toda autoridad propietaria de puentes tanto en EE.UU como en otros países. Se han publicado ediciones consecutivamente cada cuatro (4) años, aproximadamente, y la Edición 16a se publicó en 1996.

El conocimiento relacionado al Diseño de Puentes ha crecido enormemente desde 1931, tanto en los aspectos teóricos como prácticos, gracias a trabajos de Investigación sobre las propiedades de los materiales, en el desarrollo de nuevos y mejores materiales, en métodos más racionales y precisos sobre el comportamiento estructural, en el uso de técnicas computacionales cada vez más avanzadas, en el estudio de eventos externos particularmente peligrosos para puentes tales como sismos y socavación, etc. A fin de mantener el paso con todos estos avances, el AASHTO autorizó al Sub-comité de Puentes y Estructuras, a publicar cada año Documentos Internos (Interims) sobre Puentes, no solamente sobre las Especificaciones Estándares existentes, sino también para modificar paulatinamente y aumentar la veintena de documentos sobre Puentes y Estructuras que están bajo su guía y auspicio.

En 1986 el Sub-Comité hizo un pedido al Comité permanente en Investigaciones del AASHTO para que lleve a cabo una evaluación de las Especificaciones de Diseño de Puentes, revise Especificaciones y Códigos Extranjeros de Puentes, considere filosofías de diseño alternativas a las de las Especificaciones Estándar, y que efectúe recomendaciones basadas en estas investigaciones. Este trabajo formó parte del Programa Nacional Cooperativo de Investigación en Carreteras (NCHRP) dirigido por el Comité Permanente de Investigación del AASHTO y administrado para el AASHTO por el Consejo de Investigación de Transporte (TRB). El trabajo fue completado en 1987, y como era de esperarse con una especificación continuamente ajustada a lo largo de los años, se encontró que las Especificaciones Estándar contenían vacíos discernibles, inconsistencias y aún algunos conflictos. Además de esto, las especificaciones no reflejaban ni incorporaban la filosofía de diseño más reciente, el Diseño por los Estados Límites (Carga y Resistencia Factorada: LRFD), una filosofía que ha venido imponiéndose en otras áreas de la Ingeniería Estructural y en otras partes del mundo como Canadá y Europa.

Desde su inicio hasta los primeros años de la década del 70, la única filosofía de diseño incorporada en las Especificaciones Estándar era conocida como el Diseño por Esfuerzos Permisibles (DEP o Working Stress Design, WSD). El DEP establece esfuerzos permisibles como un porcentaje de la capacidad de carga de un material, y requiere que los esfuerzos calculados no sobrepasen estos esfuerzos permisibles. A comienzos de los años 70, el DEP comenzó a ser mejorado a fin de tomar en cuenta la naturaleza variable de ciertos tipos de cargas tales como cargas vehiculares y fuerza de viento, a través de factores ajustables de diseño, una filosofía de diseño conocida como Diseño por Factores de Carga (DFC o Load Factor DesIgn, LFD). Ambas filosofías de DEP y DFC están reflejadas en la edición actual de las Especificaciones Estándar.

Una extensión filosófica adicional resulta de considerar la variabilidad en las propiedades de los elementos estructurales de manera similar a la variabilidad de las cargas. Aunque consideradas de una manera limitada en el DFC, la filosofía de diseño del LRFD toma en cuenta de una manera explícita la variabilidad en el comportamiento estructural de los elementos. La metodología LRFD se basa en el uso extensivo de métodos estadísticos, pero pone los resultados de una manera que es fácilmente utilizable por diseñadores y analistas de puentes.

La recomendación principal de la evaluación completada en 1987, entonces, fue el desarrollo de un Estándar LRFD totalmente nuevo. Un proyecto multianual excepcionalmente completo del NCHRP para alcanzar este objetivo fue aprobado por el Comité Permanente en Investigación del AASHTO. Una vez comenzado el denominado Proyecto 12-33 del NCHRP tomó cinco años para completarse, y que resultó en el presente documento: Especificaciones LRFD AASHTO para el Diseño de Puentes. Bajo la revisión frecuente del Sub-comité de Puentes y Estructuras del AASHTO y sus Veinte Comités, las especificaciones fueron desarrolladas por un equipo de más de 50 miembros, incluyendo algunos de los mejores talentos en Ingeniería de Puentes en EE.UU. y el mundo.

El esfuerzo incluye la incorporación del conocimiento del estado del arte y la cooperación y contribución de grupos de la industria. Ha pasado por cinco versiones sucesivas, revisiones exhaustivas, y ha sido ensayado sistemáticamente en diseños de prueba en la División de Diseño de Puentes de Catorce Departamentos miembros del AASHTO, al igual que informalmente en muchos otros. Representa un gran paso en mejorar el diseño de puentes y establecer métodos de análisis mejor elaborados, que conducen al diseño de puentes con unas condiciones de servicio superior, mayores facilidades de mantenimiento a largo plazo, y niveles de seguridad más uniforme.

1.0.3 CLASIFICACIONES y DEFINICIONES BÁSICAS

Para el uso del presente "***MANUAL DE CARRETERAS DEL PARAGUAY***" se establece una *Clasificación* de los temas abordados con un conjunto de ***Definiciones Básicas***.

1.0.3.1 Primera Clasificación

Las especificaciones aquí expuestas se refieren o tienen relación con las obra de Ingeniería Civil que en la práctica cotidiana se dieron en llamar "Obras de Arte". Es en este universo donde están inmersas las especificaciones del ***"MANUAL DE CARRETERAS DEL PARAGUAY".***

1.0.3.2 Segunda Clasificación

La segunda clasificación abarca los dos aspectos esenciales de toda "Obras de Arte":

a) El diseño o proyecto: (*Especificaciones para el Proyecto)*

b) La obra (o realización material del diseño): *(Especificaciones para la ejecución).*

El diseño o Proyecto a su vez comprende los siguientes pasos:

a) Estudios Básicos de Ingeniería:
Corresponden al conjunto de estudios para obtener los datos necesarios para la elaboración de los anteproyectos y proyectos del puente o la estructura. Los componentes del estudio que pueden ser necesarios dependiendo de la magnitud y complejidad de la obra son:

- Estudios Topográficos.
- Estudios Hidrológicos e Hidráulicos.
- Estudios Geológicos y Geotécnicos.
- Estudios Estructurales.
- Estudios de Riesgo Sísmico.
- Estudios de Impacto Ambiental.
- Estudios de Tráfico.
- Estudios Complementarios.
- Estudios de Trazas de la Vía.

b) Anteproyecto:
Conjunto de estudios iniciales que hacen posible la evaluación de una solución propuesta, antes de su desarrollo definitivo.

c) Proyecto:
Comprende todos los estudios y documentos necesarios que hacen posible la construcción de la Obra. Los estudios son definitivos y realizados con información más completa y detallada que a nivel de Anteproyecto. Generalmente el proyecto se prepara con fines de Licitación de la "Obra".

Las llamadas Obras de Arte abarcan conjuntos estructurales tales como puentes, viaductos, pasarelas, túneles, muros de gran tamaño y otras obras de magnitud. Estas obras por sus proporciones y características, requieren proyectos específicos desarrollados por ingenieros calificados, construidos bajo la responsabilidad de profesionales de experiencia y con la supervisión constante y adecuada en todas las fases de la construcción. Dichas obras incluyen:

- Puente: Obra de arte especial requerida para atravesar a desnivel un accidente geográfico o un obstáculo artificial por el cual no es posible el tránsito en la dirección de su eje.
- Viaducto: Puente a desnivel sobre una vía de tráfico.
- Pontillón: Puente de longitud menor que 10 metros.

Corresponde a la buena práctica de la Ingeniería, para abordar cualquiera de los aspectos mencionados, es necesario recurrir a las *ESPECIFICACIONES TÉCNICAS* que constituyen un compendio de recomendaciones o exigencias mínimas técnicas que el profesional deberá seguir para

llevar adelante cualquier tarea en el ejercicio de su profesión, tanto en el ámbito del diseño o proyecto como en el de la realización u Obra.

Las especificaciones técnicas se clasifican en:

i) Especificaciones de DISEÑO.
ii) Especificaciones de CONSTRUCCIÓN.
   a) Especificaciones Generales,
   b) Especificaciones Particulares y
   c) Especificaciones Complementarias.

Las cuales se describen de la siguente manera:

- ✓ Especificaciones Generales: Son aquellas instrucciones que definen las características de los materiales y los equipos a emplear, determinan los procedimientos constructivos, los métodos de control de calidad y los criterios para la aceptación o el rechazo de los materiales o de la construcción, fijan la modalidad de elaboración de las valorizaciones y el cronograma de pagos. Son válidas para las obras o para un grupo de obras del organismo contratante.

- ✓ Especificaciones Particulares: Instrucciones que modifican las especificaciones generales, debido a las condiciones especiales de un proyecto determinado; deben ser justificadas por el autor del proyecto y aprobadas por el organismo contratante. Son válidas solamente para el proyecto específico.

- ✓ Especificaciones Complementarias: Instrucciones referidas a obras particulares; establecen procedimientos y especificaciones sobre métodos de ensayo no previstos en las normas nacionales vigentes ni en las instrucciones generales.

1.0.4 NOTACIONES y UNIDADES

Para el uso del presente "***MANUAL DE CARRETERAS DEL PARAGUAY***" se establecen referencialmente las siguientes notaciones y unidades de referencia.

La construcción de la Notación para representar un término o cantidad se realiza de acuerdo con las siguientes reglas:

1.0.4.1 Notaciones

- ✓ 1° Letra principal:
   a) Las letras mayúsculas latinas se emplean para designar momentos estáticos, esfuerzos cortantes, esfuerzos normales, cargas concentradas, áreas, momentos, momentos de inercia y módulos de elasticidad.

b) Las letras minúsculas latinas se emplean para designar solicitaciones unitarias, dimensiones lineales, resistencias y subíndices.
c) Las letras mayúsculas griegas NO se utilizan, salvo en símbolos matemáticos.
d) Las letras minúsculas griegas se emplean para designar coeficientes adimensionales, ángulos, tensiones, deformaciones y pesos específicos.

✓ 2° Subíndices Descriptivos:

Se emplean para todos los casos los siguientes subíndices, basados en la lengua inglesa:

b: Adherencia (*bond*)
c: Hormigón (*concrete*)
d: Cálculo o diseño (*design*)
e: Elástico, eficaz
f: Fuerzas y otras acciones; a la de viga en T (*flange*)
g: Carga permanente
l: Longitudinal
m: Valor medio
q: Carga variable
r: Fisuración (*cracking*)
s: Acero (*steel*)
t: Transversal
u: Ultimo (estado límite)
v: Cortante
w: Viento (*wind*); alma de una viga (*web*)

1.0.4.2 Unidades

El sistema de unidades utilizado en todo el "***MANUAL DE CARRETERAS DEL PARAGUAY***" es el Sistema Internacional de Unidades **S.I.**, aunque todavía es de uso frecuente el "Sistema Práctico M.K.S." (metro-kilopondio-segundo).

La correspondencia entre las unidades de ambos sistemas es la siguiente:

a) Un kilopondio (kp) o kilogramo fuerza (kgf) vale alrededor de 9,8 newton (N):

1 kp = 1 kgf = 9,8 N

e inversamente: 1 N = 0,102 kp = 0,102 kgf

b) Un kilopondio por centímetro cuadrado (1 kp/cm^2) vale alrededor de 98.000 pascal (Pa), siendo el pascal un newton por metro cuadrado:

$$1 \text{ kp/cm}^2 = 98.000 \text{ Pa} = 98.000 \text{ N/m}^2$$

Se recomienda utilizar el newton por milímetro cuadrado (N/mm^2), también llamado megapascal (MPa) o meganewton por metro cuadrado:

$$1 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ MN/m}^2 = 10{,}2 \text{ kp/cm}^2$$

En las presentes especificaciones de diseño existen las excepciones:

W denota el peso específico del hormigón en la expresión empírica para el módulo de elasticidad o módulo de Young del hormigón debe ser usado en kg/m^3.

S representa la velocidad de diseño en el cálculo de la fuerza centrífuga, debe ser tomada en km/hr.

1.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

1.1.1 OBJETIVOS Y ALCANCES

Los estudios topográficos tendrán como objetivos:

- Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos.
- Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica.
- Geología, geotecnia, así como, de ecología y sus efectos en el medio ambiente.
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

Los estudios topográficos deberán comprender como mínimo lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000, con curvas de nivel a intervalos de 1 m. y comprendiendo por lo menos 100 m. a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).

- Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con planos a escala entre 1/100 y 1/250, considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1 m. y con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal. Los planos deberán indicar los accesos del puente, así como autopistas, caminos, vías férreas y otras posibles referencias. Deberá igualmente indicarse con claridad la vegetación existente.

En el caso de puentes sobre cursos de agua deberá hacerse un levantamiento detallado del fondo (batimetría del lecho). Será necesario indicar en planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas, así como, los observados en eventos de carácter excepcional.

Cuando las circunstancias lo ameriten, deberán indicarse los meandros del río.

Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y término de tramos curvos; ubicación o colocación de mojones de referencia con placa identificatoria.

Levantamiento catastral de las zonas aledañas al puente, cuando existan edificaciones u otras obras que interfieran con el puente o sus accesos o que requieran ser expropiadas.

1.1.2 INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación y el grado de precisión empleados para los trabajos de campo el procesamiento de los datos deberán ser consistentes con la dimensión del puente y sus accesos y con la magnitud del área estudiada. En cualquier caso los instrumentos y los procedimientos empleados deberán corresponder a la mejor práctica de la ingeniería.

1.1.3 DOCUMENTACIÓN

La topografía de la zona donde se ubicará el puente deberá documentarse mediante planos con curvas de nivel y fotografías, registros digitales e informes.

Los informes deberán detallar las referencias preliminares consultadas, la descripción y las características técnicas del equipo utilizado para la toma de datos, la metodología seguida para el procesamiento de los datos de campo y la obtención de los resultados.

Si se dispusiera de estudios topográficos previos, de zonas adyacentes o que involucren el área del proyecto, éstos deberán ser revisados a fin de verificar la compatibilidad de la información obtenida.

Los planos serán presentados en láminas siguiendo los formatos preconizados por la norma (tipo A0 ó A1), excepto cuando las dimensiones de la estructura hagan indispensable el uso de un formato distinto.

Los registros digitales serán entregados en medios magnéticos en un formato compatible con los programas especializados utilizados por el MOPC.

1.2 ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

1.2.1 OBJETIVOS

Los objetivos de los estudios son establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su

ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- Ubicación óptima del cruce.
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- Área de flujo a ser confinada por el puente.
- Nivel de aguas máximas (NAM) en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidades de socavación general, por contracción y local.

- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- Obras de protección necesarias.
- Previsiones para la construcción del puente. En el caso de reemplazo de un puente colapsado es conveniente obtener los parámetros de diseño anteriores.
- Visita de campo; reconocimiento del lugar tanto en la zona de cruce como de la cuenca global.
- Recolección y análisis de información hidrométrica y meteorológica existente; esta información puede ser proporcionada por entidades locales o nacionales, por ejemplo: Ministerio de Agricultura, Dirección de Meteorología del Ministerio de Defensa Nacional, o entidades encargadas de la administración de los recursos hídricos del lugar.
- Caracterización hidrológica de la cuenca, considerada hasta el cruce del curso de agua; en base a la determinación de las características de respuesta lluvia - escorrentía, y considerando aportes adicionales en la cuenca, se analizará la aplicabilidad de los distintos métodos de estimación del caudal máximo.
- Selección de los métodos de estimación del caudal máximo de diseño; para el cálculo del caudal máximo a partir de datos de lluvia se tienen: el método racional, métodos en base a hidrogramas unitarios sintéticos, métodos empíricos, etc., cuya aplicabilidad depende de las características de la cuenca; en caso de contarse con registros hidrométricos de calidad comprobada, puede efectuarse un análisis de frecuencia que permitirá obtener directamente valores de caudal máximo para distintas probabilidades de ocurrencia (períodos de retorno).
- Estimación de los caudales máximos para diferentes períodos de retorno y según distintos métodos; en todos los casos se recomienda llevar a cabo una prueba de ajuste de los distintos métodos de análisis de frecuencia (Gumbel, Log - Pearson Tipo III, Log – Normal, etc.) para seleccionar el mejor.
  Adicionalmente, pueden corroborarse los resultados bien sea mediante factores obtenidos a partir de un análisis regional o, de ser posible, evaluando las huellas de nivel de la superficie de agua dejadas por avenidas extraordinarias recientes.

- Evaluación de las estimaciones de caudal máximo; elección del resultado que, a criterio del ingeniero, se estima confiable y lógico.
- Determinación del período de retorno y la descarga máxima de diseño; el período de retorno dependerá de la importancia de la estructura y consecuencias de su falla, debiéndose garantizar un estándar hidráulico mayor para el diseño de la cimentación del

puente que el usualmente requerido para el dimensionamiento del área de flujo a ser confinada por el puente.

- Caracterización morfológica del cauce; es especialmente importante la determinación de la estabilidad, estática o dinámica, o inestabilidad del cauce, y asimismo, el aporte de escombros desde la cuenca, los cuales permitirán pre-establecer las condiciones a las que estará expuesta la estructura.
- Determinación de las características físicas del cauce, incluyendo las llanuras de inundación; estas incluyen la pendiente del cauce en el tramo de estudio, diámetro medio del material del lecho tomado a partir de varias muestras del cauce, coeficientes de rugosidad considerando la presencia o no de vegetación, materiales cohesivos, etc.
- Selección de secciones transversales representativas del cauce y obtención del perfil longitudinal; la longitud del tramo a ser analizado dependerá de las condiciones de flujo previstas, por ejemplo, alteraciones aguas arriba o aguas abajo que debieran considerarse.
- Determinación del perfil de flujo ante el paso del caudal de diseño a lo largo del cauce.
- Determinación de las características hidráulicas del flujo; estas comprenden la velocidad media, ancho superficial, área de flujo, pendiente de la línea de energía, nivel de la superficie de agua, etc., cuyos valores son necesarios para la determinación de la profundidad de socavación.
- Determinación de las profundidades de socavación general, por contracción, local y total.
- Evaluación de las estimaciones de socavación total.
- Recomendaciones de protección y/o consideraciones de diseño adicionales.

1.2.2 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

Los puentes ubicados en el cruce con un curso de agua deben ser diseñados de modo que las alteraciones u obstáculos que estos representen ante este curso de agua sean previstos y puedan ser admitidos en el desempeño de la estructura a lo largo de su vida útil o se tomen medidas preventivas. Para esto, deben establecerse las características hidrogeodinámicas del sistema fluvial con el objeto de determinar la estabilidad de la obra respecto al comportamiento del cauce. Es importante considerar la posible movilidad del cauce, el aporte de escombros desde la cuenca y los fenómenos de socavación, así como, la posibilidad de ocurrencia de derrumbes, deslizamientos e inundaciones.

Dado que, generalmente, el daño ocasional producido a la vía y accesos aledaños al puente ante una avenida extraordinaria puede ser rápidamente reparado para restaurar el servicio de tráfico y, de otro lado, un puente que colapsa o sufre daños estructurales mayores ante la erosión puede amenazar la seguridad de los transeúntes, así como, crear impactos sociales y pérdidas económicas significativas por un largo período de tiempo, debe considerarse mayor riesgo en la determinación del área de flujo a ser confinada por el puente que en la estimación de las profundidades de socavación.

El estudio debe indicar los períodos de sequía, de avenidas, y de transición, para recomendar las previsiones a tomarse en cuenta antes, durante y después de la construcción de las estructuras ubicadas en el cauce.

1.2.3 INTERRELACIÓN CON LOS ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

En el caso de puentes sobre cursos de agua, la información sobre la geomorfología y las condiciones del subsuelo del cauce y alrededores son complementarias con aquella obtenida de los estudios hidrológicos. El diseño de los elementos de la subestructura se realizará tomando en cuenta los aspectos de ingeniería estructural, geotécnica e hidráulica en forma conjunta.

El nivel de ubicación de la cimentación depende del tipo de cimentación, esto es, si es superficial o profunda, va apoyada sobre roca o suelo, etc. y deberá estar por debajo de las profundidades de socavación estimadas.

1.2.4 INFORMACIÓN DE APOYO

Para el óptimo logro de los objetivos, el estudio de hidrología e hidráulica debe apoyarse en la siguiente información adicional:

- Perfil estratigráfico del suelo.
- Tamaño, gradación del material del lecho.
- Secciones transversales del cauce.
- Vista en planta del curso de agua.
- Características de la cuenca.
- Datos de erosión en otros puentes.
- Historial de avenidas.
- Ubicación del puente respecto a otras estructuras.
- Carácter del curso de agua (perenne, intermitente, etc.).
- Geomorfología del lugar (con llanuras de inundación; cruza deltas o abanicos aluviales, meándrico, recto, trenzado, etc.).
- Historial erosivo del curso de agua.
- Historial de desarrollo del curso de agua y de la cuenca. Adquirir mapas, fotografías aéreas; entrevistar residentes locales; revisar proyectos de recursos hídricos planificados a futuro.
- Evaluación cualitativa del lugar con un estimado del potencial de movimiento del curso de agua y su efecto sobre el puente.

1.2.5 DOCUMENTACIÓN REQUERIDA

Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá, como mínimo, lo siguiente:

- Características del río en la zona del proyecto.
- Régimen de caudales.
- Características hidráulicas.
- Caudal de diseño y período de retorno.
- Definición de la luz del puente y de los niveles del fondo de la superestructura.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- Características de las obras de defensa y de encauzamiento.
- Conclusiones y Recomendaciones.

1.3 ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

1.3.1 ESTUDIOS GEOLÓGICOS

1.3.1.1 Objetivos

Establecer las características geológicas, tanto local como general de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

1.3.1.2 Alcance

El programa de estudios deberá considerar exploraciones de campo, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura del proyecto.

Los estudios geológicos y geotécnicos comprenderán:

- Revisión de información existente y descripción de la geología a nivel regional y local.
- Descripción geomorfológica.
- Zonificación geológica de la zona.
- Definición de las propiedades físicas y mecánicas de suelos y/o rocas.
- Definición de zonas de deslizamientos y aluviones sucedidos en el pasado y de potencial ocurrencia en el futuro.
- Recomendación de canteras para materiales de construcción.
- Identificación y caracterización de fallas geológicas.

1.3.2 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

1.3.2.1. Objetivos

Establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

1.3.2.2. Alcances

El estudio debe considerar exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y las condiciones del suelo. Los estudios deberán comprender la zona de ubicación del puente, estribos, pilares y accesos.

Los Estudios geotécnicos comprenderán:

- Ensayos de campo en suelos y/o rocas.
- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o roca extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.
- Definición de tipos y profundidades de cimentación adecuada, así como, parámetros geotécnicos preliminares para el diseño del puente a nivel de anteproyecto.

- Dependiendo de la envergadura del proyecto y del tipo de suelo se podrán realizar ensayos de refracción sísmica, complementados por perforaciones o excavaciones de verificación en sustitución a los trabajos antes mencionado.
- Presentación de los resultados y recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.

1.3.2.3 Sondeos

La cantidad y profundidad de sondeos deberá tomar en cuenta la magnitud complejidad del proyecto. En el caso de puentes de hasta 100 metros, se preverá como mínimo un sondeo de exploración por cada componente, sea éste estribo, zapata, pilar, bloque de anclaje, grupo de pilotes, etc. En caso de puentes de gran longitud, deberá tomarse en cuenta la variabilidad de las condiciones del terreno a lo largo del eje del puente.

La profundidad de las exploraciones y sondeos estará definida considerando un pre-dimensionamiento de la cimentación y las condiciones locales del subsuelo. Si las condiciones del subsuelo lo requieren se deberá extender la profundidad de los sondeos por debajo del nivel de cimentación de 2 a 3 veces el ancho previsto de las zapatas ó 2 metros bajo el nivel inferior de las cimentaciones profundas. En el caso de macizos rocosos, se requerirá extender la profundidad de los sondeos de 1 a 3 metros por debajo del nivel estimado de cimentación.

1.3.2.4 Ensayos De Campo

Los ensayos de campo serán realizados para obtener los parámetros de resistencia y deformación de los suelos o rocas de fundación, así como, el perfil estratigráfico con sondeos que estarán realizadas en función de la longitud del puente, número de estribos, pilares y longitud de accesos. Los métodos de ensayo realizados en campo deben estar claramente referidos a prácticas establecidas y normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos. Pueden considerarse los ensayos que se listan a continuación:

a) Ensayos en Suelos:

• Ensayo de Penetración Estándar (SPT).
• Ensayo de Placa Estático.
• Ensayo de Permeabilidad.
• Ensayo de Refracción Sísmica.

b) Ensayos en Rocas:

• Ensayo de Compresión Uniaxial en Roca débil.
• Determinación de la Resistencia al Corte Directo, en discontinuidades de roca.
• Ensayo de Carga en Placa Flexible.
• Ensayo de Carga en Placa Rígida.

1.3.2.5 Ensayos De Laboratorio

Los métodos usados en los ensayos de laboratorio deben estar claramente referidos a normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos. Pueden considerarse los ensayos que se listan a continuación:

a) Ensayos en Suelos:

- Contenido de humedad.
- Gravedad específica.
- Distribución granulométrica.
- Determinación del límite líquido y límite plástico.
- Ensayo de corte directo.
- Ensayo de compresión no-confinada.
- Ensayo triaxial no consolidado - no drenado.
- Ensayo triaxial consolidado - no drenado.
- Ensayo de consolidación.
- Ensayo de permeabilidad.
- Ensayo Proctor Modificado y CBR.

b) Ensayos en Rocas:

- Determinación del módulo elástico.
- Ensayo de compresión triaxial.
- Ensayo de compresión no-confinada.
- Ensayo de resistencia a la rotura.

1.3.3 INTERRELACIÓN CON LOS ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

En caso de puentes sobre cursos de agua, la información sobre la geomorfología y las condiciones del subsuelo del cauce y alrededores, son complementarias con aquella obtenida de los estudios hidrológicos. El diseño de los elementos de la subestructura se realizará tomando en cuenta además la influencia de la socavación y la subpresión en el diseño. El nivel de cimentación deberá estar por debajo de la profundidad de socavación estimada.

1.3.4 DOCUMENTACIÓN

Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá, como mínimo, lo siguiente:

- Exploración geotécnica. Indicación de sondeos y ensayos de campo y laboratorio realizados. Se indicarán las normas de referencia usadas para la ejecución de los ensayos. Los resultados de los sondeos deben ser presentados con descripciones precisas de los estratos de suelo

y/o base rocosa, clasificación y propiedades físicas de los suelos y/o roca, indicación del nivel freático y resultados de los ensayos de campo.

- Descripción precisa de los estratos de suelos, clasificación y propiedades físicas de los suelos.
- Indicación del nivel freático.
- De los resultados de ensayos de campo y de laboratorio. Como mínimo se deben establecer los siguientes parámetros de acuerdo al tipo de suelo: peso volumétrico, resistencia al corte, compresibilidad, potencial de expansión o de colapso, potencial de licuación. En caso de rocas, se deberán establecer: dureza, compacidad, resistencia al intemperismo, índice de calidad y resistencia a la compresión.
- Tipos y profundidades de cimentación recomendadas.
- Normas de referencia usados en los ensayos.
- Canteras para materiales de construcción y características de los materiales de las canteras.
- Zonas de deslizamientos y aluviones pasados.
- Conclusiones y recomendaciones.

1.4 OBJETIVOS DE DISEÑO

1.4.1 SEGURIDAD

La responsabilidad primaria del Ingeniero será velar por la seguridad pública.

1.4.2 CONDICIONES DE SERVICIO

1.4.2.1 Durabilidad

1.4.2.1.1 Materiales

La documentación técnica debe exigir materiales de calidad y la aplicación de estrictas normas de fabricación y montaje.

Cuando se utilicen piezas de acero estructural éste debe ser de tipo auto protector, o bien tener sistemas de recubrimiento de larga duración o protección catódica.

Las barras de armadura y cables de pretensado de los elementos de hormigón que se anticipa estarán expuestos a sales transportadas por el aire o por el agua deben estar protegidos mediante una combinación adecuada de resina epoxi y/o recubrimiento galvanizado, recubrimiento de hormigón, densidad o composición química del hormigón, incluyendo incorporación de aire y una pintura no porosa sobre la superficie del hormigón o protección catódica.

Los ductos que contienen cables de pretensado deben ser llenados con mortero o protegidos contra la corrosión de alguna otra manera.

Los accesorios y sujetadores usados en las construcciones de madera deben ser de acero inoxidable, hierro maleable, aluminio o acero galvanizado, recubiertos de cadmio o con algún otro recubrimiento. Los elementos de madera se deben tratar con conservantes.

Los productos de aluminio se deben aislar eléctricamente de los elementos de acero y hormigón.

Se deben proteger los materiales susceptibles a los daños provocados por la radiación solar y/o la contaminación del aire.

Se debe tomar en consideración la durabilidad de los materiales en contacto directo con el suelo y/o el agua.

1.4.2.1.2 Medidas de Autoprotección

Se deben proveer canaletas de goteo (goterón) continuas a lo largo de la cara inferior de los tableros de hormigón a una distancia no mayor que 250 mm a partir de los bordes de las caras del elemento expuesto a la lluvia. Si el tablero está interrumpido por una junta sellada todas las superficies de las pilas y estribos, a excepción de los asientos, deben tener una pendiente mínima hacia sus bordes de 5 por ciento. Si se trata de juntas abiertas está pendiente mínima se debe aumentar a 15 por ciento. En el caso de las juntas abiertas los apoyos deben estar protegidos contra el contacto con las sales y detritos.

Las superficies de rodamiento se deben interrumpir en las juntas del tablero y se debe proveer una transición suave hacia el dispositivo que forma la junta del tablero.

Los encofrados de acero se deben proteger contra la corrosión de acuerdo con las especificaciones del Propietario.

1.4.2.2 Condiciones de Inspección

Cuando no sea posible emplear otros medios de inspección se deberán proveer escaleras para inspección, pasarelas, bocas de acceso cubiertas y, en caso de ser necesario, instalaciones para su iluminación.

Siempre que sea factible se debe proveer acceso para permitir inspecciones manuales o visuales del interior de los elementos celulares y de las áreas de interfase donde se pueden producir movimientos relativos, incluyendo un espacio libre superior adecuado en las secciones encajonadas.

1.4.2.3 Mantenimiento

Se deben evitar los sistemas estructurales de difícil mantenimiento. Si las condiciones climáticas y/o el tráfico determinan que podría ser necesario reemplazar el tablero del puente antes del final de la vida de servicio requerida, la documentación técnica debe indicar cuáles serán las provisiones para el reemplazo del tablero, o bien se debe proveer resistencia estructural adicional.

Las áreas alrededor de los asientos y debajo de las juntas del tablero se deberían diseñar de manera de facilitar el tesado, limpieza, reparación y reemplazo de los rodamientos y juntas.

Los puntos de tesado deben estar indicados en los planos, y la estructura se debe diseñar para las fuerzas de tesado. Se deben evitar las cavidades y rincones inaccesibles. Se deben evitar o asegurar las cavidades que podrían inducir a las personas o animales a habitarlas.

1.4.2.4 Facilidad para el Tránsito

El tablero del puente se debe diseñar de manera que permita el movimiento suave del tráfico. En los caminos pavimentados se debería disponer una losa estructural de transición entre el acceso y el estribo del puente. En los planos o en las especificaciones o requisitos especiales se deben indicar las tolerancias constructivas con respecto al perfil del tablero terminado.

El número de juntas del tablero no debe ser mayor que el mínimo número que resulte práctico. En los tableros de hormigón expuestos al tráfico los bordes de las juntas se deberían proteger contra la abrasión y la posibilidad de descantillados.

Los planos de las juntas prefabricadas deben especificar que todos los elementos que componen la junta deben ser montados como una unidad.

Si se utilizan tableros de hormigón sin un sobre-capa inicial, se debería considerar la adición de un espesor adicional de 10 mm que permita corregir el perfil del tablero por pulido y compensar la pérdida de espesor producida por la abrasión.

1.4.2.5 Instalaciones para Servicios Públicos

Cuando resulte necesario se deberán tomar recaudos para soportar y permitir el mantenimiento de las cañerías, cables y demás componentes de los servicios públicos.

1.4.2.6 Deformaciones

1.4.2.6.1 Requisitos Generales

Los puentes se deberían diseñar de manera de evitar los efectos estructurales o psicológicos indeseados que provocan las deformaciones. A pesar de que, salvo en el caso de los tableros de placas ortótropas, las limitaciones referidas a deflexiones y profundidad son optativas, cualquier desviación importante de las prácticas relacionadas con la esbeltez y las deflexiones que en el pasado resultaron exitosas debería provocar la revisión del diseño para determinar que el puente se comportará satisfactoriamente.

1.4.2.6.2 Criterios para la Deflexión

Los criterios de esta sección se deben considerar optativos, a excepción de los requisitos para tableros ortótropos, que se deben considerar obligatorios.

Para la aplicación de estos criterios la carga del vehículo debe incluir el incremento por carga dinámica.

Si un Propietario decide invocar el control de las deflexiones se pueden aplicar los siguientes principios:

- Al investigar la máxima deflexión absoluta, todos los carriles de diseño deberían estar cargados, y se debería asumir que todos los elementos portantes se deforman igualmente;
- Para el diseño compuesto, el diseño de la sección transversal debería incluir la totalidad del ancho de la carretera y las porciones estructuralmente continuas de las barandas, aceras y barreras divisorias;
- Al investigar los máximos desplazamientos relativos, el número y posición de los carriles cargados se deberían seleccionar de manera que se produzca el peor efecto diferencial;
- Se debería utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga viva de la Combinación de Cargas de Servicio I de la ***Tabla 4.5.1-1***, incluyendo el incremento por carga dinámica, IM;
- La sobrecarga viva se debe tomar del ***Artículo 4.3.2.3.6***;
- Se deberían aplicar los requisitos del ***Artículo 4.3.2.2***; y
- Para puentes oblicuos se puede usar una sección transversal recta, y para puentes curvos y puentes curvos oblicuos se puede usar una sección transversal radial.
- En ausencia de otros criterios, para las construcciones de acero, u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:
- Carga vehicular, general..... Longitud/800,
- Cargas vehiculares y/o peatonales..... Longitud/1000,
- Carga vehicular sobre voladizos..... Longitud/300, y
- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos… ..... Longitud/375.

1.4.2.6.3 Criterios Opcionales para Relaciones Longitud de Tramo-Altura (canto) de la pieza estructural

Si un Propietario decide invocar controles sobre las relaciones longitud-canto, en ausencia de otros criterios, se pueden considerar los límites indicados en la ***Tabla 1.4.2.6.3- 1***, donde *S* es la longitud de la losa y *L* es la longitud de tramo, ambas en mm. Si se utiliza la ***Tabla 1.4.2.6.3-1***, a menos que se especifique lo contrario los límites indicados en la misma se deben aplicar al canto o alura total.

Tabla 1.4.2.6.3-1 – Alturas o cantos mínimos utilizados tradicionalmente para superestructuras de altura o canto constante.

Superestructura		Altura o canto mínimo (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de altura variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	**Tipo**	**Tramos simples**	**Tramos continuos**
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30}$ **≥ 165 mm**
	Vigas T	0,070 *L*	**0,065 *L***
	Vigas cajón	0,060 *L*	**0,055 *L***
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 *L*	**0,033 *L***
Hormigón Pretensado	Losas	0,030 *L* ≥ 165 mm	**0,027 *L* ≥ 165 mm**
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 *L*	**0,040 *L***
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 *L*	**0,040 *L***
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 *L*	**0,030 *L***
	Vigas cajón adyacentes	0,030 *L*	**0,025 *L***
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0,040 *L*	**0,032 *L***
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 *L*	**0,027 *L***
	Cerchas	**0,100 *L***	**0,100 *L***

1.4.2.7 Consideración de Futuros Ensanchamientos

1.4.2.7.1 Vigas Exteriores en Puentes con Vigas múltiples

A menos que un futuro ensanchamiento sea virtualmente inconcebible, la capacidad de carga de las vigas exteriores no debe ser menor que la capacidad de carga de una viga interior.

1.4.2.7.2 Subestructura

Si se anticipa un futuro ensanchamiento, se debería considerar diseñar la subestructura para la condición ensanchada.

1.4.3 EDIFICABILIDAD

Los puentes se deberían diseñar de manera tal que su fabricación y erección se puedan realizar sin dificultades ni esfuerzos indebidos y que las tensiones residuales incorporadas durante la construcción estén dentro de límites

1.4.4 ECONOMÍA

1.4.4.1 Requisitos Generales

Los tipos estructurales, longitudes de tramo y materiales se deben seleccionar considerando debidamente el costo proyectado. Se debe considerar el costo de gastos futuros durante la vida de servicio proyectada para el puente.

También se deben considerar factores regionales tales como las restricciones relacionadas con la disponibilidad de materiales, fabricación, ubicación, transporte e izado de elementos o equipos.

1.4.4.2 Planos Alternativos

Si los estudios económicos no permiten determinar una elección clara, el Propietario puede requerir la preparación y cotización de documentación técnica alternativa. Los planos de diseño alternativos deben tener el mismo valor de seguridad, condiciones de servicio y estética.

Siempre que sea posible, se deberían evitar los puentes móviles sobre vías navegables. Si se propone un puente móvil, las comparaciones económicas deberían incluir al menos una alternativa de puente fijo.

1.4.5 ESTÉTICA DEL PUENTE

Los puentes deberían complementar sus alrededores, ser de formas elegantes y presentar un aspecto de resistencia adecuada.

Los Ingenieros deberían tratar de lograr una apariencia más agradable mejorando las formas y las relaciones entre los propios elementos estructurales. Se debería evitar la aplicación de adornos u ornamentos extraordinarios y no estructurales.

Se deberían considerar los siguientes lineamientos:

- Durante la etapa correspondiente a la selección del sitio de emplazamiento y ubicación se deberían estudiar diseños alternativos sin pilas o con pocas pilas, y estos estudios se deberían refinar durante la etapa de diseño preliminar.
- La forma de las pilas debería ser consistente con la superestructura en cuanto a su forma y detalles.
- Se deberían evitar cambios abruptos en la geometría de los elementos y el tipo estructural. Si es imposible evitar la interfase de diferentes tipos estructurales, se debería procurar una transición estéticamente suave entre un tipo y otro.
- No se deberían descuidar los detalles, tales como, las bajadas del drenaje del tablero.
- Si consideraciones económicas o funcionales determinan el uso de una estructura de cruce, el sistema estructural se debería seleccionar de manera de lograr una impresión visual de amplitud y orden.
- Siempre que sea posible se debe evitar usar el puente como apoyo de los sistemas de señalización e iluminación.
- Los rigidizadores transversales, a excepción de aquellos ubicados en los puntos de apoyo, no deberían ser visibles en elevación.
- Para salvar barrancos profundos se deberían preferir las estructuras tipo arco.
- El puente en su globalidad tiene una relación clara y lógica con sus alrededores.

Se han propuesto diferentes procedimientos para integrar el concepto estético dentro del proceso de diseño (*Gottemoeller 1991*). Debido a que los principales elementos estructurales de un puente son los de mayor tamaño y los que saltan a la vista en primer término, éstos determinan la apariencia del puente. Por lo tanto, los Ingenieros deberían intentar lograr una excelente apariencia de los componentes de un puente según el siguiente orden de importancia:

- Alineación horizontal y vertical y ubicación en relación con el ambiente;
- Tipo de superestructura, es decir, en arco, puente de viga compuesta, etc.;
- Ubicación de las pilas;
- Ubicación y altura de los estribos;
- Geometría de la superestructura;
- Geometría de las pilas;
- Geometría de los estribos;
- Detalles de parapetos y barandas;
- Colores y texturas de las superficies; y
- Ornamentación.

El Diseñador debería determinar la probable ubicación de la mayoría de las personas que verán el puente, luego utilizar esta información como guía para juzgar la importancia de los diferentes elementos desde el punto de vista de la apariencia de la estructura.

Para analizar la estética de las estructuras se pueden usar perspectivas preparadas a partir de fotografías tomadas desde las visuales más importantes. Las maquetas también pueden resultar útiles.

Se debería revisar la estética de los detalles para verificar que concuerden con el diseño conceptual del puente.

1.5 ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL

1.5.1 ENFOQUE

La Construcción de un puente modifica el medio y en consecuencia las condiciones socio - económicas, culturales y ecológicas del ámbito donde se ejecutan; y es allí cuando surge la necesidad de una evaluación bajo un enfoque global ambiental.

Muchas veces esta modificación es positiva para los objetivos sociales y económicos que se tratan de alcanzar, pero en muchas otras ocasiones la falta de un debido planeamiento en su ubicación, fase de construcción y etapa de operación puede conducir a serios desajustes debido a la alteración del medio.

1.5.2 OBJETIVOS Y ALCANCES

Los estudios ecológicos tendrán como finalidad:

- Identificar en forma oportuna el problema ambiental, incluyendo una evaluación de impacto ambiental en la concepción de los proyectos. De esta forma se diseñarán proyectos con mejoras ambientales y se evitará, atenuará o compensará los impactos adversos.
- Establecer las condiciones ambientales de la zona de estudio.
- Definir el grado de agresividad del medio ambiente sobre la subestructura y la superestructura del puente.
- Establecer el impacto que pueden tener las obras del puente y sus accesos sobre el medio ambiente, a nivel de los procedimientos constructivos y durante el servicio del puente.
- Recomendar las especificaciones de diseño, construcción y mantenimiento para garantizar la durabilidad del puente.

1.5.3 REQUERIMIENTO DE LOS ESTUDIOS

La evaluación de Impacto Ambiental será establecida por la autoridad competente y es necesaria sobre todo en aquellos proyectos con mayor potencial para impactar negativamente en el ambiente como son las nuevas estructuras.

Los estudios deben desarrollarse basándose en el Marco Legal de la Secretaría del Medio Ambiente que aprueba los "Términos de Referencia para Estudios de Impacto Ambiental en la Construcción

Vial y en el "Manual Ambiental para el Diseño y Construcción de Vías" propuesto por la Dirección General del Medio Ambiente.

1.5.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS

La metodología a seguir en un estudio de Impacto Ambiental será la siguiente:

1. Identificación de Impactos

Consiste en identificar los probables impactos a ser investigados, para lo cual es necesario conocer primero de la manera más amplia el escenario sobre el cual incide el proyecto cuya ubicación, ejecución y operación afectará el entorno ecológico. Así mismo, es imprescindible el conocimiento del proyecto a desarrollar, que involucra no sólo el contexto técnico sino también las repercusiones sociales y experiencias del desarrollo de este tipo de proyectos en otros escenarios.

2. Previsión de Impactos

El objetivo en este nivel está orientado hacia la descripción cuantitativa o cualitativa, o una combinación de ambas, de las principales consecuencias ambientales que se han detectado en el análisis previo.

3. Interpretación de Impactos

Implica analizar cuán importante es la alteración medio ambiental en relación a la conservación original del área.

4. Información a las comunidades y a las autoridades sobre los impactos ambientales

En esta etapa hay que sintetizar los impactos para presentarlos al público que será afectado por los impactos ambientales detectados y a las autoridades políticas con poder de decisión. La presentación deberá ser lo suficientemente objetiva para mostrar las ventajas y desventajas que conlleva la ejecución del proyecto.

5. Plan de Monitoreo o Control Ambiental

Fundamentalmente en esta etapa se debe tener en cuenta las propuestas de las medidas de mitigación y de compensación en función de los problemas detectados en los pasos previos considerados en el Estudio; asimismo, la supervisión ambiental sustentada en normas legales y técnicas para el cumplimiento estricto de las recomendaciones.

1.5.5 INFORMACIÓN MÍNIMA QUE REQUIEREN LOS ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL EN PUENTES

La información mínima para un estudio de Impacto Ambiental en Puentes será:

1. Fauna silvestre.
2. Flora adyacente.
3. Presencia de agua en el cauce.
4. Relieve topográfico.
5. Deforestación en los taludes del cauce.
6. Probabilidad de erosión lateral de los taludes.
7. Material sedimentado en el Lecho del cauce.
8. Presencia de recursos hidrobiológicos.
9. Valor estético del paisaje.
10. Densidad de población.
11. Red de transportes adyacentes.
12. Otras estructuras adyacentes.

1.5.6 DOCUMENTACIÓN

Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá, como mínimo lo siguiente:

- Descripción de los componentes ambientales del área de influencia del Proyecto.
- Análisis de la información sobre el estado de los puentes adyacentes a la zona del proyecto.
- Aplicaciones Metodológicas e identificación de Impactos Ambientales Potenciales.
- Identificación de Medidas Preventivas y Correctivas.
- Conclusiones y Recomendaciones.

1.6 ESTUDIOS DE TRÁFICO

1.6.1 OBJETIVOS

Cuando la magnitud o envergadura de la obra así lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondientes a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, con el objetivo de determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

1.6.2 METODOLOGÍA

La metodología a seguir será la siguiente:

- Conteo de Tráfico
  Se definirán estaciones de conteo ubicadas en el área de influencia (indicando en un gráfico). Se colocará personal calificado, provisto de formatos de campo, donde anotarán la información acumulada por cada rango horario.

- Clasificación y Tabulación de la Información
  Se deberán adjuntar cuadros indicando el volumen y clasificación vehicular por estación.

- Análisis y consistencia de la información
  El conteo se llevará a cabo comparando con estadísticas existentes a fin de obtener los factores de corrección estacional para cada estación.

- Tráfico actual
  Se deberá obtener el Índice Medio Diario (I.M.D) de los conteos de volúmenes de tráfico y del factor de corrección determinado del análisis de consistencia.

1.6.3 DOCUMENTACIÓN

Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá como mínimo lo siguiente:

- Resultados de clasificación por tipo de vehículo para cada estación y por sentido.
- Resultados de vehículos totales para cada estación y por sentido.
- Índice Medio Diario (I.M.D) por estación y sentido.
- Plano ubicando las estaciones de conteo e indicando cada sentido.
- Conclusiones y Recomendaciones

1.7 ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS

1.7.1 OBJETIVOS

Realizar coordinaciones con Entidades Públicas, Entidades del Sector Privado y con terceros a fin de cumplir con todo lo estipulado en los términos de referencia.

1.7.2 ALCANCES

Los estudios se refieren a aquellos trabajos que son complementarios a los estudios básicos, como son las Instalaciones Eléctricas, Instalaciones Sanitarias, Señalización, Coordinaciones con terceros y cualquier otro que sea necesario al proyecto.

En lo que se refiere a Instalaciones Eléctricas, la factibilidad del servicio, así como su punto de aplicación, y en lo que se refiere a Instalaciones Sanitarias, la verificación y posibles influencias de las redes existentes de Agua y/o Desagüe serán coordinadas con los organismos encargados de los servicios de Electricidad y Saneamiento respectivamente.

La señalización deberá estar de acuerdo con las necesidades del puente y accesos y en concordancia con el Manual de Señalización vigente. Cualquier imprevisto o problema deberá ser coordinado con la Municipalidad respectiva y/o con terceros que pudieran estar relacionados.

1.7.3 DOCUMENTACIÓN

Se deberá documentar mediante un informe detallado de todas las coordinaciones efectuadas. Este informe deberá incluir por lo menos:

- Documentos que iniciaron las coordinaciones y sus respectivos documentos de respuesta.
- El informe deberá indicar los puntos más importantes de las coordinaciones, indicando fechas, nombres y direcciones o teléfono de los responsables de dichas coordinaciones.
- Planos y/o esquemas que se requieran.
- Conclusiones y recomendaciones.

1.8 ESTUDIOS DEL TRAZADO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS

1.8.1 OBJETIVOS

Definición de las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente.

1.8.2 ALCANCES

Los estudios comprenden:

Diseño Geométrico:

• Definición del alineamiento horizontal y perfil longitudinal del eje en los tramos de los accesos.

• Definición de las características geométricas (ancho) de la calzada, banquinas y cunetas en las diferentes zonas de corte y relleno de los accesos.

Trabajos Topográficos:

- Levantamiento topográfico con curvas de nivel cada 1 m. y con secciones transversales cada 10 ó 20 m.
- Estacado del eje con distancias de 20 m. para tramos en tangente y cada 10 m. para tramos en curva.
- Referencia de los vértices (PI) de la poligonal definitiva y los puntos de principio (PC) o fin (PT) de las curvas, respecto a marcas en el terreno o mojones de hormigón debidamente protegidos que permitan su fácil ubicación.
- Cálculo de las coordenadas de los vértices de la poligonal definitiva teniendo como referencia los hitos geodésicos más cercanos.

Diseño de Pavimentos:

Determinación de las características geométricas y dimensiones técnicas del pavimento de los accesos, incluyendo la carpeta asfáltica, base y sub-base.

Diseño de señalización

Ubicación de cada tipo de señal con su croquis respectivo.

1.8.3 DOCUMENTACIÓN

Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá como mínimo, lo siguiente:

- Planos de curvas de nivel de una franja de ancho mínimo de cien metros (100 m.) mostrando el alineamiento horizontal adoptado de los accesos.
- Perfil longitudinal de los accesos.
- Secciones transversales típicas en corte y relleno.
- Dimensiones y especificaciones técnicas de pavimentos, base, sub-base y superficie de rodadura.

1.9 ESTUDIOS DE ALTERNATIVAS A NIVEL DE ANTEPROYECTO

1.9.1 OBJETIVOS

Preparar anteproyectos en base a las condiciones naturales de la zona de emplazamiento del puente (estudios de ingeniería básica) y a las diversas soluciones técnicamente factibles, para luego de una evaluación Técnico - Económica elegir la o las soluciones más convenientes.

1.9.2 ALCANCES

En esta parte se definirán las características básicas o esenciales del puente de cada alternativa de anteproyecto a nivel de un pre-dimensionamiento y que permita su evaluación técnica y económica antes de su desarrollo definitivo. El anteproyecto deberá definir como mínimo lo siguiente:

- Longitud total y tipo de estructura.
- Dimensiones de las secciones transversales típicas.
- Altura de la rasante y gálibo.
- Tipo de estribos y cimentación, anotando las dimensiones básicas.
- Longitud de accesos.
- Procedimientos constructivos.
- Metodologías principales de cálculo.
- Cómputos métricos, costos estimados y presupuesto.
- Plano topográfico de ubicación del puente con indicación de los puntos de referencia y niveles.
- Criterios de Hidrología, Hidráulica y Geotecnia que justifique la solución adoptada.

1.9.3 DOCUMENTACIÓN

El estudio deberá ser documentado mediante un informe que contendrá como mínimo, lo siguiente:

- Descripción y Análisis de cada alternativa.
- Planos de planta, elevación cortes principales y plano de ubicación para cada alternativa.
- Conclusiones y recomendaciones.

TÍTULO II - DEL PROYECTO DE INGENIERÍA

SECCIÓN 1: ELEMENTOS DEL PROYECTO

1.1 GENERALIDADES

Para los fines de este Manual de Diseño se establecen los elementos que componen el proyecto. Se requieren estudios multidisciplinarios cuyos datos son clasificados en dos grupos:

1.1.1 INFORMACIÓN DE LA INGENIERÍA BÁSICA

Son aquellos estudios que se requieren para la concepción de las alternativas de diseño del proyecto y están expuestos en el título anterior.

1.1.2 ELEMENTOS BÁSICOS DEL PROYECTO

Son aquellos elementos cuyo uso determina las dimensiones y las características de detalle del proyecto. En esta clasificación se consideran:

- Normas Generales
- Materiales

Antes del inicio del proyecto es indispensable que el proyectista haya inspeccionado la zona del proyecto y tenga pleno conocimiento de las condiciones regionales del mismo.

1.2 INFORMACIÓN DE LA INGENIERÍA BÁSICA (TÍTULO I)

Las informaciones a ser consideradas en el proyecto de un puente son las siguientes:

- Estudios Topográficos.
- Estudios de Hidrología e Hidráulica.
- Estudios Geológicos y Geotécnicos.
- Estudios de Impacto Ambiental.
- Estudios de Tráfico.
- Estudios Complementarios.
- Estudios del Trazado de la vía.
- Estudios de Alternativa de Anteproyecto.

1.3 ELEMENTOS BÁSICOS DEL PROYECTO (TÍTULO II)

1.3.1 DEFINICIÓN

Se consideran como elementos básicos del proyecto los reglamentos, especificaciones y normas generales vigentes al momento que deban ser seguidos en la elaboración de los proyectos de puentes.

1.3.2 ESPECIFICACIONES Y NORMAS GENERALES

La preparación de los proyectos deberá seguir las condiciones generales establecidas en el presente Manual de Diseño. El desarrollo de todos los elementos del proyecto deberá ser efectuado de acuerdo con la presente especificación y, en los casos que se indique, de acuerdo con normas extranjeras relacionadas con la especialidad.

1.3.3 MATERIALES

Los materiales deberán satisfacer las especificaciones de las normas indicadas en este Manual de Diseño.

El uso de un material para el cual no exista normalización alguna, deberá ser autorizado por la entidad competente durante la fase del anteproyecto.

1.4 GEOMETRÍA

1.4.1 GENERALIDADES

La integración con la vía de comunicación y el medio ambiente es el objetivo principal del proyecto geométrico del puente. En esta sección se establecen algunos aspectos relacionados con la geometría general y de detalle del puente.

Se consideran dos aspectos dentro de la geometría del proyecto de un puente:

a) Geometría General y Proyecto Geométrico.
Trata de la integración del proyecto del puente con un proyecto geométrico de una autopista y con las condiciones locales, topográficas, geotécnicas, hidrológicas y ambientales.

b) Geometría de Detalles

Se refiere a la presentación de dimensiones determinadas de las secciones transversales, gálibos y dispositivos estándares.

1.4.2 GEOMETRÍA GENERAL Y PROYECTO GEOMÉTRICO

1.4.2.1 Desarrollo en perfil Longitudinal

El puente debe estar integrado completamente al desarrollo del proyecto geométrico de la carretera, tanto en planta como en perfil.

1.4.2.2. Desarrollo en Planta

El desarrollo en planta del puente será en lo posible aquél que cruce el obstáculo, río o camino transversal lo más próximo posible a la perpendicular al mismo.

En puentes angostos y esviados, cuyos ángulos de esviaje respecto al eje de la vía que cruza el puente sean mayores que 60º podrán ser planteadas soluciones con estructuras ortogonales convencionales, utilizando apoyos intermedios en los ejes de los puentes, tales como columnas esbeltas y pequeños estribos rectangulares.

En el caso de puentes esviados relativamente grandes, la dirección transversal de los elementos de la subestructura debe ser paralela a la dirección del río o del valle. En este caso, los pilares deberían ser proyectados paralelamente a la dirección de la corriente; además, los estribos deberán ser en lo posible paralelos a las márgenes de los ríos. En taludes con pendientes elevadas, los estribos y los pilares o muros deben seguir la esviación natural.

Serán consideradas las variaciones que puedan suceder en el futuro, en el alineamiento y/o ancho del puente, carretera o accidente transpuesto, tales como cambios en el curso del río o posible ampliación del puente.

1.4.3 GEOMETRÍA DE DETALLES

1.4.3.1 Generalidades

En esta sección se presentan los detalles y los elementos a ser considerados para su empleo y funcionamiento.

1.4.3.2 Secciones Transversales

El ancho de la sección transversal no será menor que el ancho del acceso del puente y será determinado en forma tal que pueda contener, de acuerdo con los fines de la vía proyectada, los siguientes elementos:

- Vías de tráfico.
- Vía de seguridad.
- Veredas.
- Ciclovía.
- Elementos de protección: barreras y barandas.
- Elementos de drenaje.

Además, por consideraciones de drenaje del tablero, las secciones transversales deberán ser en lo posible de un solo tipo y establecer:

- Pendientes transversales no nulas.
- Pendiente transversal mínima de 2% (2 cm / m), para las superficies de rodadura.

En el caso de puentes situados parcialmente en transiciones, se justifican la variación en las pendientes, las cuales deberán ser estudiadas y justificadas.

La altura general de la superestructura será definida teniendo como criterio principal el control de las deflexiones del tablero (***Artículo 1.4.2.6 de la Sección 1, Título I***). El criterio empleado en la selección de la altura será verificado por el proyectista, considerando el material y el tipo de superestructura.

1.4.3.3 Gálibos

Los gálibos horizontal y vertical para puentes urbanos serán el ancho y la altura necesarios para el paso del tráfico vehicular.

El gálibo vertical no será menor que 5.00 m. en ningún caso.

El gálibo vertical sobre autopistas principales será al menos de 5.50 m., en zonas rurales. En zonas altamente desarrolladas esta magnitud puede ser reducida, previa justificación técnica.

Los gálibos especificados pueden ser incrementados si el asentamiento pre - calculado de la superestructura excede los 25 mm.

En puentes sobre cursos de agua, se debe considerar como mínimo una altura libre de 1.50 m. a 2.50 m. sobre el nivel máximo de las aguas.

Los puentes construidos sobre vías navegables deben considerar los gálibos de navegación de esas vías. A falta de información precisa, el gálibo horizontal podrá ser, por lo menos, dos veces el ancho máximo de las embarcaciones más un metro.

1.4.3.4 Dispositivos Básicos de Protección

1.4.3.4.1 Barreras de hormigón

Las barreras deben ser diseñadas con altura, capacidad resistente y perfil interno adecuados.

En puentes con dos vías de tráfico, puede disponerse de una barrera de mediana magnitud como elemento separador entre las dos vías. En obras urbanas, se admiten barreras especiales, más ligeras y estéticas, pero con la resistencia verificada.

Las barreras serán ubicadas como mínimo a 0.60 metros del borde de una vía y como máximo a 1.20 metros.

1.4.3.4.2 Barandas

Las barandas deben ser especificadas de tal forma que sean seguras, económicas y estéticas. Las soluciones mixtas de barandas de metal y hormigón satisfacen generalmente estos requisitos. Se tomará en cuenta el mantenimiento de la misma, al momento de realizar su diseño.

La altura de las barandas para puentes peatonales no será menor que 1.10 metros; considerando ciclovías, no será menor que 1.40 metros.

1.4.3.5 Dispositivos Básicos de Transición y Contención

De acuerdo a la consideración de los tipos de apoyos que tendrá el puente, se deberán disponer los elementos que constituyan la transición con la vía o carretera, los cuales son principalmente:

- Losas de transición.
- Estribos.
- Cortinas.
- Alas.

1.4.3.5.1 Losas de transición

Las losas de transición tendrán un espesor mínimo de 0.20 m. y una longitud límite justificada dentro de la geometría del puente y los accesos. Estarán ligadas a la estructura o al estribo mediante

articulaciones de hormigón sin conectores y apoyadas en el terraplén de acceso. Las características del terraplén en las inmediaciones de las losas de transición deberán ser indicadas en el proyecto.

1.4.3.5.2 Estribos

Los estribos serán dimensionados considerando la función de servir como transición entre el puente y la vía de tránsito principal, además de servir como apoyos de los extremos de la superestructura y como elementos de contención y estabilización de los terraplenes de acceso.

1.4.3.5.3 Cortinas

Las cortinas son elementos transversales extremos dotados en la cara externa, de uno o dos dientes a lo largo de toda su extensión. El diente superior es obligatorio para soportar la losa de transición y el diente inferior, opcional, contribuye a la contención del terraplén.

1.4.3.5.4 Alas

Las alas son estructuras laminares solidarias con las cortinas y con una geometría adecuada para la contención lateral de los terraplenes de acceso. Las alas deben tener un espesor no menor a 0.25 m. y confinar preferentemente toda la losa de transición.

1.4.3.6 Juntas de Dilatación

Las juntas de dilatación deben ser limitadas a lo estrictamente necesario, por estar constituidas por dispositivos con una vida útil limitada.

Las juntas de dilatación intermedias y aquellas situadas en los estribos deben ser escogidas en función del desplazamiento previsto después de su colocación.

El diseño deberá garantizar la impermeabilidad del tablero, incluyendo los extremos laterales del puente.

1.4.3.7 Principios Básicos para el Drenaje

1.4.3.7.1 Condiciones Geométricas

El proyecto geométrico deberá considerar, en lo posible:

- Una sola pendiente en el caso de puentes cortos.
- La situación de la mayor pendiente longitudinal posible, recomendándose valores mayores que 5 por mil.

En el caso de situaciones favorables (rampa con pendiente mayor que 2 % y longitud menor que 50 m), el drenaje será previsto por una captación ubicada en el extremo más bajo de la obra y secciones transversales con una inclinación mayor ó igual a 2%.

En el caso de situaciones desfavorables (rampa sin pendiente longitudinal, trecho más bajo de curvas verticales cóncavas) el drenaje puede ser proporcionado mediante una canaleta lateral, con inclinación no nula.

1.4.3.7.2 Elementos de Captación

Son elementos para la toma de las aguas pluviales que caen al puente. Los elementos deberán ser colocados preferentemente cerca a los bordes exteriores de la vía de tráfico. Se considerarán soluciones adecuadas en caso de posibilidad de descargas directas elevadas. En el diseño se considerarán medidas de protección contra la corrosión y las manchas ferruginosas, si se utilizan tubos ó dispositivos de fijación metálica.

1.4.3.7.3 Drenaje de las Partes Internas de la Estructura

Cuando exista la posibilidad de acumulación de agua en las partes internas de la estructura, se preverán medidas de drenaje en la parte más baja de la zona de acumulación.

1.4.3.7.4 Drenaje en Estribos

Para estribos en zona de cortes o cuando el terraplén tiene proporciones irrelevantes, se considera al terreno natural como apoyo de los elementos de drenaje similares a los usados a lo largo de la vía. En caso de drenaje con buzones de captación, se evitará la erosión del terraplén enviando la captación sobre el terraplén fuera de los límites del puente.

1.4.3.7.5 Goterones

Son elementos de drenaje esenciales para mantener el buen aspecto de los puentes e incrementar su durabilidad. No se recomiendan entrantes o salientes pequeñas por no ser efectivas.

1.4.3.8 Pavimentación

La pavimentación de la superficie superior del puente y accesos deberá ser realizada mediante el uso de pavimentos rígidos o flexibles. Se considerarán en la elección del tipo de pavimento aspectos tales como la facilidad de obtención de los materiales, disponibilidad de equipos adecuados y la continuidad con el pavimento de la carretera.

El espesor del pavimento será definido en función al tráfico esperado en la vía. En general, la ubicación de las juntas del pavimento estará alineada con la ubicación de las juntas de dilatación de la superestructura.

La especificación de juntas en el pavimento adicionadas a las juntas de dilatación de la estructura deberá ser prevista en el proyecto. El diseño del pavimento será realizado de acuerdo con las disposiciones correspondientes del presente **MANUAL de CARRETERAS del PARAGUAY.**

1.4.3.9 Aparatos de Apoyo

Los aparatos de apoyo proporcionan la conexión para controlar la interacción de las cargas y los movimientos entre la superestructura y la subestructura del puente. En el diseño de los dispositivos de apoyo se tendrá en cuenta que la carga admisible y la capacidad de movimiento del apoyo sean compatibles con los requerimientos de carga y los desplazamientos esperados en la superestructura. El proyecto deberá ser detallado de tal forma que sea posible el reemplazo de los aparatos de apoyo; en lo posible, para las operaciones de reemplazo el proyectista deberá optar por equipos que no empleen estructuras auxiliares ni que produzcan concentraciones grandes de esfuerzos en los bordes de los elementos de la superestructura afectados en estos trabajos.

1.5 SEÑALIZACIÓN

En el proyecto geométrico deberán ser establecidas las medidas de señalización a ser tomadas durante las etapas de construcción y de servicio del puente, teniendo como referencia el capítulo de señalizaciones del presente MANUAL de CARRETERAS del PARAGUAY. Los elementos y detalles que componen la señalización del puente serán presentados en planos, estableciendo las dimensiones y secciones de refuerzo de los carteles y sus elementos de soporte, el material de construcción, pintado y las especificaciones especiales de construcción.

SECCIÓN 2: PRESENTACIÓN DEL PROYECTO

2.1 MEMORIA DESCRIPTIVA Y JUSTIFICACIÓN

La memoria descriptiva es un documento que contiene la descripción de la obra y de los procesos constructivos propuestos, así como la justificación técnica, económica y arquitectónica de la estructuración adoptada entre las alternativas de diseño.

2.2 MEMORIA DE CÁLCULO

Todos los cálculos necesarios para la determinación de las solicitaciones, desplazamientos y verificación de los estados límite en cada uno de los componentes del puente deben ser presentados bajo una secuencia ordenada y con un desarrollo tal, que fácilmente puedan ser entendidos, interpretados y verificados. En lo posible, deben ser iniciados con un esquema del sistema estructural adoptado indicando dimensiones, condiciones de apoyo y cargas consideradas. Las hipótesis de cálculo de los métodos de verificación utilizados deben estar indicadas con claridad, los símbolos utilizados deben ser bien definidos, las fórmulas aplicadas deben figurar antes de la introducción de los valores numéricos y las referencias bibliográficas deben ser precisas y completas. Los resultados, con notaciones, unidades y símbolos, deben ser acompañados con diagramas de solicitaciones y desplazamientos.

En la memoria de cálculo se debe proporcionar:

- Descripción de la estructura.
- Hipótesis de cálculo.
- Características de los materiales a utilizar.
- Cálculo de las solicitaciones.
- Dimensionamiento.
- Croquis de detalles.
- Bibliografía.

Si los cálculos de la estructura son efectuados con asistencia de programas de computación, éstos deben ser presentados indicando los siguientes detalles:

- El programa utilizado, indicando nombre, origen, método de cálculo, hipótesis básicas, fórmulas, simplificaciones, referencias bibliográficas, indicando los procedimientos de ingreso de datos e interpretación de los resultados.

- Los datos de entrada, modelo estructural, descripción detallada de la estructura acompañada de esquema con dimensiones, propiedades de las secciones, condiciones de apoyo, características de los materiales, cargas y sus combinaciones.

Los resultados del cálculo por computador, parte integrante de la memoria de cálculo, deben ser ordenados, completos y contener toda la información necesaria para su clara interpretación. Además de esto, deben permitir una verificación global, independiente y de ser posible, contener resultados parciales del análisis realizado.

2.3 PLANOS

Los planos de un proyecto de puentes deben contener todos los elementos necesarios para la revisión y ejecución de la obra, los mismos deberán ser concordantes con la memoria de cálculo. En los planos se deberá detallar:

- Ubicación del Puente.
- Vista general del puente.
- Esquema de sondeos del suelo.
- Encofrados de los elementos.
- Armaduras de los elementos componentes.
- Esquema de los procesos constructivos especiales.
- Sistemas de drenaje.
- Detalles de señalización.
- Especificaciones especiales.
- Tablas de cómputos métricos.

La presentación de los planos se hará de acuerdo a la normalización dispuesta por la entidad oficial. Para su identificación, se incluirá un membrete que contendrá información sobre las entidades licitantes, nombre del puente, ubicación, luz total, contenido, sobrecarga, responsable del proyecto, diseño, gráficos, revisión y aprobación, escalas utilizadas y fecha. Incluirá una tabla para la consideración de modificaciones hechas al diseño, la cual contendrá información sobre la modificación realizada, los responsables de tal medida y la fecha de aprobación.

La información sobre los tipos de planos y el contenido de los mismos se adjunta en el anexo correspondiente.

2.4 ESPECIFICACIONES PARTICULARES

Las Especificaciones Particulares, modifican las especificaciones generales del presente MANUAL, debido a las condiciones especiales de un proyecto determinado. Estas serán proporcionadas en el proyecto ejecutivo, he indicado en los planos.

2.5 CÓMPUTOS MÉTRICOS

En los planos deberán indicarse la relación de cómputos métricos en forma ordenada, donde se haga especial precisión en la relación de armaduras. Se indicarán los datos que permiten la identificación de cada elemento computado, sus dimensiones y detalles de construcción en campo, en lo posible, así como la cantidad de material necesario en las unidades correspondientes. Los cómputos métricos dependen del nivel de detalle que requiere el proyecto, por lo que, deberá realizarse con responsabilidad y precisión.

SECCIÓN 3: CONSIDERACIONES GENERALES DEL PROYECTO

3.1 CAMPO DE APLICACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES

La intención de los requisitos de estas Especificaciones es que sean aplicados al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros tanto fijos como móviles. Sin embargo, los aspectos mecánicos, eléctricos y aspectos especiales relacionados con la seguridad de los vehículos y peatones no están cubiertos. No se incluyen requisitos para puentes exclusivamente ferroviarios ni para puentes usados exclusivamente para el tendido de servicios públicos. Los requisitos de estas Especificaciones se pueden aplicar a los puentes que no están totalmente cubiertos por este documento, cuidando de incluir criterios de diseño adicionales cuando sea necesario.

No es la intención de estas Especificaciones reemplazar la capacitación y el criterio profesional del Diseñador sólo establecen requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública. El Propietario o el Diseñador pueden requerir que la sofisticación del diseño o la calidad de los materiales y la construcción sean más elevadas que lo establecido por estos requisitos mínimos. Se enfatizan los conceptos de seguridad por medio de la redundancia y ductilidad y de protección contra la socavación y las colisiones.

Los requisitos de diseño de estas Especificaciones emplean la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Los factores fueron desarrollados a partir de la teoría de la confiabilidad en base al conocimiento estadístico actual de las cargas y el comportamiento de las estructuras.

3.2. FILOSOFÍA DE DISEÑO

Los puentes se deberán diseñar considerando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos de edificabilidad, seguridad y servicio, considerando debidamente los aspectos relacionados con la posibilidad de inspección, economía y estética, según lo especificado en el ***Artículo 1.4*** del Título I.

La **Ecuación (3.2.1-1**) se deberá satisfacer para todas las solicitaciones especificadas y combinaciones de las mismas, independientemente del tipo de análisis utilizado.

3.2.1 ESTADOS LÍMITES

A menos que se especifique lo contrario, cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la **Ecuación 3.2.1-*1***, para cada uno de los estados límites. Para los estados límites de servicio y

correspondientes a eventos extremos los factores de resistencia se deben tomar igual a 1,0. Todos los estados límites se deben considerar de igual importancia.

$\Sigma \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi Rn = Rr$ (**Ecuación 3.2.1-1**) donde:

Para cargas, para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0{,}95$ (**Ecuación 3.2.1-2**)

Para cargas, para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1{,}0$$ (**Ecuación 3.2.1-3**)

Donde:

γ_i = Factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones.

ϕ = Factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal.

η_i = Factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

η_D = Factor relacionado con la ductilidad.

η_R = Factor relacionado con la redundancia.

η_I = Factor relacionado con la importancia operativa.

Q_i = Solicitación.

Rn = Resistencia nominal.

Rr = Resistencia minorada: ϕRn.

3.2.1.1 Estado Límite de Servicio

El estado límite de servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular.

3.2.1.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión.

El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre Materiales.

3.2.1.3 Estado Límite de Resistencia

Se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su período de diseño (vida útil).

3.2.1.4 Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos

Se debe considerar el estado límite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación, o cuando es embestido por una embarcación, o un vehículo, posiblemente en condiciones socavadas.

3.2.2 DUCTILIDAD

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

Se puede asumir que los requisitos de ductilidad se satisfacen para una estructura de hormigón en la cual la resistencia de una conexión es mayor o igual que 1,3 veces la máxima solicitación impuesta a la conexión por la acción inelástica de los elementos adyacentes.

Los dispositivos disipadores de energía se pueden aceptar como medios para proveer ductilidad.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq 1{,}05$ para elementos y conexiones no dúctiles.

= 1,00 para diseños y detalles convencionales que cumplen con estas Especificaciones.

≥ 0,95 para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por estas Especificaciones.

Para todos los demás estados límites:

$\eta_D = 1{,}00$

3.2.3 REDUNDANCIA

A menos que existan motivos justificados para evitarlas, se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas.

Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocará el colapso del puente, en tal caso, se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Alternativamente, los elementos de falla crítica traccionados se pueden diseñar como de fractura crítica.

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_R \geq 1{,}05$ para elementos no redundantes.

$= 1{,}00$ para niveles convencionales de redundancia.

$\geq 0{,}95$ para niveles excepcionales de redundancia.

Para todos los demás estados límites:

$\eta_R = 1{,}00$

3.2.4 IMPORTANCIA OPERATIVA

Este artículo se debe aplicar exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos. El Propietario puede declarar que un puente o cualquier conexión o elemento del mismo son de importancia operativa.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_I \geq 1{,}05$ para puentes importantes

$= 1{,}00$ para puentes típicos

$\geq 0{,}95$ para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límites:

$\eta_I = 1{,}00$

SECCIÓN 4: CARGAS Y FACTORES DE CARGAS

4.1 CLASIFICACIÓN Y DEFINICIÓN

Para los propósitos de este Manual de Diseño, las cargas se clasifican en:

- Permanentes
- Variables
- Excepcionales

4.1.1 CARGAS PERMANENTES

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que, varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite.

Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas adicionales tales como, las debidas al peso de la superficie de rodadura, accesorios e instalaciones de servicio fijados a los mismos o al balasto, los rieles y durmientes de ferrocarriles. También se consideran cargas permanentes el empuje de tierra y los efectos debidos a las deformaciones permanentes originadas por los procedimientos de construcción, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado.

- Cargas permanentes

DD = fricción negativa (downdrag)

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EH = empuje horizontal del suelo

EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado

ES = sobrecarga de suelo

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

4.1.2. CARGAS VARIABLES

Son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas variables incluyen los vehículos y personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas, las fuerzas laterales sobre rieles.

También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y subpresiones, los efectos de variaciones de temperatura, los efectos debidos a la retracción del fraguado del hormigón, la fluencia lenta y las acciones de viento.

- Cargas variables

BR = fuerza de frenado de los vehículos

CE = fuerza centrífuga de los vehículos

CR = fluencia lenta

CT = fuerza de colisión de un vehículo

CV = fuerza de colisión de una embarcación

FR = fricción

IM = incremento por carga vehicular dinámica

LL = sobrecarga vehicular

LS = sobrecarga viva

PL = sobrecarga peatonal

SE = asentamiento

SH = contracción

TG = gradiente de temperatura

TU = temperatura uniforme

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua

WL = viento sobre la sobrecarga

WS = viento sobre la estructura

4.1.3 CARGAS EXCEPCIONALES

Son aquellas acciones cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja pero, que en determinadas condiciones deben ser consideradas por el proyectista, como por ejemplo las debidas a colisiones, explosiones o incendio.

4.2 CARGAS PERMANENTES

4.2.1 PESO PROPIO Y CARGAS MUERTAS (DC, DW)

El peso propio se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal. Las cargas muertas incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tales como veredas, superficies de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, ductos y cables.

El peso propio y las cargas muertas serán estimados sobre la base de las dimensiones indicadas en planos y en cada caso considerando los valores medios de los correspondientes pesos específicos.

A falta de una información precisa, podrán usarse los pesos específicos de la tabla siguiente:

MATERIAL	(kN/m^3)	(kgf/m^3)
Agua dulce	9.8	1000
Agua salada	10.0	1020
Acero	76.9	7850
Aluminio	27.4	2800
Arena, tierra o grava sueltas, arcilla	15.7	1600
Arena, tierra o grava compactas	18.9	1900
Asfalto, Macadam	22	2200
Hormigón ligero	17.4	1740
Hormigón normal	23.5	2400
Hormigón armado	25.0	2500
Hierro forjado	70.6	7200
Balasto	22	2250
Madera	10	1020
Mampostería de piedra	26.6	2700
Rieles y accesorios (por metro lineal de vía férrea)	3 kN/m	300 kgf/m

4.2.2 EMPUJE DE SUELO (EH, ES, EV y DD)

4.2.2.1 Requisitos Generales

El empuje del suelo se deberá considerar función de los siguientes factores:

- Tipo y densidad del suelo,
- Contenido de agua,
- Características de fluencia lenta del suelo,
- Grado de compactación,
- Ubicación del nivel freático,
- Interacción suelo-estructura,
- Cantidad de sobrecarga,
- Pendiente del relleno,
- Inclinación del muro.

Los muros que pueden tolerar muy poco o ningún movimiento se deberían diseñar para el empuje en reposo.

Los muros que se pueden mover alejándose de la masa de suelo se deberían diseñar para empujes intermedios entre la condición activa y en reposo, dependiendo de la magnitud de los movimientos admisibles. El movimiento requerido para llegar al mínimo empuje activo o al máximo empuje pasivo depende de la altura del muro y del tipo de suelo.

4.2.2.2 Compactación

Si se anticipa que habrá compactación mecánica dentro de una distancia igual a la mitad de la altura del muro, tomando esta altura como la diferencia de cotas entre los puntos donde la superficie terminada intercepta el respaldo del muro y la base del muro, se deberá tomar en cuenta el efecto del empuje adicional que puede inducir la compactación.

4.2.2.3 Presencia de Agua

Si no se permite que el suelo retenido drene, el efecto de la presión hidrostática del agua se deberá sumar al efecto del empuje del suelo.

En casos en los cuales se anticipa que habrá retención de agua detrás de la estructura, el muro se deberá dimensionar para soportar la presión hidrostática del agua más el empuje del suelo.

Para determinar el empuje lateral del suelo debajo del nivel freático se deberán utilizar las densidades del suelo sumergido.

Si el nivel freático difiere a ambos lados del muro, se deberán considerar los efectos de la filtración sobre la estabilidad del muro y el potencial de socavación. Para determinar los empujes laterales

totales que actúan sobre el muro se deberán sumar las presiones del agua intersticial a las tensiones efectivas horizontales.

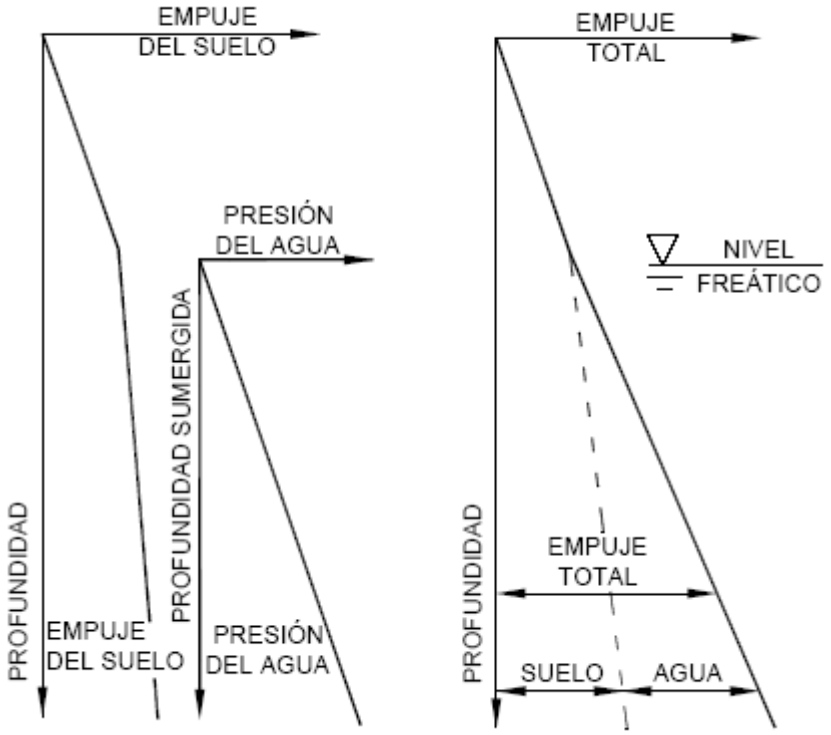


Figura 4.2.2.3-1 Efecto del nivel freático

4.2.2.4 Empuje del Suelo: EH

4.2.2.4.1 Empuje Lateral del Suelo

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como:

$$p = k\,\gamma_s\,g\,z\ (\times 10^{-9}) \qquad (4.2.2.4.1\text{-}1)$$

Donde:

p = empuje lateral del suelo (MPa)

k = coeficiente de empuje lateral tomado como ko, especificado en el ***Artículo 4.2.2.4.2***, para muros que no se deforman ni mueven, k_a, especificado en el ***Artículo 4.2.2.4.3***, para muros que se

deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o k_p, especificado en el

Artículo 4.2.2.4.4, para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)

z = profundidad del suelo debajo de la superficie (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2)

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a H/3 desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte inferior de la zapata o la parte superior de la plataforma de nivelación (para estructuras de tierra estabilizadas mecánicamente).

4.2.2.4.2 Coeficiente de Empuje Lateral en Reposo, k_o

Para suelos normalmente consolidados, muro vertical y terreno nivelado, el coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar como:

k_o =1-sen ϕ'_f (4.2.2.4.2-1)

Donde:

ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción del suelo

k_o = coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo

Para los suelos sobreconsolidados se puede asumir que el coeficiente de empuje lateral en reposo varía en función de la relación de sobreconsolidación o historial de solicitaciones, y se puede tomar como:

k_o =(1-sen ϕ'_f) (OCR) $^{\text{sen } \phi f}$ (4.2.2.4.2-2)

Donde:

OCR = relación de sobreconsolidación

No se deberá utilizar limo ni arcilla magra como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en la documentación técnica se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con el ***Artículo 4.2.2.3.***

Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración. En ningún caso de deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno.

4.2.2.4.3 Coeficiente de Empuje Lateral Activo, k_a

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$K_a = \frac{sen^2(\theta + \varphi'_f)}{\Gamma\left[sen^2\theta\ sen(\theta - \delta)\right]} \qquad (4.2.2.4.3.\text{-}1)$$

Donde:

$$K_a = \frac{sen^2(\theta + \varphi'_f)}{\Gamma\left[sen^2\theta\ sen(\theta - \delta)\right]} \qquad (4.2.2.4.3.\text{-}2)$$

x

Y además:

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro tomado como se especifica en la ***Tabla 4.2.2.4.3-1*** (grados)

β = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal como se indica en la ***Figura 4.2.2.4.3-1 (grados)***

θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal como se indica en la ***Figura 4.2.2.4.3-1 (grados)***

$\phi'f$ = ángulo efectivo de fricción interna (grados)

Para condiciones diferentes a las descritas en la ***Figura 4.2.2.4.3-1*** el empuje activo se puede calcular utilizando un método de tanteos basado en la teoría de la cuña usando el método de Culmann (por ejemplo, ver Terzaghi et al. 1996).

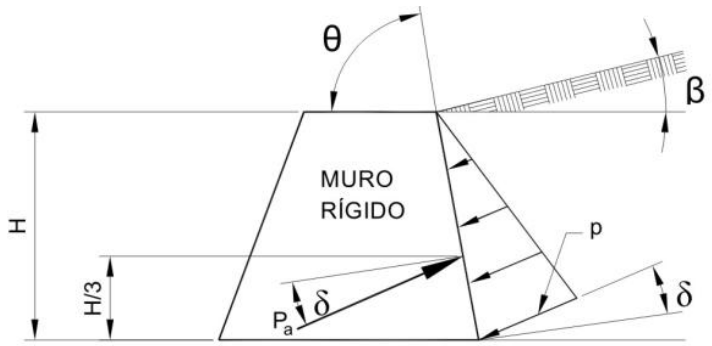
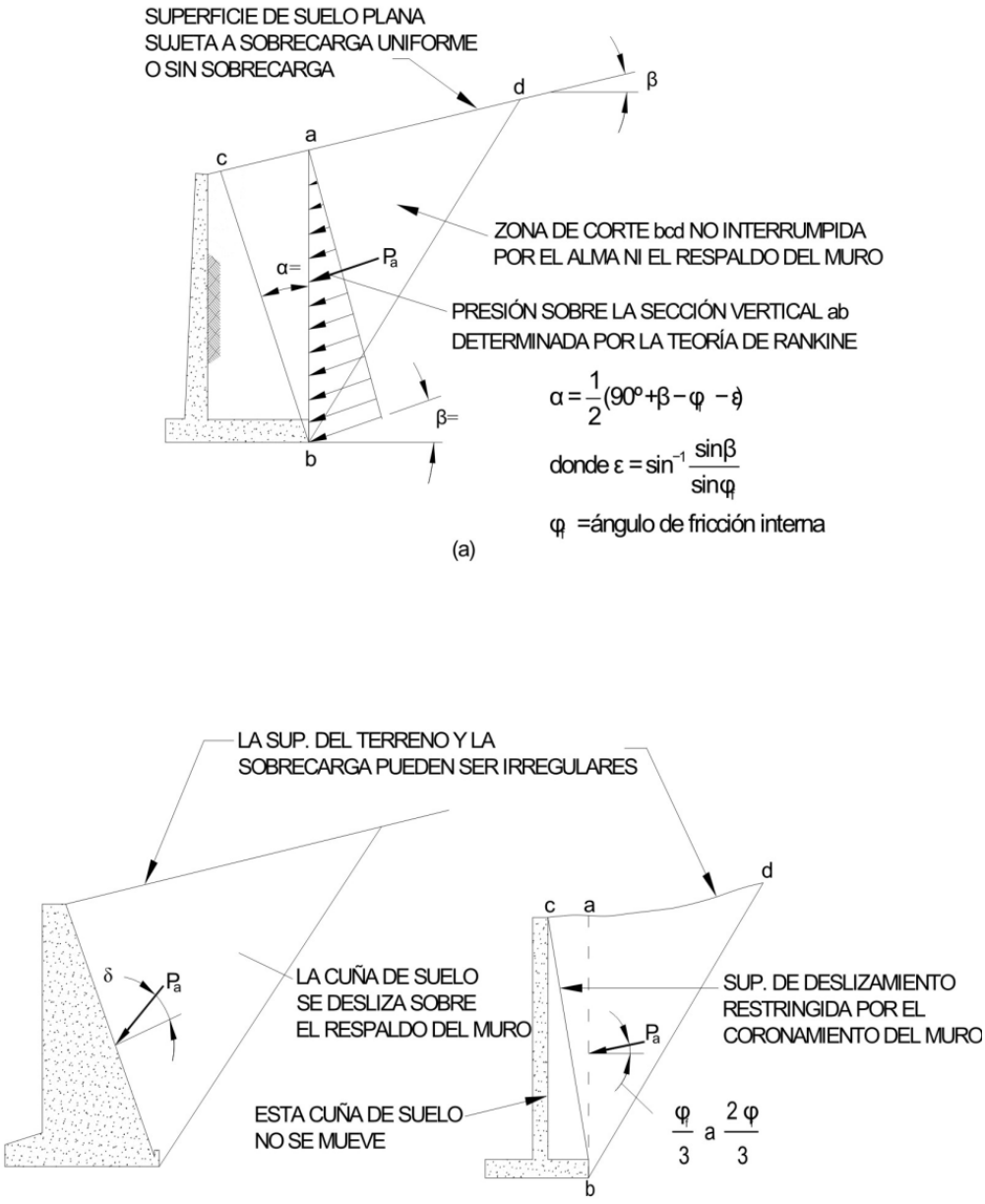


Figura 4.2.2.4.3-1 – Simbología para el empuje activo de Coulomb



**Aplicación de las teorías de (a) Rankine)
y (b) Coulomb para el diseño de muros de sostenimiento**

Figura 4.2.2.4.3-2 – Aplicación de las teorías de (a) Rankine) y (b) Coulomb para el diseño de muros de sostenimiento

Tabla 4.2.2.4.3-1 – Ángulo de fricción entre diferentes materiales (U.S. Department of the Navy 1982a)

Materiales en la Interfase	Ángulo de fricción, δ (º)	Coeficiente de fricción, tan δ
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
· Roca sana y limpia	35	0,70
· Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
· Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grave limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
· Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
· Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
· Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
· Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		
Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:		
· Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22	0,40
· Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17	0,31
· Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	14	0,25
· Limo fino arenoso, limo no plástico	11	0,19
Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:		
· Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22 a 26	0,40 a 0,49
· Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17 a 22	0,31 a 0,40
· Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	17	0,31
· Limo fino arenoso, limo no plástico	14	0,25
Diferentes materiales estructurales:		
· Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:		
○ roca blanda tratada sobre roca blanda tratada	35	0,70
○ roca dura tratada sobre roca blanda tratada	33	0,65
○ roca dura tratada sobre roca dura tratada	29	0,55
· Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano	26	0,49
· Acero sobre acero en trabado de tablestacas	17	0,31

4.2.2.4.4 Coeficiente de Empuje Lateral Pasivo, kp

Para los suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo se pueden tomar de la ***Figura 4.2.2.4.4-1***, para el caso de muro inclinado o vertical con relleno de superficie horizontal, o de la ***Figura 4.2.2.4.4-2***, para el caso de muro vertical y relleno de superficie inclinada.

Para condiciones diferentes a las descritas en las ***Figuras 4.2.2.4.4-1 y 4.2.2.4.4-2*** el empuje pasivo se puede calcular usando un método de tanteos basado en la teoría de la cuña (por ejemplo, ver *Terzaghi et al.* 1996). Si se utiliza la teoría de la cuña, el valor limitante del ángulo de fricción del muro no se deberá tomar mayor que la mitad del ángulo de fricción interna, ^{K}f.

Para los suelos cohesivos, los empujes pasivos se pueden estimar de la siguiente manera:

$$P_p = K_p \gamma_s g z + 10^{-9} + 2c\sqrt{k_p} \qquad (4.2.2.4.4\text{-}1)$$

Donde:

pp = empuje lateral pasivo del suelo (MPa)

γs = densidad del suelo (kg/m^3)

z = profundidad debajo de la superficie del suelo (mm)

c = cohesión del suelo (MPa)

kp = coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo especificado en las ***Figuras 4.2.2.4.4-1 y 4.2.2.4.4-2***, según corresponda

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2)

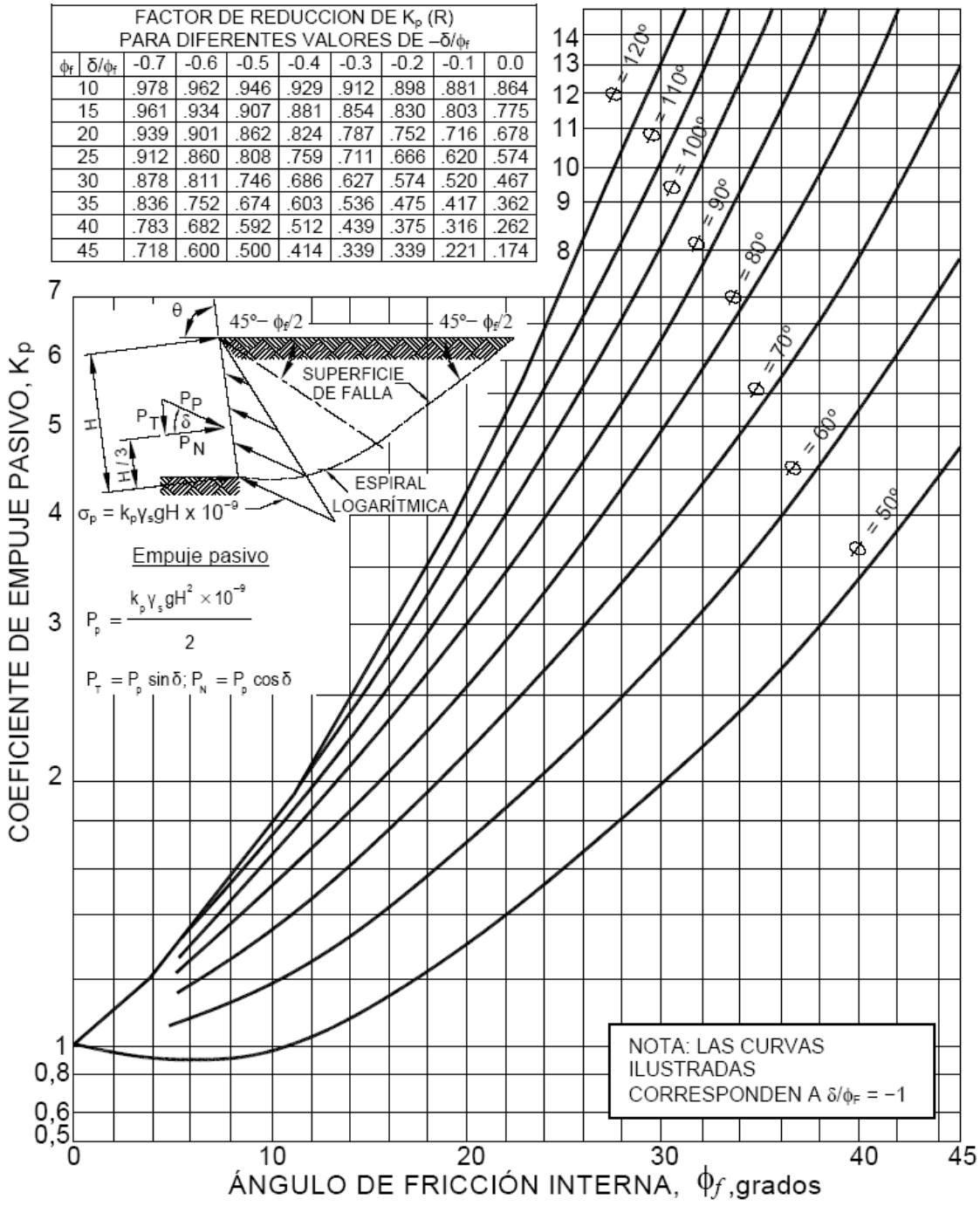


Figura 4.2.2.4.4-1 – Procedimientos de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal (U.S. Department of the Navy 1982a)

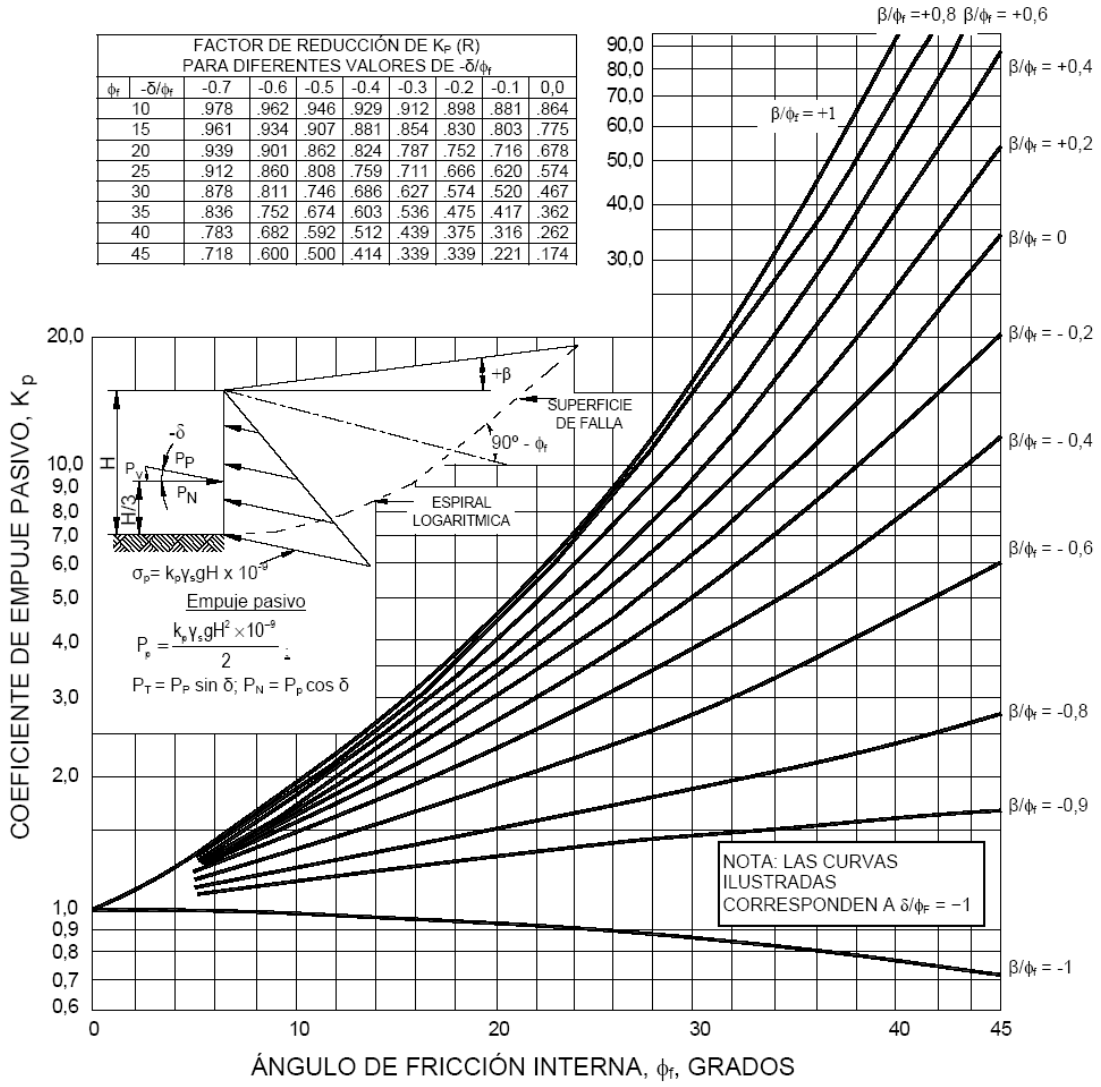


Figura 4.2.2.4.4-2 – Procedimiento de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales con relleno de superficie inclinada (U.S. Department of the Navy 1982a)

4.2.2.4.5 Método del Fluido Equivalente para Estimar Empujes Laterales de Rankine

El método del fluido equivalente se puede utilizar cuando es aplicable la teoría del empuje del suelo de Rankine.

El método del fluido equivalente sólo se deberá utilizar si el relleno puede drenar libremente. Si no se puede satisfacer este criterio, para determinar el empuje horizontal del suelo se deberán utilizar los requisitos del ***Artículo 4.2.2.3.***

Si se utiliza el método del fluido equivalente, el empuje básico del suelo, p (MPa), se puede tomar como:

$$P = \gamma_{eq} gz \left(10^{-9}\right) \qquad (4.2.2.4.5\text{-}1)$$

Donde:

γeq = densidad de fluido equivalente del suelo, no inferior a 480 (kg/m^3)

z = profundidad debajo de la superficie del suelo (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2)

Se asumirá que la carga lateral de suelo resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a H/3 de la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno hasta el fondo de la zapata.

Los valores típicos para las densidades de fluido equivalente a utilizar en el diseño de un muro de altura no mayor que 6,0 m se puede tomar de la ***Tabla 4.2.2.4.5-1***, donde:

Δ = movimiento de la parte superior del muro requerido para llegar al mínimo empuje activo o máximo empuje pasivo por rotación o traslación lateral (mm)

H = altura del muro (mm)

β = ángulo del relleno respecto de la horizontal (º)

La magnitud de la componente vertical del empuje del suelo resultante para el caso de relleno de superficie inclinada se puede determinar cómo:

$$P_v = P_h \tan \beta \qquad (4.2.2.4.5\text{-}2)$$

Donde:

$$P_h = 0{,}5 \gamma eq\ g\ H^2\ (\times 10^{-9}) \qquad (4.2.2.4.5\text{-}3)$$

Tabla 4.2.2.4.5-1 – Valores típicos para las densidades de fluido equivalente de los suelos

Tipo de suelo	Relleno de superficie horizontal		Relleno con β = 25º	
	En reposo γeq (kg/m^3)	Activo Δ/H = 1/240 γeq (kg/m^3)	En reposo γeq (kg/m^3)	Activo Δ/H = 1/240 γeq (kg/m^3)
Arena o grava suelta	880	640	1040	800
Arena o grava de densidad media	800	560	960	720
Arena o grava densa	720	480	880	640

4.2.2.4.6 Empujes Laterales del Suelo para Muros Tipo Pantalla

Para muros permanentes se pueden utilizar las distribuciones de empujes laterales simplificadas ilustradas en las ***Figuras 4.2.2.4.6-1 a 4.2.2.4.6-3***. Si los muros soportan o son soportados por suelos cohesivos en aplicaciones temporarias, los muros se pueden diseñar en base a los métodos de análisis de tensiones totales utilizando parámetros de resistencia al corte en condición no drenada.

Para este último caso se pueden utilizar las distribuciones de empujes simplificadas ilustradas en las ***Figuras 4.2.2.4.6-4 a 4.2.2.4.6-7*** con las siguientes restricciones:

• La relación entre la presión por sobrecarga total y la resistencia al corte no drenada, *Ns* (***ver Artículo 4.2.2.4.7.2***) debería ser menor que 3 en la base del muro.

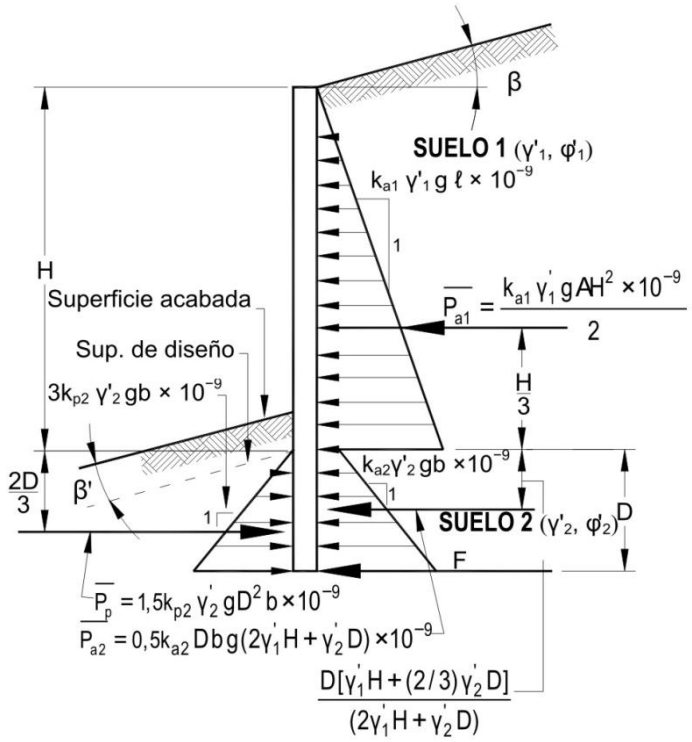
• El empuje activo del suelo no deberá ser menor que 0,25 veces la presión de sobrecarga efectiva a cualquier profundidad, ó 5,5 × 10^{-6} MPa de la altura del muro, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

Para muros temporarios con elementos verticales discretos empotrados en suelo granular o roca, para determinar la resistencia pasiva se pueden utilizar las ***Figuras 4.2.2.4.6-1 y 4.2.2.4.6-2*** y para determinar el empuje activo del suelo debido al suelo retenido se pueden utilizar las ***Figuras 4.2.2.4.6-4 y 4.2.2.4.6-5.***

Si se utilizan elementos verticales discretos como apoyo, el ancho b de cada elemento vertical se deberá suponer igual al ancho de ala o diámetro del elemento para secciones hincadas, y al diámetro del pozo hormigonado para secciones empotradas en hormigón.

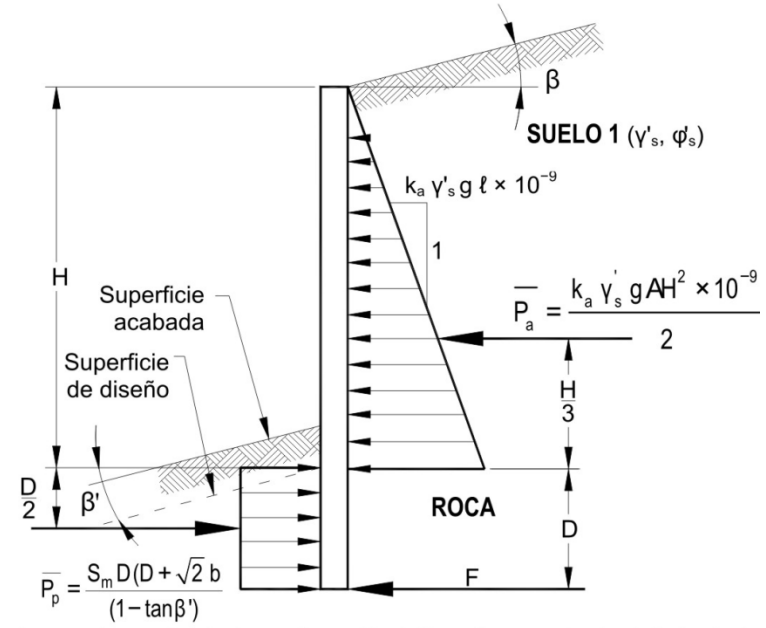
Para determinar Pa2 en la ***Figura 4.2.2.4.6-4***, la magnitud de la sobrecarga de suelo de superficie inclinada sobre el muro se debería basar en la cuña de suelo sobre el muro dentro de la cuña activa.

En la ***Figura 4.2.2.4.6-5*** se ignora una parte de la carga negativa en la parte superior del muro debida a la cohesión y se debería considerar la presión hidrostática en una fisura por tracción, aunque ésta no se ilustra en la figura.



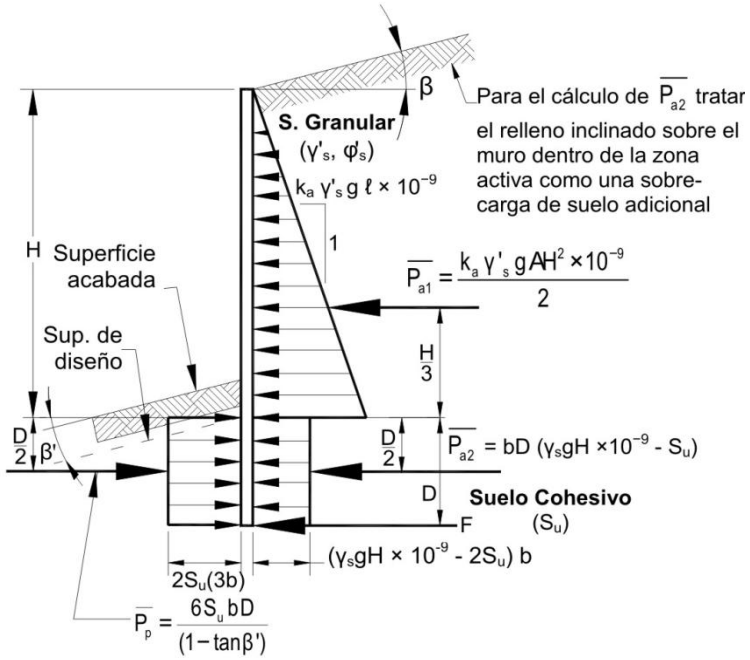
b = ancho real del elemento vertical discreto empotrado debajo de la superficie de diseño en el plano del muro (mm)

Figura 4.2.2.4.6-1 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros permanentes tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en suelo granular



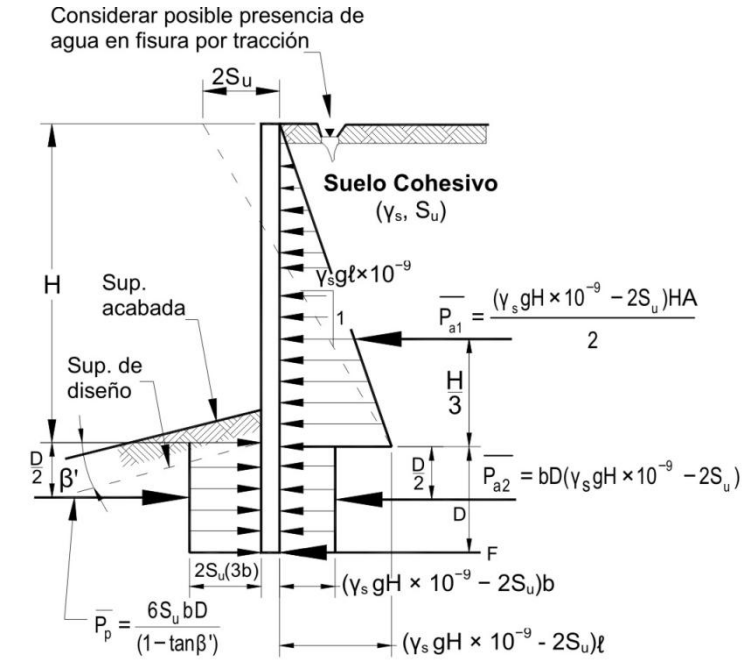
b = ancho real del elemento vertical discreto empotrado debajo de la superficie de diseño en el plano del muro (mm)

Figura 4.2.2.4.6-2 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros permanentes tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en roca



b = ancho real del elemento vertical discreto empotrado debajo de la superficie de diseño en el plano del muro (mm)

Figura 4.2.2.4.6-4 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros temporarios tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo granular



b = ancho real del elemento vertical discreto empotrado debajo de la superficie de diseño en el plano del muro (mm)

Figura 4.2.2.4.6-5 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros temporarios tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo cohesivo

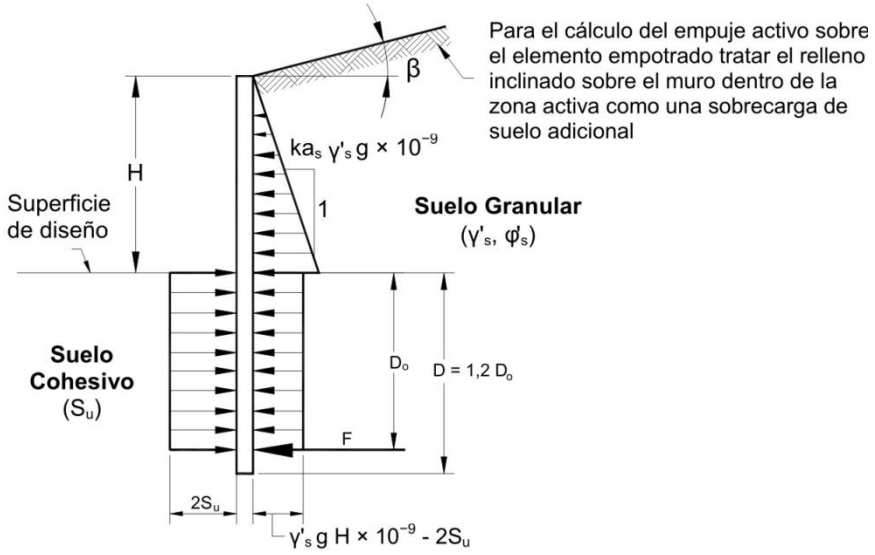


Figura 4.2.2.4.6-6 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros temporarios tipo pantalla formados por elementos verticales continuos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo granular, modificado según Teng(1962)

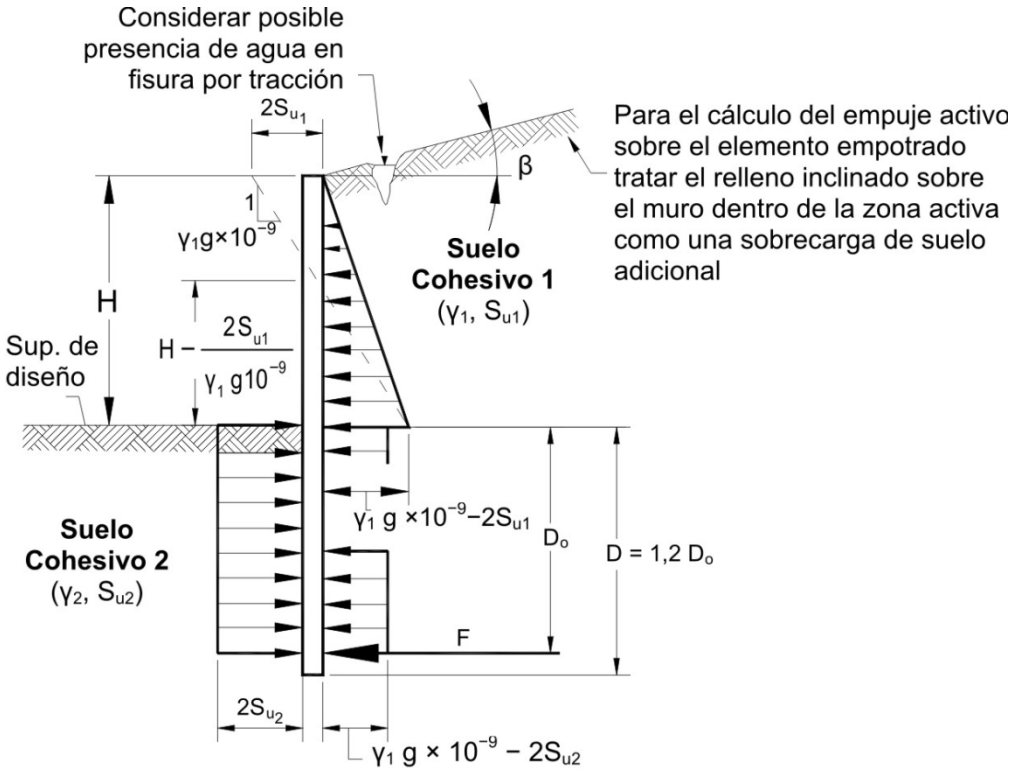


Figura 4.2.2.4.6-7 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros temporarios tipo pantalla formados por elementos verticales continuos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo cohesivo, modificadas según Teng (1962)

4.2.2.4.7 Empujes Aparentes del Suelo para Muros Anclados

Para muros anclados construidos de arriba hacia abajo, el empuje del suelo se puede estimar de acuerdo con los ***Artículos 4.2.2.4.7.1 ó 4.2.2.4.7.2***.

Al desarrollar el empuje de diseño para un muro anclado se deberán considerar los desplazamientos del muro que podrían afectar las estructuras adyacentes y/o las instalaciones de servicios públicos enterradas.

4.2.2.4.7.1 Suelos No Cohesivos

El empuje del suelo sobre muros anclados temporarios o permanentes construidos en suelos no cohesivos se puede determinar utilizando la ***Figura 4.2.2.4.7.1-1***, para la cual la máxima ordenada del diagrama de empuje, *pa*, se calcula de la siguiente manera:

Para muros con un solo nivel de anclajes:

$$p_a = k_a \gamma'_s g H x 10^{-9} \qquad (4.2.2.4.7.1\text{-}1)$$

Para muros con múltiples niveles de anclajes:

$$P_a = \frac{k_a \gamma'_s g H^2 x 10^{-9}}{1.5H - 0.5H_1 - 0.5H_{n+1}} \qquad (4.2.2.4.7.1\text{-}2)$$

Donde:

pa = máxima ordenada del diagrama de empuje (MPa)

ka = coeficiente de empuje activo del suelo

= $\tan^2(45^o - \phi_f/2)$ (adimensional) para $\beta = 0$. Para $\beta \neq 0$ utilizar la **Ecuación 4.2.2.4.3-1**

γ's = densidad efectiva del suelo (kg/m^3)

H = profundidad total de excavación (mm)

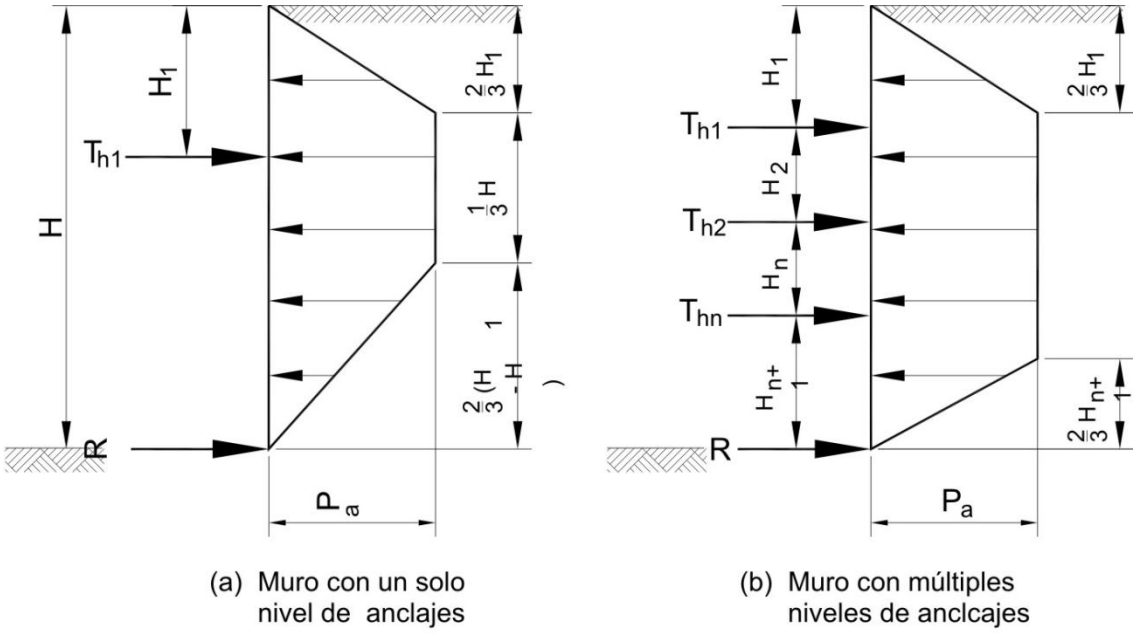
H_1 = distancia entre la superficie del terreno y el anclaje ubicado a mayor altura (mm)

H_{n+1} = distancia entre la base de la excavación y el anclaje ubicado a menor altura (mm)

Thi = carga horizontal en el anclaje i (N/mm)

R = reacción a ser resistida por la subrasante (es decir, debajo de la base de la excavación) (N/mm)

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2)



(a) Muro con un solo nivel de anclajes

(b) Muro con múltiples niveles de anclcajes

Figura 4.2.2.4.7.1-1 – Distribuciones del empuje aparente para muros anclados construidos de arriba hacia abajo en suelos no cohesivos

4.2.2.4.7.2 Suelos Cohesivos

La distribución del empuje aparente en los suelos cohesivos está relacionada con el número de estabilidad, Ns, el cual se define como:

$$N = \frac{\gamma_s g H x 10^{-9}}{S_u} \qquad (4.2.2.4.7.2\text{-}1)$$

Donde:

γ_s = densidad total del suelo (kg/m^3)

H = profundidad total de excavación (mm)

S_u = resistencia media al corte del suelo no drenado (MPa)

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2)

4.2.2.4.7.2 a Suelos Rígidos a Duros

Para muros anclados temporarios en suelos cohesivos de rígidos a duros (*Ns* ≤ 4), el empuje del suelo se puede determinar utilizando la ***Figura 4.2.2.4.7.1-1,*** calculando la máxima ordenada del diagrama de empuje, p_a, como:

$$P_a = 0.2x10^{-9}\gamma_s gH \ a \ 0.4x10^{-9}\gamma_s gH \qquad (4.2.2.4.7.2a\text{-}1)$$

Donde:

p_a = máxima ordenada del diagrama de empuje (MPa)

γ_s = densidad total del suelo (kg/m^3)

H = profundidad total de excavación (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2)

Para muros anclados permanentes en suelos cohesivos de rígidos a duros se pueden utilizar las distribuciones de empuje aparente descritas en el ***Artículo 4.2.2.4.7.1*** basando ka en el ángulo de fricción del suelo cohesivo drenado. En el caso de muros permanentes se deberá utilizar la distribución, permanente o temporaria, que provoque la máxima fuerza total.

En el caso de los muros temporarios la distribución del empuje aparente del suelo de la ***Figura 4.2.2.4.7.1-1*** sólo se debería utilizar si se trata de excavaciones de duración breve y controlada, si el suelo no está fisurado y si no hay agua libre disponible.

Es posible que el diseño de un muro permanente esté controlado por cargas temporarias; además de las cargas permanentes también se deberían evaluar las cargas temporarias.

4.2.2.4.7.2 b Suelos Blandos a Medianamente Rígidos

El empuje del suelo sobre muros temporarios o permanentes en suelos cohesivos blandos a medianamente rígidos (Ns ≥ 6) se puede determinar utilizando la ***Figura 4.2.2.4.7.2b-1***, para la cual la máxima ordenada del diagrama de empuje, p_a, se calcula de la siguiente manera:

$$P_a = K_a\gamma_s gH \ x10^{-9} \qquad (4.2.2.4.7.2b\text{-}1)$$

Donde:

p_a = máxima ordenada del diagrama de empuje (MPa)

k_a = coeficiente de empuje activo del suelo de la **Ecuación (4.2.2.4.7.2b-2)**

γ_s = densidad total del suelo (kg/m^3)

H = profundidad total de excavación (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2)

El coeficiente de empuje activo del suelo, k_a, se puede determinar cómo:

$$K_a = 1 - \frac{4S_a}{\gamma_s g H x 10^{-9}} + 2\sqrt{2}\,\frac{d}{H}\left(\frac{0.048 - 5.14 s_{ub}}{\gamma_s g H x 10^{-9}}\right) \geq 0.22$$

(4.2.2.4.7.2b-2)

Donde:

S_u = resistencia del suelo retenido no drenado (MPa)

S_{ub} = resistencia del suelo no drenado debajo de la base de la excavación (MPa)

γ_s = densidad total del suelo retenido (kg/m^3)

H = profundidad total de excavación (mm)

d = profundidad de la superficie potencial de falla debajo de la base de la excavación (mm)

Para suelos con $4 < Ns < 6$ utilizar el mayor valor de P_a obtenido ya sea de la ***Ecuación 4.2.2.4.7.2a-1*** o bien de la ***Ecuación 4.2.2.4.7.2b-1***.

El valor de d se toma como el espesor de suelo cohesivo blando a medianamente rígido debajo de la base de la excavación, hasta un valor máximo de Be / 2, siendo Be el ancho de la excavación.

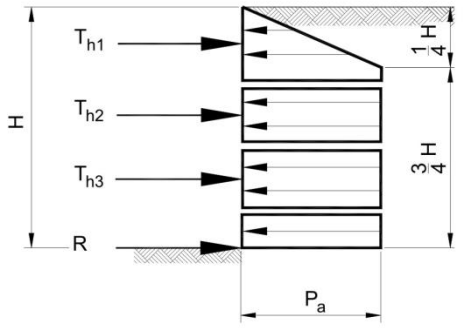


Figura 4.2.2.4.7.2b-1 – Distribución del empuje aparente del suelo para muros anclados construidos de arriba hacia abajo en suelos cohesivos blandos a medianamente rígidos

4.2.2.4.8 Empujes Laterales del Suelo para Muros Modulares Prefabricados

La magnitud y ubicación de las cargas resultantes y fuerzas resistentes para muros modulares prefabricados se pueden determinar utilizando las distribuciones del empuje del suelo presentadas en las ***Figuras 4.2.2.4.8-1 y 4.2.2.4.8-2***. Si los paramentos de los módulos prefabricados forman una superficie irregular, escalonada, el empuje del suelo se deberá calcular sobre una superficie plana trazada desde la esquina posterior superior del módulo de más arriba hasta el talón posterior inferior del módulo ubicado más abajo utilizando la teoría de Coulomb.

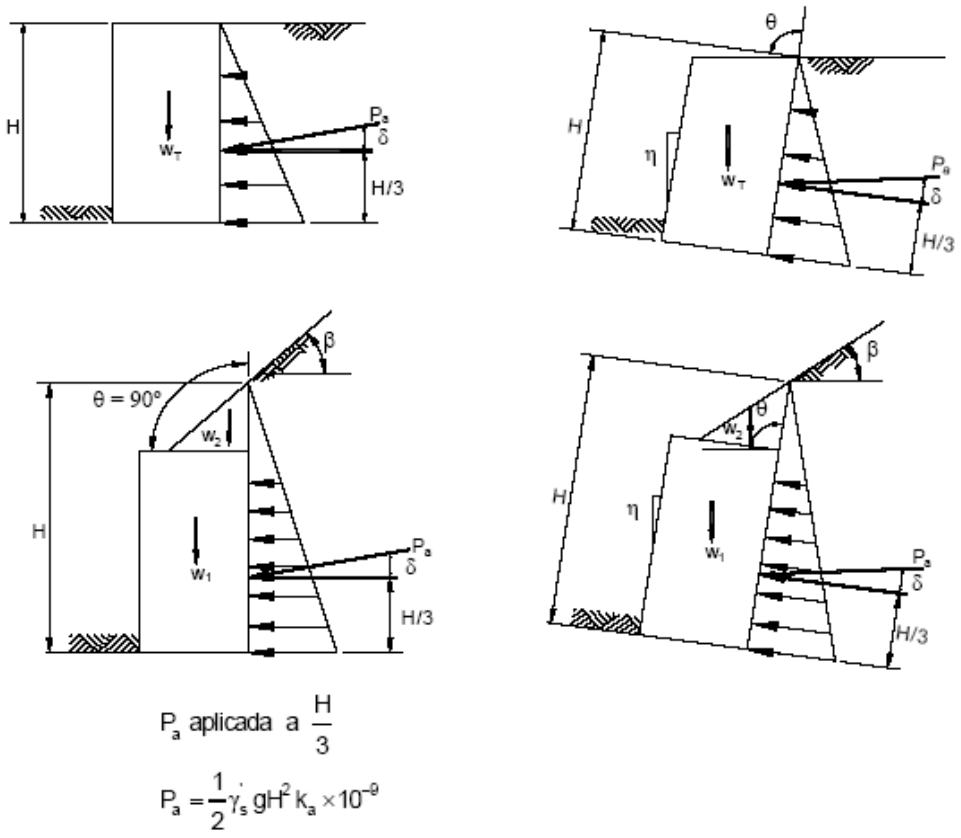
El valor de k_a utilizado para calcular el empuje lateral provocado por el relleno retenido y otras cargas detrás del muro se deberá calcular en base al ángulo de fricción del relleno detrás de los módulos. En ausencia de datos más específicos, si detrás de los módulos prefabricados se utiliza relleno granular en una zona de al menos 1V:1H a partir del talón del muro, para ϕ_f se puede utilizar un valor de 34º. Caso contrario, al no contar con datos específicos, se deberá utilizar un ángulo de fricción máximo de 30º.

El ángulo de fricción del muro, δ, es función de la dirección y la magnitud de los posibles movimientos, y de las propiedades del relleno. Si la estructura se asienta más que el relleno el ángulo de fricción del muro será negativo.

Para calcular ka se deberían utilizar como máximo los ángulos de fricción de muros indicados en la ***Tabla 4.2.2.4.8-1***, a menos que se demuestre la existencia de coeficientes más precisos.

Tabla 4.2.2.4.8-1 – Máximos ángulos de fricción de muros, δ

Caso	Ángulo de fricción del muro (δ)
Los módulos se asientan más que el relleno	0
Superficie de contacto continua de hormigón prefabricado (módulos de ancho uniforme)	$0{,}50\phi_f$
Superficie de contacto promedio (módulos escalonados)	$0{,}75\phi_f$



$$P_a \text{ aplicada a } \frac{H}{3}$$

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_s' g H^2 k_a \times 10^{-9}$$

Figura 4.2.2.4.8-1 Distribuciones del empuje del suelo para muros modulares prefabricados con paramentos continuos.

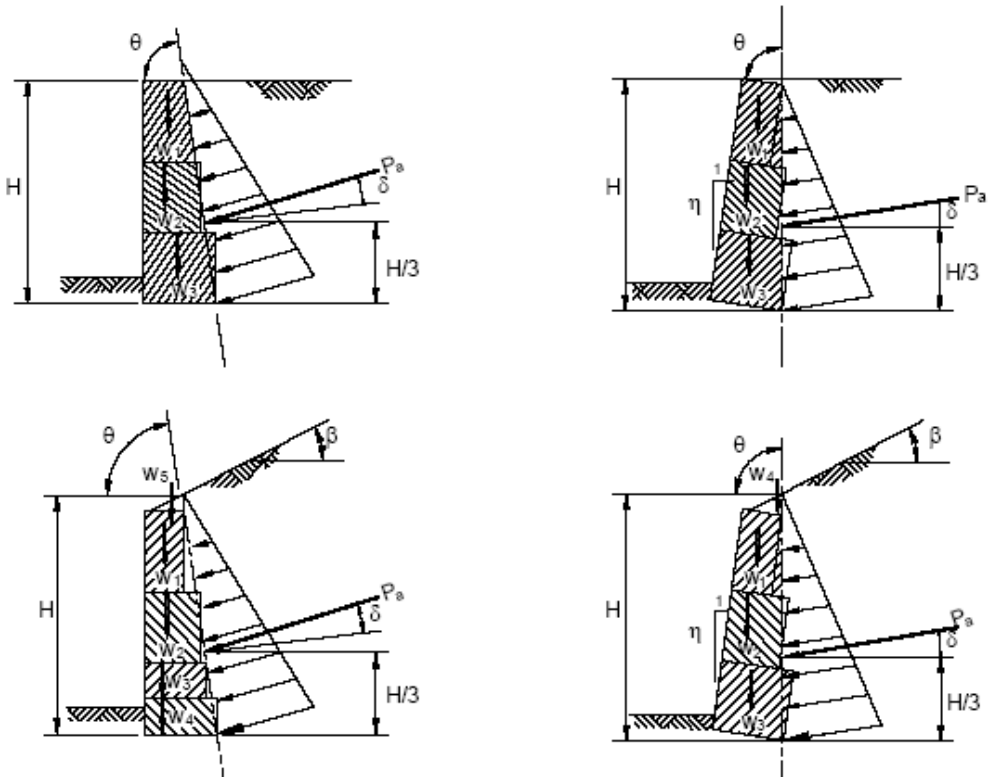


Figura 4.2.2.4.8-2 Distribuciones del empuje del suelo para muros modulares prefabricados con paramentos irregulares

4.2.2.5 Sobrecargas: ES y LS

4.2.2.5.1 Sobrecarga Uniforme (ES)

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar un empuje horizontal constante.

Este empuje constante se puede tomar como:

$$\Delta_p = k_s q_s \qquad (4.2.2.5.1\text{-}1)$$

Donde:

Δ_p = empuje horizontal constante debido a la sobrecarga uniforme (MPa)

k_s = coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga

q_s = sobrecarga uniforme aplicada sobre la superficie superior de la cuña de suelo activa (MPa)

Para condiciones de empuje activo k_s se deberá tomar como k_a, y para condiciones "en reposo" k_s se deberá tomar como k_o. Alternativamente, se pueden utilizar valores intermedios adecuados para el tipo de relleno y cantidad de movimiento del muro.

4.2.2.5.2 Cargas Puntuales, Lineales y de Faja (ES) - Muros Restringidos contra el Movimiento

El empuje horizontal que actúa sobre un muro debido a una faja uniformemente cargada paralela al muro, Δ_{ph}, en MPa, se puede tomar como:

$$\Delta_{ph} = \frac{2p}{\pi}\left(\delta - sen\,\delta\,\cos\left(\delta + 2\alpha\right)\right) \qquad (4.2.2.5.2\text{-}1)$$

Donde:

p = intensidad de la carga uniforme actuando en una faja paralela al muro (MPa)

α = ángulo especificado en la ***Figura 4.2.2.5.2-1*** (radianes)

δ = ángulo especificado en la ***Figura 4.2.2.5.2-1*** (radianes)

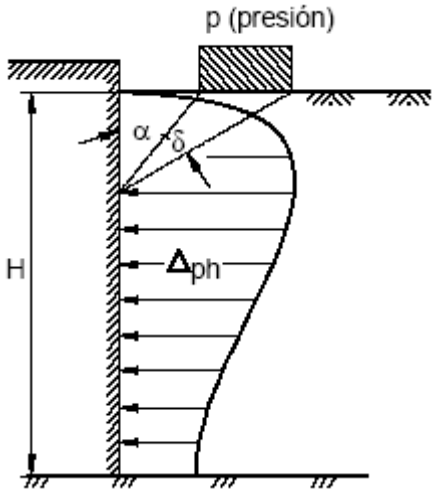


Figura 4.2.2.5.2-1 Empuje horizontal sobre un muro provocado por una faja uniformemente cargada

El empuje horizontal que actúa sobre un muro debido a una carga puntual, Δph en MPa, se puede tomar como:

$$\Delta_{ph} = \frac{P}{\pi R^2}\left[\frac{3ZX^2}{R^3} - \frac{R(1-2v)}{R+Z}\right] \qquad (4.2.2.5.2\text{-}2)$$

Donde:

P = carga puntual (N)

R = distancia radial desde el punto de aplicación de la carga hasta un punto en el muro según lo especificado en la ***Figura 4.2.2.5.2-2***, donde

$R = (x^2 + y^2 + z^2)^{0,5}$ (mm)

X = distancia horizontal desde el paramento posterior del muro hasta el punto de aplicación de la carga (mm)

Y = distancia horizontal desde un punto en el muro considerado hasta un plano perpendicular al muro que pasa por el punto de aplicación de la carga, medida sobre el muro (mm)

Z = distancia vertical desde el punto de aplicación de la carga hasta la elevación de un punto sobre el muro considerado (mm)

v = coeficiente de Poisson (adimensional)

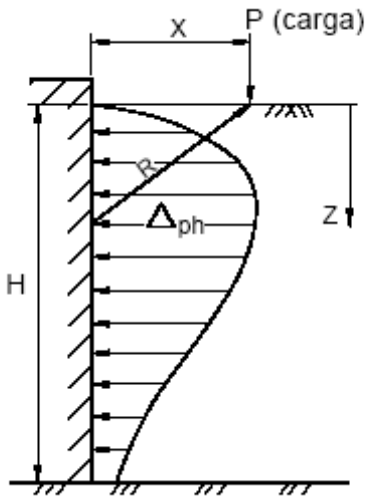


Figura 4.2.2.5.2-2 Empuje horizontal sobre un muro provocado por una carga puntual

El empuje horizontal que actúa sobre un muro debido a una carga lineal infinitamente larga paralela al muro, Δph en MPa, se puede tomar como:

$$\Delta_{ph} = \frac{4QX^2Z}{\pi R^4} \qquad (4.2.2.5.2\text{-}3)$$

Donde:

Q = intensidad de la carga en N/mm

Y el resto de la simbología corresponde a lo definido anteriormente e ilustrado en la ***Figura 4.2.2.5.2-3.***

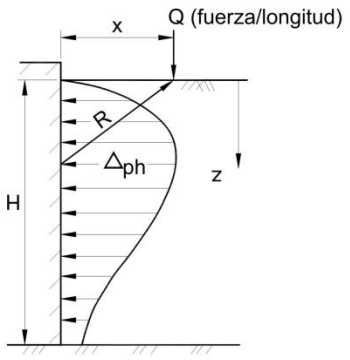


Figura 4.2.2.5.2-3 – Empuje horizontal sobre un muro provocado por una carga lineal infinitamente larga paralela al muro

El empuje horizontal que actúa sobre un muro debido a una carga lineal de longitud finita perpendicular a un muro, Δ_{ph}, en MPa, se puede tomar como:

$$\Delta_{ph} = \frac{Q}{\pi Z}\left[\frac{1}{A^3} - \frac{1-2\nu}{A+\frac{Z}{X_2}} - \frac{1}{B^3} + \frac{1-2\nu}{B+\frac{Z}{X_1}}\right] \qquad (4.2.2.5.2\text{-}4)$$

Donde:

$$A = \sqrt{1+\left(\frac{Z}{X_2}\right)^2} \qquad (4.2.2.5.2\text{-}5)$$

$$B = \sqrt{1+\left(\frac{Z}{X_1}\right)^2} \qquad (4.2.2.5.2\text{-}6)$$

Y donde:

X_1 = distancia desde el paramento posterior del muro hasta el inicio de la carga lineal como se especifica en la ***Figura 4.2.2.5.2-4*** (mm)

X_2 = longitud de la carga lineal (mm)

Z = profundidad desde la superficie del terreno hasta un punto sobre el muro considerado (mm)

v = coeficiente de Poisson (adimensional)

Q = intensidad de la carga (N/mm)

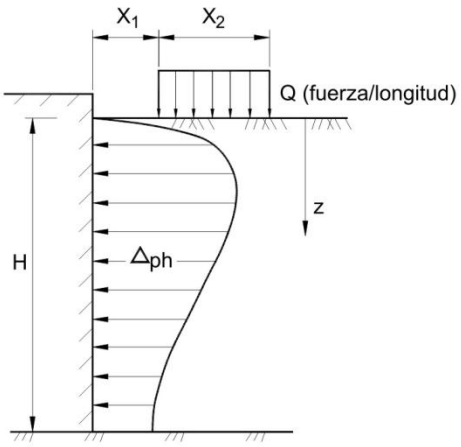


Figura 4.2.2.5.2-4 – Empuje horizontal sobre un muro provocado por una carga lineal de longitud finita perpendicular al muro

4.2.2.5.3 Sobrecarga Viva (LS)

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro. Si la sobrecarga es para una carretera su intensidad deberá ser consistente con los requisitos del ***Artículo 4.3.2.3.*** Si la sobrecarga no es para una carretera el Propietario deberá especificar y/o aprobar sobrecargas vivas adecuadas.

El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como:

$$\Delta_p = k\gamma_s g h_{eq} x10^{-9} \qquad (4.2.2.5.3\text{-}1)$$

Donde:

Δ_p = empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva (MPa)

γ_s = densidad total del suelo (kg/m^3)

k = coeficiente de empuje lateral del suelo

h_{eq} = altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2)

Las alturas de suelo equivalente, h_{eq}, para cargas de carreteras sobre estribos y muros de sostenimiento se pueden tomar de las ***Tablas 4.2.2.5.3-1 y 4.2.2.5.3-2.*** Para alturas de muro intermedias se deberá interpolar linealmente.

La altura del muro se deberá tomar como la distancia entre la superficie del relleno y el fondo de la zapata a lo largo de la superficie de contacto considerada.

Tabla 4.2.2.5.3-1 – Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

Altura del estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	**1200**
3000	**900**
≥ 6000	**600**

Tabla 4.2.2.5.3-2 – Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros de sostenimiento paralelos al tráfico

Altura del muro (mm)	h_{eq} (mm) Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico	
	0,0 mm	**300 mm o más**
1500	1500	**600**
3000	1050	**600**
≥ 6000	**600**	**600**

El factor de carga tanto para la componente vertical como para la componente horizontal de la sobrecarga viva se deberá tomar como se especifica en la ***Tabla 4.5.1.1*** para sobrecarga viva.

4.2.2.5.4 Reducción de la Sobrecarga

Si la carga vehicular se transmite a través de una losa estructural que a su vez es soportada por medios diferentes al suelo, se puede permitir una correspondiente reducción de las sobrecargas.

4.2.2.6 Reducción debida al Empuje del Suelo

Para alcantarillas y puentes y sus componentes, en aquellos casos en los cuales el empuje del suelo podría reducir las solicitaciones provocadas por otras cargas y fuerzas, esta reducción se deberá limitar al empuje del suelo que se anticipa estará presente de manera permanente. En ausencia de información más precisa se podrá realizar una reducción del 50 por ciento, pero no es necesario combinar con el factor de carga mínimo especificado en la ***Tabla 4.5.1-2.***

4.2.2.7 Fricción Negativa

Las solicitaciones debidas a la fricción negativa en pilas o pilotes perforados provocadas por el asentamiento del suelo adyacente a la pila o pilote se deberán determinar de acuerdo con los requisitos de la **Sección 8** - ***Artículo 8.8.1.5.***

4.2.3 DEFORMACIONES IMPUESTAS (EL)

Las tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas de postesado serán consideradas como cargas permanentes. El proyectista deberá estimar la magnitud de tales acciones y la fracción de las mismas que origina efectos desfavorables en la estructura.

4.3 CARGAS VARIABLES O TRANSITORIAS

4.3.1 CARGAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

El proyectista considerará todas las cargas debidas a pesos de materiales y equipos requeridos durante la construcción, así como las cargas de peso propio u otras de carácter permanente que se apliquen en cada etapa del proceso constructivo. Deberá preeverse la ubicación de todas las cargas permanentes o temporales en cada etapa, dejando margen para posibles imprecisiones o errores.

Deberá considerarse la posibilidad que, durante el proceso constructivo o como resultado de una posterior modificación, la carga muerta sea retirada parcialmente, pudiendo reducirse un posible efecto favorable.

Cuando las condiciones de diseño lo requieran, el expediente técnico deberá indicar claramente la secuencia constructiva.

4.3.2 SOBRECARGAS GRAVITATORIAS (LL, PL)

Cargas vivas de vehículos y peatones.

4.3.2.1 Número de vías o carriles de diseño.

Para efectos de diseño, el número de vías será igual a la parte entera de w/3,60 donde w es el ancho libre de la calzada, en metros, medido entre bordes de cordones o barreras.

En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3,60 m de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación.

El ancho de cada vía se supondrá igual a 3,60 m, excepto para anchos de calzada entre 6,00 m y 7,20 m, en que se considerará al puente como de dos vías, cada una con un ancho igual a la mitad del total.

4.3.2.2 Presencia de múltiples sobrecargas

Los requisitos de este artículo no se aplicarán al estado límite de fatiga para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño. Si en lugar de emplear la ley de momentos y el método estático se utilizan los factores de distribución aproximados para carril único de los ***Artículos 5.6.2.2 y 5.6.2.3***, las solicitaciones se deberán dividir por 1,20.

A menos que en este documento se especifique lo contrario, la solicitación extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93.

En ausencia de datos específicos del predio, los valores de la ***Tabla 4.3.2.2-1***:

- Se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado,
- Se podrán utilizar al investigar el efecto de tres o más carriles cargados.

A los fines de determinar el número de carriles cuando la condición de carga incluye las cargas peatonales, especificadas en el ***Artículo 4.3.2.6***, combinadas con uno o más carriles con la sobrecarga vehicular, las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado.

Los factores especificados en la ***Tabla 4.3.2.2-1*** no se deben aplicar conjuntamente con los factores de distribución de carga aproximados especificados en los ***Artículos 5.6.2.2 y 5.6.2.3***, excepto si se aplica la ley de momentos o si se utilizan requisitos especiales para vigas exteriores en puentes de vigas y losas, especificados en el ***Artículo 5.6.2.2.2d***.

Tabla 4.3.2.2-1 – Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

4.3.2.3 Sobre Carga Vehicular de Diseño

4.3.2.3.1 Generalidades

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- Camión de diseño o tándem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

A excepción de las modificaciones especificadas en el ***Artículo 4.3.2.4***, cada carril de diseño considerado deberá estar ocupado ya sea por el camión de diseño o bien por el tándem de diseño, en coincidencia con la carga del carril, cuando corresponda. Se asumirá que las cargas ocupan 3,00 m transversalmente dentro de un carril de diseño.

Para el estado límite de fatiga sólo se considerará la carga correspondiente al camión de diseño, según se indica en ***4.3.2.3.2***

Para el cómputo de deflexiones se tomará el mayor de los resultados obtenidos con el camión de diseño o con la suma de la sobrecarga distribuida más 25% del camión de diseño.

4.3.2.3.2 Camión de Diseño

Las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán los indicados en la (***Figura 4.3.2.3.2.-1***), la distancia entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) será tomada como aquella que, estando entre los límites de 4,30 m y 9,00 m, resulta en los mayores efectos. Las cargas del camión de diseño deberán

incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en el ***numeral 4.3.3***.

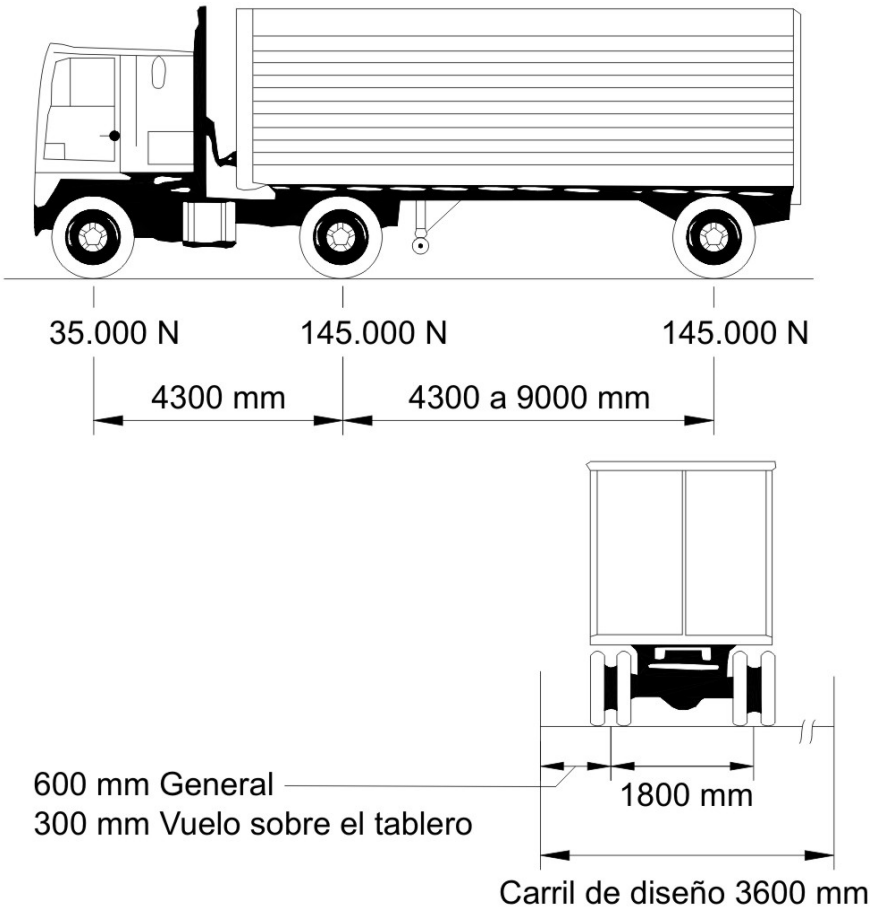


Figura 4.3.2.3.2.-1 Características del Camión de Diseño

4.3.2.3.3 Tándem de Diseño

El tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 110 kN (11,2 t), espaciados a 1,20 m. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 1,80 m. Estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en el ***numeral 4.3.3***.

4.3.2.3.4 Sobrecarga Distribuida

Se considerará una sobrecarga de 9,3 kN/m (970 kgf/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3,00 m en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o el tándem de diseño. No se considerarán efectos dinámicos para esta sobrecarga.

4.3.2.3.5 Área de Contacto de los Neumáticos

El área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de 510 mm de ancho y 250 mm de longitud.

Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye uniformemente sobre el área de contacto. Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye de la siguiente manera:

- En superficies continuas, uniformemente sobre el área de contacto especificada, y
- En superficies discontinuas, uniformemente sobre el área de contacto real dentro de la huella, aumentando la presión en función de la relación entre el área de contacto especificada y la real.

4.3.2.3.6 Carga para la Evaluación Opcional de la Deflexión por Sobrecarga

Si el Comitente invoca el criterio optativo referente a la deflexión por sobrecarga especificado en el ***Artículo 1.4.2.6.2*** **del Título I**, la deflexión se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La deflexión debida al camión de diseño solamente, o
- La deflexión debida al 25 por ciento del camión de diseño considerado juntamente con la carga del carril de diseño.

La deflexión por sobrecarga es un tema relacionado con la serviciabilidad y no con la resistencia.

El camión de diseño actual es idéntico al HS20 de las Especificaciones Estándares anteriores. Para las longitudes de tramo en las cuales la carga del carril de diseño es determinante, la carga del carril de diseño junto con el 25 por ciento del camión de diseño, es decir tres cargas concentradas con un total de 80.000 N, es similar a la carga de carril anterior con su carga concentrada única de 80.000 N.

4.3.2.4 Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño

4.3.2.4.1 Posición de las Cargas en Dirección Longitudinal

En la dirección longitudinal, el puente será cargado en forma continua o discontinua según resulte más crítico para el efecto en estudio, considerando los siguientes casos:

- Camión de diseño más carga distribuida. La distancia entre los ejes de 145 kN (14,78t) será aquella que produzca el efecto más desfavorable en cada caso.
- Tándem de diseño más carga distribuida.
- Sólo para momentos negativos y para reacciones verticales en los apoyos intermedios, se considerará 90% del efecto combinado de la sobrecarga distribuida y de dos camiones de diseño. En este caso la distancia entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) de cada camión será 4,30 m y la distancia entre camiones, medida desde el último eje del primer camión hasta el eje delantero del que le sigue, no será inferior a 15 m.

4.3.2.4.2 Posición de las Cargas en Dirección Transversal

Cada vía cargada, así como la franja de 3,00 m de ancho sobre la que actúa la sobrecarga distribuida, se deberá colocar en dirección transversal en la posición que produzca los máximos efectos en cada caso.

El camión y el tándem de diseño se ubicarán en las posiciones más desfavorables respetando los límites siguientes:

- Para el diseño del voladizo del tablero el centro de la rueda estará a por lo menos 0,30 m de la cara del sardinel o de la baranda.
- Para el diseño del resto de los elementos el centro de la rueda estará a por lo menos 0,60 m del borde del carril cargado o de diseño.

Sólo se deberían cargar aquellas áreas o partes de áreas que contribuyen a la misma solicitación extrema investigada. La longitud cargada se debería determinar mediante los puntos donde la superficie de influencia se encuentra con el eje del carril de diseño.

Si hay una acera que no está separada de la calzada mediante una barrera antichoque, se debería considerar la posibilidad de que los vehículos se puedan montar sobre la acera.

A menos que se especifique lo contrario, las longitudes de los carriles de diseño o de las partes de los carriles de diseño que contribuyen a la solicitación extrema bajo consideración se deberán cargar con la carga del carril de diseño.

4.3.2.4.3 Carga para la Evaluación Opcional de la Deflexión por Sobrecarga

Si el Propietario invoca el criterio optativo referente a la deflexión por sobrecarga especificado en el ***Artículo 1.4.2.6.2 (Titulo I),*** la deflexión se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La deflexión debida al camión de diseño solamente, o
- La deflexión debida al 25 por ciento del camión de diseño considerado juntamente con la carga del carril de diseño. La deflexión por sobrecarga es un tema relacionado con la serviciabilidad y no con la resistencia.

4.3.2.4.4 Cargas de Diseño para Tableros, Sistemas de Tableros y Losas Superiores de Alcantarillas Rectangulares

Los requisitos del presente artículo no se aplican a los tableros diseñados bajo los requisitos del ***Artículo 7.7.2***, Método de Diseño Empírico. La carga de diseño es siempre una carga de eje; no se deberían considerar cargas de una sola rueda.

Si para analizar tableros y losas superiores de alcantarillas rectangulares se utiliza el método aproximado de las fajas, las solicitaciones se deberán determinar en base a lo siguiente:

- Si las fajas primarias son transversales y su longitud es menor o igual que 4,60 m – las fajas transversales se deberán diseñar para las ruedas del eje de 145 kN.
-
- Si las fajas primarias son transversales y su longitud es mayor que 4,60 m – las fajas transversales se deberán diseñar para las ruedas del eje de 145 kN y la carga del carril.
- Si las fajas primarias son longitudinales – las fajas longitudinales se deberán diseñar para todas las cargas especificadas en el ***Artículo 4.3.2.3***, incluyendo la carga del carril.

Si se utilizan los métodos refinados se deberán considerar todas las cargas especificadas en el ***Artículo 4.3.2.3,*** incluyendo la carga del carril.

Los sistemas de tablero, incluidos los puentes tipo losa, se deberán diseñar para todas las cargas especificadas en el ***Artículo 4.3.2.3,*** incluyendo la carga del carril.

Se deberá asumir que las cargas de las ruedas de un eje son iguales; para el diseño de tableros no será necesario considerar la amplificación de las cargas de las ruedas debida a las fuerzas centrífugas y de frenado.

4.3.2.4.5 Carga para el Vuelo del Tablero

Para el diseño de vuelos de tablero con voladizo, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua es menor o igual que 1,80 m, la fila exterior de cargas de rueda se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14,6 N/mm ubicada a 300 mm de la cara de la baranda.

Las cargas horizontales que actúan sobre el vuelo cuando un vehículo colisiona contra las barreras deberán satisfacer los requisitos de la Sección 11.

Las barreras estructuralmente continuas son efectivas para distribuir las cargas de rueda en los vuelos. En este requisito está implícita la suposición que el semipeso de 110 kN de un tándem de diseño se distribuye en una distancia longitudinal de 7,60 m, y que al final del puente hay una viga transversal u otro componente adecuado soportando la barrera y que está diseñado para el semipeso del tándem. Este requisito no se puede aplicar si la barrera no es estructuralmente continua.

4.3.2.5 Carga de Fatiga

4.3.2.5.1 Magnitud y Configuración

Independientemente del número de vías, para el estado límite de fatiga se considerará como carga vertical la de un solo camión de diseño, como se especifica en ***4.3.2.3.2*** pero con una distancia fija

de 9,00 m entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) e incluyendo los efectos dinámicos indicados en ***4.3.3***.

Para analizar la fatiga se deberá ubicar un único camión de diseño, transversal y longitudinalmente de manera de maximizar el rango de tensiones en el detalle considerado, independientemente de la posición sobre el tablero de los carriles de circulación o de diseño.

4.3.2.5.2 Frecuencia

La frecuencia de la carga de fatiga se deberá tomar como el tráfico medio diario de camiones en un único carril ($ADTT_{SL}$). Esta frecuencia se deberá aplicar a todos los componentes del puente, inclusive a aquellos ubicados debajo de carriles que soportan un menor número de camiones.

En ausencia de información más precisa, el tráfico medio diario de camiones en un único carril se tomará como:

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \qquad (4.3.2.5.2\text{-}1)$$

Donde

$ADTT$ = número de camiones por día en una dirección, promediado sobre el período de diseño

$ADTT_{SL}$ = número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el período de diseño

p = valor especificado en la ***Tabla 4.3.2.5.2-1***

Tabla 4.3.2.5.2-1 – Fracción de tráfico de camiones en un único carril, p

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1,00
2	0,85
3 ó más	0,80

Debido a que el estado límite de fatiga y fractura se define en términos de ciclos de tensión acumulados, no es suficiente especificar sólo la carga. Se debería especificar la carga junto con la frecuencia de ocurrencia de la misma.

A los fines del presente artículo, un camión se define como cualquier vehículo con más de dos ejes o cuatro ruedas.

El ADTT en un único carril es el que corresponde al carril por el cual la mayoría de los camiones atraviesan el puente. En un puente típico sin rampas cercanas para ingreso/salida, el carril del lado de la banquina lleva la mayor parte del tráfico de camiones.

Como para un puente los patrones de tráfico futuro son inciertos, se asume que la frecuencia de la carga de fatiga para un único carril se aplica a todos los carriles.

El tráfico medio diario (ADT, average daily traffic), incluyendo todos los vehículos, es decir, automóviles más camiones, bajo condiciones normales está físicamente limitado a aproximadamente 20.000 vehículos por carril y por día. Al estimar el ADTT se debería considerar este valor limitante.

El ADTT se puede determinar multiplicando el ADT por la fracción de camiones en el tráfico. En ausencia de datos específicos sobre el tráfico de camiones en la ubicación considerada, para los puentes normales se pueden aplicar los valores de la ***Tabla 4.3.2.5.2-2-1***.

Tabla 4.3.2.5.2-2-1 – Fracción de camiones en el tráfico

Tipo de carretera	Fracción de camiones en el tráfico
Rural inter-departamental	**0,20**
Urbana inter-departamental	**0,15**
Otras rurales	**0,15**
Otras urbanas	**0,10**

4.3.2.5.3 Distribución de Cargas para Fatiga

4.3.2.5.3 a Métodos Refinados

Si el puente se analiza utilizando algún método refinado, como se especifica en el ***Artículo 5.6.3***, se deberá ubicar un único camión de diseño transversal y longitudinalmente de manera de maximizar el rango de tensiones en el detalle considerado, independientemente de la posición sobre el tablero de los carriles de circulación o de diseño.

Si se asumiera que durante la totalidad de la vida de servicio del puente los carriles de circulación permanecerán tal como fueron indicados en el momento de su inauguración, sería más adecuado colocar el camión en el centro del carril de circulación que produce el mayor rango de tensiones en el detalle considerado. Pero, debido a que los patrones de tráfico futuros del puente son inciertos y

con el objetivo de minimizar el número de cálculos requeridos del diseñador, la posición del camión se independiza de la ubicación tanto de los carriles de circulación como de los carriles de diseño.

4.3.2.5.3 b Métodos Aproximados

Si el puente se analiza utilizando una distribución de cargas aproximada, como se especifica en el ***Artículo 5.6.2***, se deberá utilizar el factor de distribución para un carril de circulación.

4.3.2.6 Cargas Peatonales

Se deberá aplicar una carga peatonal de 3,6 x 10^{-3} MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de 4,1 x 10^{-3} MPa.

Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento y/u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

4.3.2 EFECTOS DINÁMICOS – Incremento por carga dinámica: IM

Exceptuando las estructuras enterradas y de madera, las cargas vivas correspondientes al camión o al tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífuga y de frenado, se incrementarán en los porcentajes indicados en la ***tabla 4.3.3-1*** para tener en cuenta los efectos de amplificación dinámica y de impacto.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: (1 + *IM*/100).

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

Tabla 4.3.3-1 Incremento por Carga Dinámica

Componente	IM
Juntas de tablero – Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	

- Estado límite de fatiga y fractura	15%
- Todos los demás estados límites	33%

No se considerarán incrementos de la carga viva por efectos dinámicos en el diseño de:

- Veredas y puentes peatonales
- Muros de contención, excepto estribos.
- Cimentaciones y otras estructuras totalmente enterradas.

Para puentes de madera y componentes de madera en puentes mixtos los incrementos de carga viva por efectos dinámicos serán 50% de los especificados en la ***tabla 4.3.3-1***.

4.3.4 FUERZAS CENTRÍFUGAS (CE)

En los puentes de planta curva se considerarán fuerzas radiales horizontales iguales a los pesos de cada eje del camión o del tándem de diseño multiplicados por:

$$C = \frac{4v^2}{3gR}$$

Donde:

v= velocidad diseño de la carretera (m/seg)

g = aceleración de la gravedad: 9,807 (m/seg^2)

R = radio de curvatura del carril de circulación (m)

Las fuerzas centrífugas se supondrán aplicadas a 1,80 m. Por encima de la superficie de rodadura.

En el cómputo de las fuerzas centrífugas deberán incluirse el factor modificatorio por presencia múltiple señalado el ***Artículo 4.3.2.2***, pero no se incluirán los efectos dinámicos indicados en ***4.3.3***.

4.3.5 FUERZAS DE FRENADO Y DE ACELERACIÓN (BR)

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o

- por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados de acuerdo con el ***Artículo 4.3.2.1*** y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1,80 m. sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

Se aplicarán los factores de presencia múltiple especificados en el ***Artículo 4.3.2.2***

En el cómputo de estas fuerzas no se incluirán los efectos dinámicos de ***4.3.3.***

4.3.6. CARGAS DEBIDAS AL AGUA: WA

4.3.6.1 Presión Hidrostática

Se asumirá que la presión hidrostática actúa de forma perpendicular a la superficie que retiene el agua. La presión se deberá calcular como el producto entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y g (aceleración de la gravedad).

Los niveles de agua de diseño para los diferentes estados límites serán los especificados y/o aprobados por el Propietario.

4.3.6.2 Flotabilidad

La flotabilidad se deberá considerar como una fuerza de levantamiento, tomada como la sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas, según lo especificado en el ***Artículo 4.3.6.1***, que actúa sobre todos los componentes debajo del nivel de agua de diseño.

4.3.6.3 Presión de Flujo

4.3.6.3.1 Longitudinal

La presión debida a un flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras se deberá tomar como:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D V^2 \qquad \textbf{(4.3.6.3.1-1)}$$

Donde:

p = presión del agua que fluye (MPa)

C_D = coeficiente de arrastre para pilas como se especifica en la ***Tabla 4.3.6.3.1-1***

V = velocidad del agua de diseño para la inundación de diseño en estados límites de resistencia y servicio y para la inundación de control en el estado límite correspondiente a evento extremo (m/seg)

Tabla 4.3.6.3.1-1 – Coeficiente de Arrastre

Tipo	C_D
Pila con borde de ataque semicircular	0,7
Pila de extremo cuadrado	1,4
Arrastres acumulados contra la pila	1,4
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque ≤ 90º	0,8

La fuerza de arrastre longitudinal se deberá tomar como el producto entre la presión de flujo longitudinal y la proyección de la superficie expuesta a dicha presión.

Los troncos, raíces y otros arrastres se pueden acumular en las pilas, bloquear partes del curso de agua y aumentar la presión de flujo que actúa sobre la pila. Esta acumulación depende de la disponibilidad de los arrastres y de los esfuerzos de mantenimiento realizados para retirarlos. Se puede considerar aumentando criteriosamente tanto la superficie expuesta como la velocidad del agua.

La Especificación para Diseño de Puentes Carreteros de Nueva Zelanda contiene el siguiente requisito, que en ausencia de criterios más específicos para el sitio de emplazamiento se puede utilizar a modo de guía:

Si hay transporte de una cantidad significativa de madera flotante, también se deberá considerar presión hidráulica sobre una maderada de acarreos flotantes atascada contra la pila. El tamaño del embalsado deberá ser determinado en base al criterio profesional, pero a modo de guía, la Dimensión A de la ***Figura 4.3.6.3.1-1*** debería ser igual a la mitad de la profundidad del agua, pero nunca mayor que 3,00 m. La Dimensión B debería ser igual a la semisuma de las longitudes de los tramos adyacentes, pero nunca mayor que 14,00 m. La presión se deberá calcular usando la ***Ecuación 4.3.6.3.1- 1***, con CD = 0,5.

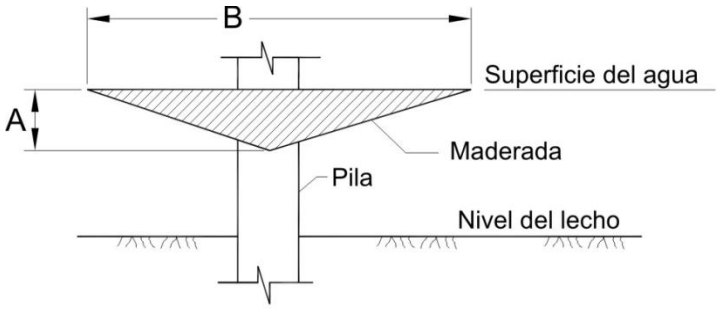


Figura 4.3.6.3.1-1 – Embalsado para el diseño de pilas. (Maderada = Embalsado)

4.3.6.3.2 Carga Lateral

La presión lateral uniformemente distribuida que actúa sobre una subestructura debido a un caudal de agua que fluye formando un ángulo θ respecto del eje longitudinal de la pila se deberá tomar como:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2 \qquad (4.3.6.3.2\text{-}1)$$

Donde:

p = presión lateral (MPa)

C_L = coeficiente de arrastre lateral de la ***Tabla 4.3.6.3.2-1***

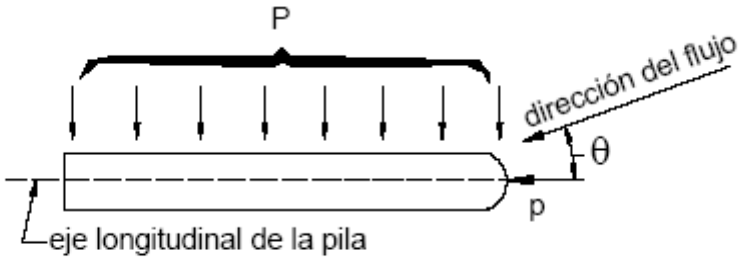


Figura 4.3.6.3.2-1 – Vista en planta de una pila con indicación de la presión de flujo del curso de agua

Tabla 4.3.6.3.2-1 – Coeficiente de arrastre lateral

Ángulo,θ, entre la dirección de flujo y el	C_L

eje longitudinal de la pila	
0º	0,0
5º	0,5
10º	0,7
20º	0,9
≥ 30º	1,0

La fuerza de arrastre lateral se deberá tomar como el producto de la presión de flujo lateral por la superficie expuesta a dicha presión.

4.3.6.4 Cambio de las Fundaciones debido al Estado Límite para Socavación

4.3.6.4.1 Generalidades

Las consecuencias de los cambios de las condiciones de fundación provocados por la inundación de diseño para socavación se deberán considerar en los estados límites de resistencia y servicio. Las consecuencias de los cambios de las condiciones de fundación provocados por la socavación resultante de la inundación de control para socavación y por los temporales se deberán considerar en los estados límites correspondientes a eventos extremos.

Para reducir la vulnerabilidad del puente frente a los daños provocados por la socavación y las cargas hidráulicas se deberían considerar los siguientes conceptos generales de diseño:

- Fijar las cotas de los tableros, tan alto como resulte práctico para las condiciones del sitio dado a fin de minimizar su inundación por las crecidas. Si un puente está sujeto a inundación, considerar el desbordamiento de las secciones de carretera de acceso y optar por estructuras aerodinámicas para minimizar el área sujeta a las cargas hidráulicas y acumulación de hielo, detrito y arrastres.
- Emplear puentes de alivio, espigones, presas y otras obras para corrección del cauce a fin de reducir la turbulencia y las fuerzas hidráulicas que actúan en los estribos del puente.
- Utilizar diseños con tramos continuos. Anclar las superestructuras a sus subestructuras cuando éstas estén sujetas a los efectos de cargas hidráulicas, flotabilidad, hielo o impacto de detritos o acumulación de arrastres. Proveer venteo y drenaje para la superestructura.
- Cuando resulte practicable, limitar el número de pilas dentro del cauce, optar por pilas de forma aerodinámica y alinear las pilas con la dirección de los caudales de inundación. Evitar los tipos de pilas que favorecen la acumulación de hielo y arrastres.
- Ubicar las pilas fuera de la proximidad inmediata de las márgenes de los cursos de agua.
- Ubicar los estribos lejos de los taludes del cauce si se prevé que habrá importantes problemas de acumulación de hielo y/o detritos, socavación y estabilidad del cauce, o

cuando se deban satisfacer requisitos ambientales o legales especiales, por ejemplo, cruces sobre tierras pantanosas.

- Diseñar las pilas en zonas de inundación como pilas fluviales. Ubicar sus fundaciones a una profundidad apropiada si es probable que el cauce cambie de ubicación durante la vida de la estructura o si es probable que se produzcan cortas.
- Siempre que sea posible, usar rejas de desbaste o barreras para detener los arrastres antes que lleguen al puente. Si es inevitable que haya acumulaciones significativas de arrastres, sus efectos se deben tomar en cuenta al determinar las profundidades de socavación y las cargas hidráulicas.

4.3.6.4.2 Socavación de Puentes

Se debe investigar la socavación de las fundaciones de los puentes para dos condiciones:

- Para la inundación de diseño para socavación se debe asumir que el material del lecho dentro del prisma de socavación encima de la línea de socavación total ha sido retirado para las condiciones de diseño. La inundación de diseño debe ser la marea de tormenta o inundación mixta más severa del período de recurrencia de 100 años o una inundación de desbordamiento de menor período de recurrencia si ésta resulta más severa.
- Para la inundación de control para socavación, se debe investigar la estabilidad de las fundaciones del puente para las condiciones provocadas por una determinada tormenta o inundación de población mixta no mayor que el evento de 500 años o por una inundación de desbordamiento de menor período de recurrencia. Bajo esta condición no es necesaria una reserva superior a la requerida por motivos de estabilidad. Se aplicará el estado límite de evento extremo.

Si las condiciones del sitio, debidas el atascamiento de arrastres y las condiciones de bajo nivel de descarga cerca de confluencias de cursos de agua determinan que es necesario usar una inundación más severa como inundación de diseño o inundación de control para socavación, el Ingeniero puede usar tal evento.

Las zapatas ensanchadas fundadas sobre suelo o roca erosionable se deben ubicar de manera que el fondo de la zapata esté por debajo de las profundidades de socavación determinadas para la inundación de control para socavación.

Las zapatas ensanchadas fundadas sobre roca resistente a la socavación se deben diseñar y construir de manera de mantener la integridad de la roca portante.

Cuando resulte practicable, las fundaciones profundas con zapatas se deben diseñar de manera de ubicar la parte superior de la zapata debajo de la profundidad de socavación por contracción estimada a fin de minimizar la obstrucción de los caudales de inundación y la socavación localizada resultante. Se deberían considerar cotas aún menores para el caso de zapatas apoyadas sobre

pilotes, si los pilotes pudieran ser dañados por la erosión y corrosión provocadas por la exposición a las corrientes de agua. Si las condiciones determinan la necesidad de construir la parte superior de una zapata a una cota por encima del lecho del curso de agua, se debe prestar atención al potencial de socavación del diseño.

Si se utilizan espolones u otros sistemas de protección de pilas, el diseño debe considerar su influencia sobre la socavación de las pilas y la acumulación de arrastres.

4.3.7 CARGAS DE VIENTO WL y WS

4.3.7.1 Presión Horizontal del Viento

4.3.7.1.1 Requisitos Generales

Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, V_B, de 160 km/h.

Se asumirá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. El área expuesta será la sumatoria de las áreas de todos los componentes, incluyendo el sistema de piso y las barandas, vistas en elevación y perpendiculares a la dirección de viento supuesta. Esta dirección se deberá variar para determinar las solicitaciones extremas en la estructura o en sus componentes. En el análisis se pueden despreciar las superficies que no contribuyen a la solicitación extrema considerada.

Para puentes o elementos de puentes a más de 10,0 m sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño, V_{DZ}, se deberá ajustar de la siguiente manera:

$$V_{DZ} = 2{,}5\, V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \qquad (4.3.7.1.1\text{-}1)$$

Donde:

V_{DZ} = velocidad de viento de diseño en (km/h) a la altura de diseño, Z

V_{10} = velocidad del viento a 10,00 m sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño (km/h)

V_B = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10,00 m, con la cual se obtienen las presiones de diseño especificadas en los ***Artículos 4.3.7.1.2 y 4.3.7.2***

Z = altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua, > 10.000 mm

V_0 = velocidad por fricción, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la ***Tabla 4.3.7.1.1-1*** para diferentes características de la superficie contra el viento (km/h)

Z_0 = longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la ***Tabla 4.3.7.1.1-1*** (mm)

Tabla 4.3.7.1.1-1 – Valores de V_O y Z_O para diferentes condiciones de la superficie contra el viento

CONDICIÓN	TERRENO ABIERTO	ÁREA SUBURBANA	ÁREA URBANA
V_o (km/h)	13,2	17,6	19,3
Z_o (mm)	70	1000	2500

V_{10} se puede establecer a partir de:

- Cartas de Velocidad Básica del Viento disponibles en la Norma Paraguaya NP Nº 196 “Acción del Viento sobre las Estructuras”
- Relevamientos de los vientos en el sitio de emplazamiento, y
- En ausencia de un criterio más adecuado, la hipótesis de que $V_{10} = V_B$ = 160 km/h

Las siguientes descripciones de los términos "terreno abierto", "área suburbana" y "área urbana" de la ***Tabla 4.3.7.1.1-1*** se parafrasean de ASCE-7-93:

- Terreno abierto − Terreno abierto con obstrucciones dispersas de altura generalmente menor que 10,0 m. Esta categoría incluye los terrenos llanos abiertos y las praderas.
- Área suburbana − Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otros terrenos con numerosas obstrucciones poco separadas del tamaño de una vivienda unifamiliar o mayores. El uso de esta categoría se limitará a aquellas áreas en las cuales la característica representativa predomina en una distancia de al menos 500,00 m en la dirección contra el viento.
- Área urbana − Centro de grandes ciudades donde al menos 50 por ciento de las construcciones tienen una altura superior a 21,00 m. El uso de esta categoría se limitará a aquellas áreas en las cuales la característica representativa predomina en una distancia de al menos 800,00 m en la dirección contra el viento. Se deberán tomar en cuenta los posibles

efectos túnel de las presiones de viento incrementadas que se podrían originar si el puente o la estructura están ubicados próximos a estructuras adyacentes.

4.3.7.1.2 Presión del Viento sobre las Estructuras: WS

4.3.7.1.2.1 Requisitos Generales

Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica del viento de diseño diferente para las combinaciones de cargas que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga. Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal, a menos que el ***Artículo 4.3.7.3*** especifique lo contrario.

En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en MPa, se puede determinar cómo:

$$V_{DZ} = CV_{10}\left(\frac{Z}{10000}\right)^{\alpha} \qquad (4.3.7.1.2.1\text{-}1)$$

PB = presión básica del viento especificada en la ***Tabla 4.3.7.1.2.1-1*** (MPa)

Tabla 4.3.7.1.2.1-1 – Presiones básicas, PB, correspondientes a VB = 160 km/h

COMPONENTE ESTRUCTURAL	CARGA A BARLOVENTO, MPa	CARGA A SOTAVENTO, MPa
Cerchas, columnas y arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Grandes superficies planas	0,0019	NA

La carga de viento total no se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en el plano de un cordón a barlovento ni 2,2 N/mm en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en componentes de vigas o vigas cajón.

En la ***Tabla 4.3.7.1.2.1-1*** el término "columnas" se refiere a las columnas en la superestructura, como por ejemplo las columnas de descarga de los arcos.

4.3.7.1.2.2 Cargas de las Superestructuras

Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento, PB, para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en la ***Tabla 4.3.7.1.2.2-1,*** y se deberá aplicar a una única ubicación de área expuesta.

El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal.

Para el diseño la dirección del viento será aquella que produzca la solicitación extrema en el componente investigado.

Las presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente.

Tabla 4.3.7.1.2.2-1 – Presiones básicas del viento, PB, para diferentes ángulos de ataque; VB 160 km/h

	Reticulados, Columnas y Arcos		Vigas	
Ángulo de oblicuidad del viento	**Carga lateral**	**Carga longitudinal**	**Carga lateral**	**Carga longitudinal**
Grados	**MPa**	**MPa**	**MPa**	**MPa**
0	0,0036	0	0,0024	0
15	0,0034	0,0006	0,0021	0,0003
30	0,0031	0,0013	0,0020	0,0006
45	0,0023	0,0020	0,0016	0,0008
60	0,0011	0,0024	0,0008	0,0009

4.3.7.1.2.3 Fuerzas Aplicadas Directamente a la Subestructura

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 0,0019 MPa.

Para direcciones del viento oblicuas respecto de la estructura, esta fuerza se deberá resolver en componentes perpendiculares a las elevaciones posterior y frontal de la subestructura. La componente perpendicular a la elevación posterior deberá actuar sobre el área de subestructura expuesta tal como se la ve en la elevación posterior, mientras que la componente perpendicular a la

elevación frontal deberá actuar sobre las áreas expuestas y se deberá aplicar simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura.

4.3.7.1.3 Presión de Viento sobre los Vehículos: WL

Si hay vehículos presentes, la presión del viento de diseño se deberá aplicar tanto a la estructura como a los vehículos. La presión del viento sobre los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil de 1,46 N/mm actuando normal a la calzada y 1,80 m sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura.

Si el viento sobre los vehículos no se considera normal a la estructura, las componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga viva se pueden tomar como se especifica en la ***Tabla 4.3.7.1.3-1***, considerando el ángulo de oblicuidad con respecto a la normal a la superficie.

Tabla 4.3.7.1.3-1 – Componentes del viento sobre la sobrecarga viva

Ángulo de oblicuidad	Componente normal	Componente Paralela
Grados	N/mm	N/mm
0	1,46	0
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

4.3.7.2 Presión Vertical del Viento

A menos que el ***Artículo 4.3.7.3*** determine lo contrario, se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de 9,6 x 10-4 MPa por el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal. Esta fuerza se deberá aplicar sólo para los estados límites que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga, y sólo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta fuerza lineal se deberá aplicar en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales especificadas en el ***Artículo 4.3.7.1.***

4.3.7.3 Inestabilidad Aeroelástica

4.3.7.3.1 Requisitos Generales

Se deberán considerar las solicitaciones aeroelásticas en el diseño de puentes y componentes estructurales que pueden ser sensibles al viento. A los fines del presente artículo, todos los puentes y componentes estructurales de los mismos cuya relación longitud de tramo / ancho o profundidad sea superior a 30,0 se deberán considerar sensibles al viento.

También se deberá considerar la vibración de cables provocada por la interacción del viento y la lluvia.

4.3.8 SOLICITACIONES PROVOCADAS POR DEFORMACIONES SUPERPUESTAS: TU, TG, SH, CR, SE

4.3.8.1 Requisitos Generales

Se deberán considerar las solicitaciones internas que la fluencia lenta y contracción provocan en los componentes.

Si corresponde, se debería incluir el efecto del gradiente de temperatura. Las solicitaciones debidas a la deformación de los componentes resistentes, el desplazamiento de los puntos de aplicación de las cargas y los movimientos de los apoyos se deberán incluir en el análisis.

4.3.8.2 Temperatura Uniforme: Rango de Temperatura

Los rangos de temperatura serán los especificados en la ***Tabla 4.3.8.2-1***. Para calcular los efectos provocados por la deformación de origen térmico se deberá utilizar la diferencia entre el límite inferior o superior extendido y la temperatura básica de la construcción supuesta para el diseño.

Tabla 4.3.8.2.-1 – Rangos de temperatura

CLIMA	Hormigón armado o pretensado
Moderado	10° a 40°
Riguroso	-5° a 50°

4.3.8.2.1 Temperatura de Instalación

La temperatura de instalación del puente, o de cualquiera de sus componentes, se deberá tomar como la temperatura real del aire promediada en el período de 48 horas inmediatamente anterior al fraguado.

4.3.8.2.2 Gradiente de Temperatura

En superestructuras de hormigón o de acero con tablero de hormigón, se supondrá un gradiente de temperatura, adicionalmente a los cambios de temperatura especificados en ***4.3.8.2.1***

Tabla 4.3.8.2.2-1 Temperatura que definen los Gradientes (°C)

	Sin asfalto		**5 cm de asfalto**		**10 cm de asfalto**	
Clima	T1	T2	T1	T2	T1	T2
Moderado	40	15	35	15	30	15

El gradiente de temperatura vertical en superestructuras de hormigón y acero con tableros de hormigón se puede tomar como se indica en la ***Figura 4.3.8.2.2-2.***

La dimensión A de la ***Figura 4.3.8.2.2-2*** se deberá tomar como:

- Para superestructuras de hormigón de profundidad mayor o igual que 400 mm − 300 mm.
- Para secciones de hormigón de profundidad menor que 400 mm − 100 mm menos que la profundidad real.

El valor de la temperatura T_3 se deberá tomar como 5ºC, a menos que se realice un estudio específico del predio para determinar un valor adecuado.

Si se considera el gradiente de temperatura, las tensiones internas y deformaciones de la estructura provocadas tanto por gradientes de temperatura positivos como por gradientes negativos se podrán determinar de acuerdo con los requisitos del ***Artículo 5.6.6***

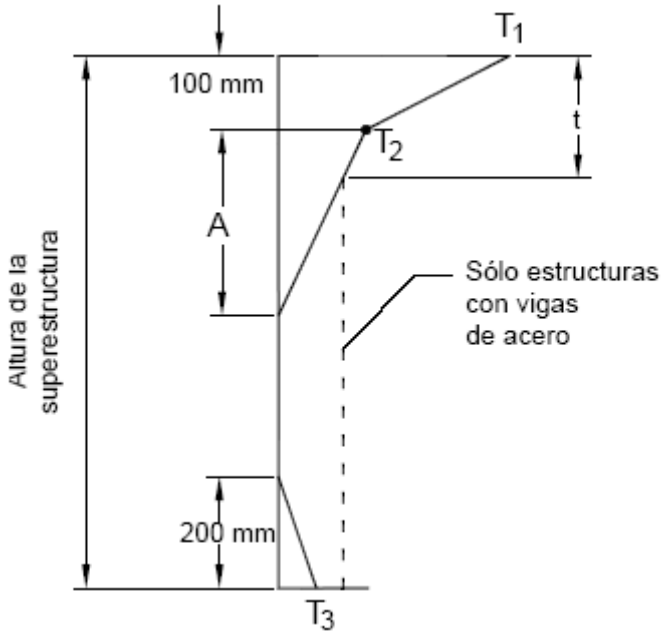


Figura 4.3.8.2.2-2 – Gradiente de temperatura vertical en superestructuras de hormigón

4.3.8.3 Contracción Diferencial

Cuando corresponda, se deberán determinar las deformaciones por contracción diferencial entre hormigones de diferentes edades o composiciones, y entre hormigón y acero o madera.

4.3.8.4 Fluencia Lenta

Al determinar las solicitaciones y deformaci ones provocadas por la fluencia lenta se deberá considerar la dependencia del tiempo y las variaciones de las tensiones de compresión.

4.3.8.5 Asentamiento

Se deberán considerar las solicitaciones provocadas por los valores extremos de los asentamientos diferenciales entre subestructuras y entre unidades de una misma subestructura. El asentamiento se podrá estimar de acuerdo con los requisitos del ***Artículo 8.7.2.3.***

4.4 CARGAS EXCEPCIONALES

Son aquellas acciones cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja, pero que en determinadas condiciones deben ser consideradas por el proyectista, como por ejemplo las debidas a colisiones, explosiones o incendio.

4.4.1 COLISIÓN DE EMBARCACIONES: CV

4.4.1.1 Requisitos Generales

Todos los componentes de un puente que cruza sobre una vía navegable, ubicado en profundidades de agua de diseños mayores o iguales que 600 mm, se deberán diseñar para el impacto de embarcaciones.

La mínima carga de impacto de diseño para la subestructura se deberá determinar utilizando una barcaza de compuerta sin carga, a la deriva con una velocidad igual a la corriente media anual correspondiente al sitio en consideración. La barcaza de diseño deberá ser una única barcaza de 10,70 × 60,00 m, con una masa sin carga igual a 180 Mg, a menos que el Propietario apruebe lo contrario.

Si el puente cruza sobre una vía de gran calado y no es lo suficientemente elevado para imposibilitar el contacto con la embarcación, para la superestructura el impacto mínimo de diseño se puede tomar como la carga de colisión de mástil igual a:

P_{MT} = 0,10 PDH (4.4.1.1-1)

Donde:

P_{MT} = fuerza de impacto del mástil (N)

P_{DH} = fuerza de impacto de la caseta de cubierta especificada a continuación:

P_{DH} = 5,3 × 106 N para la colisión de la caseta de cubierta de un buque de carga de 1000 DWT, y

P_{DH} = 2,7 × 107 N para la colisión de la caseta de cubierta de un buque tanque de 100.000 DWT

En vías navegables donde se anticipa la colisión de embarcaciones:

- Las estructuras se deberán diseñar para resistir las fuerzas de impacto, y/o
- Las estructuras se deberán proteger adecuadamente mediante espolones, dolfines, banquinas, islas u otras obras sacrificables.

4.4.1.2 Responsabilidad del Propietario

El Propietario deberá establecer y/o aprobar la clasificación del puente según su importancia, la densidad del tráfico de embarcaciones en la vía navegable y la velocidad de diseño de las embarcaciones para el puente.

El Propietario deberá especificar o aprobar el grado de daño admisible para los componentes del puente, incluyendo los sistemas de protección.

4.4.2 COLISIÓN DE VEHÍCULOS CARRETEROS Y FERROVIARIOS CONTRA LAS ESTRUCTURAS: CV

Los estribos y pilas de puentes ubicados a 9,00 m o menos del borde de la calzada, o a 15,00 m o menos de la línea de centro de una vía ferroviaria, se deberán diseñar para una fuerza estática

equivalente de 1.800 kN, la cual se asume actúa en cualquier dirección en un plano horizontal, a una altura de 1,20 m sobre el nivel del terreno.

No es necesario considerar los requisitos del ***Artículo 4.4*** en el caso de estructuras protegidas por:

- Un terraplén;
- Una barrera anti-choque estructuralmente independiente, instalada en el terreno y de 1,37 m de altura, ubicada a 3,00 m o menos del componente protegido; o
- Una barrera de 1,07 m de altura ubicada a más de 3,00 m del componente protegido.

Esta excepción sólo se podrá aplicar si la barrera es estructural y geométricamente capaz de sobrevivir un ensayo de impacto.

A los fines del presente artículo, una barrera se puede considerar estructuralmente independiente si no transmite cargas al puente.

La intención de este requisito no es alentar la construcción de pilas y estribos no protegidos dentro de las distancias indicadas, sino ofrecer algunos lineamientos para el diseño estructural para aquellos casos en que resulta totalmente imposible satisfacer los requisitos señalados como excepciones al ***Artículo 4.4.***

La fuerza estática equivalente de 1.800.000 N se basa en información obtenida de ensayos de impacto a escala real realizados sobre barreras para redireccionar camiones remolque de 360 kN.

En el caso de fustes de columnas individuales la carga de 1.800 kN se debería considerar como una carga puntual.

En el caso de los muros la carga se puede considerar como una carga puntual o bien se puede distribuir sobre un área adecuada en función del tamaño de la estructura y el vehículo cuyo impacto se anticipa, pero esta área no debe ser mayor que 1,50 m de ancho por 600 mm de alto.

Estas dimensiones se determinaron considerando el tamaño del bastidor de un camión.

4.5 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS

4.5.1 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS

La solicitación mayorada total se tomará como:

$Q=\sum \eta_i \gamma_i Q_i$ (4.5.1-1)

Donde:

η_i = modificador de las cargas

Q_i = solicitaciones de las cargas aquí especificadas

γ_i = factores de carga especificados en las ***Tablas 4.5.1-1 y 4.5.1-2***

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la ***Ecuación 3.2.1-1*** para las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas mayoradas según se especifica para cada uno de los siguientes estados límites:

- RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

  El valor reducido de 0,50 (aplicable a todas las combinaciones de cargas de resistencia) especificado para TU, CR y SH, usado al calcular solicitaciones diferentes a los desplazamientos en el estado límite de resistencia, representa una reducción anticipada de estas solicitaciones en combinación con la respuesta inelástica de la estructura. El cálculo de desplazamientos para estas cargas utiliza un valor mayor que 1,0 para evitar juntas y apoyos subdimensionados.

- RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

  No se debe asumir que el vehículo de circulación restringida es el único vehículo sobre el puente a menos que esto se asegure mediante un adecuado control del tráfico.

- RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

  En presencia de viento de velocidades elevadas los vehículos se vuelven más inestables. Por lo tanto, los vientos elevados impiden la presencia de una sobrecarga importante sobre el puente.

- RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

- RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

- EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos, no aplicable.

  Aunque este estado límite incluye las cargas hidráulicas, WA, las solicitaciones provocadas por WA son considerablemente menos significativas que los efectos que la degradación provoca sobre la estabilidad de la estructura. Por lo tanto, a menos que las condiciones específicas del predio determinen lo contrario, en el diseño no se deberían incluir las profundidades de socavación local en las pilas ni de la socavación por contracción. Sin embargo, se deberían considerar los efectos debidos a la degradación del cauce.

- EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.

  Se supone que el período de recurrencia de los eventos extremos es mayor que la vida de diseño.

  La probabilidad de la ocurrencia conjunta de estos eventos es extremadamente baja y, por lo tanto, se especifica que estos eventos se apliquen de forma independiente. Bajo estas condiciones extremas se anticipa que la estructura sufrirá deformaciones inelásticas considerables mediante las cuales se espera que se alivien las tensiones debidas a TU, TG, CR, SH y SE.

  El factor para sobrecarga igual a 0,50 significa que es baja la probabilidad que ocurran simultáneamente la máxima sobrecarga vehicular (a excepción de CT) y los eventos extremos.

- SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales.

  También se relaciona con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

  En los componentes de hormigón pretensado, la compresión se investiga usando esta combinación de cargas, mientras que las tensiones de tracción se investigan utilizando la combinación Servicio II.

- SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento provocado por la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

- Desde el punto de vista del nivel de carga, esta combinación está aproximadamente a mitad de camino entre las usadas para los Estados Límites de Servicio I y Resistencia I.

- SERVICIO III – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

- SERVICIO IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración

  El factor de 0,70 que se aplica al viento representa un viento de 135 km/h. Con esto se debería obtener tracción nula en las subestructuras de hormigón pretensado para vientos con un período de recurrencia media de diez años. Las subestructuras de hormigón pretensado también deben satisfacer los requisitos de resistencia especificados la Combinación de Cargas para Resistencia III del ***Artículo 4.5.1.***

  No se recomienda combinar el gradiente térmico con elevadas fuerzas del viento. Se incluyen las fuerzas de expansión de la superestructura.

- FATIGA – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada en el ***Artículo 4.3.2.5.***

El factor de carga, aplicado a un único camión de diseño, refleja un nivel de carga que se considera representativo del universo de camiones con respecto a una gran cantidad de ciclos de tensiones y sus efectos acumulativos sobre los elementos, componentes y conexiones de acero.

En la ***Tabla 4.5.1-1,*** se especifican los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño. Se deberán investigar todos los subconjuntos relevantes de las combinaciones de cargas. En cada combinación de cargas, cada una de las cargas que debe ser considerada y que es relevantes para el componente que se está diseñando, incluyendo todas las solicitaciones significativas debidas a la distorsión, se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple especificado en el ***Artículo 4.3.2.2***, si corresponde. Luego los productos se deberán sumar y multiplicar por los modificadores de las cargas.

Este artículo refuerza el método tradicional de seleccionar combinaciones de cargas con las cuales se obtengan solicitaciones extremas realistas, y su intención es aclarar el tema de la variabilidad de las cargas permanentes y sus efectos o solicitaciones. Como siempre, el Propietario o el Ingeniero pueden determinar que no todas las cargas de una combinación de cargas dada son aplicables a la situación en estudio.

Este documento reconoce que la magnitud real de las cargas permanentes también puede ser menor que el valor nominal. Esto cobra importancia cuando la carga permanente reduce las solicitaciones provocadas por las cargas transitorias.

Los factores se deberán seleccionar de manera de producir la solicitación total mayorada extrema. Para cada combinación de cargas se deberán investigar tanto los valores extremos positivos como los valores extremos negativos.

En las combinaciones de cargas en las cuales una solicitación reduce otra solicitación, a la carga que reduce la solicitación se le deberá aplicar el valor mínimo. Para las solicitaciones debidas a cargas permanentes, de la ***Tabla 4.5.1-2*** se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica. Si la carga permanente aumenta la estabilidad o la capacidad de carga de un componente o puente, también se deberá investigar el valor mínimo del factor de carga para dicha carga permanente.

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

La evaluación de la estabilidad global de los rellenos retenidos, así como de los taludes de tierra con o sin unidad de fundación poco o muy profunda, se debería hacer utilizando la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I y un factor de resistencia adecuado según lo especificado en el ***Artículo 8.5.2.***

Para las estructuras tipo caja, formadas por placas estructurales el factor de sobrecarga para las sobrecargas vehiculares LL e IM se deberá tomar igual a 2,0.

Se ha observado que es más probable que las caras permanentes sean mayores que el valor nominal, y no que sean menores que dicho valor.

En la aplicación de cargas permanentes, las solicitaciones provocadas por cada uno de los seis tipos de cargas especificados se deberían calcular de forma independiente. No es necesario asumir que un tipo de carga varía según el tramo, longitud o componente del puente. Por ejemplo, al investigar el levantamiento del apoyo de una viga continua, no sería correcto utilizar el máximo factor de carga para las cargas permanentes que actúan en los tramos que producen una reacción negativa y el mínimo factor de carga en los tramos que producen reacción positiva. Consideremos la investigación del levantamiento. Si una carga permanente produce levantamiento, dicha carga se tendría que multiplicar por el máximo factor de carga, independientemente del tramo en el cual esté ubicada. Si otra carga permanente reduce el levantamiento, se tendría que multiplicar por el mínimo factor de carga, independientemente del tramo en que esté ubicada. Por ejemplo, para el Estado Límite de Resistencia I si la reacción a la carga permanente es positiva y la sobrecarga puede producir una reacción negativa, la combinación de cargas sería 0,9DC + 0,65DW + 1,75 (LL+ IM). Si ambas reacciones fueran negativas la combinación sería 1,25DC + 1,50DW + 1,75 (LL + IM).

Para cada solicitación puede ser necesario investigar ambas combinaciones extremas aplicando el factor de carga mayor o el factor de carga menor, según corresponda. Las sumatorias algebraicas de estos productos son las solicitaciones totales para las cuales se deberían diseñar el puente y sus componentes.

Aplicando estos criterios para evaluar la resistencia al resbalamiento de muros:

- La carga correspondiente al empuje vertical del suelo en el respaldo de un muro de sostenimiento en voladizo se debería multiplicar por γ_{pmin} (1,00) y el peso de la estructura se debería multiplicar por γ_{pmin} (0,90) ya que estas fuerzas provocan un aumento de la presión de contacto (y de la resistencia al corte) en la base del muro y la fundación.

- La carga correspondiente al empuje horizontal del suelo en un muro de sostenimiento en voladizo se debería multiplicar por γ_{pmax} (1,50) para una distribución del empuje activo del suelo, ya que la fuerza provoca una fuerza de resbalamiento más crítica en la base del muro.

Los factores de carga para gradiente de temperatura, γ_{TG}, y asentamiento, γ_{SE}, se deberían adoptar en base a las características específicas de cada proyecto. Si no hay información específica del proyecto que indique lo contrario, γ_{TG} se puede tomar como:

- 0,0 en los estados límites de resistencia y evento extremo,

- 1,0 en el estado límite de servicio cuando no se considera la sobrecarga, y
- 0,50 en el estado límite de servicio cuando se considera la sobrecarga.

Para los puentes construidos por segmentos se deberá investigar la siguiente combinación en el estado límite de servicio:

DC + DW + EH + EV + ES + WA + CR + SH + TG + EL (4.5.1-2)

El factor de carga para sobrecarga en la combinación correspondiente a Evento Extremo I, γ_{EQ}, se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto.

De manera similar, los valores de γ_{pmax} para el peso de la estructura (1,25), carga de suelo vertical (1,35) y empuje activo horizontal (1,50) representarían la combinación de cargas crítica para evaluar la capacidad de carga de una fundación.

En todas las combinaciones de cargas correspondientes a estados límite de resistencia, las cargas hidráulicas y de fricción se incluyen con sus respectivos valores nominales.

Para la fluencia lenta y contracción se deberían utilizar los valores nominales especificados. En el caso de las cargas de fricción, asentamiento e hidráulicas, para determinar las combinaciones de cargas extremas es necesario investigar tanto los valores mínimos como los valores máximos.

El factor de carga para gradiente de temperatura se debería determinar en base a:

- El tipo de estructura, y
- El estado límite investigado.

De forma tradicional pero no necesariamente correcta, las construcciones con vigas cajón abiertas y múltiples vigas cajón de acero se diseñan sin considerar los gradientes de temperatura, es decir, γ_{TG} = 0,0.

La ***Tabla 4.5.1-2*** no especifica un factor de carga para el empuje pasivo lateral, ya que estrictamente el empuje pasivo lateral del suelo es una resistencia y no una carga.

Tabla 4.5.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas / Estado Límite	*DC DD DW EH EV ES EL*	*LL IM CE BR PL LS*	*WA*	*WS*	*WL*	*FR*	*TU CR SH*	*TG*	*SE*	Usar sólo uno por vez: *EQ*	*IC*	*CT*	*CV*
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo *EH*, *EV*, *ES*, *DW*, *DC*	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo *LL*, *IM* y *CE*	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 4.5.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, γp

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

4.5.2 FACTORES DE CARGA PARA CARGAS CONSTRUCTIVAS

Los factores de carga para el peso de la estructura y sus accesorios no se deberán tomar menores que 1,25.

A menos que el Propietario especifique lo contrario, el factor de carga para las cargas constructivas, para los equipos y para los efectos dinámicos no deberá ser menor que 1,5. El factor de carga para viento no deberá ser menor que 1,25. Todos los demás factores de carga se deberán tomar igual a 1,0.

Los factores de carga aquí presentados no deberían aliviarle al contratista de la responsabilidad por la seguridad y el control de daños durante la construcción.

4.5.3 FACTORES DE CARGA PARA FUERZAS DE TESADO Y POSTESADO

4.5.3.1 Fuerzas de Tesado

A menos que el Propietario especifique lo contrario, las fuerzas de diseño para tesado en servicio no deberán ser menores que 1,3 veces la reacción a la carga permanente en el apoyo, adyacente al punto de tesado

Si el puente no estará cerrado al tráfico durante la operación de tesado, la carga de tesado también deberá incluir una reacción a la sobrecarga consistente con el mantenimiento del plan de tráfico, multiplicada por el factor de carga correspondiente a sobrecarga.

4.5.3.2 Fuerza para las Zonas de Anclaje de Postesado

La fuerza de diseño para las zonas de anclaje de **postesado** se deberá tomar como 1,2 veces la máxima fuerza de tesado.

SECCIÓN 5: ANÁLISIS Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

5.1 CAMPO DE APLICACIÓN

Esta sección describe métodos de análisis adecuados para el diseño y la evaluación de puentes, y se limita a la modelación de las estructuras y a la determinación de las solicitaciones.

También se pueden emplear otros métodos de análisis, siempre que éstos se basen en características documentadas de los materiales y satisfagan las condiciones de equilibrio y compatibilidad.

En general, las estructuras de los puentes se han de analizar elásticamente. Sin embargo, esta sección permite utilizar análisis inelásticos o redistribuir las solicitaciones en algunas superestructuras de vigas continuas. Se especifica un análisis inelástico para elementos comprimidos que se comportan inelásticamente y como alternativa para los estados límites correspondientes a eventos extremos.

5.2 DEFINICIONES

Acción de Pórtico − Continuidad transversal entre el tablero y las almas de una sección transversal de tipo celular o, en el caso de grandes puentes, entre el tablero y los componentes primarios.

Acción de Pórtico para Viento − Flexión transversal del alma de la viga y de los rigidizadores, si los hay, mediante la cual la carga de viento lateral se transmite total o parcialmente al tablero.

Amortiguador − Dispositivo que transfiere y reduce las fuerzas entre los elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura, permitiendo movimientos de origen térmico. El dispositivo provee amortiguación disipando energía bajo cargas sísmicas, cargas de frenado u otras cargas dinámicas.

Análisis Global − Análisis de una estructura considerada en su totalidad.

Análisis Local − Estudio en profundidad de las tensiones y deformaciones en un componente o entre diferentes componentes utilizando las solicitaciones obtenidas de un análisis más global.

Analogía de la Grilla − Método de análisis en el cual toda o parte de la superestructura se discretiza en componentes ortótropos que representan las características de la estructura.

Ancho del Núcleo − Ancho de una superestructura de construcción monolítica menos los vuelos del tablero.

Ángulo de oblicuidad − Ángulo que forma el eje de un apoyo respecto de una recta normal al eje de la carretera.

Carga de Rueda − Un medio de una carga de eje de diseño especificada.

Compatibilidad − Igualdad geométrica de los movimientos en la interfase de componentes unidos.

Componente − Unidad estructural que requiere consideraciones de diseño independientes; sinónimo de elemento.

Condensar − Relacionar las variables a eliminar del análisis con aquellas que se mantienen a fin de reducir el número de ecuaciones a resolver.

Condiciones de Borde − Características de restricción estructural referidas a las condiciones de apoyo de los modelos estructurales y/o la continuidad de los mismos.

Construcción Monolítica − Puentes de tipo cajón unicelular de acero y/u hormigón, sistemas de tablero macizos o de tipo celular de hormigón colado in situ, y tableros compuestos por elementos longitudinales prefabricados, macizos o de tipo celular, efectivamente unidos mediante postesado transversal.

Deformación − Cambio de la geometría de la estructura provocado por las solicitaciones, incluyendo el desplazamiento axial, desplazamiento por corte y rotaciones.

Deformación Superpuesta − Efecto del asentamiento, fluencia lenta y cambio de temperatura y/o contenido de humedad.

Deformación Unitaria − Alargamiento por unidad de longitud.

Diseño − Dimensionamiento y detallado de los componentes y conexiones de un puente para satisfacer los requisitos de estas Especificaciones.

Elástico − Comportamiento de un material estructural caracterizado por una relación tensión-deformación constante; al retirar las cargas el material regresa a su condición no cargada original.

Elemento − Parte de un componente o miembro compuesto por un solo material.

Equilibrio − Estado en el cual la sumatoria de fuerzas y momentos respecto de cualquier punto del espacio es 0,0.

Extremo Articulado − Condición de borde que permite libre rotación pero no traslación en el plano de acción.

Faja Equivalente − Elemento lineal artificial que se aísla de un tablero a los fines del análisis; en este elemento las solicitaciones extremas calculadas para una fila transversal o longitudinal de cargas de rueda se aproximarán a las que realmente existen en el tablero.

Fundación − Elemento portante que transfiere su carga al suelo o roca que soporta el puente.

Grado de Libertad − Una de las diversas traslaciones o rotaciones requeridas para definir el movimiento de un nodo. La forma desplazada de los componentes y/o de la totalidad de la estructura se puede definir mediante un número de grados de libertad.

Grado de Libertad Dinámico − Grado de libertad con el cual se asocia una masa o un efecto de masa.

Huella − Área de contacto especificada entre una rueda y la superficie de la calzada.

Inelástico − Cualquier comportamiento estructural en el cual la relación tensión-deformación no es constante, y parte de la deformación permanece luego de retirar las cargas.

Ley de Momentos - Sumatoria estática de los momentos respecto de un punto que permite calcular la reacción en un segundo punto.

Limitar − Tomar dos o más valores extremos de un parámetro para envolver la respuesta con el objetivo de obtener un diseño conservador.

Línea de Fluencia − Línea de rotulación plástica.

Método Clásico de las Deformaciones − Método de análisis en el cual la estructura se subdivide en componentes cuyas rigideces se pueden calcular independientemente. El equilibrio y la compatibilidad entre componentes se restablecen determinando las deformaciones en las interfases.

Método Clásico de las Fuerzas − Método de análisis en el cual la estructura se subdivide en componentes estáticamente determinados. La compatibilidad entre componentes se restablece determinando las fuerzas en las interfases.

Método de Análisis − Proceso matemático mediante el cual se determinan las deformaciones, esfuerzos y tensiones de una estructura.

Método de Análisis Aceptado − Método de análisis que no requiere verificaciones adicionales y que forma parte de la práctica habitual de la ingeniería estructural.

Método de las Diferencias Finitas − Método de análisis en el cual la ecuación diferencial determinante se satisface en puntos discretos de la estructura.

Método de las Fajas Finitas − Método de análisis en el cual la estructura se discretiza en fajas paralelas. Se asume la forma del campo de desplazamiento de las fajas y se mantiene compatibilidad parcial en las interfases entre elementos.

Los parámetros de desplazamiento del modelo se determinan usando principios energéticos variacionales o métodos de equilibrio.

Método de las Líneas de Fluencia − Método de análisis en el cual se examinan varios patrones posibles de líneas de fluencia con el objetivo de determinar la capacidad portante.

Método de las Placas Plegadas − Método de análisis en el cual la estructura se subdivide en componentes tipo placa, y en las interfases entre componentes se satisfacen tanto los requisitos de equilibrio como los de compatibilidad.

Método de las Series o Armónicas − Método de análisis en cual el modelo de cargas se subdivide en partes adecuadas, permitiendo que cada parte corresponda a un término de una serie convergente infinita mediante la cual se describen las deformaciones estructurales.

Método de los Elementos Finitos − Método de análisis en el cual la estructura se discretiza en elementos conectados por medio de nodos, se asume la forma del campo de desplazamientos de los elementos, se mantiene compatibilidad parcial o total en las interfases entre elementos, y los desplazamientos nodales se determinan utilizando principios energéticos variacionales o métodos de equilibrio.

Modelo − Idealización matemática o física de una estructura o componente que se utiliza para realizar un análisis.

Nodo − Punto donde se encuentran elementos finitos o componentes de una grilla; en el contexto del método de las diferencias finitas, punto donde se satisfacen las ecuaciones diferenciales determinantes.

Nudo − Punto donde se encuentran los ejes de los elementos, generalmente en puentes de cercha, arco, atirantados y suspendidos.

Ortótropo − Perpendicular uno a otro; que tiene propiedades físicas diferentes en dos o más direcciones ortogonales.

Posición Determinante − Ubicación y orientación de una carga transitoria que provoca las solicitaciones extremas.

Punto de Contraflexión − Punto donde cambia el sentido del momento flector; sinónimo de punto de inflexión.

Rango de Tensiones − Diferencia algebraica entre tensiones extremas.

Relación de Aspecto − Relación entre la longitud y el ancho de un rectángulo.

Respuesta Lineal − Comportamiento estructural en el cual las deformaciones son directamente proporcionales a las cargas.

Respuesta No Lineal − Comportamiento estructural en el cual las deformaciones no son directamente proporcionales a las cargas debido a la existencia de tensiones en el rango inelástico, deformaciones que modifican significativamente las solicitaciones, o una combinación de ambas.

Rigidez − Solicitación debida a una deformación unitaria.

Separación entre Vigas − Distancia entre centro y centro de las líneas de apoyo.

Sistema de Tablero − Superestructura en la cual el tablero está integrado con los componentes que lo soportan, o en la cual las solicitaciones o deformaciones de los componentes que soportan el tablero tienen una influencia significativa sobre dicho tablero.

Sobrecarga de Carril − Combinación del eje tándem más las cargas uniformemente distribuidas, o combinación del camión de diseño más la carga de diseño uniformemente distribuida.

Solicitación − Deformación, tensión o esfuerzo resultante (es decir, fuerza axial, esfuerzo de corte, momento torsor o flector) provocado por las cargas aplicadas, deformaciones impuestas o cambios volumétricos.

Solución Cerrada − Una o más ecuaciones, incluyendo aquellas basadas en series convergentes, que permiten calcular las solicitaciones introduciendo directamente las cargas y parámetros estructurales.

Submodelo − Parte constitutiva del modelo estructural global.

Sujetadores **–** Sistema de cables o varillas de alta resistencia que transfiere fuerzas entre elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura bajo cargas

sísmicas u otras cargas dinámicas luego de contrarrestar un relajamiento inicial, a la vez que permite movimientos de origen térmico.

Tablero − Componente, con o sin superficie de rodamiento, que soporta directamente las cargas de las ruedas.

Tándem − Dos ejes de igual peso poco separados e interconectados mecánicamente.

Teoría de las Grandes Deformaciones − Cualquier método de análisis en el cual se toman en cuenta los efectos de la deformación sobre las solicitaciones.

Teoría de las Pequeñas Deformaciones − Base de los métodos de análisis que desprecian los efectos de la deformación sobre las solicitaciones en la estructura.

Unión Articulada − Conexión puntual entre elementos por medio de un pasador ideal sin fricción.

Vehículo Normalizado − Secuencia de ejes que se utiliza como base común para expresar la resistencia de los puentes.

Viga Equivalente − Viga individual recta o curva que resiste tanto flexión como torsión.

Vigas Maestras − Vigas que no están en contacto físico, que soportan un tablero de hormigón colado in situ.

Zona de Extremo − Región de las estructuras donde, debido a una discontinuidad estructural y/o distribución de las cargas concentradas, no es aplicable la teoría normal de vigas.

5.3 SIMBOLOGÍA

A = sección de un larguero, viga o componente (mm^2).

A_b = sección transversal de una barrera (mm^2).

A_c = sección transversal − transformada para vigas de acero (mm^2).

A_o = sección encerrada por los ejes de los elementos (mm^2).

A_s = sección total de rigidizadores (mm^2).

a = longitud de la región de transición para ancho de ala efectivo de una viga cajón de hormigón (mm); ancho de un rigidizador transversal, separación o ancho de nervio en un tablero ortótropo de acero (mm).

B = separación de las vigas transversales (mm).

b = longitud del neumático (mm); ancho de una viga (mm); ancho de un elemento tipo placa (mm); ancho de ala a cada lado del alma (mm).

b_e = ancho de ala efectivo correspondiente a la posición particular de la sección de interés en el tramo (mm).

b_m = ancho de ala efectivo para porciones interiores de un tramo caso especial de be (mm).

b_n = ancho de ala efectivo para fuerzas normales actuando en zonas de anclaje (mm).

b_o = ancho de alma proyectado en el plano medio del tablero (mm).

b_s = ancho de ala efectivo en apoyo interior o para tramo en voladizo caso especial de b_e (mm).

C = factor de continuidad; parámetro de rigidez.

C_m = coeficiente de gradiente de momento c_1 = parámetro para apoyos oblicuos.

D = Dx/Dy; ancho de distribución por carril (mm).

D_x = rigidez flexional en la dirección de las barras principales (N. mm^2/mm).

D_y = rigidez flexional en dirección perpendicular a las barras principales (N. mm^2/mm).

d = profundidad de una viga o larguero (mm); profundidad de un elemento (mm).

d_e = distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm).

d_o = profundidad de la superestructura (mm).

E = módulo de elasticidad (MPa); ancho equivalente (mm).

E_{MOD} = módulo de elasticidad de un cable, modificado para efectos no lineales (MPa).

e = factor de corrección para distribución; excentricidad de un carril respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas (mm); separación de los nervios en un tablero ortótropo de acero (mm).

e_g = distancia entre los centros de gravedad de la viga y el tablero (mm).

fc = tensión mayorada, corregida para tomar en cuenta los efectos de segundo orden (MPa).

f_{2b} = tensión correspondiente a M^2b (MPa).

f_{2s} = tensión correspondiente a M^2s (MPa).

G= solicitación final aplicada a una viga (kN o kN.mm); módulo de corte (MPa).

G_a = relación entre la rigidez de la columna y la rigidez de los elementos que resisten la flexión de la columna en el extremo “a”.

G_b = relación entre la rigidez de la columna y la rigidez de los elementos que resisten la flexión de la columna en el extremo “b”.

G_D = solicitación debida a las cargas de diseño (kN o kN.mm).

G_p = solicitación debida a la sobrecarga de camión (kN o kN.mm).

g = factor de distribución; aceleración de la gravedad (m/seg^2)

g_m = factor de distribución de la sobrecarga para múltiples carriles.

g_1 = factor de distribución de la sobrecarga para un solo carril.

H = altura promedio de la subestructura que soporta el asiento considerado (mm).

H, H_1, H_2 = componente horizontal de la fuerza en un cable (N).

h = profundidad del tablero (mm).

I = momento de inercia (mm^4).

I_c = momento de inercia de una columna (mm^4); inercia de una sección transversal − transformada para vigas de acero (mm^4).

I_g = momento de inercia de un elemento actuando para restringir la flexión de una columna (mm^4).

IM = incremento por carga dinámica.

I_p = momento de inercia polar (mm^4).

I_s = inercia de una faja equivalente (mm^4).

J = constante torsional de St. Venant (mm^4).

K = factor de longitud efectiva para nervaduras de un arco; constante para diferentes tipos de construcción; factor de longitud efectiva para columnas.

K_g = parámetro de rigidez longitudinal (mm^4).

k = factor utilizado para calcular el factor de distribución para puentes multiviga.

ks = factor de rigidez de una faja (N/mm).

L = longitud de vano del tablero (mm); longitud de tramo (mm); longitud de tramo de una viga (mm).

L_b = separación entre puntos de arriostramiento.

L_c = longitud de columna no arriostrada (mm).

L_g = longitud no apoyada de una viga u otro elemento de restricción (mm).

L_1 = longitud de tramo modificada tomada como el menor valor entre la longitud real ó 18.000 (mm); distancia entre puntos de inflexión de la viga transversal (mm).

L_2 = distancias entre puntos de inflexión de la viga transversal (mm).

li = longitud de tramo ideal (mm).

ℓu = longitud no apoyada de un elemento comprimido (mm); semilongitud de la nervadura del arco (mm).

M = momento debido a la sobrecarga en un tablero emparrillado con vanos parcial o totalmente llenos (N.mm/mm).

M_c = momento mayorado, corregido para tomar en cuenta los efectos de segundo orden; momento requerido para restringir el levantamiento provocado por los efectos térmicos (N.mm).

MM = método elástico multimodal.

M_w = máximo momento lateral en el ala debido a la carga de viento mayorada (N.mm).

M_{1b} = menor momento de extremo de un elemento comprimido debido a cargas gravitatorias que no provoca desplazamiento lateral apreciable: es positivo si el elemento se flexiona con una única curvatura y negativo si hay doble curvatura (N.mm).

M_{2b} = momento en un elemento comprimido debido a cargas gravitatorias mayoradas que no provoca desplazamiento lateral apreciable calculado mediante un análisis de pórtico elástico de primer orden convencional: siempre es positivo (N.mm).

M_{2s} = momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral, Δ, mayor que $\ell u/1500$, calculado mediante un análisis de pórtico elástico de primer orden convencional: siempre es positivo (N.mm).

N = fuerza axial (N); mínima longitud de apoyo (mm).

N_b = número de vigas o largueros.

N_c = número de células de una viga cajón de hormigón.

N_L = número de carriles de diseño.

n = relación modular entre viga y tablero.

P = carga por eje (N).

P_D = presión de viento horizontal de diseño (MPa).

P_e = carga de pandeo de Euler (N).

P_u = carga axial mayorada (N).

P_w = fuerza de viento lateral aplicada en el punto de arriostramiento (N).

p = presión de los neumáticos (MPa).

p_e = carga sísmica estática equivalente uniforme por unidad de longitud de puente que se aplica para representar el modo de vibración primario (N/mm).

$p_e(x)$ = intensidad de la carga sísmica estática equivalente que se aplica para representar el modo de vibración primario (N/mm).

p_o = carga uniforme arbitrariamente fijada igual a 1,0 (N/mm).

R = distribución de carga a viga exterior en términos de los carriles; radio de curvatura (mm).

r = factor de reducción para solicitación longitudinal en puentes oblicuos.

S = separación de los elementos de apoyo (mm); separación de las vigas o almas (mm); oblicuidad de un apoyo medida a partir de una recta perpendicular al tramo (º).

S_b = separación de las barras de un emparrillado (mm).

SM = método elástico unimodal.

s = longitud de un elemento lateral (mm).

T_G = gradiente de temperatura (Δ ºC).

TH = método de historia de tiempo.

T_m = período de un puente (s).

T_u = temperatura uniforme especificada (ºC).

T_{UG} = temperatura promediada en la sección transversal (ºC).

t = espesor de un elemento tipo placa (mm); espesor de una placa de ala en un tablero ortótropo de acero (mm).

tg = espesor de un emparrillado de acero o plancha de acero corrugado, incluyendo la sobrecapa de hormigón o componente de hormigón estructural integral, menos una tolerancia para considerar los efectos del pulido, ranurado o desgaste (mm).

to = espesor de una sobrecapa estructural (mm).

ts = profundidad de una losa de hormigón (mm).

V_{LD} = máximo corte vertical a 3d ó L/4 debido a cargas de rueda distribuidas lateralmente como se especifica en este documento (N).

V_{LL} = corte vertical debido a la sobrecarga distribuida (N).

V_{LU} = máximo corte vertical a 3d ó L/4 debido a cargas de rueda no distribuidas (N).

$v_s(x)$ = deformación correspondiente a po (mm).

$v_{s,MAX}$ = máximo valor de vs(x) (mm).

W = ancho entre bordes de un puente (mm); fuerza de viento mayorada por unidad de longitud (N/mm); peso total de un cable (N); peso total de un puente (N).

W_e = la mitad de la separación entre almas, más el vuelo total (mm).

W_1 = ancho modificado entre bordes de un puente, tomado igual al menor valor entre el ancho real del puente ó 18,00 en el caso de carga en múltiples carriles o 9,00 en el caso de carga en un solo carril (m).

w = ancho de la sección transversal de un elemento (mm).

$w(x)$ = carga permanente nominal, no mayorada, de la superestructura del puente y la subestructura tributaria (N/mm).

z = distancia vertical a partir del centro de gravedad de la sección transversal (mm).

X = distancia entre una carga y el punto de apoyo (mm).

X_{ext} = distancia horizontal entre el centro de gravedad del conjunto de vigas y la viga exterior (mm).

x = distancia horizontal entre el centro de gravedad del conjunto de vigas y cada una de las vigas (mm).

α = ángulo formado por el cable y la horizontal (º); coeficiente de expansión térmica (mm/mm/ºC); flexibilidad generalizada.

β = participación generalizada.

γ = factor de carga; masa generalizada.

Δ_W = prolongación del ancho del vuelo (mm).

δ_b = amplificador de momento o tensión para deformación en modo arriostrado.

δ_s = amplificador de momento o tensión para deformación en modo no arriostrado.

ε_u = deformación unitaria axial uniforme debida a la expansión térmica axial (mm/mm).

η_i = modificador de las cargas relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa 7.1).

θ = ángulo de oblicuidad (º).

μ = coeficiente de Poisson.

σ_E = tensión interna debida a los efectos térmicos (MPa).

ϕ = factor de resistencia para compresión axial; rotación por unidad de longitud.

5.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL ACEPTABLES

Se puede utilizar cualquier método de análisis que satisfaga los requisitos de equilibrio y compatibilidad y que utilice relaciones tensión-deformación para los materiales propuestos, incluyendo pero no limitados a:

- Métodos clásicos de fuerza y desplazamientos,
- Método de las diferencias finitas,
- Método de los elementos finitos,
- Método de las placas plegadas,
- Método de las fajas finitas,
- Analogía de la grilla,
- Métodos de las series u otros métodos armónicos,
- Método de las líneas de fluencia.

El Ingeniero será responsable por la implementación de los programas computacionales utilizados para facilitar el análisis estructural y por la interpretación y uso de los resultados obtenidos.

En la documentación técnica se deberá especificar el nombre, versión y fecha de lanzamiento del software utilizado.

5.5 MODELOS MATEMÁTICOS

5.5.1 REQUISITOS GENERALES

Los modelos matemáticos deberán incluir las cargas, geometría y comportamiento de los materiales de la estructura, y, cuando corresponda, las características de respuesta de las fundaciones. El modelo se deberá elegir en base a los estados límites investigados, la solicitación a cuantificar y la precisión requerida.

Por ejemplo, los estados límites de servicio y fatiga deberán ser analizados con modelos elásticos. La misma aplicación debe darse para los estados límite de resistencia, excepto en el caso de ciertas vigas continuas donde se requiera de análisis inelásticos, redistribución de momentos negativos e investigación de estabilidad. Los estados límite de evento extremo pueden requerir investigación de colapso basados enteramente en momentos inelásticos. Puentes muy flexibles como por ejemplo los colgantes y los atirantados deberían ser analizados usando métodos elásticos no lineales, tales como la teoría de las grandes deformaciones.

La necesidad de modelos sofisticados para las fundaciones es una función de la susceptibilidad de la estructura a movimientos de las fundaciones. En algunos casos, el modelo de fundación puede ser simple, como en el caso de considerar apoyos firmes. En otros, un estimado de asentamiento puede ser considerado. Pero, donde la respuesta estructural es particularmente sensible a las condiciones

de borde, tal como un arco fijado en los extremos o en el cálculo de frecuencias naturales, modelos rigurosos de la fundación deberán ser hechos para justificar las condiciones reales.

A menos que se permitida lo contrario, la consideración de las barreras compuestas continuas se deberá limitar a los estados límites de servicio y fatiga y a la evaluación estructural.

La rigidez de las barandas estructuralmente discontinuas, cordones, medianas elevadas y barreras no se deberá considerar en el análisis estructural.

A los fines de la presente sección, en el modelo matemático de la fundación se deberá incluir una representación adecuada del suelo y/o roca que soporta el puente.

5.5.2 COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES

5.5.2.1 Comportamiento Elástico vs. Comportamiento Inelástico

Para los propósitos del análisis se deberá considerar que los materiales estructurales se comportan linealmente hasta un límite elástico, e inelásticamente luego de superar dicho límite.

Las acciones en el estado límite correspondiente a evento extremo se pueden acomodar tanto en el rango inelástico como en el rango elástico.

5.5.2.2 Comportamiento Elástico

Las propiedades y características de elasticidad de los materiales deberán satisfacer los requisitos de la ***Sección 6.*** Cuando corresponda, los cambios que sufren estos valores debido al envejecimiento del hormigón y a los efectos ambientales se deberían incluir en el modelo.

Las propiedades de rigidez de los elementos de hormigón y los elementos compuestos se deberán basar en secciones fisuradas y/o no fisuradas consistentes con el comportamiento anticipado. Las características de rigidez de los puentes tipo viga y losa se pueden basar en la participación plena de los tableros de hormigón.

5.5.2.3 Comportamiento Inelástico

Se deberá demostrar que la secciones de los componentes que pueden sufrir deformación inelástica son dúctiles o se ductilizan mediante confinamiento u otros medios. Si se utiliza un análisis inelástico se deberá determinar un mecanismo de falla de diseño preferido y la ubicación de las rótulas correspondientes. En el análisis se deberá comprobar que las fallas por corte, pandeo y adherencia de los componentes estructurales no preceden la formación de un mecanismo inelástico de flexión.

Se deberán tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Una casual sobreresistencia en una pieza estructural en la cual se espera una formación de rótulas, deberá ser considerada ya que esto puede dar lugar a una formación adversa de

rótulas plásticas en una localización no deseada, formándose de esta forma un mecanismo diferente. El deterioro de la integridad geométrica de una estructura debido a grandes deformaciones también deberá ser tomado en cuenta.

- El modelo inelástico deberá estar basado en resultados físicos o en la representación del comportamiento carga-deformación el cual también es confirmado por ensayos.
- Las secciones de las piezas estructurales serán dúctiles si pueden sufrir deformaciones inelásticas y esto puede mejorarse o conseguirse a través del uso de confinamiento u otros medios.
- Cuando se espera tener un comportamiento inelástico debido a la colocación de confinamiento, los especímenes de ensayo incluirán tal confinamiento.
- Cuando se espera que las solicitaciones extremas sean repetidas, los ensayos reflejarán su naturaleza cíclica.

5.5.3 GEOMETRÍA

5.5.3.1 Teoría de las Pequeñas Deformaciones

Si la deformación de la estructura no origina un cambio significativo de las solicitaciones debido a un aumento de la excentricidad de las fuerzas de compresión o tracción, dichas solicitaciones secundarias se pueden ignorar.

En general la teoría de las pequeñas deformaciones es adecuada para analizar puentes tipo viga. Los puentes que resisten cargas fundamentalmente a través de una cupla cuyas fuerzas de tracción y compresión permanecen esencialmente en ubicaciones fijas una respecto de la otra a medida que el puente se deforma, como en el caso de las cerchas y los arcos atirantados, generalmente no son sensibles a las deformaciones. Las columnas y estructuras en las cuales los momentos flectores aumentan o disminuyen por efecto de la deformación tienden a ser sensibles a las deformaciones. Estas estructuras incluyen los puentes suspendidos, los puentes atirantados muy flexibles y algunos arcos no atirantados.

En muchos casos, el grado de sensibilidad se puede evaluar mediante un método aproximado de un solo paso, como por ejemplo el método del factor de amplificación de momentos. En los demás casos puede ser necesario realizar un análisis de segundo orden completo.

5.5.3.2 Teoría de las Grandes Deformaciones

5.5.3.2.1 Requisitos Generales

Si la deformación de la estructura origina un cambio significativo de las solicitaciones, en las ecuaciones de equilibrio se deberán considerar los efectos de la deformación.

Los efectos de la deformación y falta de linealidad geométrica de los componentes se deberán incluir en los análisis de estabilidad y en los análisis de grandes deformaciones.

Para los componentes de hormigón esbeltos comprimidos, el análisis deberá considerar las características de los materiales que varían en función del tiempo y las tensiones.

En el análisis de pórticos y cerchas se deberían considerar los efectos de la interacción entre las fuerzas de tracción y compresión axial en componentes adyacentes.

En el rango no lineal sólo se deberán utilizar cargas mayoradas, y no se deberá aplicar superposición de solicitaciones. En los análisis no lineales el orden de aplicación de las cargas deberá ser consistente con la aplicación de las cargas en la estructura real.

5.5.3.2.2 Métodos Aproximados

5.5.3.2.2 a Requisitos Generales

Cuando el ***Capítulo 6*** lo permita, los efectos de la deformación sobre las solicitaciones en vigas-columna y arcos que satisfacen los requisitos de estas Especificaciones se pueden aproximar por el método de ajuste de un solo paso conocido como amplificación de momentos.

5.5.3.2.2 b Amplificación de Momentos − Vigas-Columna

Los momentos o tensiones mayorados se pueden incrementar para que reflejen los efectos de las deformaciones de la siguiente manera:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_b M_{2s} \qquad \text{(5.5.3.2.2b-1)}$$

$$f_c = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s} \qquad \text{(5.5.3.2.2b-2)}$$

Donde:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} \geq 1{,}0 \qquad \text{(5.5.3.2.2b-3)}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_e}} \qquad \text{(5.5.3.2.2b-4)}$$

Y donde:

P_u = carga axial mayorada (N)

P_e = carga de pandeo de Euler (N)

ϕ = factor de resistencia para compresión axial, especificado en la ***Sección 6*** según corresponda

M_{2b} = momento en el elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas que no provoca desplazamiento lateral apreciable calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo (N.mm)

f_{2b} = tensión correspondiente a M2b (MPa)

M_{2s} = momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral, Δ, mayor que ℓu/1500, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo (N.mm)

f_{2s} = tensión correspondiente a M_{2s} (MPa)

Para columnas compuestas de acero/hormigón la carga de pandeo de Euler, *Pe*, se deberá tomar como:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(k\lambda_u)^2} \qquad \text{(5.5.3.2.2b-5)}$$

Donde:

λ_u = longitud no apoyada de un elemento comprimido (mm)

k = factor de longitud efectiva como se especifica en el ***Artículo 5.6.2.5***

E = módulo de elasticidad (MPa)

I = momento de inercia respecto del eje considerado (mm^4)

Para los elementos comprimidos de hormigón también se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.7.4.3.***

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral, δ*s* se deberá tomar como 1,0 a menos que un análisis indique que se puede utilizar un valor menor. Para los elementos no arriostrados contra el desplazamiento lateral, δ*b* se deberá determinar como para un elemento arriostrado y δ*s* como para un elemento no arriostrado.

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral y sin cargas transversales entre apoyos, Cm se puede tomar como:

$$C_m = 0.6 + 0.4\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0.4 \qquad \text{(5.5.3.2.2b-6)}$$

Donde:

M_{1b} = menor momento de extremo

M_{2b} = mayor momento de extremo

La relación M_{1b}/M_{2b} se considera positiva si el componente se flexiona con una única curvatura y negativo si se flexiona con doble curvatura.

Para todos los demás casos C_m se deberá tomar como 1,0.

En las estructuras que no están arriostradas contra el desplazamiento lateral, los elementos flexionados y unidades de la fundación que forman pórticos con el elemento comprimido se deberán diseñar para la sumatoria de los momentos de extremo del elemento comprimido en la unión.

Si los elementos comprimidos están sujetos a flexión respecto de ambos ejes principales, el momento respecto de cada eje se deberá amplificar aplicando δ, determinado a partir de las correspondientes condiciones de restricción respecto de dicho eje.

Si un grupo de elementos comprimidos en un nivel comprende un caballete, o si están conectados de manera integral a la misma superestructura, y resisten el desplazamiento lateral de la estructura colectivamente, el valor de δ*s* se deberá calcular para el grupo de elementos con Σ*Pu* y Σ*Pe* igual a las sumatorias para todas las columnas del grupo.

5.5.3.2.2 c Amplificación de Momentos – Arcos

Los momentos debidos a sobrecargas e impactos obtenidos mediante un análisis de pequeñas deformaciones se deberán amplificar aplicando el factor de amplificación,

δ*b*, según lo especificado en el ***Artículo 5.5.3.2.2b***, con las siguientes definiciones:

ℓu = semilongitud de la nervadura del arco (mm)

K = factor de longitud efectiva especificado en la ***Tabla 5.5.3.2.2c -1***

Cm = 1,0

Tabla 5.5.3.2.2c-1 – Valores de K para longitud efectiva de nervaduras de arco

Relación Flecha / Longitud	Arco Triarticulado	Arco Biarticulado	Arco Fijo
0,1 – 0,2	1,16	1,04	0,70
0,2 – 0,3	1,13	1,10	0,70
0,3 – 0,4	1,16	1,16	0,72

5.5.3.2.3 Métodos Refinados

Los métodos de análisis refinados se deberán basar en el concepto de fuerzas satisfaciendo equilibrio en una posición deformada.

5.5.4 FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA, *K*

Las longitudes físicas de las columnas se deberán multiplicar por un factor de longitud efectiva, *K*, para tomar en cuenta condiciones de borde rotacionales y traslacionales diferentes a las correspondientes a extremos articulados.

En ausencia de un análisis más refinado, si hay estabilidad lateral por arriostramiento diagonal u otros medios adecuados, el factor de longitud efectiva en el plano arriostrado, *K*, para los elementos comprimidos de cerchas trianguladas, cerchas y pórticos se puede tomar como:

- Para conexiones abulonadas o soldadas en ambos extremos: *K* = 0,750
- Para conexiones articuladas en ambos extremos: *K* = 0,875

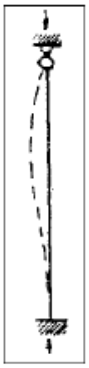
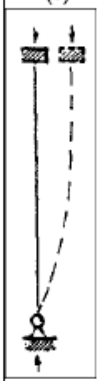
Las cerchas vierendeel se deberán tratar como pórticos no arriostrados.

Las ecuaciones para calcular la resistencia a la compresión de columnas y factores de amplificación de momentos de vigas-columna incluyen un factor K, el cual se aplica para modificar la longitud de acuerdo con las condiciones de vínculo en los extremos de la columna y la capacidad de rotación y traslación de los mismos.

K es la relación entre la longitud efectiva de una columna articulada ideal y la longitud real de una columna con diferentes condiciones de vínculo en sus extremos. KL representa la longitud entre los puntos de inflexión de una columna deformada por pandeo afectada por la restricción contra la rotación y traslación de sus extremos. En la ***Tabla 5.5.4.-1*** *se indican valores teóricos de K*

correspondientes a algunas condiciones de vínculo idealizadas, tomados del trabajo del Structural Stability Research Council.

Tabla 5.5.4.-1 – Factores de longitud efectiva, K

FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA, *K*						
La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b) 	(c)	(d)	(e)	(f) 
Valor teórico de *K*	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de *K* de diseño cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos		Rotación impedida, traslación impedida Rotación libre, traslación impedida Rotación impedida, traslación libre Rotación libre, traslación libre				

Debido a que las condiciones reales en los extremos de las columnas rara vez coinciden totalmente con las condiciones de vínculo idealizadas en cuanto a capacidad de rotación y traslación, los valores de diseño sugeridos por el Structural Stability Research Council son mayores que los valores teóricos.

La estabilidad lateral de las columnas de pórticos continuos, no arriostrados por unión a muros de cortante, arriostramiento diagonal o estructuras adyacentes, depende de la rigidez flexional de las vigas rígidamente conectadas.

Por lo tanto, el factor de longitud efectiva, *K*, es función de la restricción flexional total que aportan las vigas en los extremos de la columna. Si la rigidez de las vigas es pequeña en relación con la de la columna, el valor de *K* podría ser mayor que 2,0.

Suponiendo que sólo hay acción elástica y que todas las columnas pandean simultáneamente en un pórtico no arriostrado, se puede demostrar que:

$$\frac{G_a G_b\left(\frac{\pi}{K}\right)^2 - 36}{6(G_a + G_b)} = \frac{\frac{\pi}{K}}{\tan\left(\frac{\pi}{K}\right)} \qquad (5.5.4\text{-}1)$$

Donde los subíndices *a* y *b* se refieren a los dos extremos de la columna, siendo:

$$G = \frac{\sum\left(\frac{I_c}{L_c}\right)}{\sum\left(\frac{I_g}{L_g}\right)} \qquad (5.5.4\text{-}2)$$

Donde:

$\sum$ = sumatoria de las propiedades de los componentes conectados rígidamente a un extremo de la columna en el plano de flexión

I_c = momento de inercia de la columna (mm^4)

L_c = longitud no arriostrada de la columna (mm)

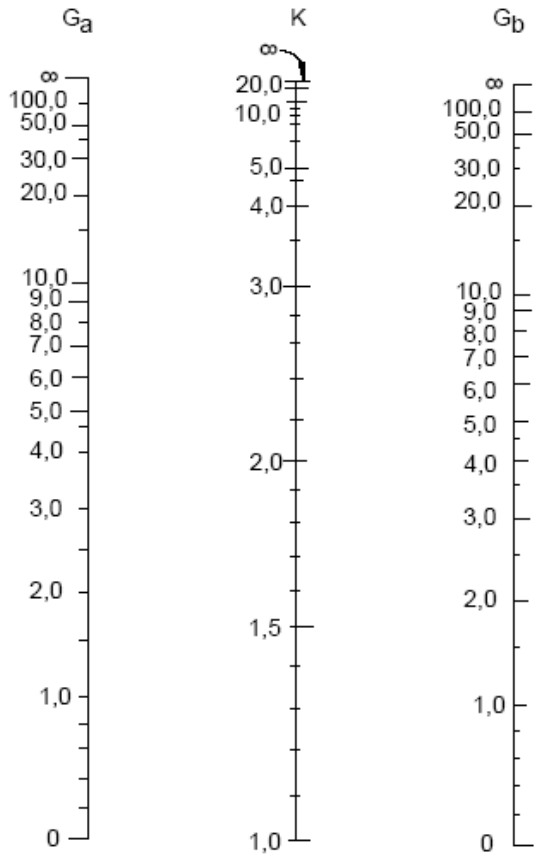
I_g = momento de inercia de la viga u otro elemento que provee restricción (mm^4)

L_g = longitud no apoyada de la viga y otro elemento que provee restricción (mm^4)

K = factor de longitud efectiva para la columna considerada

La ***Figura 5.5.4.-1*** es una representación gráfica de la relación entre K, Ga y Gb, y se puede utilizar para obtener los valores de K en forma directa.

La ***Ecuación 5.5.4.-1*** y el nomograma de la ***Figura 5.5.4.-1*** se basan en la hipótesis de condiciones idealizadas.



DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

PARA LOS EXTREMOS DE COLUMNAS SOPORTADOS POR UNA ZAPATA O FUNDACIÓN PERO NO RÍGIDAMENTE UNIDOS A LA MISMA, *G* ES TEÓRICAMENTE IGUAL A INFINITO, PERO A MENOS QUE SE DISEÑE COMO UNA VERDADERA ARTICULACIÓN SIN FRICCIÓN, EN LA PRÁCTICA SE PUEDE TOMAR IGUAL A 10. SI EL EXTREMO DE LA COLUMNA ESTÁ RÍGIDAMENTE UNIDO A UNA FUNDACIÓN CORRECTAMENTE DISEÑADA, *G* SE PUEDE TOMAR IGUAL A 1,0. SI UN ANÁLISIS LO JUSTIFICA SE PUEDEN TOMAR VALORES MENORES.

AL CALCULAR LOS FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA UNIONES MONOLÍTICAS ES IMPORTANTE EVALUAR CORRECTAMENTE EL GRADO DE FIJACIÓN EN LA FUNDACIÓN. SE PUEDEN UTILIZAR LOS SIGUIENTES VALORES:

G_a	
1,5	ZAPATA ANCLADA EN ROCA
3,0	ZAPATA NO ANCLADA EN ROCA
5,0	ZAPATA EN SUELO
1,0	ZAPATA EN MÚLTIPLES FILAS DE PILOTES QUE TRABAJAN DE PUNTA

Figura *5.5.4.*-1 – Nomograma para determinar el factor de longitud efectiva, K, para pórticos no arriostrados

5.5.5 CONDICIONES DE BORDE DE LOS MODELOS

Las condiciones de borde deberán representar las características reales de apoyo y continuidad.

Las condiciones de fundación se deberán modelar de manera que representen las propiedades del suelo que subyace al puente, la interacción suelo-pilote y las propiedades elásticas de los pilotes.

5.5.6 ELEMENTOS EQUIVALENTES

Los componentes no prismáticos se pueden modelar discretizando los componentes en un número de elementos de un reticulado con propiedades de rigidez representativas de la estructura real en la ubicación del elemento.

Los componentes o grupos de componentes de puentes de sección transversal constante o variable se pueden modelar como un único componente equivalente, siempre que éste represente todas las propiedades de rigidez de los componentes o grupos de componentes. Las propiedades de rigidez equivalentes se pueden obtener mediante soluciones cerradas, integración numérica, análisis de submodelos y analogías en serie y en paralelo.

5.6 ANÁLISIS ESTÁTICO

5.6.1 INFLUENCIA DE LA GEOMETRÍA EN PLANTA

5.6.1.1 Relación de Aspecto en Planta

Si la longitud de tramo de una superestructura con secciones transversales cerradas rígidas a la torsión es mayor que 2,5 veces su ancho, la superestructura se puede idealizar como una viga de alma única. Para aplicar este criterio se deberán utilizar las siguientes definiciones referentes a las dimensiones:

- Ancho − ancho del núcleo de un tablero monolítico, o distancia media entre las caras externas de las almas exteriores.
- Longitud para puentes rectangulares simplemente apoyados − distancia entre juntas del tablero.
- Longitud para puentes continuos y/o puentes oblicuos − longitud del lado mayor del rectángulo que se puede dibujar dentro de la vista en planta del ancho del tramo más pequeño, según lo aquí definido.

Esta restricción no se aplica a las vigas tipo cajón de células múltiples hormigonadas in situ.

5.6.1.2 Estructuras de Planta Curva

5.6.1.2.1 Requisitos Generales

Excepto en el caso de las vigas cajón de múltiples células hormigonadas in situ, los segmentos de las superestructuras de planta curva que tienen secciones cerradas rígidas a la torsión y cuyo ángulo central subtendido por un tramo o porción curva es menor que 12,0º se pueden analizar como si el segmento fuera recto.

Las vigas cajón de múltiples células hormigonadas in situ de planta curva se pueden diseñar como una viga de alma única de segmentos rectos, para ángulos centrales de hasta 34º en un tramo, a menos que otras solicitaciones determinen lo contrario.

Los efectos de la curvatura se pueden despreciar en las secciones transversales abiertas cuyo radio es tal que el ángulo central subtendido por cada tramo es menor que el valor indicado en la ***Tabla 5.6.1.2.1-1.***

Tabla 5.6.1.2.1-1 – Ángulo central límite para despreciar la curvatura al determinar los momentos flectores primarios

Número de vigas	Ángulo para un Tramo	Ángulo para dos o más tramos
2	2º	3º
3 ó 4	3º	4°
5 ó más	4°	5°

5.6.1.2.2 Superestructuras de Una Sola Viga Rígidas a la Torsión

Una ***superestructura de una sola viga, de planta curva, rígida a la torsión, que satisface los requisitos del Artículo 5.6.1.1*** se puede analizar para las solicitaciones globales como si se tratara de una viga de eje curvo.

La ubicación del eje de esta viga se deberá tomar en el centro de gravedad de su sección transversal, y la excentricidad de las cargas permanentes se deberá establecer mediante consideraciones volumétricas.

5.6.1.2.3 Superestructuras de Múltiples Vigas

A excepción de las superestructuras de una sola viga rígidas a la torsión, las superestructuras de planta curva se pueden analizar como mallas o continuos en los cuales se asume que los segmentos

de las vigas longitudinales entre nodos son rectos. La excentricidad real del segmento comprendido entre nodos no deberá ser mayor que 2,5 por ciento de la longitud del segmento.

5.6.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS APROXIMADOS

5.6.2.1 Tableros

5.6.2.1.1 Requisitos Generales

Un método de análisis aproximado en el cual el tablero se subdivide en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo se considerará aceptable para los tableros, excepto para aquellos tableros formados por emparrillados con sus vanos total o parcialmente llenos, para los cuales se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 5.6.2.1.8.***

Si se utiliza el método de las fajas, el momento extremo positivo de cualquier panel de tablero entre vigas se considerará actuando en todas las regiones de momento positivo. De manera similar, el momento extremo negativo de cualquier viga se considerará actuando en todas las regiones de momento negativo.

Dependiendo del tipo de tablero, para el modelado y diseño en la dirección secundaria se puede utilizar una de las siguientes aproximaciones:

- Diseñar la faja secundaria de manera similar a la faja primaria, con todos los estados límites aplicables;
- Determinar los requisitos de resistencia en la dirección secundaria como un porcentaje de los requisitos correspondientes a la dirección primaria como se especifica en el ***Artículo 7.7.3.2***; o
- Especificar requisitos estructurales y/o geométricos mínimos para la dirección secundaria independientemente de las solicitaciones reales, como se hace para la mayoría de los tableros de madera.

El modelo aproximado de las fajas se basa en tableros rectangulares. La oblicuidad en general tiende a disminuir las solicitaciones extremas, aunque también produce momentos negativos en las esquinas, momentos torsores en las zonas de los extremos, una considerable redistribución de las reacciones, además de una variedad de fenómenos estructurales que deberían ser considerados en el diseño.

5.6.2.1.2 Aplicabilidad

En lugar de realizar un análisis, estará permitido utilizar ayudas para el diseño para diseñar tableros que contienen elementos prefabricados, siempre que comportamiento del tablero está documentado y avalado por evidencia técnica suficiente. El Ingeniero será responsable por la precisión e implementación de cualquier ayuda para el diseño utilizada.

Para puentes de losa y losas de hormigón de más de 4,60 m de longitud y que se extienden fundamentalmente en la dirección paralela al tráfico se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 5.6.2.3.***

5.6.2.1.3 Ancho de las Fajas Equivalentes Interiores

El ancho de la faja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en la ***Tabla 5.6.2.1.3-1.*** Si el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección paralela al tráfico, las fajas que soportan una carga de eje no se deberán tomar mayores que 1,00 m en el caso de emparrillados abiertos, y no mayores que 3,60 m para todos los demás tableros en los cuales se investiga carga en múltiples carriles. Para los vuelos de tableros, cuando sea aplicable, se pueden utilizar los requisitos del ***Artículo 4.3.2.4.5*** en lugar del ancho de faja especificado en la ***Tabla 5.6.2.1.3-1*** para vuelos de tableros. Las fajas equivalentes para tableros que se extienden fundamentalmente en la dirección transversal no estarán sujetas a limitaciones de ancho. En la ***Tabla 5.6.2.1.3-1*** se utiliza la siguiente simbología:

S = separación de los elementos de apoyo (mm)

h = altura del tablero (mm)

L = longitud de tramo del tablero (mm)

P = carga de eje (N)

Sb = separación de las barras del emparrillado (mm)

+*M* = momento positivo

−*M* = momento negativo

X = distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm)

Tabla 5.6.2.1.3-1 – Fajas equivalentes

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: • Colado in situ	Vuelo	1140 + 0,833*X*
	Paralela o perpendicular	+*M*: 660 + 0,55*S* −*M*: 1220 + 0,25*S*
• Colado in situ con encofrados perdidos	Paralela o perpendicular	+*M*: 660 + 0,55*S* −*M*: 1220 + 0,25*S*
• Prefabricado, postesado	Paralela o perpendicular	+*M*: 660 + 0,55*S* −*M*: 1220 + 0,25*S*

5.6.2.1.4 Ancho de las Fajas Equivalentes en los Bordes de las Losas

5.6.2.1.4 a Requisitos Generales

A los fines del diseño, la viga de borde ideal se deberá tomar como una faja de tablero de ancho reducido aquí especificada, más cualquier aumento de altura localizado o protuberancia similar que actúe como rigidizador del tablero. Se asumirá que las vigas de borde soportan una línea de ruedas y, cuando corresponda, una porción tributaria de la carga de carril de diseño.

5.6.2.1.4 b Bordes Longitudinales

Si el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección del tráfico, el ancho efectivo de una faja, con o sin viga de borde, se puede tomar como la sumatoria de la distancia entre el borde del tablero y la cara interna de la barrera, más 300 mm, más la mitad del ancho de faja especificado en los ***Artículos 5.6.2.1.3 ó 5.6.2.3***, según corresponda. El ancho efectivo no deberá ser mayor que el ancho de faja total ni mayor que 1,80 m.

5.6.2.1.4 c Bordes Transversales

El ancho efectivo de una faja, con o sin viga de borde, se puede tomar como la sumatoria de la distancia entre el borde transversal del tablero y el eje de la primera línea de apoyo del tablero, generalmente tomada como el alma de una viga, más la mitad del ancho de faja especificado en el ***Artículo 5.6.2.1.3.*** El ancho efectivo no deberá ser mayor que el ancho de faja total especificado en el ***Artículo 5.6.2.1.3.***

5.6.2.1.5 Distribución de las Cargas de Rueda

Si la separación de los componentes de apoyo en la dirección secundaria es mayor que 1,5 veces la separación en la dirección primaria, se deberá considerar que todas las cargas de rueda están aplicadas en la faja primaria, y en la dirección secundaria se pueden aplicar los requisitos del ***Artículo 7.7.3.2.***

Si la separación de los componentes de apoyo en la dirección secundaria es menor que 1,5 veces la separación en la dirección primaria, el tablero se deberá modelar como un sistema de fajas que se intersecan.

El ancho de las fajas equivalentes en ambas direcciones se puede tomar como se especifica en la ***Tabla 5.6.2.1.3-1.***

Cada carga de rueda se deberá distribuir entre dos fajas que se intersecan. La distribución se deberá determinar como la relación entre la rigidez de la faja y la sumatoria de las rigideces de las fajas que se intersecan. En ausencia de cálculos más precisos, la rigidez de la faja, *ks*, se puede estimar como:

$$k_s = \frac{EI_S}{S^3} \qquad (5.6.2.1.5\text{-}1)$$

Donde:

I_S = momento de inercia de la faja equivalente (mm^4)

S = separación de los componentes de apoyo (mm)

5.6.2.1.6 Cálculo de Solicitaciones

Las fajas se deberán tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se deberá tomar como la distancia entre centros de los componentes de apoyo. Para determinar las solicitaciones en la faja se deberá suponer que los componentes de apoyo son infinitamente rígidos.

Las cargas de rueda se pueden modelar como cargas concentradas o como cargas distribuidas en un área cuya longitud en la dirección paralela al tramo es igual a la longitud del área de contacto de los neumáticos, como se especifica en el ***Artículo 4.3.2.3.5***, más la profundidad del tablero. Las fajas se deberían analizar aplicando la teoría de vigas clásica.

La sección de diseño para momentos negativos y esfuerzos de corte, cuando se investiguen, se puede tomar de la siguiente manera:

- Para construcciones monolíticas y vigas cajón de hormigón − en la cara del componente de apoyo;
- Para vigas de hormigón prefabricadas en forma de Te y doble Te − un tercio del ancho del ala, pero no más de 380 mm, a partir del eje del apoyo.

Para los propósitos del presente artículo, cada una de las almas de una viga cajón de acero u hormigón se puede tratar como un componente de apoyo independiente.

5.6.2.1.7 Acción de Pórtico de la Sección Transversal

Si un tablero forma parte integral de una sección transversal celular o tipo cajón, es probable que la rigidez flexional y/o torsional de los componentes de apoyo de la sección transversal (es decir, las almas y el ala inferior) provoquen solicitaciones significativas en el tablero. Estos componentes se deberán incluir en el análisis del tablero.

Si la longitud de un segmento de pórtico se modela como el ancho de una faja equivalente se pueden utilizar los requisitos de los ***Artículos 5.6.2.1.3, 5.6.2.1.5 y 5.6.2.1.6.***

El modelo utilizado es básicamente una faja transversal segmental, donde se incluye la continuidad flexional aportada por las almas y el ala inferior. Este tipo de modelo se limita al caso de secciones

transversales cerradas. En las estructuras sección abierta también hay un grado de acción de pórtico, pero esta acción sólo se puede determinar mediante análisis complejos y refinados.

En las superestructuras habituales de vigas y losas se puede despreciar la acción de pórtico de la sección transversal. Si la losa es soportada por vigas cajón o está integrada en una sección transversal celular, los efectos de la acción de pórtico podrían ser considerables. Esta acción generalmente disminuye los momentos positivos, pero puede aumentar los momentos negativos y provocar la fisuración del tablero.

Para las estructuras de mayor tamaño un análisis tridimensional puede ser de gran utilidad. Para las estructuras de menor tamaño el análisis se podría restringir a un segmento del puente cuya longitud sea igual al ancho de una faja equivalente.

Las solicitaciones extremas se pueden calcular combinando:

- La respuesta longitudinal de la superestructura aproximada mediante la teoría clásica de vigas, y
- La respuesta flexional transversal modelada como un pórtico transversal.

5.6.2.1.8 Solicitaciones Debidas a la Sobrecarga para Emparrillados con Vanos Total y Parcialmente Llenos y para Tableros Emparrillados con Vanos no Llenos Compuestos con Losas de Hormigón Armado.

Los momentos en el tablero debidos a las sobrecargas, en N.mm/mm, se pueden determinar como:

- Barras principales perpendiculares a la dirección del tráfico:

Para L ≤ 3,00 m

$$M_{transv.} = 1290\, D^{0.197} L^{0.459} C \qquad (5.6.2.1.8\text{-}1)$$

Para L > 3,00 m

$$M_{transv} = \frac{5300 D^{0.188}\left(L^{1.35} - 20400\right)}{L}(C) \qquad (5.6.2.1.8\text{-}2)$$

- Barras principales paralelas a la dirección del tráfico:

Para L ≤ 3,00 m

$$M_{paralelo} = 408 D^{0.123} L^{0.64} C \qquad (5.6.2.1.8\text{-}3)$$

Para L > 3,00 m

$$M_{paralelo} = \frac{3405 D^{0.138}\left(L^{1.1.429} - 34900\right)}{L}(C) \qquad (5.6.2.1.8\text{-}4)$$

Donde:

L = longitud de tramo entre centros de los apoyos (mm)

C = factor de continuidad igual a 1,0 para tramos simplemente apoyados y 0,8 para tramos continuos

$D = D_x / D_y$

D_x = rigidez flexional del tablero en la dirección de las barras principales (N·mm^2/mm)

D_y = rigidez flexional del tablero perpendicular a la dirección de las barras principales (N·mm^2/mm)

Para los tableros emparrillados, D_x / D_y se deberían calcular como *EIx* y *EIy*, siendo *E* el módulo de elasticidad e *Ix* e *Iy* el momento de inercia por unidad de ancho del tablero, considerando la sección como fisurada y utilizando el método de las áreas transformadas para la dirección de las barras principales y perpendicular a la dirección de las barras principales, respectivamente.

Para evaluar la fatiga, los momentos en todas las longitudes de tramo se pueden estimar reduciendo la **Ecuación 5.6.2.1.8-1** (barras principales perpendiculares al tráfico) o la **Ecuación 5.6.2.1.8-3** (barras principales paralelas al tráfico) mediante la aplicación de un factor igual a 3.

La deflexión, en mm, debida a la sobrecarga vehicular se puede determinar como:

- Barras principales perpendiculares a la dirección del tráfico:

$$\Delta_{transv} = \frac{0.91 D^{0.19} L^3}{D_x} \qquad (5.6.2.1.8\text{-}5)$$

- Barras principales paralelas a la dirección del tráfico:

$$\Delta_{transv} = \frac{1.26 D^{0.11} L^3}{D_x} \qquad (5.6.2.1.8\text{-}6)$$

5.6.2.2 Puentes de Viga y Losa

5.6.2.2.1 Aplicación

Como la ubicación de los vehículos en un puente es muy variable, tanto longitudinalmente como transversalmente, el cálculo de los esfuerzos máximos debidos a carga viva, con fines prácticos, puede ser aproximado. El procedimiento clásico consiste en realizar un análisis longitudinal y un análisis transversal. El análisis transversal distribuye los esfuerzos totales en cada sección entre los elementos de la sección transversal mediante el denominado Factor de Distribución.

Aquí se especifican Factores de Distribución por carga viva para momentos y esfuerzos de corte de acuerdo con el tipo de estructura.

A excepción de lo especificado en el ***Artículo 5.6.2.2.4***, los requisitos del presente artículo se deberán aplicar a puentes que se analizan para:

- Un único carril de carga, o
- Múltiples carriles de sobrecarga que produce aproximadamente la misma solicitación por carril.

Los puentes que no satisfacen los requisitos del presente artículo se deberán analizar cómo se especifica en el ***Artículo 5.6.3.***

La distribución de la sobrecarga, especificada en los ***Artículos 5.6.2.2.2 y 5.6.2.2.3***, se puede utilizar para vigas y largueros que satisfacen las siguientes condiciones y cualquier otra condición identificada en las tablas de factores de distribución especificadas en este documento:

- El ancho del tablero es constante;
- A menos que se especifique lo contrario, el número de vigas no es menor que cuatro;
- Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez;
- A menos que se especifique lo contrario, la parte de vuelo correspondiente a la calzada, d_e, no es mayor que 910 mm;
- La curvatura en planta es menor que el límite especificado en el ***Artículo 5.6.1.2;*** y
- La sección transversal es consistente con una de las secciones transversales ilustradas en la ***Tabla 5.6.2.2.1-1***.

Si un carril está cargado con un vehículo especial o con un vehículo de circulación restringida, la solicitación de diseño en cada viga resultante del tráfico mixto se puede determinar como se especifica en el ***Artículo 5.6.2.2.4.***

Para separación entre vigas, mayor que el rango de aplicabilidad especificado en las tablas de los ***Artículos 5.6.2.2.2 y 5.6.2.2.3***, a menos que este documento especifique lo contrario, la sobrecarga sobre cada viga deberá ser la reacción de los carriles cargados determinada según la ley de momentos (regla de la palanca).

La ley de momentos implica sumar los momentos respecto de un apoyo para hallar la reacción en otro apoyo suponiendo que el elemento soportado está articulado en los apoyos interiores.

Para aplicar la ley de momentos a un puente de tres vigas, el modelo ideal se debería tomar como se indica en la ***Figura 5.6.2.2.1-1***. Para hallar la reacción en la viga exterior los momentos se deberían tomar respecto de la articulación supuesta o ideal del tablero sobre la viga central.

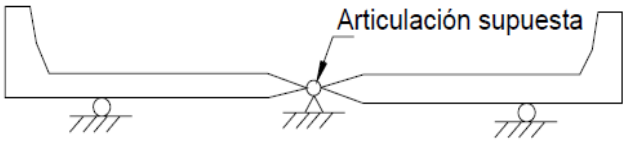


Figura *5.6.2.2.1-1 – Modelo ideal para aplicar la ley de momentos a puentes de tres vigas*

Los requisitos del ***Artículo 4.3.2.2*** especifican que los factores de presencia múltiple no se deben utilizar junto con los métodos aproximados de asignación de cargas, excepto los métodos de momentos estáticos o la ley de momentos, ya que estos factores ya están incorporados en los factores de distribución.

Los puentes que no satisfacen los requisitos del presente artículo se deberán analizar como se especifica en el ***Artículo 5.6.3.***

La distribución de la sobrecarga, especificada en los ***Artículos 5.6.2.2.2 y 5.6.2.2.3***, se puede utilizar para vigas y largueros, excepto en el caso de múltiples vigas cajón de acero con tableros de hormigón que satisfacen las siguientes condiciones y cualquier otra condición identificada en las tablas de factores de distribución especificadas en este documento:

- El ancho del tablero es constante;
- A menos que se especifique lo contrario, el número de vigas no es menor que cuatro;
- Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez;
- A menos que se especifique lo contrario, la parte de vuelo correspondiente a la calzada, d_e, no es mayor que 910 mm;
- La curvatura en planta es menor que el límite especificado en el ***Artículo 5.6.1.2***; y
- La sección transversal es consistente con una de las secciones transversales ilustradas en la ***Tabla 5.6.2.2.1-1.***

En el caso de la Combinación de Cargas para el Estado Límite de Resistencia II, aplicar un procedimiento de factores de distribución a una situación de carga que involucra cargas pesadas de circulación restringida puede resultar extremadamente conservador, a menos que haya factores de distribución entre carriles disponibles.

Utilizando métodos de análisis refinados se evitará este problema.

Si existen pequeñas desviaciones respecto del ancho constante del tablero o el paralelismo entre las vigas, se pueden utilizar las ecuaciones que aparecen en las tablas de factores de distribución juntamente con un valor adecuado de la separación de las vigas.

Se puede utilizar un enfoque racional para extender el campo de aplicación de los requisitos del presente artículo a puentes con vigas achaflanadas. El factor de distribución para sobrecarga en cualquier punto del tramo se puede calcular fijando la separación de las vigas que se utiliza en las ecuaciones de este artículo igual a la semisuma de la distancia entre el centro de la viga considerada y las dos vigas a ambos lados. Se obtiene así un factor de distribución que varía en función de la longitud de la viga.

Aunque el factor de distribución variable es correcto desde el punto de vista teórico, no es compatible con los programas y software existentes que sólo permiten utilizar un factor de distribución constante. Para utilizar este tipo de programas se podrían introducir simplificaciones adicionales. Una simplificación adicional podría ser ejecutar el programa un número de veces igual al número de tramos del puente. En cada ejecución del programa la separación entre vigas se fija igual a la máxima separación entre vigas en un tramo, y los resultados obtenidos se aplican para dicho tramo.

El diseño obtenido con este enfoque seguramente será conservador. En el pasado, algunas jurisdicciones aplicaban este enfoque, pero utilizaban la separación entre vigas en los puntos correspondientes a 2/3 o 3/4 del tramo. Esto último también puede ser una aproximación aceptable.

La mayoría de las expresiones para los factores de distribución fueron desarrolladas para ancho de tablero constante y vigas paralelas. Diseños ya realizados con desviaciones moderadas respecto de estas dos hipótesis se comportaron satisfactoriamente cuando se utilizaron los factores de distribución S/D. Aunque los factores de distribución aquí especificados son más representativos del comportamiento real de los puentes, el sentido común indica que algunas excepciones aún deberían estar permitidas, especialmente si el parámetro S se selecciona criteriosamente.

Los tipos de puentes con vigas cajón de múltiples células hormigonadas in situ se pueden diseñar como estructuras que abarcan la totalidad del ancho. Estos tipos de secciones transversales se deberán diseñar para los factores de distribución de sobrecarga especificados en los ***Artículos 5.6.2.2.2 y 5.6.2.2.3*** para vigas interiores, multiplicando por el número de vigas, es decir, por el número de almas.

Si un puente satisface las condiciones aquí especificadas, las cargas permanentes del tablero y las que actúan sobre el mismo se pueden distribuir uniformemente entre las vigas y/o largueros.

Los factores de distribución de sobrecarga aquí especificados se pueden utilizar para vehículos de circulación restringida cuyo ancho total sea comparable con el ancho del camión de diseño.

En las tablas de los ***Artículos 5.6.2.2.2 y 5.6.2.2.3*** se utiliza la siguiente simbología:

A = área de la viga o larguero (mm^2)

b = ancho de la viga (mm)

C = parámetro de rigidez

D = ancho de distribución por carril (mm)

d = altura o canto de la viga o larguero (mm)

d_e = distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm)

e = factor de corrección

g = factor de distribución

I_p = momento de inercia polar (mm^4)

J = constante torsional de St. Venant (mm^4)

K = constante para diferentes tipos de construcción

K_g = parámetro de rigidez longitudinal (mm^4)

L = longitud de tramo de la viga (mm)

N_b = número de vigas o largueros

N_c = número de células de una viga cajón de hormigón

N_L = número de carriles de diseño según lo especificado en el ***Artículo 4.3.2.1***

S = separación entre vigas o almas (mm)

t_g = profundidad de un emparrillado de acero o plancha de acero corrugado, incluyendo la sobrecapa de hormigón o componente de hormigón estructural integral, menos una tolerancia para considerar los efectos del pulido, ranurado o desgaste (mm)

t_o = profundidad de la sobrecapa estructural (mm)

t_s = profundidad de la losa de hormigón (mm)

W = ancho entre bordes de un puente (mm)

W_e = un medio de la separación entre almas, más el vuelo total (mm)

θ = ángulo de oblicuidad (º)

μ = coeficiente de Poisson

A menos que se especifique lo contrario, los parámetros de rigidez para área, momentos de inercia y rigidez torsional utilizados aquí y en los ***Artículos 5.6.2.2.2 y 5.6.2.2.3,*** se deberán tomar como los correspondientes a la sección transversal a la cual se aplicará el tráfico, es decir, generalmente a la sección compuesta.

El parámetro de rigidez longitudinal, K_g, se deberá tomar como:

$$K_g = n\left(I + Ae_g^2\right) \qquad (5.6.2.2.1\text{-}1)$$

Donde:

$$n = \frac{E_B}{E_D}$$

Y donde:

E_B = módulo de elasticidad del material de la viga (MPa)

E_D = módulo de elasticidad del material del tablero (MPa)

I = momento de inercia de la viga (mm^4)

e_g = distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero (mm)

Los parámetros A e I de la **Ecuación (5.6.2.2.1-1)** se deberán tomar como los correspondientes a la viga no compuesta.

Los tipos de puentes indicados en las tablas de los ***Artículos 5.6.2.2.2 y 5.6.2.2.3***, con referencia a la ***Tabla 5.6.2.2.1-1***, se pueden considerar representativos del tipo de puente al cual se aplica cada una de las ecuaciones aproximadas.

A excepción de lo permitido por el ***Artículo 1.4.2.7.1***, independientemente del método de análisis utilizado − aproximado o refinado − las vigas exteriores de los puentes multiviga no deberán tener menor resistencia que una viga interior.

Diseñar como si se tratara de una estructura que abarca la totalidad del ancho es apropiado en el caso de las secciones transversales rígidas a la torsión en las cuales las cargas se reparten entre las vigas y las cargas de torsión son difíciles de estimar. La fuerza de pretensado se debería distribuir de forma uniforme entre las vigas. Las relaciones entre el ancho y la altura de las células debería ser de aproximadamente 2:1.

En ausencia de cálculos más precisos, la constante torsional de St. Venant, J, se puede determinar de la siguiente manera:

- Para vigas abiertas de pared delgada:

$$J = \frac{1}{3}\sum bt^3 \qquad (5.6.2.2.1\text{-}2)$$

- Para secciones abiertas robustas, por ejemplo vigas doble Te pretensadas, vigas Te y secciones macizas pretensadas:

$$J = \frac{A^4}{40.0 I_p} \qquad (5.6.2.2.1\text{-}3)$$

- Para geometrías cerradas de pared delgada:

$$J = \frac{4A_0^2}{\sum \frac{s}{t}} \qquad (5.6.2.2.1\text{-}4)$$

Donde:

b = ancho del elemento tipo placa (mm)

t = espesor del elemento tipo placa (mm)

A = área de la sección transversal (mm^2)

I_p = momento de inercia polar (mm^4)

A_0 = área encerrada por los ejes de los elementos (mm^2)

s = longitud de un elemento lateral (mm)

Se ha demostrado que la Ecuación 5.6.2.2.1-3 subestima considerablemente la rigidez torsional de algunas vigas doble Te de hormigón.

La intención del postesado transversal que se especifica aquí para algunas secciones es lograr que las unidades actúen de manera conjunta. Se recomienda utilizar como mínimo una tensión de pretensado igual a 1,7 MPa.

Para las vigas cuyo momento de inercia es variable K_g se puede basar en las propiedades medias.

En la ***Tabla 5.6.2.2.1-1,*** se ilustran las juntas longitudinales entre unidades prefabricadas en la sección transversal de puentes tipo "f," "g," "h," "i," y "j." Si están suficientemente interconectadas, este tipo de construcción actúa como una unidad monolítica. En el ***Artículo 6.14.4.3.3f*** una junta totalmente interconectada se identifica como una junta de corte flexional. Este tipo de interconexión se puede mejorar ya sea postensando transversalmente con la intensidad arriba indicada o bien colocando una sobrecapa estructural reforzada, también especificada en el ***Artículo 6.14.4.3.3f***, o combinando ambas acciones. El uso de barras transversales de acero dulce u otros pasadores similares no se considera suficiente para lograr una continuidad flexional transversal total, a menos que esta continuidad se pueda demostrar mediante ensayos o experiencias del pasado. En general, se cree que el postesado es más efectivo que una sobrecapa estructural, siempre que se logre la intensidad especificada.

En algunos casos el límite inferior del espesor de losa de tablero, t_s, indicado en la columna de rango de aplicabilidad de las tablas de los ***Artículos 5.6.2.2.2 y 5.6.2.2.3*** es menor que 180 mm. Los estudios utilizados rango de espesores de losa indicado. ***El Artículo 8.7.1.1,*** establece que no se deben utilizar tableros de hormigón de menos de 180 mm de espesor a menos que el Propietario lo

autorice expresamente. No es la intención de los valores de las tablas de los ***Artículos 5.6.2.2.2 y 5.6.2.2.3*** sustituir los requisitos del ***Artículo 8.7.1.1.***

Las ecuaciones del factor de distribución de carga para puentes tipo "d," vigas cajón de múltiples células hormigonadas in situ, se obtuvieron ubicando el vehículo primero longitudinal y luego transversalmente, utilizando una sección doble Te del cajón. Aunque sería más apropiado desarrollar un algoritmo que permitiera hallar el pico de una superficie de influencia, en la mayoría de los casos utilizar este factor para las vigas interiores, multiplicado por el número de vigas, resulta conservador.

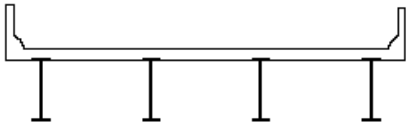
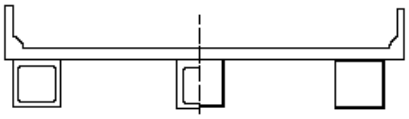
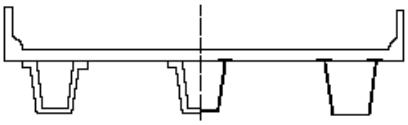
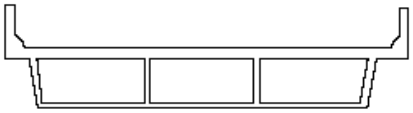
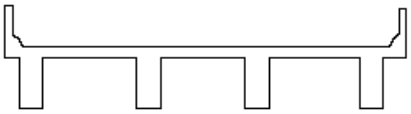
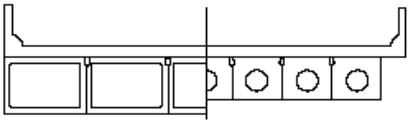
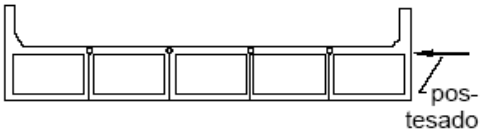
La siguiente ***Tabla 5.6.2.2.1-2*** describe cómo se puede determinar el término L (longitud) que se utiliza en las expresiones para calcular el factor de distribución de sobrecarga indicadas en los **Artículos 5.6.2.2.2 y 5.6.2.2.3.**

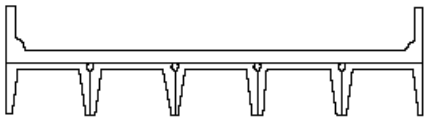
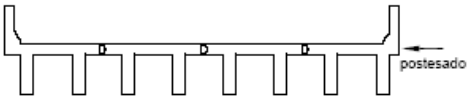
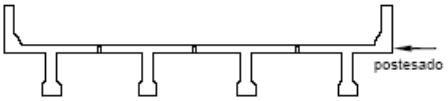
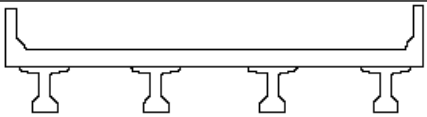
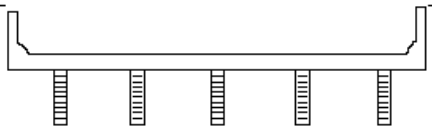
Tabla 5.6.2.2.1-2– L para usar en las ecuaciones de factor de distribución de sobrecarga

SOLICITACIÓN	***L* (mm)**
Momento positivo	Longitud del tramo para el cual se está calculando el momento
Momento negativo – Cerca de los apoyos interiores de tramos continuos entre puntos de inflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos	Longitud promedio de los dos tramos adyacentes
Momento negativo – Excepto cerca de los apoyos interiores de tramos continuos	Longitud del tramo para el cual se está calculando el momento
Corte	Longitud del tramo para el cual se está calculando el corte
Reacción exterior	Longitud del tramo exterior
Reacción interior de un tramo continuo	Longitud promedio de los dos tramos adyacentes

En el raro caso en que la disposición del tramo continuo es tal que un tramo interior no tiene ningún momento positivo por carga uniforme (es decir, no hay puntos de inflexión debidos a la carga uniforme), la región de momento negativo próxima a los apoyos interiores se debería aumentar hasta el eje del tramo, y la longitud L utilizada para determinar los factores de distribución de la sobrecarga sería el promedio de los dos tramos adyacentes.

Tabla 5.6.2.2.1-1 – Superestructuras habituales cubiertas por los Artículos 5.6.2.2.2 y 5.6.2.2.3

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 (a)
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ	 (b)
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	 (c)
Viga cajón de múltiples células de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (d)
Viga Te de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (e)
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (f)
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (g)

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (h)
Sección doble Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (i)
Sección Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (j)
Secciones doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	 (k)
Vigas de madera	Hormigón colado in situ o tablones, paneles encolados / clavados o madera tensada	 (l)

Para las vigas cajón de múltiples células hormigonadas in situ, ilustradas en la ***Tabla 5.6.2.2.1-1*** con el nombre de sección transversal tipo "d," se deberá asumir que los factores de distribución de los ***Artículos 5.6.2.2.2 y 5.6.2.2.3*** se aplican a una forma ideal que consiste en un alma, los vuelos de un alma exterior, y las medias alas asociadas entre un alma considerada y la siguiente alma o almas adyacentes.

5.6.2.2.2 Método de los Factores de Distribución para Momento y Esfuerzo Cortante

5.6.2.2.2 a Vigas Interiores con Tableros de Hormigón

El momento flector por sobrecarga para vigas interiores con tableros de hormigón se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada en la ***Tabla 5.6.2.2.2a-1.***

Para la etapa de diseño preliminar los términos K_g / t_s^3 e I / J se pueden tomar iguales a 1,0.

Excepto en el caso de las vigas tipo cajón, para las vigas de hormigón utilizadas en tableros multiviga con conectores de corte:

- Se deberán proveer diafragmas de extremo, profundos y rígidos, para asegurar la adecuada distribución de las cargas; y

- Si la separación entre almas de las vigas que poseen almas es menor que 1,20 m o mayor que 3,00 m, se deberá utilizar un análisis refinado que satisfaga el ***Artículo 5.6.3.***

Si la separación de las vigas cajón es variable a lo largo de la longitud del puente, el valor de N_L se deberá determinar, como se especifica en el ***Artículo 4.3.2.1***, utilizando el ancho *W* correspondiente a la mitad del tramo.

***Tabla 5.6.2.2.2a-1.*– Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores**

Tipo de vigas	Seccion transversal Aplicable de la tabla	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ver tabla 5.6.2.2.2b-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \le 1800$
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06+\left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4}\left(\frac{S}{L}\right)^{0,3}\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075+\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6}\left(\frac{S}{L}\right)^{0,2}\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$	$1100 \le S \le 4900$ $110 \le t_s \le 300$ $6000 \le L \le 73.000$ $N_b \ge 4$ $4 \times 10^9 \le K_g \le 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Viga cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	Un carril de diseño cargado: $\left(1,75+\frac{S}{1100}\right)\left(\frac{300}{L}\right)^{0,35}\left(\frac{1}{N_c}\right)^{0,45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0,3}\left(\frac{S}{430}\right)\left(\frac{1}{L}\right)^{0,25}$	$2100 \le S \le 4000$ $18.000 \le L \le 73.000$ $N_c \ge 3$ Si $N_c > 8$ usar $N_c = 8$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{910}\right)^{0,35}\left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0,6}\left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,125}$	$1800 \le S \le 5500$ $6000 \le L \le 43.000$ $450 \le d \le 1700$ $N_b \ge 3$
		Usar la ley de momentos	S > 5500

Tipo de vigas	Seccion transversal Aplicable de la tabla	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Vigas de hormigón usadas en tableros multiviga	f	Un carril de diseño cargado: $k\left(\frac{b}{2,8L}\right)^{0,5}\left(\frac{I}{J}\right)^{0,25}$ donde: $k = 2,5(N_b)^{-0,2} \ge 1,5$ Dos o más carriles de diseño cargados: $k\left(\frac{b}{7600}\right)^{0,6}\left(\frac{b}{L}\right)^{0,2}\left(\frac{I}{J}\right)^{0,06}$	$900 \le b \le 1500$ $6000 \le L \le 37.000$ $5 \le N_b \le 20$
	g si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad		
	h	Independientemente del número de carriles cargados: S/D donde: $C = K(W/L) \le K$ $D = 300\left[11,5 - N_L + 1,4N_L(1-0,2C)^2\right]$ cuando $C \le 5$ $D = 300\left[11,5 - N_L\right]$ cuando $C > 5$ $K = \sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$ Para el diseño preliminar se pueden utilizar los siguientes valores de K:	Oblicuidad ≤ 5 $N_L \le 6$
	g, i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase		

Tipo de viga	K
- Vigas rectangulares sin vacíos	0,7
- Vigas rectangulares con vacíos circulares:	0,8
- Vigas de sección tipo cajón	1,0
- Vigas canal	2,2
- Viga Te	2,0
- Viga doble Te	2,0

Emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Un carril de diseño cargado: $S/2300$ si $t_g < 100$ $S/3050$ si $t_g \geq 100$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/2400$ si $t_g < 100$ $S/3050$ si $t_g \geq 100$	$S \leq 1800$ mm $S \leq 3200$ mm
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Independientemente del número de carriles cargados: $0,05 + 0,85\frac{N_L}{N_b} + \frac{0,425}{N_L}$	$0,05 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1,5$

5.6.2.2.2 b Vigas Exteriores

El momento flector por sobrecarga para vigas exteriores se puede determinar aplicando la fracción por carril, *g*, especificada en la ***Tabla 5.6.2.2.2b-1.***

La distancia *de* se deberá tomar como positiva si el alma exterior está hacia dentro de la cara interior de la baranda para el tráfico y negativa si está hacia fuera del cordón o barrera para el tráfico.

En las secciones transversales de puentes de viga y losa con diafragmas o marcos transversales, el factor de distribución para la viga exterior no se deberá tomar menor que el que se obtendría suponiendo que la sección transversal se deforma y rota como una sección transversal rígida. Se aplicarán los requisitos del ***Artículo 4.3.2.2.***

Se requiere esta investigación adicional porque el factor de distribución para vigas en una sección transversal multiviga, Tipos “a,” “e” y “k” en la ***Tabla 5.6.2.2.2b-1***, se determinó sin considerar la presencia de diafragmas ni marcos transversales.

El procedimiento delineado en esta sección es igual a la aproximación convencional para distribución de cargas en pilotes:

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext.}\sum^{NL} e}{\frac{N_b}{\sum X^2}} \qquad (5.6.2.2.2b\text{-}1)$$

Donde:

R = reacción sobre la viga exterior en términos de los carriles

N_L = número de carriles cargados considerado

e = excentricidad de un camión de diseño o una carga de carril de diseño respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas (mm)

x = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga (mm)

Xext = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior (mm)

N_b = número de vigas

Tabla 5.6.2.2.2b-1 – Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores

Tipo de superestructura	Seccion transversal Aplicable de la tabla	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e\,g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \le d_e \le 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células	d	$g = \frac{W_e}{4300}$	$g = \frac{W_e}{4300}$	$W_e \le S$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificado en la		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Ley de momentos	$g = e\,g_{interior}$ $e = 0,97 + \frac{d_e}{8700}$	$0 \le d_e \le 1400$ $1800 < S \le 5500$
			Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$g = e\,g_{interior}$ $e = 1,125 + \frac{d_e}{9100} \ge 1,0$	$g = e\,g_{interior}$ $e = 1,04 + \frac{d_e}{7600} \ge 1,0$	$d_e \le 600$
Vigas de hormigón excepto las vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero de emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	**Como se especifica en la tabla 5.6.2.2.2b-1**		

5.6.2.2.2 c Puentes Oblicuos

Si los apoyos lineales son oblicuos y la diferencia entre los ángulos de oblicuidad de dos líneas de apoyos adyacentes no es mayor que 10º, el momento flector en las vigas se puede reducir de acuerdo con la ***Tabla 5.6.2.2.2c-1.***

En la actualidad no existen factores de reducción aceptados para los casos no cubiertos en la ***Tabla 5.6.2.2.2c-1.***

Tabla 5.6.2.2.2c-1 – Reducción de los factores de distribución de carga para momento en vigas longitudinales sobre apoyos oblicuos

Tipo de superestructura	Seccion transversal Aplicable de la tabla	Cualquier número de carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$1-c_1(\tan\theta)^{1,5}$ $c_1 = 0,25\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,25}\left(\frac{S}{L}\right)^{0,5}$ si $\theta < 30°$ usar $c_1 = 0,0$ si $\theta > 60°$ usar $\theta = 60°$	$30° \le \theta \le 60°$ $1100 \le S \le 4900$ $6000 \le L \le 73.000$ $N_b \ge 4$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras, vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ, y secciones doble Te usadas en tableros multiviga	b, c, d, f, g	$1,05-0,25\tan\theta \le 1,0$ si $\theta > 60°$ utilizar $\theta = 60°$	$0 \le \theta \le 60°$

5.6.2.2.2 d Momentos Flectores y Corte en Vigas de Tablero Transversales

Si el tablero es soportado directamente por vigas de tablero transversales, las vigas de tablero se pueden diseñar para cargas determinadas de acuerdo con la ***Tabla 5.6.2.2.2d-1.***

Las fracciones indicadas en la ***Tabla 5.6.2.2.2d-1*** se deberán utilizar junto con la carga de eje de diseño de 145 kN solamente. Para vigas de tablero con separaciones fuera de los rangos de aplicabilidad especificados se deberán considerar todas las sobrecargas de diseño, y se podrá utilizar la ley de momentos.

Tabla 5.6.2.2.2d-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para vigas transversales para momento y corte

Tipo de tablero	Fracción de carga de rueda a cada viga de tablero	Rango de aplicabilidad
Hormigón	$\frac{S}{1800}$	$S \leq 1800$
Emparrillado de acero y tablero emparrillado no lleno compuesto con losa de hormigón armado	$\frac{S}{1400}$	$t_g \leq 100$ $S \leq 1500$
Emparrillado de acero y tablero emparrillado no lleno compuesto con losa de hormigón armado	$\frac{S}{1800}$	$t_g \geq 100$ $S \leq 1800$
Plancha de acero corrugado	$\frac{S}{1700}$	$t_g \geq 50$

5.6.2.2.3 Método de los Factores de Distribución para Corte

5.6.2.2.3 a Vigas Interiores

El corte por sobrecarga para las vigas interiores se puede determinar aplicando las fracciones por carril especificadas en la ***Tabla 5.6.2.2.3a-1***. Para los tipos de vigas interiores no listados en la ***Tabla 5.6.2.2.3a-1***, la distribución lateral de la rueda o eje adyacente al extremo del tramo será la obtenida aplicando la ley de momentos.

Para el diseño preliminar el término *I*/*J* se puede tomar igual a 1,0.

En el caso de vigas cajón de hormigón, usadas en tableros multiviga, si los valores de *I* o *J* no satisfacen las limitaciones indicadas en la ***Tabla 5.6.2.2.3a-1***, el factor de distribución para corte se puede tomar igual al factor para momento.

Tabla 5.6.2.2.3a-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores

Tipo de superestructura	Seccion transversal Aplicable de la tabla	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36+\frac{S}{7600}$	$0,2+\frac{S}{3600}-\left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	$1100 \le S \le 4900$ $6000 \le L \le 73.000$ $110 \le t_s \le 300$ $N_b \ge 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$
Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6}\left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{0,9}\left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$1800 \le S \le 4000$ $6000 \le L \le 73.000$ $890 \le d \le 2800$ $N_c \ge 3$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	$\left(\frac{S}{3050}\right)^{0,6}\left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2250}\right)^{0,9}\left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$1800 \le S \le 5500$ $6000 \le L \le 43.000$ $450 \le d \le 1700$ $N_b \ge 3$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$0,70\left(\frac{b}{L}\right)^{0,15}\left(\frac{I}{J}\right)^{0,05}$	$\left(\frac{b}{4000}\right)^{0,4}\left(\frac{b}{L}\right)^{0,1}\left(\frac{I}{J}\right)^{0,05}\left(\frac{b}{1200}\right)$ $\frac{b}{1200} \ge 1,0$	$900 \le b \le 1500$ $6000 \le L \le 37.000$ $5 \le N_b \le 20$ $1,0\text{x}10^{10} \le J \le 2,5\text{x}10^{11}$ $1,7\text{x}10^{10} \le I \le 2,5\text{x}10^{11}$
Vigas de hormigón excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Como se especifica en la tabla 5.6.2.2.3a-1		

5.6.2.2.3 b Vigas Exteriores

El corte por sobrecarga para vigas exteriores se deberá determinar aplicando las fracciones por carril especificadas en la ***Tabla 5.6.2.2.3b- 1***. Para los casos no cubiertos por la ***Tabla 5.6.2.2.3a-1*** y la ***Tabla 5.6.2.2.3b-1***, la distribución de la sobrecarga entre las vigas exteriores se deberá determinar aplicando la ley de momentos.

El parámetro d_e se deberá tomar como positivo si el alma exterior está hacia dentro del cordón o la barrera para el tráfico, y negativo si está hacia fuera.

Se deberán aplicar los requisitos adicionales para vigas exteriores en puentes de viga y losa con marcos transversales o diafragmas especificados en el ***Artículo 5.6.2.2.2b.***

Tabla 5.6.2.2.3b-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores

Tipo de superestructura	Seccion transversal Aplicable de la tabla	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \le d_e \le 1700$
			Ley de momentos	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células colada in situ	d	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,64 + \frac{d_e}{3800}$	$-600 \le d_e \le 1500$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,8 + \frac{d_e}{3050}$	$0 \le d_e \le 1400$
			Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$g = e g_{interior}$ $e = 1,25 + \frac{d_e}{6100} \ge 1,0$	$g = e g_{interior}\left(\frac{1200}{b}\right)$ $\frac{1200}{b} \le 1,0$ $e = 1 + \left(\frac{d_e + b - 610}{12\,200}\right)^{0,5} \ge 1,0$	$d_e \le 600$
Vigas de hormigón excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Como se especifica en la tabla 5.6.2.2.3b-1		

5.6.2.2.3 c Puentes Oblicuos

Si la línea de apoyo es oblicua se deberá ajustar el corte en la viga exterior en la esquina obtusa del puente. El valor del factor de corrección se deberá obtener de la ***Tabla 5.6.2.2.3c-1***. Se aplica a la

fracción por carril especificada en la ***Tabla 5.6.2.2.3a-1*** para vigas interiores y en la ***Tabla 5.6.2.2.3b-1*** para vigas exteriores.

Al determinar el corte de extremo en los puentes multiviga la corrección por oblicuidad se deberá aplicar a todas las vigas en la esquina obtusa.

No existen factores de corrección verificables para los casos no cubiertos por la ***Tabla 5.6.2.2.3c- 1***.

Tratar todas las vigas de un puente multiviga de igual manera, es un procedimiento conservador respecto de las reacciones positivas y el corte. Sin embargo, no es necesariamente conservador respecto del levantamiento en el caso de grandes oblicuidades y tramos exteriores cortos de vigas continuas. Se debería considerar la posibilidad de realizar una investigación adicional del levantamiento utilizando el factor de corrección de la ***Tabla 5.6.2.2.3c-1***, es decir, tomando los términos diferentes a 1,0 como negativos para la viga exterior en la esquina aguda.

Tabla 5.6.2.2.3c-1 – Factores de corrección para los factores de distribución de carga para el corte en el apoyo de la esquina obtusa

Tipo de superestructura	Seccion transversal aplicable	Factor de corrección	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$1,0+0,20\left(\frac{Lt_s^3}{K_g}\right)^{0,3}\tan\theta$	$0° \le \theta \le 60°$ $1100 \le S \le 4900$ $6000 \le L \le 73.000$ $N_b \ge 4$
Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	$1,0+\left(0,25+\frac{L}{70d}\right)\tan\theta$	$0 < \theta \le 60°$ $1800 < S \le 4000$ $6000 \le L \le 73.000$ $900 \le d \le 2700$ $N_c \ge 3$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	$1,0+\frac{\sqrt{Ld}}{6S}\tan\theta$	$0 < \theta \le 60°$ $1800 \le S \le 3500$ $6000 \le L \le 43.000$ $450 \le d \le 1700$ $N_b \ge 3$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$1,0+\frac{L\sqrt{\tan\theta}}{90d}$	$0 < \theta \le 60°$ $6000 \le L \le 37.000$ $430 \le d \le 1500$ $900 \le b \le 1500$ $5 \le N_b \le 20$

5.6.2.2.4 Cargas Especiales Actuando Junto con Otro Tipo de Tráfico

A excepción de lo aquí especificado, los requisitos del presente artículo se pueden aplicar cuando se utilizan los métodos de análisis aproximados para puentes de viga y losa especificados en el ***Artículo***

5.6.2.2, y para puentes tipo losa especificados en el ***Artículo 5.6.2.3***. Los requisitos del presente artículo no se deberán aplicar en los siguientes casos:

- Si se ha especificado la ley de momentos tanto para carga en un solo carril como para carga en múltiples carriles; o
- Si para el análisis simplificado se ha utilizado el requisitos especial para vigas exteriores de secciones transversales de puentes de viga y losa con diafragmas especificado en el ***Artículo 5.6.2.2.2d.***

Las solicitaciones debidas a la presencia de vehículos pesados en un carril junto con el tráfico habitual en los carriles adyacentes, tal como se podría considerar en la Combinación de Cargas para Estado Límite de Resistencia II de la ***Tabla 4.5.1-1*** se pueden determinar de la siguiente manera:

$$G = G_P\left(\frac{g_1}{Z}\right) + G_D\left(g_m - \frac{g_1}{Z}\right)$$

5.6.2.2.4.-1

Donde:

G = solicitación final aplicada a una viga (kN o kN.mm)

G_P = solicitación debida a la sobrecarga de camión (kN o kN.mm)

g_1 = factor de distribución de la sobrecarga para un solo carril

G_D = solicitación debida a las cargas de diseño (kN o kN.mm)

gm = factor de distribución de la sobrecarga para múltiples carriles

Z = factor que se toma igual a 1,20 si no se ha utilizado la ley de momentos o igual a 1,0 si se ha utilizado la ley de momentos para un factor de distribución de la sobrecarga para un solo carril

Debido a que se desconoce el número de carriles cargados utilizado para determinar el factor de distribución de la sobrecarga para múltiples carriles, *gm*, en esta expresión el factor de presencia múltiple correspondiente a múltiples carriles, *m*, implícitamente se fija igual a 1,0 (lo cual asume que solamente hay dos carriles cargados), con lo cual la solicitación final obtenida es más conservadora que si se utilizarán los factores de presencia múltiple correspondientes a tres o más carriles cargados.

El factor *Z* se utiliza para diferenciar entre situaciones en las cuales para determinar el factor de distribución de la sobrecarga para un solo carril se especifica una expresión algebraica y aquellas situaciones en las cuales se especifica la ley de momentos. En las situaciones en las cuales se especifica una expresión algebraica, el factor de presencia múltiple para un solo carril cargado (1,20) ya está incluido en la expresión algebraica y debe ser eliminado utilizando *Z* = 1,20 en la **Ecuación 5.6.2.2.4-1** de modo que el factor de distribución se pueda utilizar en la **Ecuación 5.6.2.2.4-1** para determinar la solicitación debida a carga en múltiples carriles.

5.6.2.3 Anchos de Faja Equivalentes para Puentes Tipo Losa

Este artículo se deberá aplicar a los tipos de secciones transversales esquematizados en la ***Tabla 5.6.2.3-1*** y a las alcantarillas con tramos de más de 4,60 m de longitud y que se encuentran debajo de menos de 600 mm de relleno.

A los fines del presente artículo, los puentes de losa alivianada hormigonados in situ también se pueden considerar como puentes de losa.

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril tanto para corte como para momento con un carril cargado, es decir dos líneas de ruedas, se puede determinar cómo:

$$E = 250 + 0,42\sqrt{L_1 W_1}$$

(5.6.2.3-1)

En la ***Ecuación 5.6.2.3-1*** el ancho de faja se divide por 1,20 para tomar en cuenta el efecto de presencia múltiple.

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril tanto para corte como para momento con más de un carril cargado se puede determinar cómo:

$$E = 2100 + 0,12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L}$$

(5.6.2.3-2)

Donde:

E = ancho equivalente (mm)

L_1 = longitud de tramo modificada que se toma igual al menor valor entre la longitud real y 18,00 (m)

W_1 = ancho modificado entre los bordes del puente, que se toma igual al menor valor entre el ancho real y 18,00 m para carga en múltiples carriles ó 9,00 m para carga en un solo carril (mm)

W = ancho físico entre los bordes del puente (mm)

N_L = número de carriles de diseño según lo especificado en el ***Artículo 4.3.2.1***

Para puentes oblicuos las solicitaciones longitudinales se pueden reducir aplicando el factor r:

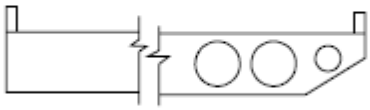
$r = 1,05 - 0,25\tan\theta \leq 1,00$ (5.6.2.3-3)

Donde:

θ = ángulo de oblicuidad (º)

Las alcantarillas con tramos de longitud menor o igual que 4,60 m están cubiertas por los requisitos del ***Artículo 5.6.2.1.***

Tabla 5.6.2.3-1 – Esquema de las secciones transversales típicas

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Losa de hormigón colado in situ o losa alivianada	Monolítico	 (a)

5.6.2.4 Puentes de Cercha y de Arco

Se puede utilizar la ley de momentos para la distribución de cargas gravitatorias en cerchas y arcos cuando se los analiza como estructuras planas. Si se utiliza un análisis espacial se puede usar ya sea la ley de momentos o bien carga directa a través del tablero o del sistema de tablero.

Si las cargas, a excepción del peso propio de los elementos y las cargas de viento que actúan sobre los mismos, se transmiten a la cercha en los nudos, la cercha se puede analizar como un conjunto articulado.

5.6.2.5 Ancho de Ala Efectivo

5.6.2.5.1 Requisitos Generales

En ausencia de un análisis más refinado y/o a menos que se especifique lo contrario, los límites para el ancho de una losa de hormigón, considerado efectivo en acción compuesta para determinar la resistencia para todos los estados límites, serán como aquí se especifica. El cálculo de deformaciones se debería basar en el ancho de ala total.

Para el cálculo de las deformaciones por sobrecarga, si corresponde, se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 1.4.2.6.2 del Título I.***

Las tensiones longitudinales en las alas se diseminan a través del ala y la losa de tablero compuesta en forma de tensiones de corte en el plano. Por lo tanto, las tensiones longitudinales no son uniformes. El ancho de ala efectivo es un ancho reducido en el cual se asume que las tensiones longitudinales están uniformemente distribuidas y aún así, tienen por resultante la misma fuerza que se obtendría integrando la distribución no uniforme en la totalidad del ancho.

La longitud de tramo efectiva utilizada para calcular el ancho de ala efectivo se puede tomar como la longitud real para tramos simplemente apoyados y como la distancia entre los puntos de inflexión

debidos a las cargas permanentes para tramos continuos, según corresponda ya sea para momentos positivos o negativos.

Para las vigas interiores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el menor valor entre:

- Un cuarto de la longitud de tramo efectiva;
- 12,0 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor; o
- La separación promedio de las vigas adyacentes.

Para las vigas exteriores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el semiancho efectivo de la viga interior adyacente, más el menor valor entre:

- Un octavo de la longitud de tramo efectiva;
- 6,0 veces el espesor promedio de la losa, más el semi-espesor del alma o un cuarto del ancho del ala superior de la viga de base, cualquiera sea el valor que resulte mayor; o
- El ancho del vuelo.

Al calcular el ancho de ala efectivo para vigas cajón cerrados de acero y hormigón prefabricado se deberá utilizar la distancia entre la parte exterior de las almas en su parte superior, y no la separación entre los ejes de las vigas cajón.

En el caso de vigas cajón abiertas, el ancho de alma efectivo de cada alma se debería determinar como si cada alma fuera un elemento de apoyo individual.

Para los emparrillados con vanos llenos o parcialmente llenos y para los emparrillados no llenos compuestos con una losa de hormigón armado, el "espesor de la losa" a utilizar debería ser igual al espesor total del emparrillado y la losa de hormigón, menos una tolerancia para considerar los efectos del pulido, ranurado o desgaste (típicamente 13 mm).

Si hay una barrera de hormigón estructuralmente continua y esta barrera se incluye en los modelos de análisis según lo permitido en el ***Artículo 5.5.1***, para los propósitos de este artículo el ancho del vuelo se puede prolongar aplicando:

$$\Delta w = \frac{A_b}{2t_s} \qquad (5.6.2.5.1\text{-}1)$$

Donde:

Ab = área de la sección transversal de la barrera (mm^2)

ts = altura de la losa de tablero (mm)

5.6.2.5.2. Vigas Cajón de Hormigón por Segmentos y Vigas Cajón de Una Sola Célula Hormigonadas In Situ

Se puede asumir que el ancho de ala efectivo es igual al ancho real del ala si:

- $b \leq 0{,}1\ li$
- $b \leq 0{,}3\ do$

Caso contrario, el ancho de ala efectivo de las alas que sobresalen se puede tomar como se especifica en las **Figuras 5.6.2.5.2-1 a 5.6.2.5.2-4,** donde:

do = profundidad de la superestructura (mm)

b = ancho de ala real a cada lado del alma, por ejemplo, b_1, b_2 y b_3 como se ilustra en la ***Figura 5.6.2.5.2-3 (***mm)

be = ancho de ala efectivo correspondiente a la posición particular de la sección considerada en relación con el tramo como se especifica en la ***Figura 5.6.2.5.2-1*** (mm)

bm = ancho de ala efectivo para porciones interiores de un tramo según se determina en la ***Figura 5.6.2.5.2-2***; caso particular de *be* (mm)

bs = ancho de ala efectivo en apoyo interior o para un voladizo según se determina en la ***Figura 5.6.2.5.2-2***; caso particular de *be* (mm)

a = porción de tramo sujeto a una transición del ancho de ala efectivo, tomado como el menor valor entre el ancho real del ala a cada lado del alma como se indica en la ***Figura 5.6.2.5.2-3*** ó un cuarto de la longitud de tramo (mm)

li = longitud de tramo ideal especificada en la ***Figura 5.6.2.5.2-1***; se utiliza para determinar anchos de ala efectivos en base a la ***Figura 5.6.2.5.2-2***

Se aplican las siguientes interpretaciones:

- En ningún caso el ancho de ala efectivo se deberá tomar mayor que el ancho real del ala.
- Se pueden despreciar los efectos de las cargas asimétricas sobre el ancho de ala efectivo.
- El valor de *bs* se deberá determinar utilizando la mayor de las longitudes de tramo efectivas adyacentes al apoyo.

- Si en un tramo *bm* es menor que *bs*, la distribución del ancho efectivo de ala dentro del tramo se puede determinar mediante la recta que une los anchos efectivos *bs* en puntos de apoyo adyacentes.

Normalmente no es necesario superponer las tensiones de flexión locales de losas en dos direcciones debidas a las cargas de rueda y las tensiones de flexión longitudinales primarias.

Los anchos de ala efectivos b_m y b_s se calculan como el producto entre el coeficiente indicado en la ***Figura 5.6.2.5.2-2*** y la distancia física *b*, como se indica en la ***Figura 5.6.2.5.2-3.***

Para la superposición de solicitaciones locales y globales se puede asumir que la distribución de tensiones debidas a las solicitaciones globales tiene forma lineal como se ilustra en la ***Figura 5.6.2.5.2-3c.*** La distribución lineal de tensiones se debería determinar a partir de la distribución constante, considerando que la fuerza en el ala debe permanecer constante y que el ancho máximo de la distribución lineal de tensiones a cada lado de un alma es 2,0 veces el ancho de ala efectivo.

Las propiedades de la sección para fuerzas normales se pueden basar en los patrones indicados en la ***Figura 5.6.2.5.2-4***, o bien se pueden determinar aplicando un análisis más riguroso.

Si las distribuciones lineales de tensiones intersecan un borde libre o se intersecan entre sí antes de llegar al ancho máximo, la distribución lineal tendrá forma de trapezoide; caso contrario, será triangular. Esto se ilustra en la ***Figura 5.6.2.5.2-3c****.*

La ***Figura 5.6.2.5.2-4*** *se debe utilizar sólo para calcular la resistencia debida al anclaje de los tendones de postesado y a otras fuerzas concentradas, y se puede despreciar en el análisis general efectuado para determinar solicitaciones.*

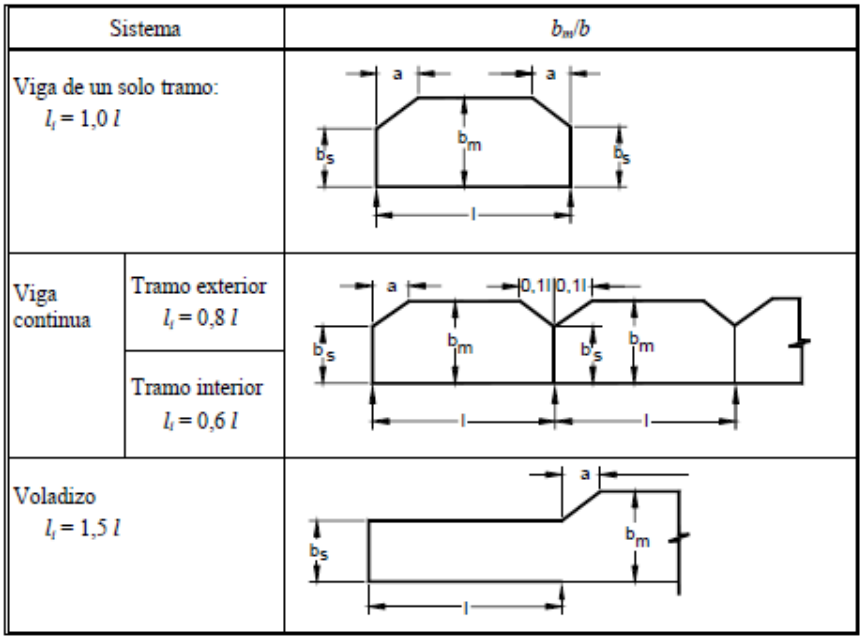


Figura 5.6.2.5.2-1 – Ancho de ala efectivo, be, bm y bs

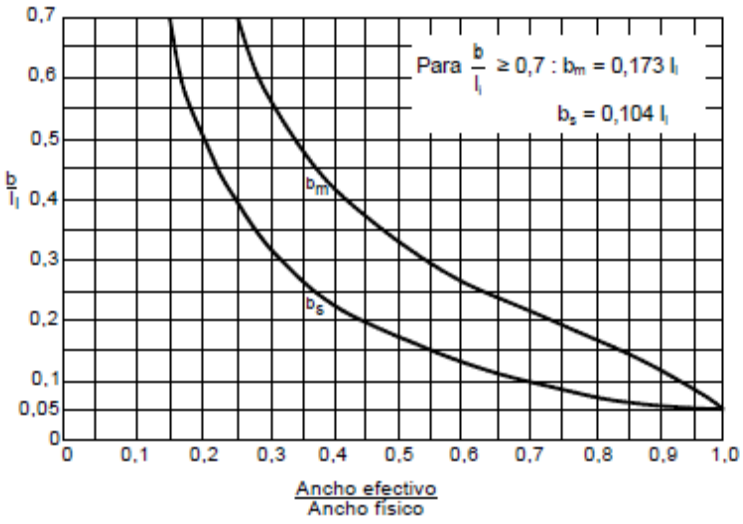


Figura 5.6.2.5.2-2 – Valores de los coeficientes de ancho de ala efectivo para bm y bs para los valores de b/li indicados

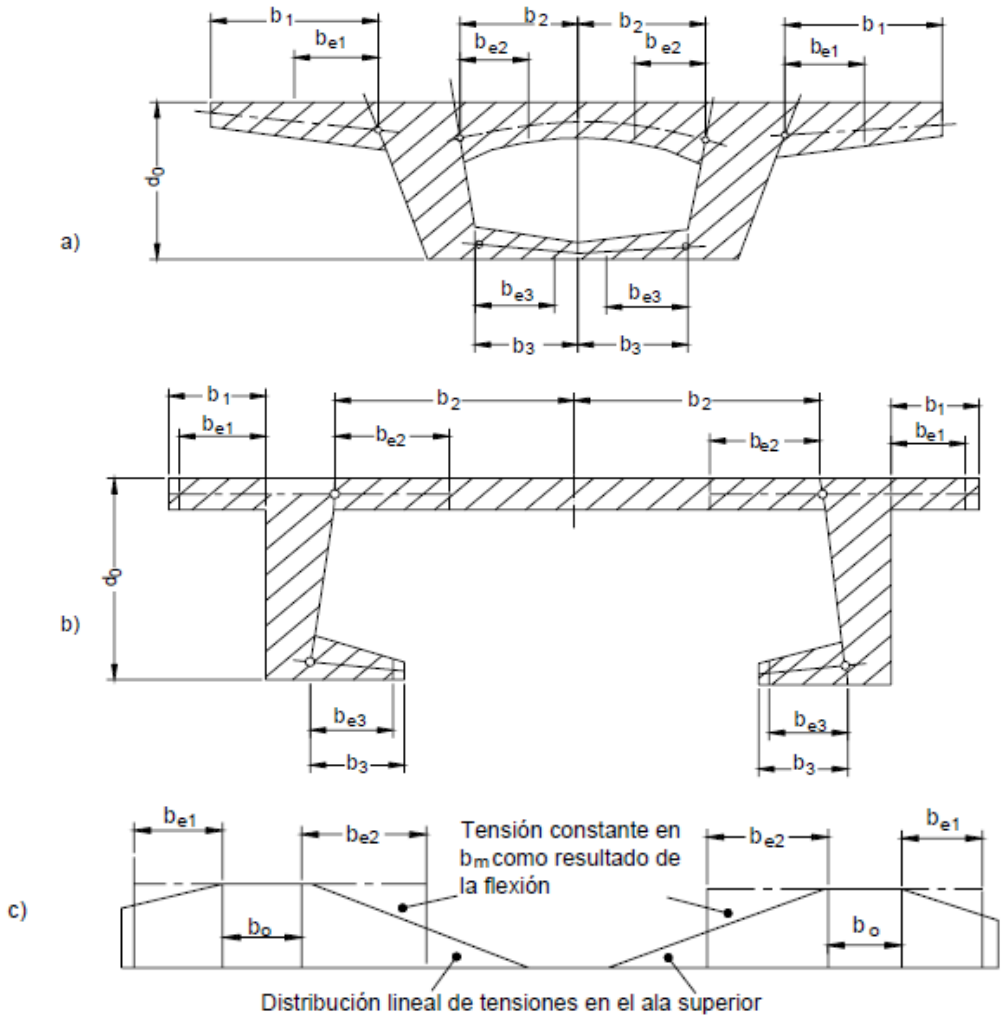


Figura 5.6.2.5.2-3 – Secciones transversales y sus anchos de ala efectivos correspondientes, be, para flexión y corte

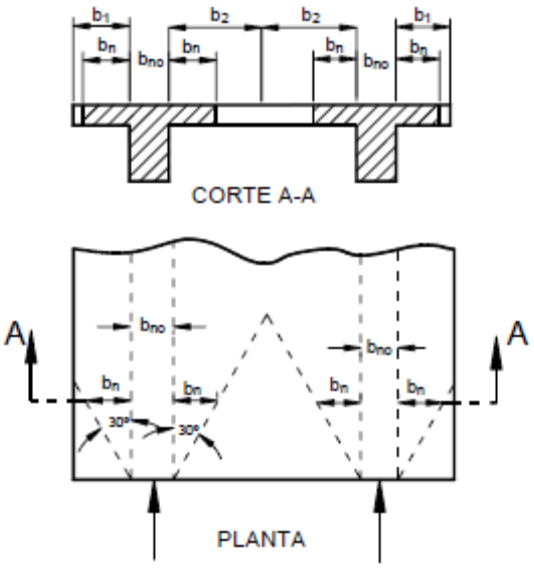


Figura 5.6.2.5.2-4 – Anchos de ala efectivos, bn, para fuerzas normales

5.6.2.5.3 Superestructuras de Múltiples Células Hormigonadas In Situ

El ancho efectivo de una superestructura celular de múltiples almas hormigonada in situ se puede tomar como se especifica en el ***Artículo 5.6.2.5.1***, considerando cada alma como una viga, o bien se puede tomar como el ancho total de la losa de tablero. En este último caso se deberán investigar los efectos del retraso del corte en las regiones de los extremos.

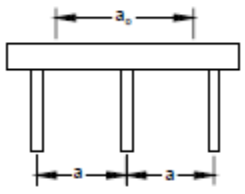
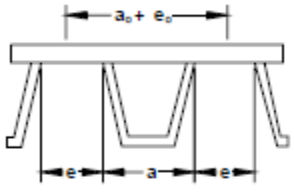
5.6.2.5.4 Tableros Ortótropos de Acero

El ancho efectivo de la placa de tablero que actúa como ala superior de un rigidizador longitudinal, o de un nervio, será como se especifica en la ***Tabla 5.6.2.5.4-1***.

El ancho efectivo de la placa de tablero para efectos flexionales debidos a las cargas de rueda se basa en cargas desiguales sobre los nervios individuales. El valor especificado es un promedio determinado en base a cálculos más precisos.

La variación del ancho efectivo de la placa de tablero no afecta significativamente la rigidez del nervio ni el módulo seccional del fondo del nervio.

Tabla 5.6.2.5.4-1 – Ancho efectivo de una placa de tablero actuando con un nervio

Cálculo de		
Propiedades seccionales del nervio para el cálculo de la rigidez del tablero y efectos flexionales debidos a sobrecargas	$a_o = a$	$a_o + e_o = a + e$
Propiedades seccionales del nervio para el cálculo de efectos flexionales debidos a cargas de rueda	$a_o = 1{,}1\ a$	$a_o + e_o = 1{,}3\ (a + e)$

El ancho efectivo del tablero, incluyendo la placa y los nervios, que actúa como ala superior de un componente longitudinal de la superestructura o viga transversal se puede determinar mediante un método de análisis aceptable, o bien se puede tomar como se especifica en la ***Figura 5.6.2.5.4-1.***

La longitud efectiva, indicada en la ***Figura 5.6.2.5.4-1*** como *L*1 y *L*2, se deberá tomar como la longitud real en el caso de tramos simples y como la distancia entre los puntos de inflexión debidos a la carga permanente en el caso de tramos continuos.

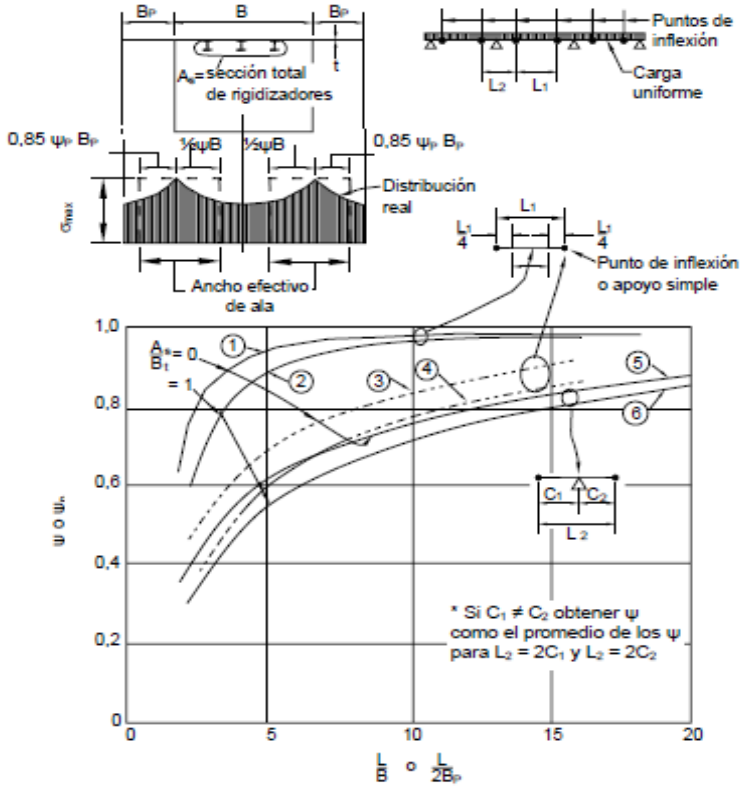


Figura 5.6.2.5.4-1– Ancho de tablero efectivo

Cuando se utiliza la ***Figura 5.6.2.5.4-1*** para determinar el ancho efectivo de placa de tablero que actúa con una viga transversal se aplica la siguiente simbología:

B = separación ilustrada en la ***Figura 5.6.2.5.4-1*** (mm)

L1, *L2* = distancias entre puntos de inflexión como se ilustra en la ***Figura 5.6.2.5.4-1*** (mm)

As = sección total de rigidizadores (mm^2)

t = espesor de la placa de ala (mm)

Para las porciones de las vigas transversales en voladizo, *L* se deberá tomar igual a 2,0 veces la longitud del voladizo.

5.6.2.6 Distribución de la Carga de Viento Lateral en Puentes Multiviga

5.6.2.6.1 Secciones Doble Te

En puentes con tableros compuestos, tableros no compuestos con cartelas de hormigón y otros tableros que pueden actuar como diafragmas horizontales, se deberá asumir que la carga de viento sobre la mitad superior de la viga exterior, el tablero, los vehículos, las barreras y los accesorios se transmite directamente al tablero, que actúa como un diafragma lateral que transmite esta carga a los apoyos. Se deberá asumir que la carga de viento sobre la mitad inferior de la viga exterior se aplica lateralmente al ala inferior.

Para puentes con tableros que no pueden actuar como diafragmas horizontales, se deberá aplicar la ley de momentos para distribuir la carga de viento a las alas superiores e inferiores.

Se deberá asumir que las alas inferiores y superiores sometidas a carga de viento lateral transmiten dicha carga a puntos de arriostramiento adyacentes mediante flexión.

Estos puntos de arriostramiento ocurren en los nodos de arriostramiento contra el viento o en ubicaciones sobre marcos transversales y diafragmas.

Las fuerzas laterales aplicadas por las alas en los puntos de arriostramiento se deberán transferir a los apoyos mediante uno de los siguientes recorridos de las cargas:

- Acción de pórtico del arriostramiento horizontal contra el viento en el plano del ala;
- Acción de pórtico de los marcos transversales o diafragmas que transmiten las fuerzas hacia el tablero o el arriostramiento contra el viento en el plano de la otra ala, y luego mediante acción de diafragma del tablero, o acción de pórtico del arriostramiento contra el viento, hacia los apoyos;
- Flexión lateral del ala sometida a las fuerzas laterales y de todas las demás alas en el mismo plano, transmitiendo las fuerzas a los extremos del tramo, por ejemplo, cuando el tablero no puede proveer acción de diafragma horizontal y no hay arriostramiento contra el viento en el plano de ninguna de las alas.

Los tableros de planchas de hormigón prefabricado y los tableros de madera no constituyen diafragmas rígidos y no se debería asumir que estos tableros actúan como diafragmas horizontales a menos que exista evidencia que demuestre lo contrario.

A menos que se efectúe un análisis más refinado, la fuerza de viento, el momento de viento, la fuerza horizontal a ser transmitida por los diafragmas y marcos transversales, y la fuerza horizontal a ser transmitida por el arriostramiento lateral se pueden calcular como se indica a continuación. Este procedimiento se presenta para puentes tipo viga, pero se puede adaptar para otros tipos de puentes.

La fuerza de viento, W, se puede aplicar a las alas de los elementos exteriores. En el caso de elementos compuestos y no compuestos con tableros de hormigón colado in situ o tableros de acero ortótropos, no es necesario aplicar W al ala superior.

$$W = \frac{\eta_i \gamma P_D d}{2}$$

(5.6.2.6.1-1)

Donde:

W = fuerza de viento mayorada por unidad de longitud aplicada al ala (N/mm)

P_D = presión horizontal de viento de diseño (MPa)

d = profundidad del elemento (mm)

γ = factor de carga especificado en la ***Tabla 4.5.1-1*** para la combinación de cargas correspondiente

ηi = factor de modificación de las cargas relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa

Para los primeros dos recorridos de las cargas, el máximo momento de viento sobre el ala cargada se puede determinar cómo:

$$M_w = \frac{WL_b^2}{10}$$

(5.6.2.6.1-2)

Donde:

M = máximo momento lateral en el ala debido a la carga de viento mayorada (N·mm)

W = fuerza de viento mayorada por unidad de longitud aplicada al ala (N/mm)

Lb = separación de los puntos de arriostramiento (mm)

Para el tercer recorrido de las cargas, el máximo momento de viento sobre el ala cargada se puede calcular como:

$$M_w = \frac{WL_b^2}{10} + \frac{WL^2}{8N_b}$$

(5.6.2.6.1-3)

Donde:

M_w = momento lateral total en el ala debido a la carga de viento mayorada (N·mm)

W = fuerza de viento mayorada por unidad de longitud aplicada al ala (N/mm)

L_b = separación de los marcos transversales o diafragmas (mm)

N_b = número de elementos longitudinales

L = longitud de tramo (mm)

La ***Ecuación 5.6.2.6.1-3*** se basa en la hipótesis que los marcos transversales y diafragmas actúan como bielas, distribuyendo la fuerza de viento en el ala exterior hacia las alas adyacentes. Si no hay marcos transversales ni diafragmas, el primer término se debería tomar igual a 0,0 y Nb se debería tomar igual a 1,0.

La fuerza de viento horizontal aplicada a cada punto de arriostramiento se puede calcular como:

$$P_w = WL_b \qquad (5.6.2.6.1\text{-}4)$$

Donde:

P_w = fuerza de viento lateral aplicada al punto de arriostramiento (N)

W = fuerza de viento mayorada por unidad de longitud calculada mediante la ***Ecuación 5.6.2.6.1-1*** (N/mm)

L_b = separación de los marcos transversales o diafragmas (mm)

Los sistemas de arriostramiento lateral requeridos para soportar ambas alas debido a la transmisión de cargas de viento a través de diafragmas o marcos transversales se deberán diseñar para una fuerza horizontal igual a $2P_w$ en cada punto de arriostramiento.

5.6.2.6.2 Secciones Tipo Cajón

Un cuarto de la fuerza de viento que actúa en una sección tipo cajón se deberá aplicar al ala inferior de la viga cajón exterior. La sección que se asume resistirá la fuerza de viento consistirá en el ala inferior y una parte del alma según lo determinado en la Sección 6. Se deberá asumir que los tres cuartos restantes de la fuerza de viento que actúa en una sección tipo cajón, más la fuerza de viento que actúa sobre los vehículos, barreras y accesorios, se transmiten a los apoyos mediante acción de diafragma del tablero.

Se deberá proveer arriostramiento lateral entre cajones si la sección que se asume resistirá la fuerza de viento no es adecuada.

5.6.2.6.3 Construcción

Se deberá investigar si es necesario disponer arriostramientos temporarios contra el viento durante la construcción de puentes de sección doble Te y cajón.

5.6.2.7 Análisis de Puentes de Hormigón construidos por Segmentos

5.6.2.7.1 Requisitos Generales

Para determinar los momentos, cortes y deformaciones de diseño se pueden utilizar análisis elásticos y la teoría de vigas. Además de los efectos del retraso del corte también se deberán considerar los efectos de la fluencia lenta, contracción y diferenciales de temperatura.

Para tramos de más de 75,00 m de longitud, los resultados de los análisis elásticos se deberían evaluar considerando posibles variaciones del módulo de elasticidad del hormigón, variaciones en las propiedades de fluencia lenta y contracción del hormigón, y el impacto de las variaciones del cronograma de construcción sobre estos y otros parámetros de diseño.

En el análisis de un puente construido por dovelas (segmentos) de hormigón es necesario considerar cómo varían los parámetros de diseño en función del tiempo, así como un cronograma de construcción y un método de instalación específicos. A su vez, esto requiere el uso de un software desarrollado para trazar la respuesta en función del tiempo de puentes de hormigón pretensado instalados por segmentos bajo cargas constructivas y de servicio.

5.6.2.7.2 Modelos de Bielas y Tirantes

Para analizar las áreas de discontinuidad geométrica o de cargas se pueden utilizar modelos de bielas y tirantes.

5.6.2.7.3 Ancho de Ala Efectivo

El ancho de ala efectivo para el cálculo de las tensiones bajo cargas de servicio se puede determinar utilizando los requisitos del ***Artículo 5.6.2.5.2***

Las propiedades de la sección para fuerzas normales se pueden basar en la ***Figura 5.6.2.5.2-4*** o bien se pueden determinar mediante análisis más rigurosos.

La flexión, el corte y las fuerzas normales se pueden evaluar utilizando las correspondientes resistencias minoradas.

La capacidad de una sección transversal en el estado límite de resistencia se puede determinar considerando el efecto de la totalidad del ancho de ala comprimido.

5.6.2.7.4 Análisis Transversal

El diseño transversal a flexión de los segmentos de una viga cajón deberá considerar el segmento como un marco rígido tipo cajón. Las alas se deberán analizar como secciones de altura variable, considerando los chaflanes o esquinas redondeadas entre las alas y las almas. Las cargas de rueda se deberán posicionar de manera que produzcan los máximos momentos, y se deberá utilizar un análisis elástico para determinar la distribución longitudinal efectiva de las cargas de rueda para cada posición. Se deberá considerar el aumento del corte del alma y otros efectos sobre la sección transversal debidos a la presencia de cargas excéntricas o la falta de simetría de la estructura.

Para evaluar los momentos debidos a la sobrecarga más las cargas de impacto en el ala superior de la sección tipo cajón se pueden utilizar los requisitos de los ***Artículos 5.6.2.1 y 5.6.3.2***, superficies de influencia tales como las presentadas por Homberg (1968) y Pucher (1964), u otros procedimientos de análisis elástico.

En el análisis transversal se deberá considerar el acortamiento elástico y la fluencia lenta transversales debidos al pretensado y la contracción.

El efecto de los momentos secundarios debidos al pretensado se deberá incluir en el cálculo de tensiones correspondientes al estado límite de servicio y al evaluar la construcción. En el estado límite de resistencia las solicitaciones secundarias inducidas por el pretensado − con un factor de carga igual a 1,0 − se deberán sumar algebraicamente a las solicitaciones debidas a las cargas permanentes y sobrecargas mayoradas y demás cargas aplicables.

El diseño transversal de un tablero de puente tipo viga por segmentos se puede realizar de acuerdo con los requisitos del ***Artículo 5.6.2.***

5.6.2.7.5 Análisis Longitudinal

5.6.2.7.5 a Requisitos Generales

El análisis longitudinal de los puentes por dovelas (segmentos) de hormigón deberá considerar un método constructivo específico y un cronograma determinado, como así también los efectos dependientes del tiempo, es decir la fluencia lenta, contracción y pérdidas de pretensado del hormigón.

El efecto de los momentos secundarios inducidos por el pretensado se deberá incluir en el cálculo de tensiones correspondientes al estado límite de servicio. En el estado límite de resistencia las solicitaciones secundarias inducidas por el pretensado − con un factor de carga igual a 1,0 − se deberán sumar algebraicamente a las de las demás cargas mayoradas aplicables.

5.6.2.7.5 b Análisis del Montaje

Los análisis estructurales realizados en cualquiera de las etapas de la construcción deberán considerar las combinaciones de cargas que se producen durante la construcción, tensiones y consideraciones sobre estabilidad especificadas en el ***Artículo 6.14.2.3***.

5.6.2.7.5 c Análisis del Sistema Estructural Definitivo

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.14.2.2.3.***

5.6.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS REFINADOS

5.6.3.1 Requisitos Generales

Los puentes se pueden analizar utilizando métodos refinados, listados en el ***Artículo 5.4***. En estos análisis se deberán considerar las relaciones de aspecto de los elementos, la posición y número de nodos, y las demás características topológicas que pudieran afectar la precisión de la solución analítica.

Si la solicitación extrema que actúa en un elemento se determina utilizando un método de análisis refinado, el número de posibles ubicaciones de la sobrecarga vehicular de diseño será elevado. Los siguientes factores son variables:

- La ubicación de los carriles de diseño, si el ancho de tablero disponible contiene una fracción del ancho de carril de diseño;
- Cuáles de los carriles de diseño realmente se utilizan;
- La ubicación longitudinal de la sobrecarga vehicular de diseño en cada carril;
- La separación longitudinal entre ejes de la sobrecarga vehicular de diseño;
- La ubicación transversal de la sobrecarga vehicular de diseño en cada carril.

Se puede considerar que una baranda, barrera o divisoria estructuralmente continua que actúa juntamente con los componentes portantes es estructuralmente activa en los estados límite de servicio y fatiga.

Este requisito refleja las respuestas que se han observado experimentalmente. Tradicionalmente esta fuente de rigidez ha sido despreciada, a pesar de lo cual existe y puede ser incluida, siempre que se asegure plenamente la acción compuesta.

Se deberán proveer coeficientes de distribución de sobrecarga para cada combinación de componente y carril.

Si se utiliza un método de análisis refinado, junto con la documentación técnica se deberá proveer una tabla de coeficientes de distribución de sobrecarga para las solicitaciones extremas en cada tramo a fin de facilitar la emisión de los permisos y la clasificación del puente.

5.6.3.2 Tableros

5.6.3.2.1 Requisitos Generales

A menos que se especifique lo contrario, en el análisis se deberá considerar la deformación flexional y torsional del tablero, pero se puede despreciar la deformación por corte vertical.

Los puntos de discontinuidad flexional a través de los cuales se puede transmitir corte se deberían modelar como rótulas.

En el análisis de tableros que bajo carga se pueden fisurar y/o separar a lo largo de los bordes entre elementos se puede despreciar el coeficiente de Poisson. Las cargas de rueda se deberán modelar como cargas distribuidas sobre un área, tal como se especifica en el ***Artículo 4.3.2.3.5***, consideradas en la superficie de contacto. Los cuatro lados de esta área se pueden prolongar una longitud igual al espesor de la superficie de rodamiento integral o no integral. Si se utiliza esta área extendida, el espesor de la superficie de rodamiento se deberá reducir para considerar cualquier posible desgaste en el momento de interés. Si el Propietario así lo autoriza, para distribuir las cargas de rueda se podrán utilizar otras áreas extendidas, siempre y cuando dichas áreas sean consistentes con las hipótesis y aplicación de un método de análisis refinado en particular.

En muchos tableros macizos la torsión contribuye a soportar las cargas de rueda de manera comparable a la flexión. Existen grandes momentos torsores en las zonas extremas de los puentes de viga oblicuos, provocados por la presencia de deflexiones diferenciales. En la mayoría de los tipos de tableros las tensiones de corte son bastante bajas, y su contribución a la deflexión vertical no es significativa. No se deberían despreciar las deformaciones por corte en el plano, las cuales dieron origen al concepto de ancho efectivo para tableros compuestos.

5.6.3.2.2 Modelo de Placa Isótropa

A los fines de la presente sección, los tableros de puentes que son macizos, tienen una altura uniforme o prácticamente uniforme, y cuyas rigideces en el plano son aproximadamente iguales en todas las direcciones se deberán considerar isótropos.

El análisis es bastante insensible a las alturas constantes, tales como las provocadas por el peralte. En los tableros de hormigón ligeramente fisurados incluso una gran diferencia en la cuantía de armadura no modificará significativamente la distribución de cargas.

La rigidez torsional del tablero se puede estimar utilizando la ***Ecuación 5.6.2.2.1-2***, utilizando *b* igual a 1,0.

5.6.3.2.3 Modelo de Placa Ortótropa

Cuando se utiliza el modelo de placa ortótropa, la rigidez flexional de los elementos se puede distribuir uniformemente en toda la sección transversal del tablero.

Si la rigidez torsional del tablero no es atribuible exclusivamente a una placa maciza de espesor uniforme, la rigidez torsional se debería establecer mediante ensayos físicos, análisis tridimensionales o aproximaciones comprobadas y de aceptación generalizada.

La precisión de un análisis que utiliza el modelo de placa ortótropa disminuye fuertemente para sistemas compuestos por un pequeño número de elementos sometidos a cargas concentradas.

5.6.3.3 Puentes de Viga y Losa

La relación de aspecto de los elementos finitos y paneles de un emparrillado no debería ser mayor que 5,0.

Se deberían evitar los cambios abruptos de tamaño o geometría de los elementos finitos y paneles de emparrillados.

Las cargas nodales deberán ser estáticamente equivalentes a las cargas reales aplicadas.

Es posible que el software elegido especifique límites más estrictos para la relación de aspecto.

En ausencia de otro tipo de información, el Ingeniero puede utilizar los siguientes lineamientos a su discreción:

- Se debería utilizar como mínimo cinco nodos por cada tramo de viga, y preferentemente se deberían utilizar nueve.
- Para los análisis por elementos finitos que involucran elementos tipo placa y tipo viga, es preferible mantener las distancias verticales relativas entre los diferentes elementos. Si esto no fuera posible, los elementos longitudinales y transversales se pueden ubicar a la mitad del espesor de los elementos tipo placa, siempre que las excentricidades se incluyan en las propiedades equivalentes de las secciones que sean compuestas.
- Para los análisis por emparrillado o análisis por elementos finitos y por diferencias finitas de la sobrecarga, se deberá asumir que la losa es efectiva para proveer rigidez tanto en flexión positiva como en flexión negativa. En los sistemas de emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos se deberían utilizar las propiedades de la sección compuesta.
- En los análisis por elementos finitos, un elemento debería tener capacidad membranal con discretización suficiente para considerar adecuadamente el retraso del corte. Para el cálculo de resistencias, las solicitaciones así calculadas se deberían aplicar a las correspondientes secciones compuestas o no compuestas.
- Para los elementos longitudinales compuestos en un análisis por emparrillado, la rigidez se debería calcular asumiendo un ancho de losa efectivo, pero no es necesario que este ancho sea menor que lo especificado en el ***Artículo 5.6.2.6.***
- Para los diafragmas con marcos tipo K y marcos tipo X, se deberían calcular rigideces de viga equivalentes para flexión y corte. Para los puentes con diafragmas muy separados puede ser deseable utilizar elementos transversales ideales tipo viga para modelar el tablero. El número de dichas vigas queda a criterio del Ingeniero. La importancia del retraso del corte respecto del ancho viga-losa transversal en función de la distribución de la carga lateral se puede evaluar cualitativamente variando la rigidez de los elementos viga-losa dentro de límites razonables y observando los resultados. Estos estudios de sensibilidad a menudo demuestran que este efecto no es significativo.

- Las solicitaciones en los diafragmas debidas a la sobrecarga se deberían calcular mediante análisis por emparrillado o elementos finitos. La manera más simple de establecer las solicitaciones consiste en utilizar superficies de influencia análogas a las desarrolladas para los elementos longitudinales principales.
- La constante torsional de St. Venant se puede determinar utilizando la ***ecuación 5.6.2.2.1-2***. La transformación del hormigón y el acero en un único material se debería hacer en base al módulo de corte, G, el cual se puede tomar como $G = 0,5E/(1+\mu)$. Se recomienda que la rigidez de St. Venant de las secciones compuestas utilice solamente la mitad del ancho efectivo de la sección flexional, como se describió anteriormente, antes de la transformación.

5.6.3.4 Puentes Celulares y Tipo Cajón

Se puede realizar un análisis refinado de los puentes celulares aplicando cualquiera de los métodos analíticos especificados en el ***Artículo 5.4***, a excepción del método de las líneas de fluencia, que tome en cuenta las dos dimensiones que se ven en planta y el modelado de las condiciones de borde. Los modelos cuya intención sea cuantificar el alabeo torsional y/o la acción de marco transversal deberían ser totalmente tridimensionales.

En el caso de las secciones transversales tipo cajón individual, la superestructura se puede analizar como si fuera una viga tanto para flexión como para torsión. Las vigas cajón de acero no se deberán considerar rígidas a la torsión a menos que se disponga arriostramiento interior para mantener la geometría de la sección. Se deberá modelar la posición transversal de los apoyos.

5.6.3.5 Puentes de Cercha

Un análisis refinado de pórtico plano o pórtico espacial deberá considerar lo siguiente:

- Acción compuesta con el tablero o sistema de tablero;
- Continuidad entre los componentes;
- Solicitaciones debidas al peso propio de los componentes, cambios de geometría provocados por la deformación, y excentricidad axial en los nudos;
- Pandeo en el plano y fuera del plano de los componentes, incluyendo la falta de linealidad geométrica original, continuidad entre los componentes y efecto de las fuerzas axiales presentes en dichos componentes.

Se deberá investigar el pandeo fuera del plano de los cordones superiores de los puentes de cercha rebajada. Si la cercha deriva su estabilidad lateral de marcos transversales de los cuales forman parte las vigas de tablero, se deberá considerar la deformación de las vigas de tablero provocada por las cargas vehiculares.

Si la carga se aplicara al tablero o a las vigas de tablero y no a las uniones del reticulado se obtendrán resultados que cuantifican mejor las acciones fuera del plano.

La experiencia demuestra que las solicitaciones debidas a las cargas permanentes calculadas utilizando ya sea un análisis de pórtico plano o bien un análisis de pórtico espacial en una cercha con elementos primarios y secundarios adecuadamente contraflechados y detallados para minimizar la excentricidad en las uniones serán bastante similares a las que se obtienen usando las aproximaciones convencionales. En muchos casos la única manera de calcular con precisión las fuerzas en los elementos secundarios, particularmente las solicitaciones debidas a las sobrecargas, es realizar un análisis tridimensional completo.

5.6.3.6 Puentes de Arco

Cuando corresponda se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 5.6.3.5***.

En el análisis de un tirante de arco se deberá considerar el efecto de la extensión de los cables suspensores.

Si no se lo controla a través de un detallado adecuado, se debería investigar el acortamiento de la nervadura.

Para analizar arcos de mayor longitud de tramo se debería considerar la aplicación de análisis de grandes deformaciones, en lugar de aplicar la amplificación de momentos especificada en el ***Artículo 5.5.3.2.2 c***.

Si la distribución de tensiones entre el cordón superior y el cordón inferior de un arco reticulado depende del procedimiento de montaje, la documentación técnica deberá especificar el procedimiento de montaje.

No se puede esperar que un factor de corrección aplicado en un solo paso modele adecuadamente los efectos de la deformación para un amplio rango de rigideces.

Si además de las articulaciones en los estribos se dispone una articulación en el coronamiento de la nervadura, el arco se vuelve estáticamente determinado y básicamente se eliminan las tensiones debidas a los cambios de temperatura y acortamiento de la nervadura.

Los arcos se pueden analizar, diseñar y construir como articulados bajo carga permanente o porciones de carga permanente y como fijos en algunos puntos articulados para el resto de las cargas de diseño.

En los arcos reticulados la distribución de las tensiones entre el cordón superior y el inferior depende fuertemente del modo como se erige el arco. En estos casos el procedimiento de montaje debería estar claramente especificado en la documentación técnica.

5.6.3.7 Puentes Atirantados

La distribución de las solicitaciones entre los componentes de un puente atirantado se puede determinar mediante análisis estructurales espaciales o planos si así lo justifica la consideración de la geometría de las torres, el número de planos de tirantes y la rigidez torsional de la superestructura del tablero.

En los puentes atirantados se deberán investigar los efectos no lineales que pueden ser producidos por:

- La variación de la flecha del cable en todos los estados límites;
- La deformación de la superestructura del tablero y las torres en todos los estados límites; y
- La no linealidad de los materiales en los estados límites correspondientes a eventos extremos.

La flecha del cable se puede investigar utilizando un elemento equivalente modelado como un cordón con el módulo de elasticidad modificado, dado por la ***Ecuación 5.6.3.7-1,*** para rigidez instantánea y la ***Ecuación 5.6.3.7-2***, aplicada en forma iterativa, para cargas variables en el cable.

$$E_{MOD} = E\left[1+\frac{EAW^2(\cos\alpha)^5}{12H^3}\right]^{-1} \quad (5.6.3.7\text{-}1)$$

$$E_{MOD} = E\left[1+\frac{(H_1+H_2)EAW^2(\cos\alpha)^5}{24H_1^2H_2^2}\right]^{-1} \quad (5.6.3.7\text{-}2)$$

Donde:

E = módulo de elasticidad del cable (MPa)

W = peso total del cable (N)

A = área de la sección transversal del cable (mm^2)

α = ángulo entre el cable y la horizontal (º)

H, H_1, H_2 = componente horizontal de la fuerza en el cable (N)

La variación de las solicitaciones debida a la flecha se puede investigar utilizando cualquier método que satisfaga los requisitos del ***Artículo 5.5.3.2.1*** y que considere el cambio de orientación de los extremos de los tirantes.

En los puentes atirantados se deberá investigar la pérdida de cualquier tirante individual.

5.6.4 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS NEGATIVOS EN PUENTES DE VIGAS CONTINUAS

5.6.4.1 Requisitos Generales

El Propietario puede permitir la redistribución de las solicitaciones en superestructuras multitramo o multiviga.

El comportamiento inelástico se deberá restringir a la flexión de las vigas; no estará permitido el comportamiento inelástico provocado por corte y/o pandeo no controlado. No se deberá considerar redistribución de las cargas en la dirección transversal.

La reducción de los momentos negativos sobre los apoyos internos que genera la redistribución deberá estar acompañada por un aumento correlativo de los momentos positivos en los tramos.

5.6.4.2 Método Refinado

Los momentos negativos sobre el apoyo, según fueron establecidos mediante un análisis elástico lineal, se pueden disminuir mediante un proceso de redistribución que considere las características de la relación momento-rotación de la sección transversal o bien mediante un método basado en un mecanismo reconocido. La relación momento-rotación se deberá establecer en base a las características de los materiales, como se especifica en el presente documento, y/o verificar mediante ensayos físicos.

5.6.4.3 Procedimiento Aproximado

En lugar del análisis descrito en el ***Artículo 5.6.4.2***, para las vigas de hormigón y acero se pueden utilizar procedimientos de redistribución simplificados, según se especifica en la ***Sección 6***.

5.6.5 ESTABILIDAD

El estudio de la estabilidad se deberá realizar en base a la teoría de las grandes deformaciones.

5.6.6 ANÁLISIS PARA GRADIENTE DE TEMPERATURA

Si se requiere determinar las solicitaciones debidas al gradiente de temperatura vertical, el análisis debería considerar el alargamiento axial, la deformación por flexión y las tensiones internas.

Los gradientes deberán ser como se especifica en el ***Artículo 4.3.8.2.2.***

La respuesta de una estructura frente un gradiente de temperatura se puede dividir en tres efectos, de la siguiente manera:

- EXPANSIÓN AXIAL − Este efecto se debe a la componente uniforme de la distribución de la temperatura que se debería considerar simultáneamente con la temperatura uniforme especificada en el ***Artículo 4.3.8.2.*** Se puede calcular como:

$$T_{UG} = \frac{1}{A_c} \iint T_G \, dw \, dz$$

(5.6.6-1)

La correspondiente deformación unitaria axial uniforme es:

$$\varepsilon_u = \alpha \left[T_{UG} + T_u \right] \qquad (5.6.6\text{-}2)$$

- DEFORMACIÓN POR FLEXIÓN – Debido a que las secciones planas permanecen planas, la superestructura sufre una curvatura para acomodar la componente linealmente variable del gradiente de temperatura. La rotación por unidad de longitud correspondiente a esta curvatura se puede determinar como:

$$\phi = \frac{\alpha}{I_c} \iint T_G \, z \, dw \, dz = \frac{1}{R}$$

(5.6.6-3)

Si la estructura no tiene restricciones externas, es decir, si está simplemente apoyada o en voladizo, la deformación superpuesta no desarrolla solicitaciones externas.

La deformación axial y la curvatura se pueden utilizar en formulaciones tanto de flexibilidad como de rigidez. En el primer caso se puede utilizar εu en lugar de P/AE, y en los cálculos de desplazamientos tradicionales se puede utilizar f en lugar de M/EI.

En el segundo caso, las solicitaciones en el extremo fijo para un elemento prismático de un marco se pueden determinar como:

$N = EA_c \varepsilon_u$ (5.6.6-4)

$M = EI_c \phi$ (5.6.6-5)

Las deformaciones inducidas por otros efectos, tales como la contracción y la fluencia lenta, se pueden tratar de manera similar.

- TENSIONES INTERNAS – Utilizando la convención de signos según la cual la compresión se considera positiva, las tensiones internas, adicionales a las correspondientes a un alargamiento axial y/o rotación restringidas, se pueden calcular como:

$$\sigma_E = E\left[\alpha T_G - \alpha T_{UG} - \phi z\right] \quad (5.6.6\text{-}6)$$

Donde:

T_G = gradiente de temperatura (Δ ºC)

T_{UG} = temperatura promediada a lo largo de la sección transversal (ºC)

Tu = temperatura uniforme especificada (ºC)

Ac = área de la sección transversal − transformada para vigas de acero (mm^2)

Ic = momento de inercia de la sección transversal − transformada para vigas de acero (mm^4)

α = coeficiente de expansión térmica (mm/mm/ºC)

E = módulo de elasticidad (MPa)

R = radio de curvatura (mm)

w = ancho de la sección transversal del elemento (mm)

z = distancia vertical a partir del centro de gravedad de la sección transversal (mm)

Por ejemplo, la parte del gradiente correspondiente a deformación por flexión flexiona una superestructura prismática generando un segmento de círculo en el plano vertical. Para una estructura de dos tramos con una longitud de tramo L, en mm, la viga no restringida se levantaría del apoyo central una distancia $\Delta = L^2/2R$ mm.

Al forzar la viga hacia abajo para eliminar Δ se desarrollaría un momento cuyo valor en el pilar sería:

$$M_c = \frac{3}{2} EI_c \phi \quad (5.6.6\text{-}7)$$

Por lo tanto, el momento es función de la rigidez de la viga y de la flexión impuesta. A medida que la rigidez tiende a cero en el estado límite de resistencia Mc tiende a desaparecer.

Este comportamiento también indica la necesidad que haya ductilidad para asegurar la integridad de la estructura a medida que disminuye la rigidez.

5.7 ANÁLISIS DINÁMICO

5.7.1 REQUISITOS BÁSICOS DE LA DINÁMICA ESTRUCTURAL

Típicamente en el diseño de un puente no es necesario considerar un análisis de las vibraciones inducidas por los vehículos ni por el viento. Aunque un vehículo cruzando sobre el puente no constituye una situación estática, el puente se analiza colocando el vehículo de forma estática en diferentes ubicaciones a lo largo del puente y aplicando un incremento por carga dinámica, como se especifica en el ***Artículo 4.3.3***, para considerar las respuestas dinámicas provocadas por el vehículo en movimiento.

Sin embargo, en los puentes flexibles y en los componentes largos y esbeltos de puentes que pueden ser excitados por el movimiento del puente, las solicitaciones dinámicas pueden ser mayores que el incremento por carga dinámica especificado en el ***Artículo 4.3.3***.

En la mayoría de los puentes en los cuales se han observado problemas de vibración el amortiguamiento natural de la estructura era muy bajo.

Los puentes continuos flexibles pueden ser particularmente susceptibles a las vibraciones. Estos casos pueden requerir un análisis para sobrecarga móvil.

5.8 ANÁLISIS MEDIANTE MODELOS FÍSICOS

5.8.1 ENSAYO DE MODELOS A ESCALA

Para establecer y/o verificar el comportamiento estructural el Propietario puede requerir que se ensayen modelos a escala de la estructura o de partes de la misma.

Las propiedades dimensionales y materiales de la estructura, así como sus condiciones de borde y cargas, se deberán modelar de la manera más precisa posible. Para los análisis dinámicos se deberán utilizar funciones para escalar los efectos inerciales, la relación carga/excitación y el amortiguamiento, según corresponda. Para los ensayos en estado límite de resistencia se deberán simular las cargas permanentes mayoradas. Los instrumentos y aparatos de medición utilizados no deberán afectar significativamente la respuesta del modelo.

5.8.2 ENSAYO DE PUENTES EXISTENTES

Los puentes existentes se pueden equipar con instrumentos de medición para obtener resultados correspondientes a diferentes condiciones de tráfico, y/o se pueden someter a diferentes cargas ambientales o vehículos especiales a fin de establecer las solicitaciones y/o la capacidad portante del puente.

Las solicitaciones así medidas se pueden utilizar para proyectar la fatiga, pueden servir como base para diseños similares, se pueden utilizar para establecer límites de peso admisibles, determinar los requisitos a satisfacer para obtener una autorización para la circulación de determinados vehículos, o establecer las prioridades de rehabilitación o refacción.

APÉNDICE

A.5 - 1 TABLA PARA DISEÑO DE LOSAS DE TABLERO

La ***Tabla A.5 – 1***, se puede utilizar para determinar los momentos de diseño para diferentes configuraciones de vigas. Al utilizar los valores listados para el diseño se deberían considerar las siguientes hipótesis y limitaciones en base a las cuales se desarrolló esta tabla:

- Los momentos se calculan usando el método de la faja equivalente como se aplica a losas de hormigón apoyadas en vigas paralelas.
- Los valores tabulados incluyen los factores de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica.
- Ver el ***Artículo 5.6.2.1.6*** para la distancia entre el centro de las vigas y la ubicación de las secciones de diseño para momentos negativos en el tablero. Para distancias diferentes a las listadas en la Tabla A.5 - 1 se puede interpolar.
- Los momentos son aplicables para tableros apoyados como mínimo en tres vigas y cuyo ancho entre los ejes de las vigas exteriores es mayor o igual que 4,20 m.
- Los momentos representan el límite superior para los momentos en las regiones interiores de la losa y, para cualquier separación específica entre vigas, se tomaron como el máximo valor calculado, asumiendo diferente número de vigas en la sección transversal del puente. Para cada combinación de separación entre vigas y número de vigas se consideraron los dos casos de vuelo siguientes:

(a) Mínimo ancho de vuelo total igual a 530 mm medido a partir del centro de la viga exterior; y

(b) Máximo ancho de vuelo total igual al menor valor entre 0,625 veces la separación de las vigas y 1,80 m.

Para determinar el ancho libre de vuelo se utilizó un sistema de baranda de 530 mm de ancho. Para sistemas de baranda de diferente ancho se anticipa que la diferencia en los momentos en las regiones interiores del tablero estará dentro de los límites aceptables para el diseño práctico.

- Los momentos no se aplican a los vuelos del tablero ni a las regiones adyacentes del tablero que se deben diseñar considerando los requisitos del ***Artículo 11.7.7.1.***

Tabla A.5 - 1 – Máximos momentos por sobrecarga por unidad de ancho, N.mm/mm

		MOMENTO NEGATIVO						
S	Momento	Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo						
M	positivo	0,0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1,30	21 130	11 720	10 270	8940	7950	7150	6060	5470
1,40	21 010	14 140	12 210	10 340	8940	7670	5960	5120
1,50	21 050	16 320	14 030	11 720	9980	8240	5820	5820
1,60	21 190	18 400	15 780	13 160	11 030	8970	5910	4290
1,70	21 440	20 140	17 290	14 450	12 010	9710	6060	4510
1,80	21 790	21 690	18 660	15 630	12 930	10 440	6270	4790
1,90	22 240	23 050	19 880	16 710	13 780	11 130	6650	5130
2,00	22 780	24 260	20 960	17 670	14 550	11 770	7030	5570
2,10	23 380	26 780	23 190	19 580	16 060	12 870	7410	6080
2,20	24 040	27 670	24 020	20 370	16 740	13 490	7360	6730
2,30	24 750	28 450	24 760	21 070	17 380	14 570	9080	8050
2,40	25 500	29 140	25 420	21 700	17 980	15 410	10 870	9340
2,50	26 310	29 720	25 990	22 250	18 510	16 050	12 400	10 630
2,60	27 220	30 220	26 470	22 730	18 980	16 480	13 660	11 880
2,70	28 120	30 680	26 920	23 170	19 420	16 760	14 710	13 110
2,80	29 020	31 050	27 300	23 550	19 990	17 410	15 540	14 310
2,90	29 910	32 490	28 720	24 940	21 260	18 410	16 800	15 480
3,00	30 800	34 630	30 790	26 960	23 120	19 460	18 030	16 620
3,10	31 660	36 630	32 770	28 890	23 970	21 150	19 230	17 780
3,20	32 500	38 570	34 670	30 770	26 880	22 980	20 380	18 910
3,30	33 360	40 440	36 520	32 600	28 680	24 770	21 500	20 010
3,40	34 210	42 250	38 340	34 430	30 520	26 610	22 600	21 090
3,50	35 050	43 970	40 030	36 090	32 150	28 210	23 670	22 130
3,60	35 870	45 650	41 700	37 760	33 810	29 870	24 700	23 150
3,70	36 670	47 250	43 310	39 370	35 430	31 490	25 790	24 140
3,80	37 450	48 820	44 880	40 940	37 010	33 070	27 080	25 100
3,90	38 230	50 320	46 390	42 460	38 540	34 600	28 330	25 550
4,00	38 970	51 790	47 870	43 950	40 030	36 110	29 570	26 410
4,10	39 710	53 190	49 280	45 370	41 470	37 570	30 770	27 850
4,20	40 420	54 560	50 670	46 770	42 880	38 990	31 960	28 730
4,30	41 120	55 880	52 000	48 130	44 250	40 380	33 130	29 570
4,40	41 800	57 150	53 290	49 440	45 580	41 720	34 250	30 400
4,50	42 460	54 580	58 420	50 740	46 900	43 060	35 380	31 290
4,60	43 110	59 620	55 800	51 980	48 160	44 340	36 700	32 360

SECCIÓN 6: ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

6.1 CAMPO DE APLICACIÓN

Los requisitos de la presente sección se aplican al diseño de elementos de puentes y muros de sostenimiento construidos de hormigón de densidad normal o de baja densidad y armado con barras de acero, mallas soldadas de alambre y/o cables o barras de pretensado. Excepto en aquellos casos en los cuales expresamente se permiten resistencias mayores, los requisitos se basan en resistencias del hormigón comprendidas entre 16 y 70 MPa.

Los requisitos de la presente sección combinan y unifican los requisitos para hormigón armado, pretensado y parcialmente pretensado. Se han añadido requisitos para análisis mediante modelos de bielas y tirantes, y diseño de puentes de hormigón construidos por segmentos y puentes construidos de elementos prefabricados de hormigón.

6.2 DEFINICIONES

Acero de Baja Relajación − Cable de pretensado en el cual las pérdidas por relajación del acero se han reducido sustancialmente por estiramiento a temperatura elevada.

Altura Efectiva* o *Profundidad Efectiva − Altura o profundidad de un componente efectiva para resistir fuerzas flexionales o de corte.

Anclaje − En postesado, dispositivo mecánico que se utiliza para anclar el tendón al hormigón; en pretensado, dispositivo que se utiliza para anclar el tendón hasta que el hormigón alcanza una resistencia predeterminada y la fuerza de pretensado se transfiere al hormigón; para barras de armadura, longitud de la armadura, o anclaje o gancho mecánico, o una combinación de estos elementos, en el extremo de una barra que se utiliza para transferir al hormigón la fuerza soportada por la barra.

Anclaje de Confinamiento − Anclaje para un tendón de postesado que funciona conteniendo el hormigón en la zona de anclaje local mediante armadura especial.

Anclaje Intermedio − Anclaje que no está ubicado en el extremo de un elemento o segmento (para tendones que no se extienden en la totalidad de la longitud del elemento o segmento); generalmente toman la forma de anclajes embebidos, tacos, nervios o cavidades rebajadas.

Anclajes Poco Separados − Se considera que los dispositivos de anclaje están poco separados si su separación entre centros no es mayor que 1,5 veces el ancho de los dispositivos de anclaje en la dirección considerada.

Apoyo de Lanzamiento − Apoyos temporarios con bajas características de fricción que se emplean en la construcción de puentes por el método de lanzamiento por tramos.

Armadura – Barras de armadura y/o acero de pretensado.

Armadura Isótropa – Configuración de armadura en la cual las barras son ortogonales y las cuantías en ambas direcciones son iguales.

Armadura Transversal – Armadura que se utiliza en un elemento estructural para resistir corte, torsión y esfuerzos laterales o bien para confinar el hormigón. Los términos "estribos" y "armadura de alma" generalmente se aplican a la armadura transversal de elementos flexionados, mientras que los términos "zunchos," "estribos cerrados" y "espirales" se aplican a la armadura transversal de elementos comprimidos.

Bloque Desviador – Bloque de hormigón que sobresale de un ala, alma o unión ala-alma y que se utiliza para controlar la geometría de los tendones externos o bien para proveer un medio para cambiar la dirección de los mismos.

Cable Parcialmente Desadherido – Cable de pretensado en el cual una parte de la longitud es adherente, mientras que la longitud restante está impedida de adherirse al hormigón ya sea por medios mecánicos o por medios químicos.

Capa de Cierre – Capa de hormigón colado in situ que se utiliza para conectar dos o más partes de la estructura hormigonadas con anterioridad.

Carga Directa / Apoyo Directo – Aplicación de una carga o uso de un apoyo externo respecto del elemento, como en el caso de cargas puntuales o uniformes aplicadas directamente a la superficie del tablero, extremos de vigas simplemente apoyadas, cabezal de pilotes soportado por columnas articuladas.

Carga Indirecta / Apoyo Indirecto – Aplicación de una carga o uso de un apoyo en forma interna, como en el caso de las vigas que concurren a un cabezal de pilotes, vigas empalmadas en las cuales hay transferencia de carga entre la cara superior y la cara inferior del elemento, o cargas que cuelgan del alma de una viga.

Componente Formado por Segmentos* o *Componente Segmental – Componente formado por elementos individuales, ya sea hormigonados in situ o prefabricados, postesados conjuntamente de modo que bajo carga actúen como una unidad monolítica.

Confinamiento – Condición en la cual la desintegración del hormigón solicitado a compresión está impedida gracias al desarrollo de fuerzas laterales y/o circunferenciales tales como las que pueden aportar las armaduras, tubos de acero o compuestos, o estructuras similares apropiadas.

Construcción Compuesta – Componentes de hormigón o componentes de acero y hormigón interconectados de manera que responden a las solicitaciones como si fueran una unidad.

Descompresión – Etapa en la cual las tensiones de compresión, inducidas por el pretensado, son superadas por las tensiones de tracción.

Dispositivo de Anclaje Especial – Dispositivo de anclaje cuya capacidad debe ser demostrada a través de un ensayo de aceptación normalizado. La mayor parte de los anclajes multiplano y todos los anclajes de adherencia son Dispositivos de Anclaje Especiales.

Distancia al Borde − Mínima distancia entre el eje de las armaduras u otros elementos embebidos y el borde del hormigón.

Elemento de Gran Altura − Elemento en el cual la distancia entre el punto de corte 0,0 y la cara del apoyo es menor que 2*d*, o elemento en el cual una carga que provoca más de un tercio del corte en el apoyo está a una distancia menor que 2*d* a partir de la cara del apoyo.

Elemento Parcialmente Pretensado − Ver *Hormigón Parcialmente Pretensado*.

Elemento Totalmente Pretensado − Elemento de hormigón pretensado en el cual las tensiones satisfacen los límites para tensión de tracción correspondientes al Estado Límite de Servicio especificados en el presente documento. Se asume que estos elementos permanecen no fisurados en el Estado Límite de Servicio.

Elementos Prefabricados o Premoldeados − Elementos de hormigón colados en un lugar diferente al de su ubicación definitiva en la estructura.

En el Momento de la Carga − Edad del hormigón cuando se aplican las cargas. Estas cargas incluyen las fuerzas de pretensado y las cargas permanentes, pero en general no incluyen las sobrecargas.

En el momento de la Transferencia − Inmediatamente después de transferir la fuerza de pretensado al hormigón.

En el Momento del Tesado − En el momento de tensar los tendones de pretensado.

Espiral − Barra o alambre torcido en forma de hélice cilíndrica.

Fluencia Lenta − Deformación dependiente del tiempo que sufre el hormigón bajo carga permanente.

Fricción por Curvatura − Fricción que se origina cuando un tendón tesado se mueve contra la vaina debido a la curvatura de la vaina.

Fricción por Desviación de la Vaina de Pretensado − Fricción provocada por la desviación de la vaina de un tendón respecto de su trazado especificado o previsto.

Fuerza de Desgarramiento por Tracción − Fuerzas de tracción en el hormigón en la proximidad de la transferencia o anclaje de las fuerzas de pretensado.

Fuerza de Tesado − Fuerza ejercida por el dispositivo que tesa los tendones.

Gradiente de Temperatura − Variación de la temperatura del hormigón a lo largo de la sección transversal.

Hormigón Armado − Hormigón estructural con armadura no pretensada o acero de pretensado en una cantidad mayor o igual que la mínima especificada en el presente documento.

Hormigón Colado In Situ − Hormigón que se coloca en el lugar que ocupará definitivamente en la estructura mientras aún se encuentra en estado plástico.

Hormigón de Agregados Livianos y Arena − Tipo de hormigón de baja densidad que contiene agregado grueso de baja densidad y arena fina natural.

Hormigón de Baja Densidad − Hormigón que contiene agregados de baja densidad y cuya densidad secada en aire, determinada de acuerdo con ASTM C 567, es menor o igual que 1925 kg/m^3.

Hormigón de Densidad Normal − Hormigón cuya densidad está comprendida entre 2150 y 2500 kg/m^3.

Hormigón Estructural − Cualquier hormigón que se utiliza para propósitos estructurales.

Hormigón en Masa Estructural − Cualquier volumen grande de hormigón en el cual se requieren materiales y procedimientos especiales para considerar la generación de calor de hidratación y el correspondiente cambio de volumen a fin de minimizar la fisuración.

Hormigón Parcialmente Pretensado − Hormigón en el cual se combinan cables de pretensado y barras de armadura.

Hormigón Pretensado − Elementos de hormigón en los cuales se introducen tensiones y deformaciones mediante la aplicación de fuerzas de pretensado.

Longitud de Desarrollo* o *Longitud de Anclaje − Distancia requerida para desarrollar la resistencia especificada de una barra de armadura o cable de pretensado.

Longitud de Transferencia − En un elemento pretensado, longitud en la cual la fuerza de pretensado se transfiere al hormigón mediante adherencia y fricción.

Longitud Embebida − Longitud de armadura o anclaje que se extiende más allá de una sección crítica en la cual puede haber transferencia de fuerza entre el hormigón y la armadura.

Losa − Componente cuyo ancho es como mínimo igual a cuatro veces su altura efectiva.

Losa de Tablero − Losa maciza de hormigón que resiste y distribuye las cargas de rueda hacia los elementos de apoyo.

Modelo de Bielas y Tirantes − Modelo que se utiliza principalmente en regiones donde hay concentración de fuerzas y discontinuidades geométricas para determinar la dosificación del hormigón y la cuantía y configuración de las armaduras en base a la idealización de bielas comprimidas en el hormigón, tirantes traccionados en las armaduras y la geometría de los nodos en sus puntos de intersección.

Nariz de Lanzamiento − Dispositivo temporal de acero que se fija a la parte frontal de un puente lanzado por tramos para reducir las solicitaciones en la superestructura durante el lanzamiento.

Postesado − Método de pretensado en el cual los tendones se tesan una vez que el hormigón alcanza cierta resistencia predeterminada.

Pretensado − Método de pretensado en el cual los cables se tesan antes de colar el hormigón.

Rango de Tensión − Diferencia algebraica entre las tensiones máxima y mínima provocadas por cargas transitorias.

Recubrimiento de Hormigón − Distancia mínima especificada entre la superficie de las barras de armadura, cables, vainas de postesado, anclajes u otros elementos embebidos y la superficie del hormigón.

Relajación − Reducción de la tensión en los tendones de pretensado que depende del tiempo.

Resistencia a la Tracción por Compresión Diametral − Resistencia a la tracción del hormigón que se determina mediante un ensayo de compresión diametral realizado de acuerdo con la norma AASHTO T 198 (ASTM C 496).

Resistencia Especificada del Hormigón − Resistencia nominal a la compresión del hormigón especificada para la obra y supuesta en el diseño y análisis de estructuras nuevas.

Taco para Anclaje − Área que sobresale del ala, el alma o la unión ala-alma donde se incorporan accesorios para el anclaje de los tendones.

Tendón − Elemento de acero de alta resistencia que se utiliza para pretensar el hormigón.

Tendón Adherente − Tendón que está adherido al hormigón, ya sea directamente o por inyección de mortero.

Tendón Externo − Tendón de postesado ubicado fuera de la masa de hormigón, por lo general dentro de una viga cajón.

Tendón Interno − Tendón de postesado que se coloca dentro de la masa de hormigón.

Tensión de Fluencia − Tensión de fluencia especificada de la armadura.

Tensión de Pretensado Efectiva **o** ***Pretensión Efectiva*** − Tensión o fuerza remanente en el acero de pretensado una vez que han ocurrido todas las pérdidas.

Transferencia − Operación de impartir la fuerza de un dispositivo de anclaje para pretensado al hormigón.

Vaina de Postesado − Conducto que se utiliza para proveer un recorrido a los tendones y barras de postesado dentro del hormigón endurecido. Los siguientes tipos de vainas son de uso generalizado.

Vaina Rígida − Conducto sin costura cuya rigidez es suficiente para limitar la flecha de una longitud de 6000 mm de conducto apoyado en sus extremos a no más de 25 mm.

Vaina Semirrígida − Vaina corrugada de metal o plástico, suficientemente rígida como para no poder ser arrollada en bobinas convencionales para su transporte sin resultar dañada.

Vaina Flexible − Vaina que se puede arrollar en bobinas de 1200 mm de diámetro sin resultar dañada.

Zona de Anclaje − Parte de la estructura en la cual la fuerza de pretensado se transmite del dispositivo de anclaje a la zona local del hormigón, para luego distribuirse más ampliamente hacia la zona general de la estructura.

Zona de Tracción Precomprimida − Cualquier región de un elemento pretensado en la cual el pretensado provoca tensiones de compresión mientras que las solicitaciones de servicio provocan tensiones de tracción.

Zona General − Región adyacente a un anclaje de postesado dentro de la cual se distribuye la fuerza de pretensado, generando una distribución de tensiones esencialmente lineal en la sección transversal del componente.

Zona Local − Volumen de hormigón que rodea a un dispositivo de anclaje y está inmediatamente delante del mismo; esta zona está sujeta a elevadas tensiones de compresión.

6.3 SIMBOLOGÍA

A = área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y que está limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras o alambres (mm^2); máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es similar al área cargada y concéntrica con la misma y que no se superpone con áreas similares para dispositivos de anclaje adyacentes (mm^2); para construcción por segmentos: peso estático del segmento prefabricado manipulado (N)

A_b = área de una barra individual (mm^2); área de apoyo efectiva (mm^2); área neta de una placa de apoyo (mm^2)

A_c = área del núcleo de un elemento comprimido con armadura en espiral medida hasta el diámetro exterior del espiral (mm^2)

A_{cb} = área de la sección transversal que continúa dentro de las prolongaciones de los lados de la placa o taco de anclaje, es decir, el área del taco o nervio no se deberá tomar como parte de la sección transversal (mm^2)

A_{cc} = área de un elemento de hormigón comprimido de resistencia correspondiente (mm^2)

A_{cp} = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera (mm^2)

A_{cs} = área de la sección transversal de una biela de hormigón de un modelo de bielas y tirantes (mm^2)

A_{cv} = área de la sección de hormigón que resiste transferencia de corte (mm^2)

A_g = área bruta de una sección (mm^2); área bruta de una placa de apoyo (mm^2)

A_h = área de armadura de corte paralela a la armadura de tracción por flexión (mm^2)

A_{hr} = área de una rama de una armadura de suspensión en resaltos horizontales tipo viga y vigas Te invertidas (mm^2)

AI = para construcción por segmentos: respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de un segmento prefabricado (N)

A_n = sección de armadura en una ménsula o cartela que resiste la fuerza de tracción N_{uc} (mm^2)

A_o = área encerrada por el recorrido del flujo de corte, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera (mm^2)

A_{oh} = área encerrada por el eje de la armadura transversal de torsión cerrada exterior, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiere (mm^2)

A_{ps} = área de acero de pretensado (mm^2)

A_s = área de armadura de tracción no pretensada (mm^2)

A'_s = área de armadura de compresión (mm^2)

A_{sh} = área de la sección transversal de los estribos de una columna (mm^2)

A_{sk} = área de armadura superficial por unidad de altura en una cara lateral (mm^2)

A_{sp1} = área de la sección transversal de un tendón en el grupo mayor (mm^2)

A_{sp2} = área de la sección transversal de un tendón en el grupo menor (mm^2)

A_{ss} = área de armadura en una biela de un modelo de bielas y tirantes (mm^2)

A_{st} = área total de armadura longitudinal no pretensada (mm^2)

$A_{s\text{-}BW}$ = área de acero en el ancho de banda de la zapata (mm^2)

$A_{s\text{-}SD}$ = área total de acero en la dirección corta de una zapata (mm^2)

A_t = área de una rama de la armadura transversal de torsión cerrada (mm^2)

A_v = área de armadura transversal en una distancia *s* (mm^2)

A_{vf} = área de armadura de corte por fricción (mm^2); área de armadura para corte en la interfase entre los hormigones de la losa y las vigas (mm^2/mm); área total de armadura, incluyendo la armadura de flexión (mm^2)

A_w = área de un alambre individual que se ha de anclar o empalmar (mm^2)

A_1 = área cargada (mm^2)

A_2 = área de la base inferior del mayor tronco de pirámide, cono o cuña totalmente contenido dentro del apoyo y que tiene como base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical en 2 horizontal (mm^2)

a = altura del diagrama rectangular de tensiones equivalente (mm); ancho de la placa de anclaje (mm); dimensión lateral del dispositivo de anclaje medida de forma paralela a la mayor dimensión de la sección transversal (mm)

a_{eff} = dimensión lateral de la superficie de apoyo efectiva medida de forma paralela a la mayor dimensión de la sección transversal (mm)

a_f = distancia entre una carga concentrada y la armadura paralela a la carga (mm)

a_v = tramo de corte: distancia entre una carga concentrada y la cara del apoyo (mm)

b = ancho de la cara comprimida del elemento (mm); dimensión lateral del dispositivo de anclaje medida de forma paralela a la menor dimensión de la sección transversal (mm)

b_{eff} = dimensión lateral de la superficie de apoyo efectiva medida de forma paralela a la menor dimensión de la sección transversal (mm)

b_o = perímetro de la sección para de losas y zapatas (mm)

b_v = ancho de alma ajustado para considerar la presencia de vainas (mm); ancho de la interfase (mm)

b_w = ancho de alma o diámetro de una sección circular (mm)

CE = para construcción por segmentos: equipo de construcción especializado (N)

CLE = para construcción por segmentos: carga longitudinal correspondiente a los equipos de construcción (N)

CLL = para construcción por segmentos: sobrecarga constructiva distribuida (MPa)

CR = pérdida de tensión de pretensado debida a la fluencia lenta del hormigón (MPa)

c = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm); coeficiente de cohesión (MPa); recubrimiento de hormigón requerido sobre el acero de las armaduras (mm); separación entre el eje del apoyo y el extremo de la viga (mm)

D = diámetro externo de un elemento circular (mm)

DC = peso de la estructura soportada (n)

DIFF = para construcción por segmentos: carga diferencial (N)

D_r = diámetro del círculo que atraviesa los centros de la armadura longitudinal (mm)

DW = carga permanente sobrepuesta (N) o (N/mm)

d = distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura de tracción (mm)

d_b = diámetro nominal de una barra o alambre de armadura o de un cable de pretensado (mm)

d_{burst} = distancia entre el dispositivo de anclaje y el baricentro de la fuerza de desgarramiento por tracción, T_{burst} (mm)

d_c = espesor del recubrimiento de hormigón medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma (mm); mínimo recubrimiento de hormigón sobre la vaina del tendón, más un medio del diámetro de la vaina (mm)

d_e = profundidad efectiva desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura de tracción (mm)

d_f = distancia desde la parte superior del resalto horizontal hasta la armadura de compresión (mm)

d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado (mm)

d_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada (mm)

d'_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de compresión (mm)

d_v = profundidad de corte efectiva (mm)

E_b = módulo de elasticidad del material de la placa de apoyo (MPa)

E_c = módulo de elasticidad del hormigón (MPa)

E_{ci} = módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (MPa)

E_{eff} = módulo de elasticidad efectivo (MPa)

EI = rigidez flexional ($N*mm^2$)

E_p = módulo de elasticidad de los tendones de pretensado (MPa)

E_s = módulo de elasticidad de las barras de armadura (MPa)

e = base de los logaritmos neperianos; excentricidad del dispositivo o grupo de dispositivos de anclaje con respecto al baricentro de la sección transversal, siempre positiva (mm); mínima distancia al borde para los dispositivos de anclaje según las especificaciones del proveedor (mm)

e_m = excentricidad promedio a la mitad del tramo (mm)

F = solicitación calculada usando el módulo de elasticidad instantáneo correspondiente al momento de aplicación de la carga (N)

F' = resultante de fuerza reducida que toma en cuenta la fluencia lenta en el tiempo correspondiente al ϕ utilizado (N)

F_ε = factor de reducción

$F_{u\text{-}in}$ = fuerza de desviación en el plano por unidad de longitud de tendón (N/mm)

$F_{u\text{-}out}$ = fuerza de desviación fuera del plano por unidad de longitud de tendón (N/mm)

f_b = tensión en la placa de anclaje en una sección tomada al borde del orificio u orificios en forma de cuña (MPa)

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a utilizar en el diseño (MPa)

f_{ca} = tensión de compresión en el hormigón delante de los dispositivos de anclaje (MPa)

f_{cb} = tensión de compresión debida a la carga permanente no mayorada en la región detrás del anclaje (MPa)

f_{cgp} = tensión del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado, provocada por la fuerza de pretensado ya sea en el momento de la transferencia o del tesado y el peso propio del elemento en las secciones de momento máximo (MPa)

f'_{ci} = resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o pretensado (MPa); resistencia nominal a la compresión del hormigón en el momento de aplicar fuerza a los tendones (MPa)

f_{cpe} = tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (MPa)

f_{ct} = resistencia media a la tracción por compresión diametral del hormigón de agregados de baja densidad (MPa)

f_{cu} = tensión de compresión límite del hormigón para el diseño mediante modelos de bielas y tirantes (MPa)

f_f = rango de tensión de fatiga admisible (MPa)

f_{min} = nivel de tensión mínimo algebraico (MPa)

f_n = tensión de apoyo nominal del hormigón

f_{pbt} = tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia (MPa)

f_{pc} = tensión de compresión en el hormigón una vez que han ocurrido todas las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste la sobrecarga o en la unión del ala y el alma si el baricentro se encuentra en el ala (MPa); en una sección compuesta, f_{pc} es la tensión de compresión resultante en el baricentro de la sección compuesta o en la unión del ala y el alma si el baricentro se

encuentra en el ala, que resulta tanto de las tensiones de pretensado como de los momentos flectores resistidos por el elemento prefabricado actuando por sí solo (MPa)

f_{pe} = tensión efectiva en el acero de pretensado luego de las pérdidas (MPa)

f_{pj} = tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado (MPa)

f_{po} = parámetro que se toma como el módulo de elasticidad de los tendones de pretensado multiplicado por la diferencia de deformación unitaria remanente entre los tendones de pretensado y el hormigón que los rodea (MPa)

f_{ps} = tensión media en el acero de pretensado en el momento en el cual se requiere la resistencia nominal del elemento (MPa)

f_{pt} = tensión en el acero de pretensado inmediatamente después de la transferencia (MPa)

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (MPa)

f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado (MPa)

f_r = módulo de rotura del hormigón (MPa)

f_{sa} = tensión de tracción en la armadura bajo cargas de servicio (MPa)

f_y = tensión de fluencia mínima especificada de las barras de armadura (MPa)

f'_y = tensión de fluencia mínima especificada de la armadura de compresión (MPa)

f_{yh} = tensión de fluencia especificada de la armadura transversal (MPa)

H = promedio de la humedad relativa ambiente media anual (porcentaje)

h = espesor, profundidad o altura total de un elemento (mm); dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada (mm)

h_c = dimensión del núcleo de una columna zunchada en la dirección considerada (mm)

h_f = altura del ala comprimida (mm)

h_1 = mayor dimensión lateral de un elemento (mm)

h_2 = menor dimensión lateral de un elemento (mm)

I_{cr} = momento de inercia de la sección fisurada, transformada a hormigón (mm^4)

IE = para construcción por segmentos: carga dinámica de los equipos (N)

I_e = momento de inercia efectivo (mm^4)

I_g = momento de inercia del área bruta de hormigón respecto del eje baricéntrico, despreciando la armadura (mm^4)

I_s = momento de inercia de la armadura respecto del baricentro de la columna (mm^4)

K = factor de longitud efectiva para elementos comprimidos; coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por mm de tendón)

k_c = factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie

k_f = factor que considera el efecto de la resistencia del hormigón

k_h = factor de humedad

k_s = factor de tamaño

L = longitud de tramo (mm); longitud de la placa de apoyo (mm)

ℓ_a = longitud embebida adicional en un apoyo o punto de inflexión (mm)

ℓ_c = extensión longitudinal de la armadura de confinamiento de la zona local, no mayor que el mayor valor entre 1,15a_{eff} ó 1,15b_{eff} (mm); longitud de solape de un empalme solapado (mm)

ℓ_d = longitud de anclaje (mm)

ℓ_{db} = longitud básica de anclaje para armadura recta a la cual se aplican los factores de modificación para determinar ℓ_d (mm)

ℓ_{dh} = longitud de anclaje de un gancho normal traccionado medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho (mm)

ℓ_e = longitud efectiva del tendón (mm); longitud embebida más allá del gancho de estribo normal (mm)

ℓ_{hb} = longitud básica de anclaje de un gancho normal traccionado (mm)

ℓ_{hd} = longitud de anclaje para malla de alambre conformado (mm)

ℓ_i = longitud de tendón entre anclajes (mm)

ℓ_u = longitud sin apoyo lateral de un elemento comprimido (mm)

M_a = máximo momento en un elemento en el estado para el cual se calcula la deformación (N · mm)

M_c = momento amplificado que se utiliza para dimensionar elementos esbeltos comprimidos (N · mm)

M_{cr} = momento de fisuración (N · mm)

M_{dnc} = momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (N*mm)

M_g = momento debido al peso propio del elemento en la mitad del tramo (N · mm)

M_n = resistencia nominal a la flexión (N·mm)

Mr = resistencia a la flexión mayorada de una sección flexionada (N·mm)

M_{rx} = resistencia a la flexión uniaxial mayorada de una sección en la dirección del eje X (N*mm)

M_{ry} = resistencia a la flexión uniaxial mayorada de una sección en la dirección del eje Y (N*mm)

M_u = momento mayorado en la sección (N*mm)

Muy = componente del momento debido a la carga mayorada en la dirección del eje Y (N*mm)

M1 = menor momento de extremo en el estado límite de resistencia debido a la carga mayorada actuando sobre un elemento comprimido; es positivo si el elemento se flexiona con una única curvatura y negativo si hay doble curvatura (N*mm)

M2 = mayor momento de extremo en el estado límite de resistencia debido a la carga mayorada actuando sobre un elemento comprimido; es siempre positivo (N*mm)

m = factor de modificación

N = número de tendones de pretensados idénticos

NR = resistencia a la tracción mayorada de un par transversal de barras de armadura (N)

Ns = número de articulaciones de apoyo que cruza el tendón entre anclajes o entre puntos adheridos en forma discreta

Nu = fuerza axial mayorada aplicada; la tracción se considera positiva (N)

Nuc = fuerza axial mayorada normal a la sección transversal que ocurre simultáneamente con Vu; se considera positiva para tracción y negativa para compresión; incluye los efectos de la fluencia lenta y la contracción (N)

N1 = número de tendones en el grupo mayor

N2 = número de tendones en el grupo menor

n = relación de módulos = Es/Ec o Ep/Ec; número de anclajes en una fila; proyección de la placa de base más allá del orificio o placa en forma de cuña, según corresponda (mm)

P_c = fuerza de compresión permanente neta (N)

P_n = resistencia axial nominal de una sección (N); resistencia axial nominal de una biela o tirante (N); resistencia de apoyo nominal (N)

P_o = resistencia axial nominal de una sección para excentricidad 0,0 (N)

PPR = relación de pretensado parcial

P_r = resistencia axial mayorada de una biela o tirante (N); resistencia de apoyo mayorada de los anclajes (N); resistencia al desgarramiento por tracción mayorada de la zona de anclaje de pretensado provista por la armadura transversal (N)

P_{rx} = resistencia axial mayorada correspondiente a Mrx (N)

P_{rxy} = resistencia axial mayorada con carga biaxial (N)

P_{ry} = resistencia axial mayorada correspondiente a M_{ry} (N)

P_s = máxima fuerza de tesado no mayorada en el anclaje (N)

P_u = solicitación axial mayorada o fuerza mayorada en el tendón (N); carga mayorada del tendón en un anclaje individual (N)

p_c = perímetro exterior de la sección de hormigón (mm)

p_h = perímetro del eje de la armadura transversal de torsión cerrada (mm)

Q = solicitación en unidades relacionadas

R = radio de curvatura del tendón en la ubicación considerada (mm)

r = radio de giro de la sección transversal bruta (mm)

r/h = relación entre el radio de base y la altura de las deformaciones transversales

S = separación entre los centros de los apoyos a lo largo de un resalto horizontal tipo viga (mm)

S_c = módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm^3)

SH = contracción

S_{nc} = módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm^3)

s = separación de las barras de armadura (mm); separación de las filas de estribos (mm); separación de los anclajes (mm); separación entre los centros de los anclajes (mm); separación de las barras de armadura de suspensión (mm)

s_w = separación de los alambres que se han de anclar o empalmar (mm)

s_x = parámetro de separación de las fisuras (mm)

T_{burst} = fuerza de tracción en la zona de anclaje que actúa delante del dispositivo de anclaje y transversal al eje del tendón (N)

T_{cr} = resistencia a la fisuración por torsión (N · mm)

T_{ia} = fuerza de tracción en las barras de fijación en el anclaje intermedio (N)

T_n = resistencia nominal a la torsión (N · mm)

T_r = resistencia a la torsión mayorada provista por un flujo de corte circulatorio (N · mm)

T_u = momento torsor mayorado (N · mm)

T_1 = fuerza de tracción en los bordes (N)

T_2 = fuerza de desgarramiento por tracción (N)

t = tiempo (días); espesor de pared (mm); espesor de una sección (mm); espesor medio de una placa de apoyo (mm)

t_i = edad del hormigón cuando se aplica inicialmente la carga (días)

U = para construcción por segmentos: desequilibrio de los segmentos (N)

V_c = resistencia nominal al corte proporcionada por las tensiones de tracción del hormigón (N)

V_n = resistencia nominal al corte de la sección considerada (N)

V_p = componente de la fuerza efectiva de pretensado en la dirección del corte aplicado; es positiva si se opone al corte aplicado (N)

V_r = resistencia al corte mayorada (N)

V_s = resistencia al corte proporcionada por la armadura de corte (N)

V_u = resistencia al corte mayorada en la sección (N)

v_u = tensión de corte mayorada promedio en el hormigón (MPa)

W = ancho de la placa de apoyo medida sobre la longitud de una ménsula, cartela o resalto horizontal tipo viga (mm)

W/C = relación agua-cemento

WE = para construcción por segmentos: carga de viento horizontal sobre los equipos (N)

WUP = para construcción por segmentos: fuerza de levantamiento del viento sobre un voladizo (MPa)

X_u = longitud libre de la porción de pared de espesor constante entre otras paredes o entre chaflanes entre paredes (mm)

x = longitud de un tendón de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (mm)

y_c = densidad del hormigón (kg/m^3)

y_t = distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada (mm)

Z = parámetro para limitación de la fisuración

α = ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal (º); variación angular total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto

investigado (radianes); ángulo de inclinación de la fuerza en un tendón respecto del eje del elemento (º)

α_h = variación angular horizontal total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto investigado (radianes)

α_s = ángulo entre una biela comprimida y un tirante traccionado adyacente (º)

α_v = variación angular vertical total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto investigado (radianes)

β = factor que se relaciona con el efecto de la deformación longitudinal sobre la capacidad de corte del hormigón, según lo indica la capacidad de transmitir tracción que posee el hormigón fisurado diagonalmente; relación entre el lado largo y el lado corto de una zapata

β_b = relación entre el área de la armadura cortada y el área total de armadura de tracción

β_c = relación entre el lado largo y el largo corto del área donde actúa una carga concentrada o reacción

β_d = relación entre los máximos momentos debidos a la carga permanente mayorados y el máximo momento debido a la carga total mayorado; siempre es positivo

β_1 = relación entre la altura de la zona comprimida equivalente solicitada uniformemente supuesta en el estado límite de resistencia y la altura de la zona comprimida real

γ_c = densidad del hormigón (kg/m^3)

Δf_{cdp} = variación de la tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a todas las cargas permanentes, a excepción de la carga permanente que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado (MPa)

Δf_{pA} = pérdida en el acero de pretensado debida al acuñamiento de los anclajes (MPa)

Δf_{pCR} = pérdida en el acero de pretensado debida a la fluencia lenta (MPa)

Δf_{pES} = pérdida en el acero de pretensado debida al acortamiento elástico (MPa)

Δf_{pF} = pérdida en el acero de pretensado debida a la fricción (MPa)

Δf_{pR} = pérdida en el acero de pretensado debida a la relajación del acero (MPa)

Δf_{pR1} = pérdida en el acero de pretensado debida a la relajación del acero en el momento de la transferencia (MPa)

Δf_{pR2} = pérdida en el acero de pretensado debida a la relajación del acero luego de la transferencia (MPa)

Δf_{pSR} = pérdida en el acero de pretensado debida a la contracción (MPa)

Δf_{pT} = pérdida total en el acero de pretensado (MPa)

ε_{cu} = deformación específica de falla del hormigón en compresión (mm/mm)

ε_s = deformación específica por tracción en el hormigón fisurado en la dirección del tirante traccionado (mm/mm)

ε_{sh} = deformación específica por contracción del hormigón en un instante dado (mm/mm)

ε_x = deformación específica longitudinal en la armadura del alma del lado del elemento traccionado por flexión (mm/mm)

ε_1 = deformación específica principal por tracción en el hormigón fisurado debida a las cargas mayoradas (mm/mm)

θ = ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal (º)

θ_s = ángulo que forma una biela comprimida con el eje longitudinal del elemento en un modelo reticulado de una viga (º)

κ = factor de corrección para anclajes poco separados

λ = parámetro utilizado para determinar el coeficiente de fricción μ

λ_w = relación de esbeltez de las paredes para columnas huecas

μ = coeficiente de fricción

ϕ = factor de resistencia

ϕ_w = factor de reducción para columnas huecas

ρ_h = relación entre el área de armadura de corte horizontal y el área bruta de hormigón de una sección vertical

ρ_{min} = mínima relación entre la armadura de tracción y el área efectiva de hormigón

ρ_s = relación entre la armadura en espiral y el volumen total del núcleo de la columna

ρ_v = relación entre la armadura de corte vertical y el área bruta de hormigón de una sección horizontal

$\psi\ (t,t_i)$ = coeficiente de fluencia lenta − relación entre la deformación específica por fluencia lenta que existe t días después de hormigonar y la deformación específica elástica que se provoca cuando se aplica la carga pi cuando han transcurrido ti días después del colado

6.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

6.4.1 REQUISITOS GENERALES

Los diseños se deberían basar en las propiedades de los materiales citadas en el presente documento y en el uso de materiales que satisfagan las normas para los grados de materiales de construcción especificados en el documento ***MANUAL DE CARRETERAS DEL PARAGUAY***.

Si se utilizan otros tipos o grados de materiales, antes de iniciar el diseño se deberán establecer sus propiedades, incluyendo su variabilidad estadística. Las propiedades mínimas aceptables y procedimientos de ensayo para estos materiales se deberán especificar en la documentación técnica.

La documentación técnica deberá definir los grados o propiedades de todos los materiales a utilizar.

De acuerdo con el documento ***Manual de Carreteras del Paraguay***, todos los materiales y ensayos deben satisfacer las normas aplicables incluidas en el documento *Manual de Carreteras del Paraguay* y/o las normas ASTM.

Ocasionalmente se pueden utilizar materiales diferentes a los incluidos en la norma *Manual de Carreteras del Paraguay*; por ejemplo, cuando se modifican los hormigones para obtener resistencias muy elevadas introduciendo aditivos especiales tales como:

- Vapores de sílice,
- Cementos diferentes a los cementos pórtland o mezclas de cemento hidráulico, y
- Cementos de elevada resistencia a edad temprana patentados,
- Escoria granulada triturada, y
- Otros tipos de materiales cementicios y/o puzolánicos.

En estos casos las propiedades especificadas de dichos materiales se deberían medir utilizando el procedimiento de ensayo definido en la documentación técnica.

6.4.2 HORMIGÓN NORMAL Y ESTRUCTURAL DE BAJA DENSIDAD

6.4.2.1 Resistencia a la Compresión

La documentación técnica deberá indicar la resistencia a la compresión especificada, $f'c$, o la clase de hormigón para cada componente.

Sólo se deberán utilizar hormigones con resistencias de diseño mayores que 70 MPa si algún artículo específico así lo permite o si se realizan ensayos físicos para establecer las relaciones entre la resistencia del hormigón y las demás propiedades. No se deberían utilizar hormigones con resistencias especificadas menores que 16 MPa en aplicaciones estructurales.

La resistencia a la compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa.

Para los hormigones estructurales de baja densidad la documentación técnica deberá especificar la densidad secada en aire, la resistencia y cualquier otra propiedad requerida para la aplicación.

Para los hormigones de las Clases A, A(AE) y P utilizados en o sobre agua salada, se deberá especificar que la relación agua cemento no debe ser mayor que 0,45.

Se deberá especificar que la sumatoria del cemento pórtland más los demás materiales cementicios no debe ser mayor que 475 kg/m^3, excepto para el hormigón de la Clase P (HPC) para el cual se deberá especificar que la sumatoria del cemento pórtland más otros materiales cementicios no debe ser mayor que 593 kg/m^3.

Se deberá especificar hormigón con aire incorporado, designado "AE" en la ***Tabla 6.4.2.1-1***, si el hormigón estará sujeto a ciclos de congelamiento y deshielo u otros ambientes potencialmente perjudiciales.

La resistencia del hormigón utilizado en obra se debería evaluar en base a probetas cilíndricas producidas, ensayadas y evaluadas de acuerdo con la norma del Manual de Carreteras del Paraguay, Especificaciones para la Construccion de Puentes.

Es habitual que la resistencia especificada se logre 28 días después de la colocación del hormigón. Para el diseño se pueden asumir otras edades, y también se pueden especificar otras edades para componentes que recibirán cargas a una edad considerablemente diferente a los 28 días.

Se recomienda que cuando resulte apropiado se utilicen las clases de hormigón indicadas en la Tabla C1 y las correspondientes resistencias especificadas. Las clases de hormigón indicadas en la ***Tabla 6.4.2.1-1*** fueron desarrolladas para uso general, y están incluidas en la norma ***Manual de Carreteras del Paraguay, Especificaciones para la Construccion de Puentes.***

La intención es que estas clases de hormigón se utilicen de la siguiente manera:

- El hormigón de Clase A generalmente se utiliza para todos los elementos de las estructuras, excepto cuando otra clase de hormigón resulta más adecuada, y específicamente para hormigón expuesto al agua salada.
- El hormigón Clase B se utiliza en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.
- El hormigón Clase C se utiliza en secciones delgadas, tales como barandas armadas de menos de 100 mm de espesor, como relleno en pisos de emparrillado de acero, etc.
- El hormigón Clase P se utiliza cuando se requieren resistencias superiores a 28 MPa. En el caso del hormigón pretensado se debería considerar limitar el tamaño nominal de los agregados a 20 mm.
- El hormigón Clase S se utiliza cuando es necesario colocar bajo agua en compartimentos estancos para obtener un sello impermeable al agua.

Sólo se deberían utilizar resistencias superiores a 35 MPa si se verifica que los materiales necesarios para lograr estas resistencias están disponibles para la obra.

El hormigón de baja densidad generalmente sólo se utiliza en situaciones en las cuales el peso resulta un factor crítico.

Al evaluar estructuras existentes puede ser adecuado modificar f'_c y otras propiedades estructurales especificadas para la construcción original con el objetivo de reconocer la ganancia o pérdida de resistencia debida a la edad o al deterioro luego de 28 días. Esta f'_c modificada se debería determinar en base a testigos extraídos en cantidad suficiente para representar el hormigón utilizado en la obra, de acuerdo con la norma AASHTO T 24 (ASTM C 42M).

Existe gran cantidad de evidencia que indica que la durabilidad del hormigón armado expuesto a sales anticongelantes o sulfatos mejora considerablemente si, tal como lo recomienda ACI 318, se aumenta el recubrimiento sobre las armaduras o se limita la relación agua-cemento a 0,40. Si con un uso razonable de aditivos los materiales producirán un hormigón trabajable con relaciones agua-cemento menores que las listadas en la ***Tabla 6.4.2.1-1***, la documentación técnica deberá modificar las recomendaciones de la ***Tabla 6.4.2.1-1*** de forma acorde.

Las resistencias especificadas indicadas en la ***Tabla 6.4.2.1-1*** son en general consistentes con las relaciones agua-cemento listada. Sin embargo, es posible satisfacer la resistencia sin satisfacer la relación agua-cemento y viceversa. Se especifican ambos valores porque la relación agua-cemento es un factor dominante que contribuye tanto a la durabilidad del hormigón como a su resistencia; simplemente obtener la resistencia necesaria para satisfacer las hipótesis de diseño no garantiza una durabilidad adecuada.

Tabla 6.4.2.1-1 – Características de las mezclas de hormigón según su Clase

Clase de Hormigón	Mínimo contenido de cemento	Máxima relación agua-cemento	Rango de contenido de aire	Agregado grueso según ASSHTO M 43 (ASTM D 448)	Resistencia a la compresión a 28 días
	kg/m^3	kg por kg	%	Tamaño aberturas cuadradas (mm)	MPa
A	362	0,49	-	25 a 4,75	28
A(AE)	362	0,45	6,0 ± 1,5	25 a 4,75	28
B	307	0,58	-	50 a 25	17
B(AE)	307	0,55	5,0 ± 1,5	25 a 4,75	17
C	390	0,49	-	12,5 a 4,75	28
C(AE)	390	0,45	7,0 ± 1,5	12,5 a 4,75	28
P P(HPC)	334	0,49	Según se especifica en otras secciones	25 a 4,75 ó 19 a 4,75	Según se especifica en otras secciones
S	390	0,58	-	25 a 4,75	-
Baja densidad	334	Según se especifica en la documentación técnica			

6.4.2.2 Coeficiente de Expansión Térmica

El coeficiente de expansión térmica se debería determinar realizando ensayos en laboratorio sobre la mezcla específica a utilizar.

En ausencia de datos más precisos, el coeficiente de expansión térmica se puede tomar como:

- Para hormigón de densidad normal: $10,8 \times 10^{-6}$/ºC, y
- Para hormigón de baja densidad: $9,0 \times 10^{-6}$/ºC

El coeficiente de expansión térmica depende fundamentalmente de los tipos y proporciones de agregados utilizados y del grado de saturación del hormigón.

6.4.2.3 Contracción (retracción) y Fluencia Lenta (creep)

6.4.2.3.1 Requisitos Generales

Los valores de contracción y fluencia lenta especificados aquí y en los ***Artículos 6.9.5.3 y 6.9.5.4*** se deberán utilizar para determinar los efectos de la contracción y la fluencia lenta sobre la pérdida de fuerza de pretensado en los puentes, a excepción de aquellos construidos por segmentos. Estos valores juntamente con el momento de inercia, según lo especificado en el ***Artículo 6.7.3.6.2***, se pueden utilizar para determinar los efectos de la contracción y la fluencia lenta sobre las deflexiones.

En ausencia de datos más precisos, se puede asumir que los coeficientes de contracción son de 0,0002 luego de 28 días y 0,0005 luego de un año de secado.

Si no hay datos disponibles específicos para la mezcla, la contracción y la fluencia lenta se pueden estimar utilizando los requisitos de:

- Los ***Artículos 6.4.2.3.2 y 6.4.2.3.3***
- El Código Modelo CEB-FIP, o
- ACI 209.

Para los puentes construidos por segmentos se deberá hacer una estimación más precisa, incluyendo los efectos de:

- Los materiales específicos,
- Las dimensiones estructurales,
- Las condiciones en el sitio de emplazamiento, y
- Los métodos constructivos.

La contracción y la fluencia lenta del hormigón son propiedades variables que dependen de diversos factores, algunos de los cuales pueden ser desconocidos en el momento del diseño.

Si no se realizan ensayos físicos específicos y no se cuenta con experiencia previa con los materiales específicos que se han de utilizar, no se puede esperar que los métodos empíricos a los cuales hacen referencias estas Especificaciones permitan obtener resultados con errores menores que ±50 por ciento.

6.4.2.3.2 Fluencia Lenta

El coeficiente de fluencia lenta se puede tomar como:

$$\psi(t,t_i) = 3.5 k_c k_f \left(1.58 - \frac{H}{120}\right) t_i^{-0.118} \frac{(t-t_i)^{0.6}}{10.0 + (t-t_i)^{0.6}} \qquad (6.4.2.3.2\text{-}1)$$

Siendo:

$$K_f = \frac{62}{42 + f'_c} \qquad (6.4.2.3.2\text{-}2)$$

Donde:

H = humedad relativa (porcentaje)

k_c = factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie del componente, especificado en la ***Figura 6.4.2.3.2-1***

k_f = factor que considera el efecto de la resistencia del hormigón

t = madurez del hormigón (días)

t_i = edad del hormigón cuando se aplica inicialmente la carga (días)

En ausencia de mejor información, H se puede tomar de la información proporcionada por la Dirección Nacional de Meteorología

f'_c = resistencia especificada a la compresión a 28 días (MPa)

El coeficiente de fluencia lenta se aplica a la deformación por compresión provocada por cargas permanentes con el objetivo de obtener la deformación debida a la fluencia lenta.

La fluencia lenta se ve afectada por los mismos factores que afectan la contracción, y además por:

- La magnitud y duración de las cargas,
- La madurez del hormigón en el momento de aplicación de las cargas, y
- La temperatura del hormigón.

Generalmente el acortamiento del hormigón por fluencia lenta bajo cargas permanentes está comprendido entre 1,5 y 4,0 veces el acortamiento elástico inicial, dependiendo fundamentalmente de la madurez del hormigón en el momento de aplicación de las cargas.

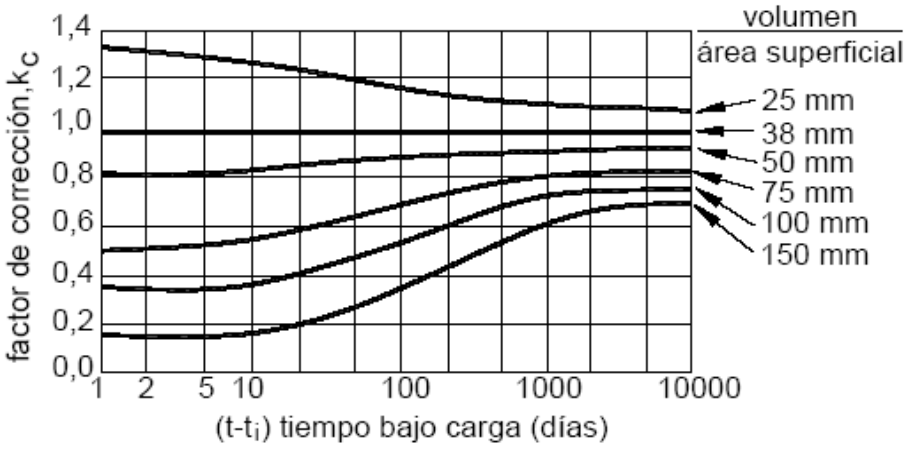


Figura 6.4.2.3.2-1 – Factor kc para diferentes relaciones volumen-superficie

Para determinar la edad del hormigón en el momento de aplicación inicial de las cargas, t_i, un día de curado acelerado al vapor o calor radiante se puede tomar igual a siete días de curado normal.

El área superficial utilizada para determinar la relación volumen-superficie sólo debería incluir el área expuesta a secado atmosférico. En el caso de células con ventilación pobre, para calcular el área superficial sólo se debería usar el 50 por ciento del perímetro interior.

La ***Figura 6.4.2.3.2-1*** se basa en la siguiente ecuación (*PCI* 1977):

$$k_c = \left[\frac{t}{\frac{26e^{0.0142(V/S)}+t}{\frac{t}{45+t}}}\right]\left[\frac{1.8+1.77e^{-0.0213(V/S)}}{2.587}\right] \quad (6.4.2.3.2\text{-}3)$$

La máxima relación *V/S* considerada para el desarrollo de la ***Figura 6.4.2.3.2-1*** y la ***Ecuación (6.4.2.3.2-3)*** fue de 150 mm. En base a investigaciones presentadas en 1975 por el Comité PCI sobre pérdidas de pretensado, la fluencia lenta permanece prácticamente constante para relaciones *V/S* mayores que 150 mm. Por lo tanto, en la ***Ecuación (6.4.2.3.2-3)*** ***V/S*** se debería limitar a 150 mm.

6.4.2.3.3 Contracción (Shrinkage)

Para los hormigones curados en ambientes húmedos, libres de agregados con tendencia a la contracción, la deformación específica debida a la contracción, ε_{sh}, en el tiempo *t* se puede tomar como:

$$\varepsilon_{sh} = -k_s k_h \left(\frac{t}{35.0+t}\right) 0.51\times 10^{-3} \quad (6.4.2.3.3\text{-}1)$$

Donde:

t = tiempo de secado (días)

k_s = factor de tamaño especificado en la ***Figura 6.4.2.3.3-1***

k_h = factor de humedad especificado en la ***Tabla 6.4.2.3.3-1***

La contracción del hormigón puede variar considerablemente, desde contracción nula si el hormigón está continuamente inmerso en agua hasta contracción de más de 0,0008 en el caso de secciones delgadas construidas con agregados de alta contracción y secciones que no se curan adecuadamente.

La contracción se ve afectada por:

- Las características y proporciones los agregados,
- La humedad media en el sitio de emplazamiento del puente,
- La relación agua-cemento,
- El tipo de curado,
- La relación volumen-área superficial del elemento, y
- La duración del período de curado.

Si el hormigón curado en ambiente húmedo se expone a secado antes de transcurridos cinco días de curado, la contracción determinada mediante la **Ecuación 6.4.2.3.3-1** se debería incrementar un 20 por ciento.

Para el hormigón curado al vapor libre de agregados con tendencia a la contracción:

$$\varepsilon_{sh} = -k_s k_h \left(\frac{t}{55.0 + t} \right) 0.56 \times 10^{-3} \qquad (6.4.2.3.3\text{-}2)$$

La contracción en los elementos de hormigón de grandes dimensiones puede ser considerablemente menor que la determinada en laboratorio ensayando pequeñas probetas preparadas con el mismo hormigón. Los efectos restrictivos de las armaduras y la acción compuesta con otros elementos del puente tienden a reducir las variaciones dimensionales en algunos componentes.

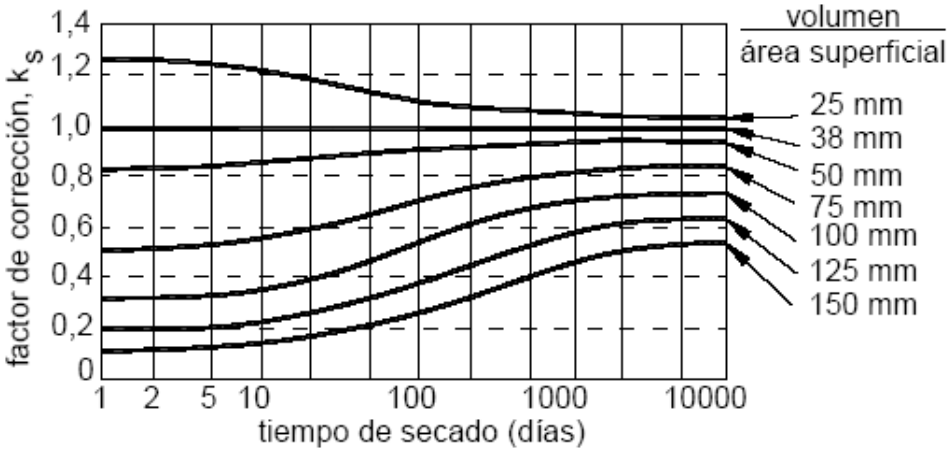


Figura 6.4.2.3.3-1 **– Factor k_s para diferentes relaciones volumen-superficie**

La ***Figura 6.4.2.3.3-1*** se basa en la siguiente ecuación (*PCI* 1977):

$$k_c = \left[\frac{t}{\frac{26e^{0.0142(V/S)} + t}{\frac{t}{45+t}}} \right] \left[\frac{1064 + 3.7(V/S)}{923} \right] \qquad (6.4.2.3.3\text{-}3)$$

La máxima relación V/S considerada para el desarrollo de la ***Figura 6.4.2.3.3-1*** y la **Ecuación 6.4.2.3.3-3**fue de 150 mm. Cuando la relación *V/S* es mayor que 150 mm, en la ***Figura 6.4.2.3.3-1*** o la **Ecuación 6.4.2.3.3-3**se puede utilizar *V/S* = 150 mm. Si, siendo la relación *V/S* mayor que 150 mm, se requiere un análisis más detallado se pueden utilizar los requisitos del ***Artículo 6.4.2.3.1***. Para las estructuras que no son construidas por segmentos es posible que no se justifique un mayor grado de refinamiento.

Tabla 6.4.2.3.3-1 – Factor kh para humedad relativa

Humedad relativa ambiente media %	*kh*
40	1,43
50	1,29
60	1,14
70	1,00
80	0,86
90	0,43
100	0,00

Los valores de la ***Tabla 6.4.2.3.3-1*** se pueden aproximar utilizando las siguientes ecuaciones:

- Para *H* < 80%:

$$k_h = \frac{140 - H}{70} \qquad (6.4.2.3.3\text{-}4)$$

- Para H ≥ 80%:

$$k_h = \frac{3(100 - H)}{70} \qquad (6.4.2.3.3\text{-}5)$$

6.4.2.4 Módulo de Elasticidad

En ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad, E_c, para hormigones cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m^3 se puede tomar como:

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \qquad (6.4.2.4\text{-}1)$$

Donde:

γ_c = densidad del hormigón (kg/m^3)

f'_c = resistencia especificada del hormigón (MPa)

Para hormigón de resistencia normal con γ_c = 2320 kg/m^3, E_c se puede tomar como:

$$E_c = 4800\sqrt{f'_c} \qquad (6.4.2.4\text{-}2)$$

6.4.2.5 Coeficiente de Poisson

A menos que se determine mediante ensayos físicos, se puede asumir que el coeficiente de Poisson es igual a 0,2.

El efecto del coeficiente de Poisson se puede despreciar en los componentes que se anticipa estarán sujetos a fisuración.

El coeficiente de Poisson es una relación entre la deformación unitaria lateral y la deformación unitaria axial de un elemento estructural bajo carga axial o de flexión.

6.4.2.6 Módulo de Rotura

A menos que se determine mediante ensayos físicos, el módulo de rotura, f_r, en MPa, se puede tomar como:

- Para hormigón de densidad normal:

$$0.63\sqrt{f'_c}$$

- Para hormigón de agregados de baja densidad:

$$0.45\sqrt{f'_c}$$

Los valores indicados pueden no ser conservadores para fisuración por tracción provocada por contracción restringida, hendidura de las zonas de anclaje y otras fuerzas de tracción similares debidas a solicitaciones diferentes a la flexión. Para estos casos se debería utilizar la resistencia a la tracción directa.

6.4.2.7 Resistencia a la Tracción

La resistencia a la tracción directa se puede determinar ya sea utilizando el método ASTM C 900 "*Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete*," o bien el método de resistencia a la tracción por compresión diametral de acuerdo con AASHTO T 198 (ASTM C 496) "*Standard Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*."

Para la mayoría de los hormigones de uso generalizado la resistencia a la tracción directa se puede estimar como $f_r = 0.62\sqrt{f'_c}$

6.4.3 ACERO DE LAS ARMADURAS

6.4.3.1 Requisitos Generales

Las barras de armadura, el alambre conformado, el alambre estirado en frío, las mallas soldadas de alambre liso y las mallas soldadas de alambre conformado deberán satisfacer los requisitos para materiales especificados en la norma ***Manual de Carreteras del Paraguay***.

Las armaduras deberán ser conformadas, excepto que para espirales, estribos cerrados y mallas de alambre se podrán utilizar barras lisas o alambre liso.

La tensión de fluencia nominal deberá ser la mínima especificada para el grado de acero seleccionado, excepto que para propósitos de diseño no se deberán utilizar tensiones de fluencia superiores a 520 MPa. La tensión de fluencia o grado de las barras o alambres se deberán indicar en la documentación técnica. Sólo se podrán utilizar barras con tensiones de fluencia menores que 420 MPa con aprobación del Comitente.

Si se desea asegurar la ductilidad o se requieren soldaduras, se debería especificar acero que satisfaga los requisitos de ASTM A 706M "*Low Alloy Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement*."

6.4.3.2 Módulo de Elasticidad

El módulo de elasticidad del acero de las armaduras, E_s, se deberá asumir igual a 200.000 MPa.

6.4.3.3 Aplicaciones Especiales

Las armaduras que se han de soldar deberán ser indicadas en la documentación técnica, y además se deberá especificar el procedimiento de soldadura a utilizar.

6.4.4 ACERO DE PRETENSADO

6.4.4.1 Requisitos Generales

Los cables de siete alambres no recubiertos, aliviados de tensiones o de baja relajación, o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas, deberán satisfacer las siguientes normas para materiales, según lo especificado en *el Manual de Carreteras del Paraguay*

- AASHTO M 203/M 203M (ASTM A 416/A 416M), o bien
- AASHTO M 275/M 275M (ASTM A 722/A 722M).

Para estos aceros la resistencia a la tracción y la tensión de fluencia se pueden tomar como se especifica en la ***Tabla 6.4.4.1-1.***

Los cables de acero de baja relajación se deberán considerar como el tipo estándar. No se proveerán cables aliviados de tensiones (acero de relajación normal) a menos que sean ordenados específicamente, o por acuerdo entre el comprador y el proveedor.

Tabla 6.4.4.1-1 – Propiedades de los cables y barras de pretensado

Material	Grado o Tipo	Diámetro (mm)	Resistencia a la tracción, f_{pu} (MPa)	Tensión de fluencia, f_{py} (MPa)
Cables	1725 MPa (Grado 250)	6,35 a 15,24	1725	85% de f_{pu}, excepto 90% de f_{pu} para cables de baja relajación
	1860 MPa (Grado 270)	9,53 a 15,24	1860	
Barras	Tipo 1, Lisas	19 a 35	1035	85% de f_{pu}
	Tipo 2, Conformadas	16 a 35	1035	80% de f_{pu}

Si la documentación técnica incluye todos los detalles del pretensado, estos documentos deberán indicar el tamaño y el grado o el tipo de acero. Si los planos sólo indican las fuerzas de pretensado y sus puntos de aplicación, la elección del tamaño y tipo de acero quedará a opción del Contratista, sujeto a la aprobación del Ingeniero.

6.4.4.2 Módulo de Elasticidad

En ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad de los aceros de pretensado, en base al área nominal de la sección transversal, se puede tomar como:

Para cables: E_p = 197.000 MPa, y

Para barras: E_p = 207.000 MPa.

El módulo de elasticidad sugerido para cables, 197.000 MPa, se basa en datos estadísticos recientes. Este valor es mayor que el que se asumía anteriormente; esto se debe al uso casi universal de los cables de baja relajación y a sus características ligeramente diferentes.

Como se ilustra en la ***Figura 6.4.4.2-1***, no hay un quiebre abrupto en las curvas que indique un límite elástico o punto de fluencia distintivo. Para establecer la tensión de fluencia generalmente se emplean métodos arbitrarios en base a una deformación específica preestablecida o determinada por medición. Los métodos más habituales son el corrimiento paralelo de 0,2 por ciento y el alargamiento del 1 por ciento.

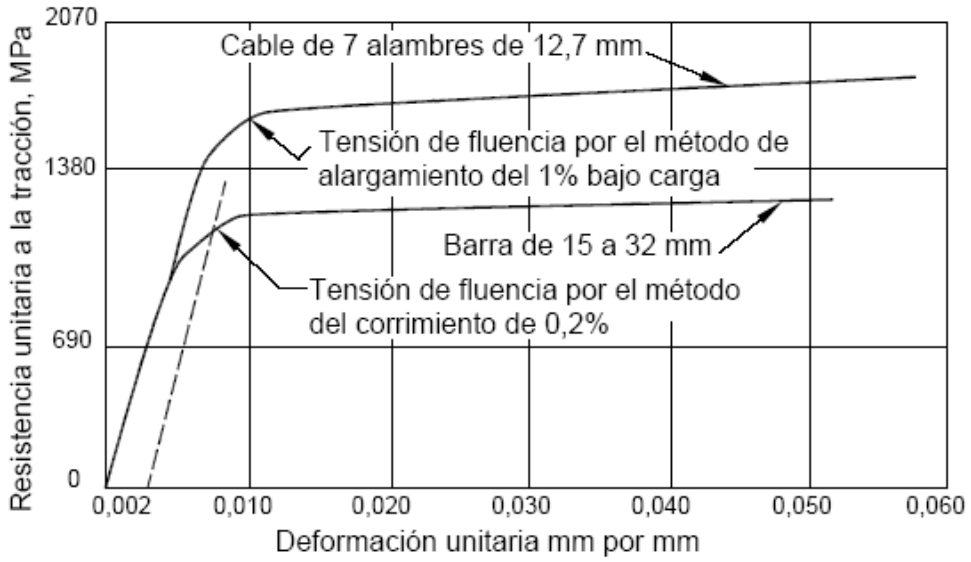


Figura 6.4.4.2-1 – Típica curva tensión-deformación para los aceros de pretensado

6.4.5 DISPOSITIVOS DE ANCLAJE Y ACOPLAMIENTO PARA POSTESADO

Los tendones, anclajes, accesorios y acoplamientos se deberán proteger contra la corrosión.

- Los dispositivos de anclaje y acoplamiento deben anclar como mínimo 95 por ciento de la mínima resistencia última especificada para el acero de pretensado sin superar el movimiento de acuñamiento de los anclajes supuesto para el diseño.

  Los sistemas no adherentes también deberán pasar un ensayo de carga dinámica.

- No se deben utilizar dispositivos de acoplamiento en puntos de fuerte curvatura de los tendones.
- Sólo se deben utilizar dispositivos de acoplamiento en las ubicaciones indicadas en la documentación técnica o aprobadas por el Ingeniero.
- Los dispositivos de acoplamiento se deben colocar en vainas cuya longitud sea suficiente para permitir los movimientos necesarios.
- Si hay dispositivos de anclaje o acoplamiento adherentes en secciones que son críticas en el estado límite de resistencia, la resistencia requerida de los tendones adherentes no debe ser mayor que la resistencia del conjunto del tendón, incluyendo el dispositivo de anclaje o acoplamiento, ensayado en estado no adherente.
- Las tensiones en el hormigón debajo de las placas de distribución de los anclajes no deben ser mayores que los límites especificados.

- A menos que en virtud de ensayos anteriores satisfactorios y/o experiencias previas el Ingeniero decida eliminar esta verificación, la calificación de los dispositivos de anclaje y acoplamiento se debe verificar mediante ensayos.

6.4.6 VAINAS

6.4.6.1 Requisitos Generales

Las vainas para tendones deben ser rígidas o semirrígidas, de metal ferroso galvanizado o polietileno, o bien se deberán colar dentro del hormigón utilizando núcleos removibles.

El radio de curvatura de las vainas para tendones de pretensado no deberá ser menor que 6,00 m, excepto en las áreas de anclaje donde se podrán permitir radios de 3,60 m.

No se deberán utilizar vainas de polietileno si el radio de curvatura del tendón es menor que 9,00 m.

Si se utilizan vainas de polietileno y los tendones han de ser adherentes, se deberían investigar las características de adherencia entre las vainas de polietileno y el mortero.

Se deberán investigar los efectos de la presión de inyección de mortero sobre las vainas y el hormigón que las rodea.

El máximo intervalo entre los apoyos de las vainas durante la construcción deberá estar indicado en la documentación técnica.

Las vainas de polietileno en general se recomiendan para ambientes corrosivos.

Las vainas de polietileno no se deben utilizar con radios menores de 9,00 m debido a su menor resistencia a la abrasión cuando se enhebran y tesan los tendones.

Si sólo se ha de permitir un tipo de vaina, la documentación técnica debería indicar el tipo específico de material a utilizar para las mismas.

6.4.6.2 Tamaño de las Vainas

El diámetro interior de las vainas deberá ser como mínimo 6 mm mayor que el diámetro nominal de un tendón compuesto por una sola barra o cable. Para tendones compuestos por múltiples barras o cables, el área interior de la vaina deberá ser como mínimo 2,0 veces el área neta del acero de pretensado, con una única excepción: si los tendones se han de colocar por el método de enhebrado, el área de la vaina deberá ser como mínimo 2,5 veces la sección neta del acero de pretensado.

El tamaño de las vainas no deberá ser mayor que 0,4 veces el menor espesor de hormigón en la vaina.

Generalmente los contratistas colocan los tendones por el método de enhebrado cuando los tendones tienen más de 120,00 m de longitud.

6.4.6.3 Vainas en Bloques Desviadores

Las vainas en bloques desviadores deberán ser de acero galvanizado que satisfaga los requisitos de ASTM A 53M, Tipo E, Grado B. El espesor de pared nominal de la tubería no deberá ser menor que 3 mm.

6.5 ESTADOS LÍMITES

6.5.1 REQUISITOS GENERALES

Los componentes estructurales se deberán dimensionar de manera que satisfagan los requisitos en todos los estados límites de servicio, fatiga, resistencia y eventos extremos que correspondan.

Los componentes estructurales de hormigón pretensado y parcialmente pretensado se deberán investigar para determinar las tensiones y deformaciones correspondientes a cada etapa que pudiera resultar crítica durante la construcción, tesado, manipuleo, transporte y montaje, así como durante la vida de servicio de la estructura de la cual forman parte.

Se deberán considerar las concentraciones de tensiones provocadas por el pretensado y otras cargas y las restricciones o deformaciones impuestas.

6.5.2 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Las acciones a considerar en el estado límite de servicio serán fisuración, deformaciones y tensiones del hormigón, según se especifica en los ***Artículos 6.7.3.4, 6.7.3.6 y 6.9.4***, respectivamente.

La tensión de fisuración se deberá tomar como el módulo de rotura especificado en el ***Artículo 6.4.2.6.***

6.5.3 ESTADO LÍMITE DE FATIGA

6.5.3.1 Requisitos Generales

No es necesario investigar la fatiga para losas de tablero de hormigón en aplicaciones multiviga.

En las regiones de los elementos de hormigón pretensado y parcialmente pretensado que resultan comprimidas bajo la acción de la carga permanente y tensión de pretensado, sólo se deberá considerar la fatiga si esta tensión de compresión es menor que dos veces la máxima tensión de tracción debida a la sobrecarga resultante de la combinación de cargas correspondiente a fatiga especificada en la ***Tabla 4.5.1-1*** en combinación con los requisitos del ***Artículo 4.3.2.5.***

Las tensiones medidas en losas de tablero de hormigón de puentes en servicio están muy por debajo de la vida de fatiga infinita, probablemente debido a la acción de arco interna.

El factor 2,0 especificado en este artículo se aplica a la sobrecarga mayorada para un total de 1,50 veces la solicitación no mayorada debida al camión de fatiga.

No es necesario verificar la fatiga de las armaduras en los componentes totalmente pretensados diseñados de manera que en Estado Límite de Servicio III, la tensión en la fibra extrema traccionada esté dentro del límite de tensión de tracción especificdo en el ***Artículo 6.9.4.2.2.***

El factor de carga para estado límite de fatiga, los factores de distribución para vigas y el incremento por sobrecarga dinámica hacen que la tensión en estado límite de fatiga sea considerablemente menor que el correspondiente valor determinado a partir del Estado Límite de Servicio III. En el caso de los componentes de hormigón totalmente pretensados, la tensión neta en el hormigón es en general significativamente menor que el límite de tensión de tracción del hormigón especificado en la ***Tabla 6.9.4.2.2-1***. Por lo tanto, las tensiones flexionales calculadas se reducen significativamente.

Para esta situación, el rango de tensión calculado para el acero, que es igual a la relación de módulos por el rango de tensión del hormigón, es casi siempre menor que el límite del rango de tensión de fatiga del acero especificado en el ***Artículo 6.5.3.3.***

Si se requiere considerar la fatiga, el rango de tensión se deberá determinar utilizando la combinación de cargas correspondiente a fatiga según lo especificado en la ***Tabla 4.5.1-1.***

Las propiedades seccionales a utilizar en los estudios de fatiga se deberán basar en secciones fisuradas si la sumatoria de las tensiones, debidas a las cargas permanentes no mayoradas y

tensiones de pretensado, más 1,5 veces la carga de fatiga da por resultado una tensión de tracción y es mayor que $0.25\sqrt{f'_c}$

6.5.3.2 Barras de Armadura

El rango de tensión en las armaduras rectas que resulta de la combinación de cargas correspondiente a fatiga, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$f_f \leq 145 - 0.33 f_{min} + 55\left(\frac{r}{h}\right) \qquad (6.5.3.2\text{-}1)$$

Donde:

f_f = rango de tensión (MPa)

f_{min} = mínima tensión por sobrecarga resultante de la combinación de cargas correspondiente a fatiga especificada en la ***Tabla 4.5.1-1***, combinada con la tensión más severa debida ya sea a las cargas permanentes o a las cargas permanentes más las cargas externas inducidas por contracción y fluencia lenta; la tracción se considera positiva, la compresión negativa (MPa)

r/h = relación entre el radio de base y la altura de las deformaciones transversales; si se desconoce el valor real se puede utilizar r/h = 0,3

Se debe evitar doblar las armaduras primarias en regiones en las cuales el rango de tensión es elevado.

6.5.3.3 Tendones de Pretensado

El rango de tensión en los tendones de pretensado no deberá ser mayor que:

• 125 MPa para radios de curvatura mayores que 9,00 m, y

• 70 MPa para radios de curvatura, menores o iguales que 3,60 m.

Para radios comprendidos entre 3,60 y 9,00 m estará permitido interpolar linealmente.

6.5.3.4 Empalmes Mecánicos o Soldados en las Armaduras

Para las conexiones soldadas o mecánicas sujetas a cargas repetitivas, el rango de tensión, f_f, no deberá ser mayor que la resistencia nominal a la fatiga indicada en la ***Tabla 6.5.3.4-1***

Tabla 6.5.3.4-1 – Resistencia nominal a la fatiga de un empalme

Tipo de empalme	f_f para más de 1.000.000 de ciclos
Camisa llenada con mortero, con o sin barra recubierta de epoxi	126 MPa
Manguitos de acoplamiento estampados en frío sin extremos roscados, y con o sin barra recubierta de epoxi; acoplamiento forjado de forma integral con roscas recalcadas; camisa de acero con una cuña; dispositivo de acoplamiento de una sola pieza con rosca ahusada; y soldadura única a tope directa de ranura en V	84 MPa
Todos los demás tipos de empalmes	28 MPa

Si el número total de ciclos de carga, N_{cyc}, es menor que 1 millón, f_f se puede aumentar en:

168 (6 − log N_{cyc}) en MPa hasta un total no mayor que el valor de f_f dado por la **Ecuación 6.5.3.2-1** del ***Artículo 6.5.3.2.***Se pueden utilizar valores de f_f mayores, hasta el valor dado por la **Ecuación 6.5.3.2-1**, si se los justifica mediante datos de ensayos de fatiga realizados sobre empalmes iguales a los que se pondrán en servicio.

6.5.4 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

6.5.4.1 Requisitos Generales

En el estado límite de resistencia se deberán considerar la resistencia y la estabilidad.

La resistencia de diseño será el producto de la resistencia nominal determinada de acuerdo con los requisitos aplicables de los ***Artículos 6.6, 6.7, 6.8, 6.9, 6.10, 6,13 y 6.14***, a menos que específicamente se identifique un estado límite diferente, por el factor de resistencia según lo especificado en el ***Artículo 6.5.4.2.***

En el ***Artículo 10.5.5,*** se especifican factores de resistencia adicionales para tuberías y estructuras enterradas tipo cajón de hormigón.

6.5.4.2 Factores de Resistencia

6.5.4.2.1 Construcción Convencional

El factor de resistencia ϕ se deberá tomar como:

- Para flexión y tracción del hormigón armado 0,90
- Para flexión y tracción del hormigón pretensado..... 1,00
- Para corte y torsión:

  hormigón de densidad normal 0,90

  hormigón de baja densidad 0,70
- Para compresión axial con espirales o zunchos:.....0,75
- Para apoyo sobre hormigón..... 0,70
- Para compresión en modelos de bielas y tirantes..... 0,70
- Para compresión en zonas de anclaje:

  hormigón de densidad normal 0,80

  hormigón de baja densidad..... 0,65
- Para tracción en el acero en las zonas de anclaje..... 1,00
- Para resistencia durante el hincado de pilotes..... 1,00

El factor ϕ = 0,80 indicado para el hormigón de densidad normal refleja la importancia de la zona de anclaje, la naturaleza frágil del modo de falla en compresión de las bielas en la zona de anclaje, y la dispersión relativamente importante de los resultados obtenidos en estudios experimentales.

Para los elementos comprimidos con flexión, el valor de ϕ se puede incrementar linealmente hasta llegar al valor correspondiente a flexión a medida que la resistencia a la carga axial de diseño, ϕP_n, disminuye desde 0,10 $f'_c A_g$ hasta 0,0.

Para los componentes parcialmente pretensados en flexión con o sin tracción, los valores de ϕ se pueden tomar como:

$$\phi = 0.90 + 0.10\,(PPR) \qquad (6.5.4.2.1\text{-}1)$$

Donde:

$$PPR = \frac{A_{ps} f_{py}}{A_{ps} f_{py} + A_s f_y} \qquad (6.5.4.2.1\text{-}2)$$

Y donde:

PPR = relación de pretensado parcial

A_s = área de la armadura de tracción no pretensada (mm^2)

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm^2)

f_y = tensión de fluencia especificada del acero de pretensado (MPa)

No se deberán aplicar factores de resistencia a las longitudes de anclaje y empalme de las armaduras como se especifica en el ***Artículo 6.11.***

6.5.4.2.2 Construcción por Segmentos

Los factores de resistencia para el estado límite de resistencia se deberán tomar como se especifica en la ***Tabla 6.5.4.2.2-1*** para las condiciones indicadas en la misma, y de acuerdo con el ***Artículo 6.5.4.2.1*** para las condiciones no cubiertas por dicha tabla.

Al seleccionar los factores de resistencia para flexión, ϕ_f y para corte y torsión, ϕ_v se deberá considerar el grado de adherencia del sistema de postesado. Para que un tendón se considere totalmente adherente en una sección, éste debería estar totalmente anclado en dicha sección para una longitud de anclaje no menor que la requerida por el ***Artículo 6.11.4.***

Se pueden permitir longitudes embebidas más cortas si estas longitudes se verifican mediante ensayos a escala real y son aprobadas por el Ingeniero.

Si el postesado consiste en una combinación de tendones totalmente adherentes y tendones no adherentes o parcialmente adherentes, el factor de resistencia en cualquier sección se deberá basar en las condiciones de adherencia correspondientes a los tendones que proporcionan la mayor parte de la fuerza de pretensado en la sección.

Las uniones entre unidades prefabricadas deberán consistir en cierres hormigonados in situ o bien en uniones coladas en forma coincidente y con recubrimiento epoxi.

Tabla 6.5.4.2.2-1 – Factor de resistencia para las uniones en las construcciones por segmentos

	Flexión ϕ_f	Corte ϕ_v
Hormigón de densidad normal		
Tendones totalmente adherentes:	0,95	0,90
Tendones no adherentes o parcialmente adherentes:	0,90	0,85
Hormigón de Agregados Livianos y Arena		
Tendones totalmente adherentes:	0,90	0,70
Tendones no adherentes o parcialmente adherentes:	0,85	0,65

6.5.4.3 Estabilidad

La estructura en su conjunto y sus componentes se deberán diseñar para resistir deslizamiento, vuelco, levantamiento y pandeo. En el análisis y diseño se deberán considerar los efectos de la excentricidad de las cargas.

Se deberá investigar el pandeo de los elementos prefabricados durante su manipuleo, transporte y montaje.

6.5.5 ESTADO LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO

La estructura en su conjunto y sus componentes se deberán dimensionar para resistir el colapso provocado por eventos extremos, especificados en la ***Tabla 4.5.1-1***, según corresponda de acuerdo con su ubicación y uso.

6.6 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

6.6.1 REQUISITOS GENERALES

Los componentes y conexiones se deberán diseñar para resistir las combinaciones de cargas especificadas en la Sección 4 en todas las etapas de la vida de la estructura, incluyendo las correspondientes a la etapa constructiva. Los factores de carga serán como se especifica en la ***Sección 4***.

Como se especifica en la ***Sección 5***, en el análisis se deberá mantener el equilibrio y la compatibilidad de las deformaciones.

6.6.2 EFECTOS DE LAS DEFORMACIONES IMPUESTAS

Se deberán investigar los efectos de las deformaciones impuestas debido a la contracción, cambios de temperatura, fluencia lenta, pretensado y movimiento de los apoyos.

6.6.3 MODELO DE BIELAS Y TIRANTES

6.6.3.1 Requisitos Generales

Se pueden utilizar modelos de bielas y tirantes para determinar las solicitaciones internas cerca de los apoyos y los puntos de aplicación de cargas concentradas en los estados límites de resistencia y evento extremo.

Se debería considerar un modelo de bielas y tirantes para diseñar zapatas y cabezales de pilotes o para otras situaciones en las cuales la distancia entre los centros de la carga aplicada y las reacciones de apoyo es menor que aproximadamente dos veces el espesor del elemento.

Si para el análisis estructural se opta por un modelo de bielas y tirantes, se deberán aplicar los requisitos de los ***Artículos 6.6.3.2 a 6.6.3.6.***

Si debido a la distribución no lineal de las deformaciones no es posible aplicar los métodos convencionales basados en la resistencia de los materiales, los modelos de bielas y tirantes pueden ser una herramienta conveniente para aproximar los recorridos de las cargas y solicitaciones en la estructura. De hecho, se pueden visualizar los recorridos de las cargas y seleccionar las geometrías necesarias para implementarlos.

El diseño tradicional sección por sección se basa en la hipótesis de que la armadura requerida en una sección determinada depende exclusivamente de los valores independientes de las solicitaciones mayoradas en dicha sección, V_u, M_u y T_u, y no considera la interacción mecánica entre estas solicitaciones como lo hacen los modelos de bielas y tirantes. Otra hipótesis del método tradicional

es que la distribución del corte permanece uniforme y que las deformaciones longitudinales varían linealmente en la altura de la viga.

Estas hipótesis no son válidas para elementos tales como la viga de gran altura ilustrada en la Figura 6.6.3.2- 1. Las tensiones de corte en una sección inmediatamente a la derecha de un apoyo estarán concentradas cerca de la cara inferior. El comportamiento de un componente como esta viga se puede predecir con mayor precisión si se estudia el flujo de fuerzas a través de la totalidad de la estructura. En vez de determinar V_u y M_u en diferentes secciones del tramo, se debería establecer el flujo de tensiones de compresión que va desde las cargas P hasta los apoyos y la fuerza de tracción requerida que se debe desarrollar entre los apoyos.

Para aplicaciones adicionales del modelo de bielas y tirantes ver los ***Artículos 6.10.9.4, 6.13.2.3 y 6.13.2.4.1.***

6.6.3.2 Modelado de las Estructuras

La estructura y un componente o región de la misma se pueden modelar como un conjunto de tirantes de acero traccionados y bielas de hormigón comprimidas, interconectadas en nodos de manera de formar un reticulado capaz de llevar todas las cargas aplicadas a los apoyos. Para determinar la geometría del reticulado se deberán considerar los anchos requeridos para las bielas comprimidas y tirantes traccionados.

La resistencia de diseño, P_r, de las bielas y tirantes se deberá tomar como la de los componentes cargados axialmente:

$$P_r = \phi \ P_n \qquad (6.6.3.2\text{-}1)$$

Donde:

P_n = resistencia nominal de la biela o tirante (N)

ϕ = factor de resistencia especificado en el ***Artículo 6.5.4.2*** para tracción o compresión, según corresponda

El hormigón armado fisurado soporta las cargas principalmente por medio de tensiones de compresión en el hormigón y tensiones de tracción en las armaduras. Una vez que se ha producido una fisuración considerable, las trayectorias de las tensiones principales de compresión tienden a ser rectas, y consecuentemente se pueden modelar como bielas rectas comprimidas. Para modelar la armadura principal se utilizan tirantes traccionados.

En las ***Figuras 6.6.3.2-1 y 6.6.3.2-2,*** se ilustra un modelo de bielas y tirantes. Las zonas del hormigón que soportan tensiones de compresión unidireccional elevadas se representan mediante bielas comprimidas. Las regiones del hormigón que soportan tensiones multidireccionales, donde las bielas y tirantes se encuentran y forman las uniones del reticulado, se representan mediante zonas nodales.

Debido a las importantes dimensiones transversales de las bielas y tirantes, las uniones no se consideran puntuales sino que se transforman en "zonas nodales" de dimensiones finitas. Establecer la geometría del reticulado generalmente implica un proceso de prueba y error en el cual se asumen ciertas dimensiones para los elementos, se establece la geometría del reticulado, se determinan los esfuerzos en los elementos y luego se verifican las dimensiones de los elementos.

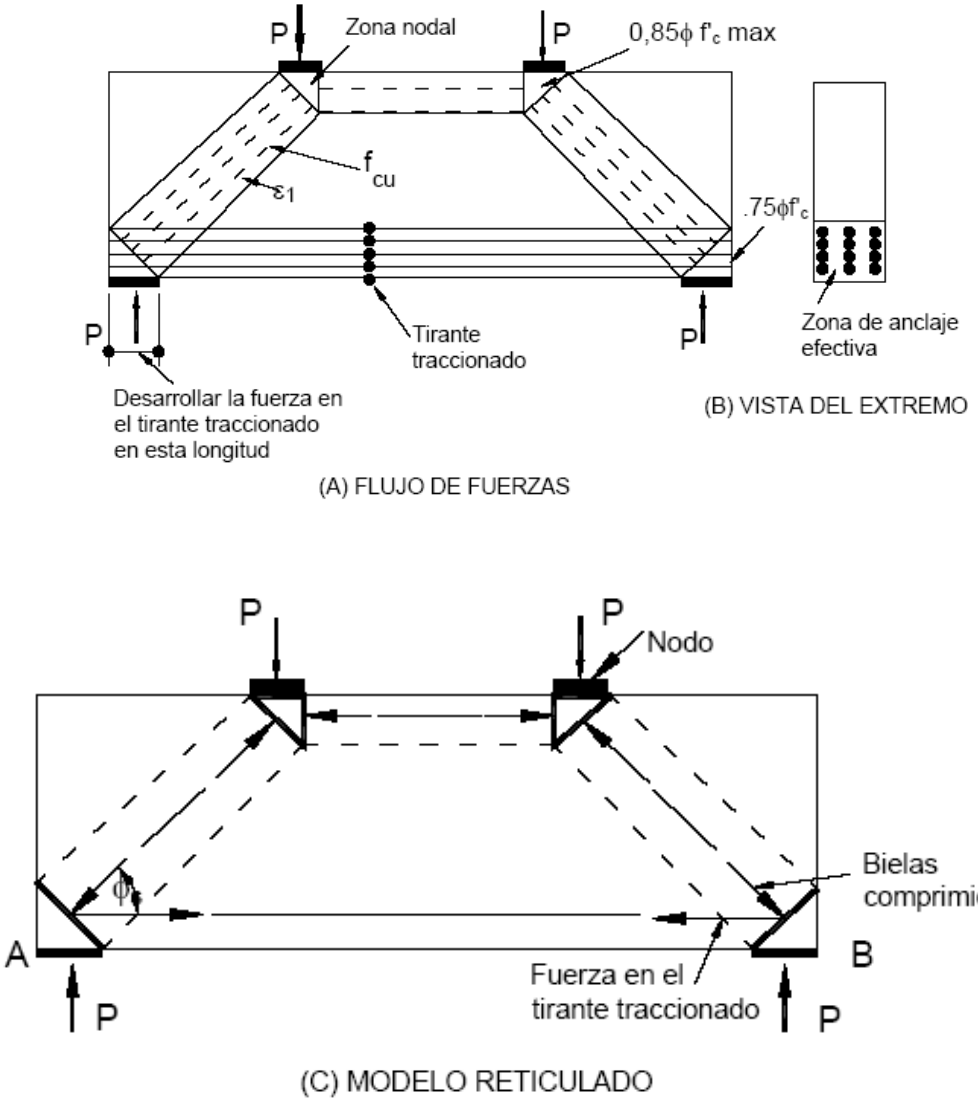


Figura 6.6.3.2-1 – Modelo de bielas y tirantes para una viga de gran altura

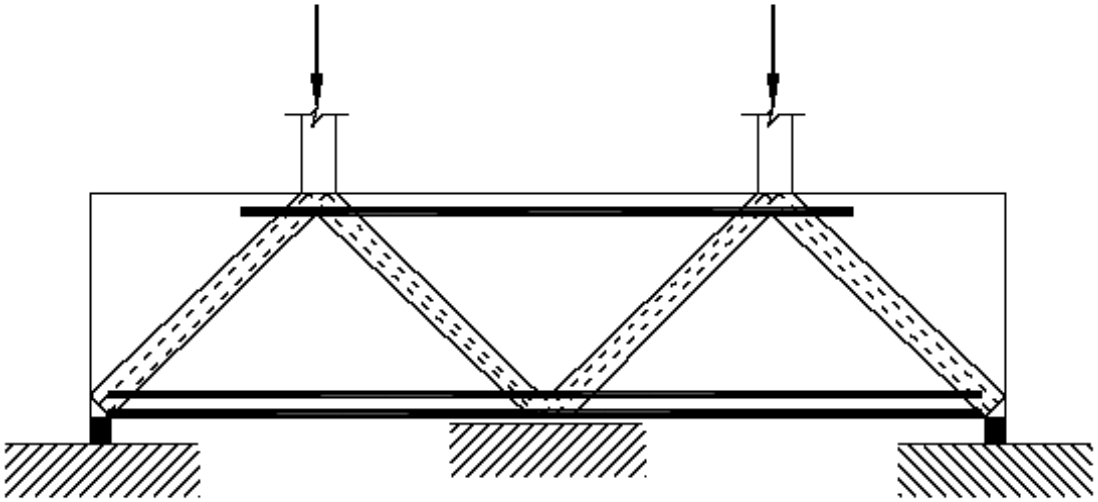


Figura 6.6.3.2-2 – Modelo de bielas y tirantes para una viga continua de gran altura

6.6.3.3 Dimensionamiento de las Bielas Comprimidas

6.6.3.3.1 Resistencia de una Biela no Armada

La resistencia nominal de una biela comprimida no armada se deberá tomar como:

$$P_n = f_{cu} A_{cs} \qquad (6.6.3.3.1\text{-}1)$$

Donde:

P_n = resistencia nominal de una biela comprimida (N)

f_{cu} = tensión de compresión limitante según lo especificado en el ***Artículo 6.6.3.3.3*** (MPa)

A_{cs} = área efectiva de la sección transversal de una biela según lo especificado en el ***Artículo 6.6.3.3.2*** (mm^2)

6.6.3.3.2 Área Efectiva de la Sección Transversal de una Biela

El valor de A_{cs} se deberá determinar considerando tanto la sección de hormigón disponible como las condiciones de anclaje en los extremos de la biela, tal como se ilustra en la **Figura 6.6.3.3.2-1.**

Si una biela está anclada mediante armadura, se puede considerar que el área efectiva de hormigón se extiende una distancia de hasta seis diámetros de barra a partir de la barra anclada, tal como se ilustra en la ***Figura 6.6.3.3.2-1(a).***

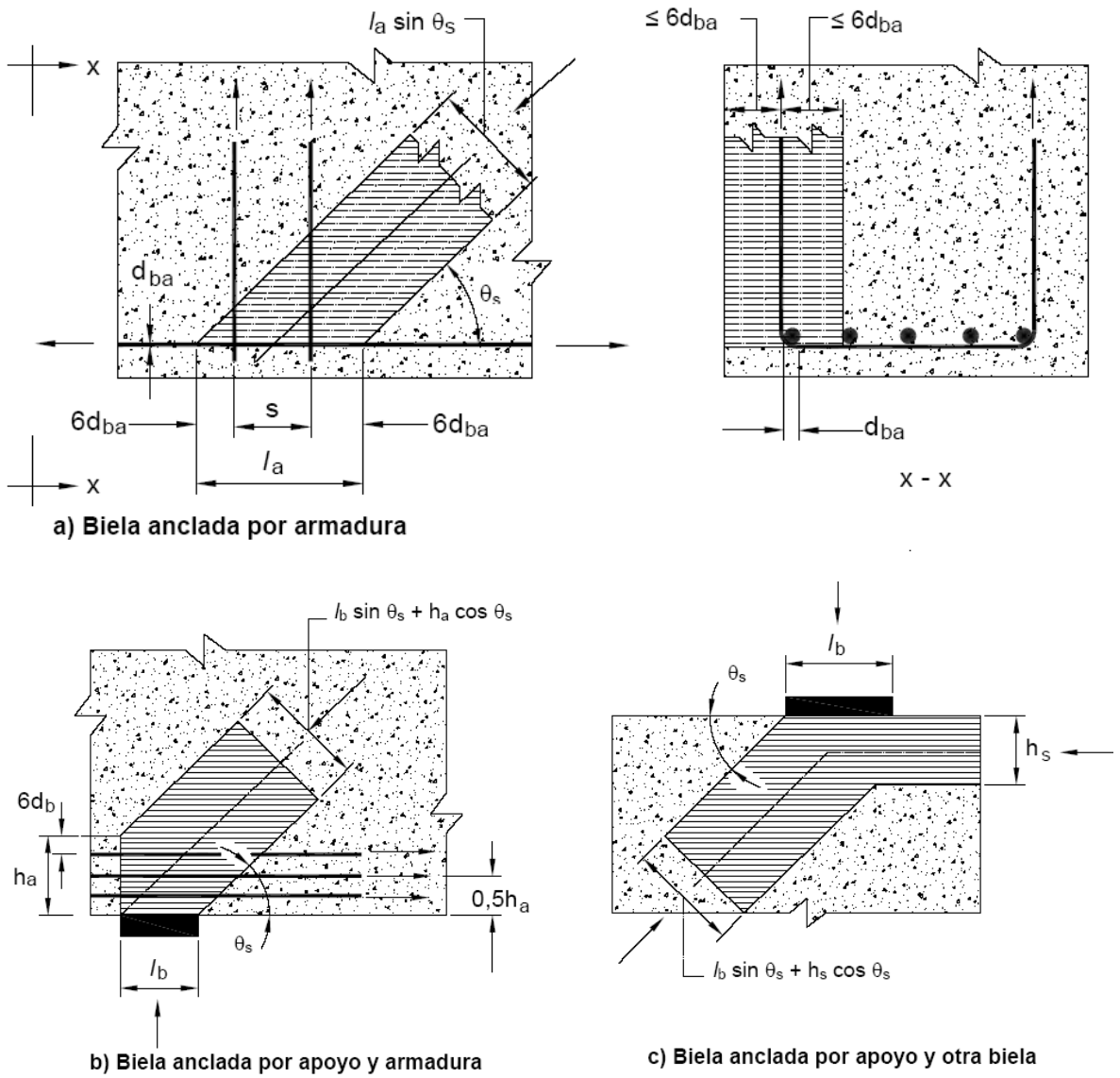


Figura 6.6.3.3.2-1 – Influencia de las condiciones de anclaje sobre el área efectiva de la sección transversal de una biela

6.6.3.3.3 Tensión de Compresión Limitante en una Biela

La tensión de compresión limitante, f_{cu}, se deberá tomar como:

$$f_{cu} = \frac{f_c'}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq 0.85 f_c' \qquad (6.6.3.3.3\text{-}1)$$

Siendo:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002)\cot^2 \alpha_s \qquad (6.6.3.3.3\text{-}2)$$

Donde:

α_s = menor ángulo entre la biela comprimida y los tirantes traccionados adyacentes (º)

ε_s = deformación específica por tracción del hormigón en la dirección del tirante traccionado (mm/mm)

f'_c = resistencia a la compresión especificada (MPa)

Si el hormigón no está sujeto a deformaciones específicas de tracción principales mayores que aproximadamente 0,002 podrá resistir una compresión de 0,85f'$_c$.

Este será el límite para las regiones de las bielas que no son atravesadas por tirantes traccionados ni están unidas a los mismos. Las barras de armadura de un tirante traccionado están adheridas al hormigón que las rodea. Si las barras de armadura han de entrar en fluencia por tracción, las deformaciones por tracción impuestas al hormigón serán considerables. A medida que estas deformaciones por tracción aumentan f_{cu} disminuye.

La expresión para calcular ε_1 se basa en la hipótesis de que la deformación específica por compresión ε_2 en la dirección de la biela es igual a 0,002 y que la deformación específica por tracción en la dirección del tirante traccionado es igual a ε_s. A medida que disminuye el ángulo entre la biela y el tirante, ε_1 aumenta y por lo tanto, disminuye f_{cu}. En el límite, no se permitirían tensiones de compresión en una biela que está superpuesta con un tirante traccionado, es decir α_s = 0,0; esta situación viola la condición de compatibilidad.

Para un tirante traccionado que consiste en barras de armadura, ε_s se puede tomar como la deformación específica por tracción debida a las cargas mayoradas en las barras de armadura. Para un tirante traccionado que consiste en acero de pretensado, ε_s se puede tomar como 0,0 hasta que se supera la tensión de precompresión del hormigón. Para tensiones mayores ε_s sería igual a $(f_{ps}-f_{pe})/E_p$.

Si la deformación ε_s es variable en el ancho de la biela se debe utilizar el valor correspondiente al eje de la biela.

6.6.3.3.4 Biela Armada

Si la biela comprimida contiene armadura paralela a la biela y detallada para desarrollar su tensión de fluencia en compresión, la resistencia nominal de la biela se deberá tomar como:

$$P_n = f_{cu} A_{cs} + f_y A_{ss} \qquad (6.6.3.3.4\text{-}1)$$

Donde:

A_{ss} = área de la armadura en el tirante (mm^2)

6.6.3.4 Dimensionamiento de los Tirantes Traccionados

6.6.3.4.1 Resistencia de un Tirante

La armadura de los tirantes traccionados se deberá anclar a las zonas nodales mediante las longitudes embebidas especificadas, ganchos o anclajes mecánicos.

La fuerza de tracción se deberá desarrollar en la cara interna de la zona nodal.

La resistencia nominal de un tirante traccionado en N se deberá tomar como:

$$P_n = f_y A_{st} + A_{ps} [f_{pe} + f_y] \qquad (6.6.3.4.1\text{-}1)$$

Donde:

A_{st} = área total de armadura longitudinal de acero no pretensado en el tirante (mm^2)

A_{ps} = área de acero de pretensado (mm^2)

f_y = tensión de fluencia de la armadura longitudinal de acero no pretensado (MPa)

f_{pe} = tensión en el acero de pretensado debida al pretensado, luego de las pérdidas (MPa)

La intención del segundo término de la expresión para P_n es asegurar que el acero de pretensado no llegue a su punto de fluencia, y por lo tanto, en cierta medida limita la fisuración descontrolada. Sin embargo, reconoce que la tensión en los elementos de pretensado aumentará debido a la deformación que provocará la fisuración del hormigón.

El aumento de tensión correspondiente a esta acción se limita arbitrariamente al mismo aumento de tensión que sufrirá el acero no pretensado. Si no hay acero no pretensado, para el segundo término de la expresión f_y se puede tomar como 420 MPa.

6.6.3.4.2 Anclaje de un Tirante

La armadura de los tirantes traccionados se deberá anclar para transferir la fuerza de tracción a las regiones nodales del reticulado de acuerdo con los requisitos para anclaje de las armaduras especificados en el ***Artículo 6.11.***

6.6.3.5 Dimensionamiento de las Zonas Nodales

A menos que se provea armadura de confinamiento y su efecto se compruebe mediante análisis o ensayos, la tensión de compresión del hormigón en las zonas nodales de la biela no deberá ser mayor que:

- Para regiones nodales limitadas por bielas comprimidas y áreas de apoyo: 0,85 ϕ f'_c
- Para regiones nodales que anclan tirantes traccionados en una dirección: 0,75 ϕ f'_c
- Para regiones nodales que anclan tirantes traccionados en más de una dirección: 0,65$\phi f'_c$

Donde:

ϕ = factor de resistencia para apoyo sobre hormigón como se especifica en el ***Artículo 6.5.4.2.***

La armadura de los tirantes traccionados se deberá distribuir uniformemente en un área efectiva de hormigón como mínimo igual a la fuerza en el tirante traccionado dividida por los límites de tensión aquí especificados.

Además de satisfacer los criterios de resistencia para las bielas y tirantes, las regiones nodales se deberán diseñar de manera que satisfagan los límites de tensión y anclaje especificados en los ***Artículos 6.6.3.4.1 y 6.6.3.4.2.***

La tensión de apoyo en la región nodal producida por cargas concentradas o reacciones deberá satisfacer los requisitos especificados en el ***Artículo 6.7.5.***

Los límites establecidos para las tensiones de compresión del hormigón en las zonas nodales se relacionan con el grado de confinamiento que se anticipa proporcionará el hormigón en compresión.

Las tensiones en las zonas nodales se pueden reducir aumentando:

- El tamaño de las placas de apoyo,
- Las dimensiones de las bielas comprimidas, y
- Las dimensiones de los tirantes traccionados.

La reducción de los límites de tensión para nodos que anclan tirantes se basa en el efecto negativo de la deformación por tracción que provocan los tirantes. Si el tirante está formado por tendones de postesado y no es necesario que la tensión en el hormigón sea mayor que f_{pc}, no se requerirá deformación por tracción en la zona nodal.

Para este caso, el límite de 0,85 ϕ f'_c es adecuado.

6.6.3.6 Armadura para Limitar la Fisuración

Las estructuras y componentes o regiones de las mismas, a excepción de las losas y zapatas, diseñadas de acuerdo con los requisitos del ***Artículo 6.6.3*** deberán contener una malla ortogonal de barras de armadura próxima a cada cara. La separación de las barras de estas mallas no deberá ser mayor que 300 mm.

La relación entre el área de armadura y el área bruta de hormigón deberá ser mayor o igual que 0,003 en cada dirección.

La armadura para limitar la fisuración ubicada dentro de un tirante traccionado se puede considerar parte de la armadura del tirante traccionado.

La intención de esta armadura es limitar el ancho de las fisuras y asegurar una ductilidad mínima en el elemento, de manera que en caso de ser necesario sería posible una significativa redistribución de las tensiones internas.

En los elementos de menor espesor, esta armadura para limitar la fisuración consistirá en dos mallas de barras de armadura, una próxima a cada cara. En los elementos de mayor espesor, para lograr una disposición práctica se pueden requerir múltiples mallas de armadura.

6.7 DISEÑO PARA FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

6.7.1 HIPÓTESIS PARA LOS ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO Y FATIGA

En el diseño de componentes de hormigón armado, pretensado y parcialmente pretensado se pueden utilizar las siguientes hipótesis:

- El hormigón pretensado resiste tracción en las secciones que no están fisuradas, a excepción de lo especificado en el ***Artículo 6.7.6.***
- Las deformaciones en el hormigón varían linealmente, excepto en componentes o regiones de componentes para los cuales la resistencia de materiales convencional no es aplicable.
- La relación de módulos, *n*, se redondea al entero más cercano.
- La relación de módulos no es menor que 6,0.
- Para las cargas permanentes y tensiones de pretensado es aplicable una relación de módulos efectiva igual a 2*n*.

El pretensado se trata como parte de la resistencia, excepto en el caso de los anclajes y detalles similares, para los cuales el diseño depende totalmente de la fuerza en los tendones y el ***Artículo 4.5.3*** especifica un factor de carga. Las reacciones externas provocadas por las solicitaciones inducidas por el pretensado normalmente se consideran del lado de la **Ecuación 3.2.1-1** correspondiente a las cargas.

Esto constituye una dicotomía en términos de la filosofía de diseño. En ausencia de información más precisa, en estas Especificaciones el factor de carga para estas solicitaciones inducidas se debería tomar como el correspondiente a las cargas permanentes.

Algunos ejemplos de componentes para los cuales la hipótesis de variación lineal de las deformaciones puede no ser aplicable incluyen los componentes de gran altura, tales como las vigas, ménsulas y cartelas de gran altura.

6.7.2 HIPÓTESIS PARA LOS ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA Y EVENTO EXTREMO

6.7.2.1 Requisitos Generales

La resistencia mayorada de los elementos de hormigón se deberá basar en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones, los factores de resistencia especificados en el ***Artículo 6.5.4.2*** y las siguientes hipótesis:

- En los elementos con armadura o acero de pretensado totalmente adherente, o en la longitud adherente de los cables localmente no adherentes, la deformación es directamente proporcional a la distancia al eje neutro, excepto para los elementos de gran altura, los cuales deberán satisfacer los requisitos del ***Artículo 6.13.2***, y para otras regiones perturbadas.
- En los elementos con tendones de pretensados total o parcialmente no adherentes, para determinar la tensión en los tendones se considera la diferencia de deformación entre los tendones y la sección de hormigón y el efecto de las deflexiones sobre la geometría de los tendones.
- Si el hormigón no está confinado, la máxima deformación específica utilizable en la fibra extrema comprimida del hormigón es menor o igual que 0,003.
- Si el hormigón está confinado, se puede usar una deformación específica utilizable máxima mayor que 0,003 siempre que se la verifique.
- Excepto para los modelos de bielas y tirantes, la tensión en la armadura se basa en una curva tensión-deformación representativa del acero o en una representación matemática aprobada, que incluya el desarrollo de la armadura y los elementos de pretensado y la transferencia del pretensado.
- Se desprecia la resistencia a la tracción del hormigón.
- Se asume que la distribución de la relación tensión de compresión-deformación es rectangular, parabólica o de cualquier otra forma que permita predecir la resistencia de manera sustancialmente compatible con los resultados de ensayo.
- Se consideran el desarrollo de la armadura y los elementos de pretensado y la transferencia del pretensado.

En los elementos comprimidos de sección rectangular hueca se deberán investigar las limitaciones adicionales referidas a la máxima deformación extrema por compresión utilizable del hormigón como se especifica en el ***Artículo 6.7.4.7.***

6.7.2.2 Distribución Rectangular de las Tensiones

La relación natural entre la tensión y la deformación del hormigón se puede considerar satisfecha por un diagrama rectangular equivalente de tensiones de compresión de $0{,}85f'_c$ en una zona limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia $a = \beta_1 c$ a partir de la fibra extrema comprimida.

La distancia c se deberá medir de manera perpendicular al eje neutro. El factor β_1 se deberá tomar como 0,85 para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa.

Para resistencias mayores que 28 MPa, a β_1 se le deberá aplicar una reducción de 0,05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que β_1 no podrá ser menor que 0,65.

En las construcciones compuestas el factor β_1 puede ser diferente para las resistencias del hormigón en el diagrama de compresión. En este caso, los valores reales de β_1 o alternativamente un valor promedio de β_1 se pueden asumir de la siguiente manera:

$$\beta_{prom} = \frac{\sum (f'_c A_{cc} \beta_1)}{\sum (f'_c A_{cc})} \qquad (6.7.2.2\text{-}1)$$

Donde:

A_{cc} = área de un elemento de hormigón comprimido de la correspondiente resistencia

Para los elementos comprimidos de sección rectangular hueca se deberán investigar las limitaciones adicionales referidas a la aplicación del diagrama rectangular de tensiones como se especifica en el ***Artículo 6.7.4.7.***

En la práctica, en lugar de utilizar una distribución más exacta se puede utilizar la distribución rectangular de tensiones de compresión definida en el presente artículo.

Esta distribución rectangular no representa la distribución real de las tensiones en la zona comprimida en estado último, pero en muchos casos prácticos permite obtener esencialmente los mismos resultados que se obtienen en ensayos. Todas las ecuaciones de resistencia presentadas en el ***Artículo 6.7.3*** se basan en el diagrama rectangular de tensiones.

El factor β_1 se relaciona fundamentalmente con las secciones rectangulares. Sin embargo, experimentalmente se ha determinado que es una aproximación adecuada para secciones con alas en las cuales el eje neutro se encuentra en el alma.

Para los diseños compuestos el Ingeniero puede utilizar el β_1 de la losa.

6.7.3 ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN

6.7.3.1 Tensión en el Acero de Pretensado a la Resistencia Nominal a la Flexión

6.7.3.1.1 Elementos con Tendones Adherentes

Para secciones rectangulares o con alas solicitadas a flexión respecto de un eje para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el ***Artículo 6.7.2.2*** y para las cuales f_{pe} es mayor o igual que $0{,}5f_{pu}$, la tensión media en el acero de pretensado, f_{ps}, se puede tomar como:

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - k\frac{c}{d_p}\right) \qquad (6.7.3.1.1\text{-}1)$$

Siendo:

$$k = 2\left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right) \qquad (6.7.3.1.1\text{-}2)$$

Para comportamiento de sección Te:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A_s' f_y' - 0.85\beta_1 f_c'(b - b_w)h_f}{0.85 f_c' \beta_1 b_w + kA_{ps}\frac{f_{pu}}{d_p}} \qquad (6.7.3.1.1\text{-}3)$$

Para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A_s' f_y'}{0.85 f_c' \beta_1 b + kA_{ps}\frac{f_{pu}}{d_p}} \qquad (6.7.3.1.1\text{-}4)$$

Donde:

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm^2)

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (MPa)

f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado (MPa)

A_s = área de la armadura de tracción de acero no pretensado (mm^2)

A'_s = área de la armadura de compresión (mm^2)

f_y = tensión de fluencia de la armadura de tracción (MPa)

f'_y = tensión de fluencia de la armadura de compresión (MPa)

b = ancho del ala comprimida (mm)

b_w = ancho del alma (mm)

h_f = altura del ala comprimida (mm)

d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado (mm)

c = distancia entre el eje neutro y la cara comprimida (mm)

β_1 = factor para el diagrama de tensiones, especificado en el ***Artículo 6.7.2.2***

Se deberá investigar el nivel de tensión en la armadura de compresión y, si la armadura de compresión no ha entrado en fluencia, en la **Ecuación (6.7.3.1.1-3)** en lugar de f'_y se deberá utilizar la tensión real.

Las ecuaciones presentadas en este artículo y las ecuaciones subsiguientes para calcular la resistencia a la flexión se basan en la hipótesis de que la distribución del acero es tal que, es razonable considerar que toda la armadura de tracción está concentrada en la ubicación definida por ds y que todo el acero de pretensado se puede considerar concentrado en la ubicación definida por dp. Por lo tanto, si hay una cantidad significativa de elementos de pretensado del lado del eje neutro correspondiente a compresión, sería mejor utilizar un método que se base en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones como se indica en el ***Artículo 6.7.2.1.***

En la ***Tabla 6.7.3.1.1-1*** se definen los valores de fpy/fpu. Se puede ver que los valores de k de la **Ecuación (6.7.3.1.1-2)** dependen exclusivamente del tipo de tendones utilizados.

Tabla 6.7.3.1.1-1 – Valores de k

Tipo de tendón	f_{py}/f_{pu}	Valor de k
Cables de baja relajación	0,90	0,28
Cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia Tipo 1	0,85	0,38
Barras de alta resistencia Tipo 2	0,80	0,48

6.7.3.1.2 Componentes con Tendones no Adherentes

Para las secciones rectangulares o con alas solicitadas a flexión respecto de un eje o a flexión biaxial con carga axial como se especifica en el ***Artículo 6.7.4.5*** para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el ***Artículo 6.7.2.2,*** la tensión media en el acero de pretensado no adherente se puede tomar como:

$$f_{ps} = f_{pe} + 6300\left(\frac{d_p - c}{\lambda_e}\right) \le f_{py} \qquad (6.7.3.1.2\text{-}1)$$

Siendo:

$$\lambda_e = \left(\frac{2\lambda_i}{2 + N_s}\right) \qquad (6.7.3.1.2\text{-}2)$$

Para comportamiento de sección Te:

$$\lambda_e = \left(\frac{2\lambda_i}{2 + N_s}\right)$$

x (6.7.3.1.2-3)

Para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A_s' f_y'}{0.85 f_c' \beta_1 b} \qquad (6.7.3.1.2\text{-}4)$$

Donde:

c = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro asumiendo que el tendón de pretensado ha entrado en fluencia, dada por las Ecuaciones (6.7.3.1.2-3) y (6.7.3.1.2-4) para comportamiento de sección Te y sección rectangular, respectivamente (mm)

ℓ_e = longitud de tendón efectiva (mm)

ℓ_i = longitud de tendón entre anclajes (mm)

N_s = número de articulaciones de apoyo cruzadas por el tendón entre anclajes o entre puntos de adherencia discretos

f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado (MPa)

f_{pe} = tensión efectiva en el acero de pretensado en la sección considerada luego de todas las pérdidas (MPa)

Se deberá investigar el nivel de tensión en la armadura de compresión y, si la armadura de compresión no ha entrado en fluencia, en la **Ecuación (6.7.3.1.2-3)** en lugar de f'_y se deberá utilizar la tensión real.

Se puede obtener una primera aproximación de la tensión media en el acero de pretensado no adherente de la siguiente manera:

$$f_{ps} = f_{pe} + 103 \quad \text{(MPa)} \quad \text{(6.7.3.1.2-5)}$$

Para resolver para el valor de f_{ps} en la ***Ecuación 6.7.3.1.2-5,*** se requiere la ecuación de equilibrio de fuerzas en estado último. Por lo tanto, para llegar a una solución cerrada se deben resolver simultáneamente dos ecuaciones con dos incógnitas $(f_{ps}$ y $c)$.

6.7.3.2 Resistencia a la Flexión

6.7.3.2.1 Resistencia a la Flexión Mayorada

La resistencia a la flexión mayorada M_r se deberá tomar como:

$M_r = \phi\ M_n$ (6.7.3.2.1-1)

Donde:

M_n = resistencia nominal (N.mm)

ϕ = factor de resistencia especificado en el ***Artículo 6.5.4.2***

Para el diseño se puede utilizar el momento en la cara del apoyo. Si hay chaflanes o esquinas redondeadas que forman un ángulo de 45º o más respecto del eje de un elemento continuo o restringido y construidos de forma monolítica con el elemento y el apoyo, la cara del apoyo se debería considerar en una sección donde la altura combinada del elemento y el chaflán sea como mínimo 1,5 veces el espesor del elemento. Al determinar la resistencia nominal no se debería considerar que el chaflán aumente la altura efectiva.

6.7.3.2.2 Secciones con Alas

Para las secciones con alas solicitadas a flexión respecto de un eje o a flexión biaxial con carga axial como se especifica en el **Artículo 6.7.4.5** para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el ***Artículo 6.7.2.2*** y los tendones son adherentes, y si la altura del ala comprimida es menor que *c*, según lo determinado de acuerdo con la **Ecuación 6.7.3.1.1-3**, la resistencia nominal a la flexión se puede tomar como:

$$M_n = A_{ps} f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s f_y\left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A'_s f'_y\left(d'_s - \frac{a}{2}\right) + 0.85 f'_c (b - b_w)\beta_1 h_f\left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right)$$

(6.7.3.2.2-1)

Donde:

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm^2)

f_{ps} = tensión media en el acero de pretensado a la resistencia nominal a la flexión especificada en la **Ecuación 6.7.3.1.1-1** (MPa)

d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado (mm)

A_s = área de la armadura de tracción no pretensada (mm^2)

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

d_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada (mm)

A'_s = área de la armadura de compresión (mm^2)

f'_y = tensión de fluencia especificada de la armadura de compresión (MPa)

d'_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de compresión (mm)

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

b = ancho de la cara comprimida del elemento (mm)

b_w = ancho de alma o diámetro de una sección circular (mm)

β_1 = factor para el diagrama de tensiones, especificado en el ***Artículo 6.7.2.2***

h_f = altura del ala comprimida de un elemento de sección Te o doble Te (mm)

$a = c\ \beta_1$; altura del diagrama de tensiones equivalente (mm)

Se asume que el comportamiento de sección Te comienza cuando la altura del diagrama rectangular de compresión a es mayor que h_f, y no cuando la profundidad del eje neutro c es mayor que h_f como sería en el caso de un análisis de compatibilidad.

Incluir el factor β_1 equivale a decir que la resultante de compresión del diagrama de tensiones es igual a la tensión media en estado último (es decir 0,85f'c) multiplicada por el área de un bloque equivalente igual al área comprimida por el factor β_1. Aunque la validez de este enfoque puede ser discutible, resulta extremadamente conveniente no sólo para secciones Te sino también, para secciones circulares y anulares. Permite una transición suave entre el comportamiento de sección rectangular y de sección Te, y permite calcular adecuadamente la profundidad del eje neutro c en estado último, tal como se ilustra en la **Figura 6.7.3.2.2-1.** También simula el caso real de que el comportamiento de sección Te comienza cuando c es mayor que h_f, no cuando a es mayor que h_f.

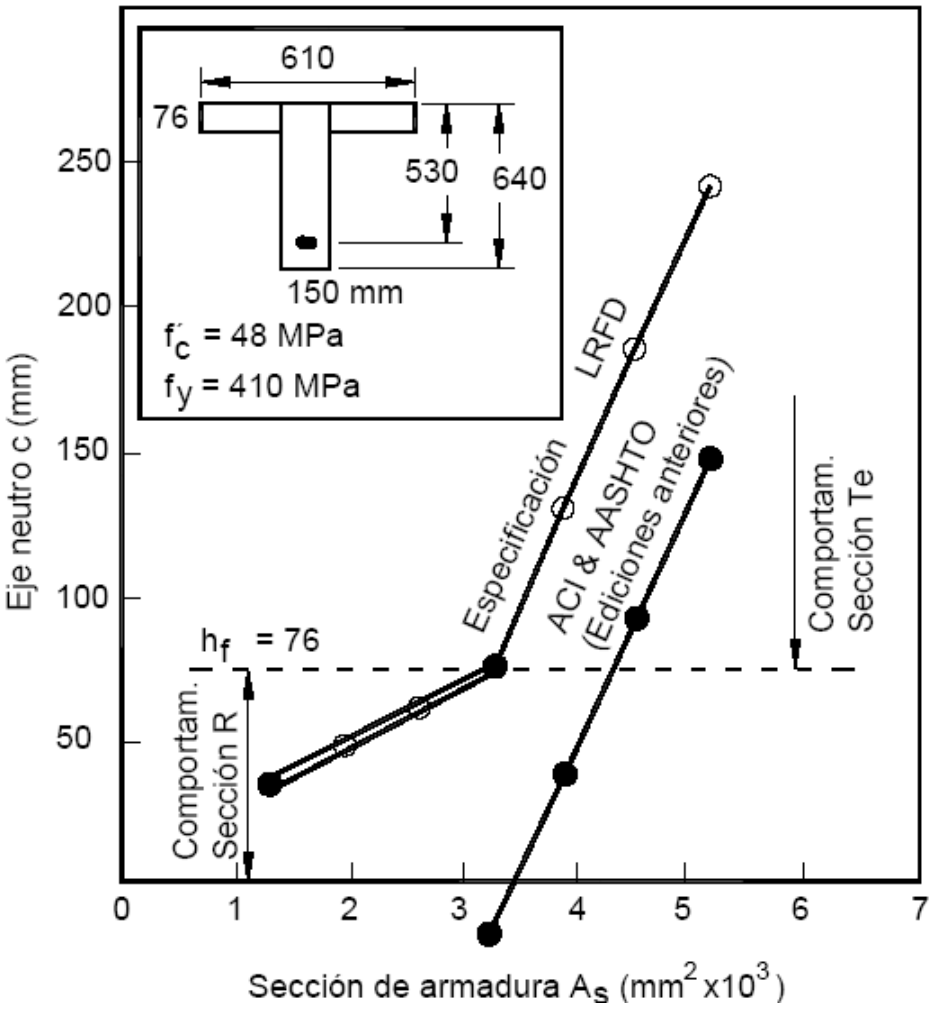


Figura 6.7.3.2.2-1 – Comparación de los tratamientos dados a las secciones con alas

6.7.3.2.3 Secciones Rectangulares

Para las secciones rectangulares solicitadas a flexión respecto de un eje y para flexión biaxial con carga axial como se especifica en el ***Artículo 6.7.4.5*** para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el ***Artículo 6.7.2.2***, y si la altura del ala comprimida no es

menor que *c* según lo determinado de acuerdo con la **Ecuación 6.7.3.1.1-3,** la resistencia nominal a la flexión M_n se puede determinar utilizando las **Ecuaciones 6.7.3.1.1-1 a 6.7.3.2.2-**1, en cuyo caso b_w se deberá tomar como b.

6.7.3.2.4 Otras Secciones Transversales

Para las secciones transversales diferentes a las secciones con alas o esencialmente rectangulares con eje de simetría vertical o para las secciones solicitadas a flexión biaxial sin carga axial, la resistencia nominal a la flexión, M_n, se deberá determinar mediante un análisis basado en las hipótesis especificadas en el ***Artículo 6.7.2.***

También se aplicarán los requisitos del ***Artículo 6.7.3.3.***

6.7.3.2.5 Enfoque Basado en la Compatibilidad de las Deformaciones

Alternativamente, si se requieren cálculos más precisos, en lugar de la distribución rectangular de las tensiones, especificada en el **Artículo 6.7.2.2** se podrá utilizar el enfoque basado en la compatibilidad de las deformaciones.

Se deberán aplicar los demás requisitos aplicables del **Artículo 6.7.2.1.**

La tensión y la correspondiente deformación específica en cualquier capa de armadura considerada se puede tomar de cualquier expresión o gráfica representativa de la relación tensión deformación para armadura no pretensada y cables de pretensado.

6.7.3.3 Límites para las Armaduras

6.7.3.3.1 Armadura Máxima

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{c}{d_e} \le 0.42 \qquad (6.7.3.3.1\text{-}1)$$

Siendo:

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \qquad (6.7.3.3.1\text{-}2)$$

Donde:

c = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm)

d_e = altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)

Si no se satisface la **Ecuación 6.7.3.3.1-1** la sección se deberá considerar sobrearmada. En los elementos de hormigón pretensado y parcialmente pretensado se pueden utilizar secciones sobrearmadas, siempre que se demuestre mediante análisis y ensayos que con ellas se puede lograr ductilidad suficiente para la estructura. En los elementos de hormigón armado no están permitidas las secciones sobrearmadas. A los fines del presente requisito, un elemento se deberá considerar de hormigón armado si la relación de pretensado parcial (PPR) especificada en el ***Artículo 6.5.4.2.1*** es menor que 50 por ciento.

La definición de d_e se podría extender a sistemas multicapa, tales como columnas con diferentes capas de armadura de pretensado y/o barras de armadura.

Aunque generalmente se asume que el acero de las armaduras entra en fluencia en estado último, se desconoce la tensión f_{ps} en el acero de pretensado y se la debería determinar como se indica en el ***Artículo 6.7.3.1.*** En un diseño preliminar o conservador, el valor de f_{ps} utilizado en la **Ecuación 6.7.3.3.1-2** se puede estimar suponiendo $f_{ps} = f_{py}$.

La resistencia nominal a la flexión de una sección sobrearmada con una PPR (relación de pretensado parcial) mayor que 50 por ciento se puede calcular utilizando las siguientes expresiones:

- Comportamiento de sección rectangular:

$$M_n = (0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2) f_c' b d_e^2 \qquad \text{(6.7.3.3.1-3)}$$

- Comportamiento de sección con alas:

$$M_n = (0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2) f_c' b_w d_e^2 + 0.85\beta_1 f_c'(b - b_w) h_f (d_e - 0.5h_f) \qquad \text{(6.7.3.3.1-4)}$$

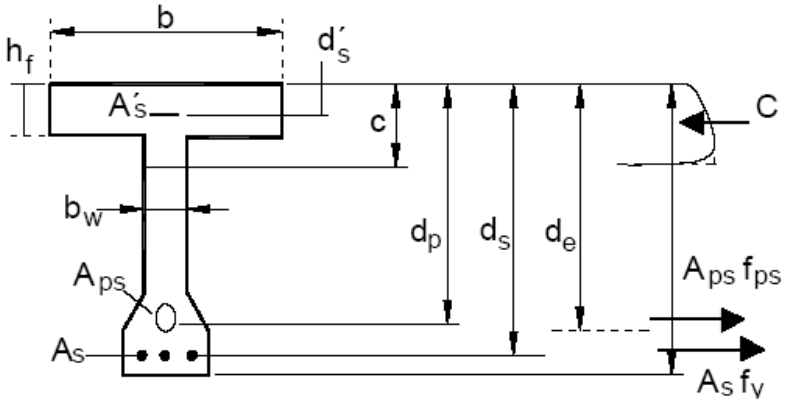


Figura 6.7.3.3.1-1 – Ilustración de la relación entre la armadura y diferentes valores de d

6.7.3.3.2 Armadura Mínima

A menos que se especifique lo contrario, en cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, Mr, como mínimo igual al menor valor entre:

- 1,2 veces el momento de fisuración, Mcr, determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura, fr, del hormigón como se especifica en el **Artículo 6.4.2.6**, donde Mcr se puede tomar de la siguiente manera:

$$M_{cr} = S_c(f_r + f_{cpe}) - M_{dnc}\left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1\right) \leq S_c f_r \qquad \text{(6.7.3.3.2-1).}$$

Donde:

f_{cpe} = tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (MPa)

M_{dnc} = momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (N.mm)

S_c = módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm^3)

S_{nc} = módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm^3)

Para cualquier sección compuesta intermedia se deberán utilizar valores adecuados de *Mdnc* y S_{nc}. Si las vigas se diseñan de manera que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, en la expresión anterior para calcular M_{cr} se deberá sustituir S_{nc} por S_c.

- 1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia aplicables especificados en la ***Tabla 4.5.1-1.***

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.10.8***

6.7.3.4 Limitación de la Fisuración mediante Distribución de la Armadura

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar a la armadura de todos los elementos de hormigón, excepto la de las losas de tablero diseñadas de acuerdo con el ***Artículo 8.7.2***, en los cuales la tracción en la sección transversal es mayor que 80 por ciento del módulo de rotura especificado en el ***Artículo 6.4.2.6***, para la combinación de cargas para estado límite de servicio aplicable especificada en la ***Tabla 4.5.1-1.***

Los elementos se deberán dimensionar de manera que en estado límite de servicio la tensión de tracción en las armaduras de acero no pretensado no sea mayor que f_{sa}:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6 f_y \qquad (6.7.3.4\text{-}1)$$

Donde:

d_c = altura de hormigón medida desde la fibra extrema comprimida hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma; a los fines del cálculo, el espesor del recubrimiento libre utilizado para calcular d_c no se deberá tomar mayor que 50 mm

A = área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras o alambres (mm^2); a los fines del cálculo el espesor del recubrimiento libre de hormigón utilizado para calcular A no se deberá tomar mayor que 50 mm

Z = parámetro relacionado con el ancho de fisura (N/mm)

Todos los elementos de hormigón armado están sujetos a fisuración bajo cualquier condición de cargas, incluyendo los efectos térmicos y la restricción de las deformaciones, que produzca en la sección bruta tensiones mayores que la tensión de fisuración del hormigón.

Las ubicaciones particularmente vulnerables a la fisuración incluyen aquellas donde hay cambios bruscos en la geometría de la sección y las zonas de los anclajes de postesado intermedios.

Los requisitos aquí especificados se utilizan para distribuir la armadura de tracción con el objetivo de limitar la fisuración por flexión en las vigas.

Las estructuras sujetas a condiciones de exposición muy agresivas están fuera del alcance de estos requisitos. Para tales condiciones puede ser necesario limitar los anchos de fisura de manera más estricta. Se pueden lograr fisuras superficiales de menor ancho aplicando las recomendaciones incluidas en ACI 350 R.

Por naturaleza el ancho de fisura presenta gran dispersión, aún en trabajos de laboratorio realizados en condiciones controladas, y se ve afectado por la contracción y otros efectos dependientes del tiempo. Se deberían tomar medidas para detallar la armadura de manera de limitar la fisuración. Desde el punto de vista estético, se prefiere la presencia de muchas fisuras de poco ancho que unas pocas fisuras de gran abertura. El mejor control de la fisuración se logra cuando el acero de las armaduras está bien distribuido en la zona de hormigón sujeta a la máxima tracción. Disponiendo varias barras con una separación moderada se puede limitar mejor la fisuración que disponiendo una o dos barras de mayor diámetro y área equivalente.

Numerosas investigaciones realizadas en laboratorio con barras de armadura conformadas confirman que el ancho de fisura en el estado límite de servicio es proporcional a la tensión en el acero. Sin embargo, se halló que las variables fundamentales relacionadas con el detallado de las armaduras eran el espesor del recubrimiento de hormigón y el área de hormigón en la zona de máxima tracción alrededor de cada una de las barras de armadura.

Con la **Ecuación (6.7.3.4-1)** se espera obtener una distribución de las armaduras que limite la fisuración por flexión. La ecuación se ha escrito de una manera que enfatiza los detalles de las armaduras, no el ancho de fisura en sí.

El uso de un valor de 30.000 N/mm en el numerador de la **Ecuación (6.7.3.4-1)** corresponde a un ancho de fisura superficial límite de aproximadamente 0,40 mm.

A excepción de lo que se especifica a continuación para alcantarillas de sección rectangular de hormigón armado colado in situ, en la **Ecuación (6.7.3.4-1)** el parámetro *Z* deberá ser menor o igual que 30.000 N/mm para elementos en condiciones de exposición moderada, 23.000 N/mm para elementos en condiciones de exposición severa, ó 17.500 N/mm para estructuras enterradas. El valor de *Z* deberá ser menor o igual que 23.000 N/mm para el diseño transversal de las vigas cajón de hormigón por segmentos para cualquier carga aplicada antes que el hormigón alcance la totalidad de su resistencia nominal.

Para las alcantarillas de sección rectangular de hormigón armado coladas in situ, en la Ecuación (6.7.3.4-1) el valor de *Z* no deberá satisfacer la siguiente condición:

$$Z \le \frac{27.000}{\beta} \qquad (6.7.3.4\text{-}2)$$

Siendo:

$$\beta = \left(1 + \frac{d_c}{0.7d}\right) \qquad (6.7.3.4\text{-}3)$$

Donde:

d = distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura de tracción (mm)

En el cálculo de *A* se puede incluir el acero de pretensado adherente, en cuyo caso el aumento de tensión en el acero de pretensado adherente más allá del estado de descompresión calculado en base a una sección fisurada o análisis de compatibilidad de deformaciones deberá satisfacer el valor de f_{sa} determinado mediante la **Ecuación (6.7.3.4-1)**

Si en el estado límite de servicio las alas de las vigas Te o vigas cajón de hormigón armado están traccionadas, la armadura de tracción por flexión se deberá distribuir en una distancia igual al menor de los siguientes valores:

- El ancho de ala efectivo especificado en el ***Artículo 5.6.2.5***, o
- Un ancho igual a 1/10 del promedio de los tramos adyacentes entre apoyos.

Si el ancho de ala efectivo es mayor que 1/10 de la longitud del tramo, en las porciones exteriores del ala se deberá disponer armadura longitudinal adicional con un área no menor que 0,4 por ciento del área de losa en exceso.

Si la profundidad efectiva, d_e, de un elemento de hormigón no pretensado o parcialmente pretensado es mayor que 900 mm, se deberá distribuir uniformemente armadura superficial en ambas caras del elemento en una distancia $d/2$ más próxima de la armadura de tracción por flexión.

En cada cara lateral el área de armadura superficial A_{sk}, en mm^2/mm de altura, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200} \qquad (6.7.3.4\text{-}4)$$

Donde:

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm^2)

A_s = área de la armadura de tracción (mm^2)

Sin embargo, no es necesario que el área total de armadura superficial longitudinal (por cara) sea mayor que un cuarto de la armadura de tracción por flexión requerida $A_s + A_{ps}$.

La máxima separación de la armadura superficial no deberá ser mayor que $d/6$ ó 300 mm.

Esta armadura se puede incluir en los cálculos de resistencia si se realiza un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar las tensiones en las barras o alambres individuales.

La relación entre el ancho superficial de las fisuras y la corrosión no parece ser significativa. Colocando un recubrimiento adicional o de mayor espesor sobre las armaduras se obtendrán fisuras de mayor ancho superficial.

Estas fisuras más abiertas no perjudican la protección contra la corrosión de las armaduras. Al aplicar la **Ecuación (6.7.3.4-1)** si el recubrimiento libre real es menor o igual que 50mm, se debería utilizar el recubrimiento libre real. Si el recubrimiento libre real es mayor que 50 mm, en la **Ecuación (6.7.3.4-1**) se debería utilizar un valor de 50 mm.

Cualquier recubrimiento adicional se puede considerar como un aumento de la protección.

Si los elementos están expuestos a ambientes agresivos o corrosivos, se puede proveer protección adicional más allá de la requerida por la **Ecuación (6.7.3.4-1)** disminuyendo la permeabilidad del hormigón y/o impermeabilizando las superficies expuestas.

En las vigas cajón de hormigón por segmentos, las fisuras pueden ser el resultado de tensiones provocadas por el manipuleo o almacenamiento de los segmentos prefabricados o por las operaciones de encofrado y desencofrado de los segmentos colados in situ antes que el hormigón alcance la f'_c nominal.

El desarrollo básico del parámetro relacionado con la limitación de la fisuración, Z, incluye la hipótesis de que una relación típica entre la distancia entre el eje neutro y la ubicación de la fisura en la superficie del hormigón dividida por la distancia entre el eje neutro y el baricentro de la armadura de tracción, β, es de 1,2. Este valor es típico para las vigas de hormigón armado. Sin embargo, las alcantarillas rectangulares de hormigón armado coladas in situ pueden tener un rango de relaciones β comprendido entre alrededor de 1,1 si las losas son gruesas y alrededor de 1,6 si las

losas son delgadas. Por lo tanto, para típicas las alcantarillas de sección rectangular, la variación de la relación β es mayor que el rango de valores de β correspondiente a las típicas vigas de hormigón armado. La **Ecuación (6.7.3.4-2)** fue desarrollada de manera de tomar en cuenta la variación de β en el caso de las alcantarillas de hormigón armado de sección rectangular.

En las vigas Te la armadura negativa para limitar la fisuración se debería distribuir tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- Una gran separación de la armadura en todo el ancho de ala efectivo puede provocar la formación de algunas fisuras de gran abertura en la losa, cerca del alma.
- Una pequeña separación cerca del alma deja desprotegidas a las regiones exteriores del alma.

La limitación de 1/10 de la longitud del tramo es para impedir que las barras estén excesivamente separadas, mientras que la armadura adicional se incluye para proteger las porciones exteriores del ala.

Los requisitos sobre armadura superficial se basan en ACI 318. En los elementos flexionados relativamente altos, para limitar la fisuración del alma se debería colocar algo de armadura cerca de las caras verticales en la zona traccionada. Sin este acero adicional, es posible que el ancho de las fisuras en el alma sea mucho mayor que el ancho de las fisuras al nivel de la armadura de tracción por flexión.

6.7.3.5 Redistribución de Momentos

En lugar de un análisis más refinado, si en los apoyos internos de una viga continua de hormigón armado se dispone armadura adherente que satisface los requisitos del ***Artículo 6.11*** y si la relación c/d_e es menor o igual que 0.28, los momentos negativos determinados aplicando la teoría de la elasticidad en los estados límites de resistencia se pueden incrementar o disminuir en no más del siguiente porcentaje:

$$20\left(1-2.36\frac{c}{d_e}\right) \qquad (6.7.3.5\text{-}1)$$

Para mantener el equilibrio de cargas y solicitaciones se deberán ajustar los momentos positivos para tomar en cuenta los cambios en los momentos negativos.

6.7.3.6 Deformaciones

6.7.3.6.1 Requisitos Generales

Las juntas y apoyos de los tableros deberán acomodar los cambios dimensionales provocados por las cargas, la fluencia lenta, la contracción, las variaciones térmicas, el asentamiento y el pretensado.

Para determinar con mayor precisión las flechas a largo plazo, se deberían utilizar los coeficientes de fluencia lenta y contracción citados en el ***Artículo 6.4.2.3***. Estos coeficientes incluyen los efectos de

las características de los agregados, la humedad en el sitio de emplazamiento, el espesor relativo del elemento, la edad en el momento de aplicación de las cargas, y la duración de las cargas.

6.7.3.6.2 Flechas y Contraflechas

En el cálculo de flechas y contraflechas se deberán considerar la carga permanente, sobrecarga, pretensado, cargas de montaje, fluencia lenta y contracción del hormigón, y relajación del acero.

Para estructuras tales como los puentes de hormigón construidos por segmentos, el cálculo de las contraflechas se debería basar en el módulo de elasticidad y la edad del hormigón en el momento que se agrega o retira cada incremento de carga, como se especifica en los ***Artículos 6.4.2.3 y 6.14.2.3.6.***

Para determinar las flechas y contraflechas se deberán aplicar los requisitos de los ***Artículos 5.5.2.1, 5.5.2.2 y 6.9.5.5.***

En ausencia de un análisis más exhaustivo, las flechas o deformaciones instantáneas se podrán calcular utilizando el módulo de elasticidad del hormigón especificado en el ***Artículo 6.4.2.4*** y tomando el momento de inercia ya sea como el momento de inercia bruto, I_g, o bien un momento de inercia efectivo, I_e, dado por la ***Ecuación 6.7.3.6.2-1*** :

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \qquad (6.7.3.6.2\text{-}1)$$

Siendo:

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{Y_t} \qquad (6.7.3.6.2\text{-}2)$$

Donde:

M_{cr} = momento de fisuración (N*mm)

f_r = módulo de rotura del hormigón como se especifica en el ***Artículo 6.4.2.6*** (MPa)

Y_t = distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada (mm)

M_a = máximo momento en un elemento en la etapa para la cual se calcula la deformación (N · mm)

Para los elementos prismáticos, el momento de inercia efectivo se puede tomar como el valor obtenido de la **Ecuación (6.7.3.6.2-1)** para el punto medio del tramo en el caso de tramos simples o continuos, y para el apoyo en el caso de voladizos. Para los elementos no prismáticos continuos, el momento de inercia efectivo se puede tomar como el promedio de los valores obtenidos de la **Ecuación (6.7.3.6.2-1)** para las secciones críticas para momento positivo y negativo.

A menos que se realice una determinación más exacta, la flecha a largo plazo se puede tomar como la flecha instantánea multiplicada por el siguiente factor:

- Si la flecha instantánea se basa en I_g:

$$4{,}0$$

- Si la flecha instantánea se basa en I_e:

$$3{,}0 - 1{,}2\ (A'_s/A_s) \geq 1{,}6$$

Donde:

A'_s = área de la armadura de compresión (mm^2)

A_s = área de la armadura de tracción no pretensada (mm^2)

Para los puentes construidos por segmentos, la documentación técnica deberá exigir que antes de colar los segmentos se calculen las flechas en base a los cronogramas de colado y montaje previstos, y que estas flechas se utilicen como una guía contra la cual verificar las flechas reales medidas.

En el hormigón pretensado, la flecha a largo plazo generalmente se basa en datos específicos de cada mezcla, posiblemente en combinación con los procedimientos de cálculo del ***Artículo 6.4.2.3***. Para calcular las flechas también se pueden utilizar otros métodos que consideren los diferentes tipos de cargas y las secciones a las cuales son aplicadas, tales como el método indicado en PCI, 1992.

6.7.3.6.3 Deformación Axial

El acortamiento o alargamiento instantáneo provocado por las cargas se deberá determinar usando el módulo de elasticidad de los materiales en el momento de aplicar las cargas.

El acortamiento o alargamiento instantáneo provocado por la temperatura se deberá determinar de acuerdo con los ***Artículos 4.3.8.2, 4.3.8.2.2 y 6.4.2.2.***

El acortamiento a largo plazo provocado por la fluencia lenta y la contracción se deberá determinar cómo se especifica en el ***Artículo 6.4.2.3.***

6.7.4 ELEMENTOS COMPRIMIDOS

6.7.4.1 Requisitos Generales

A menos que se permita lo contrario, los elementos comprimidos se deberán analizar considerando los efectos de:

- La excentricidad,
- Las cargas axiales,
- Los momentos de inercia variables,
- El grado de fijación de los extremos,

- Las flechas,
- La duración de las cargas, y
- El pretensado.

Generalmente los elementos comprimidos sólo se pretensan si están sometidos a elevados niveles de flexión.

En vez aplicar un procedimiento refinado, las columnas no pretensadas cuya relación de esbeltez $K\ell_u$/r es < 100, se pueden diseñar aplicando el procedimiento simplificado especificado en el ***Artículo 6.7.4.3*** donde:

K = factor de longitud efectiva especificado en el ***Artículo 5.5.4***

ℓ_u = longitud no arriostrada (mm)

r = radio de giro (mm)

Se deberán tomar recaudos para transferir todas las solicitaciones de los elementos comprimidos, ajustadas para considerar la amplificación de los momentos que provocan los efectos de segundo orden, hacia los componentes adyacentes.

Si la conexión a un elemento adyacente se materializa mediante una articulación de hormigón, a fin de minimizar la resistencia a la flexión, se deberá concentrar armadura longitudinal dentro de la articulación y anclarla a ambos lados de la misma.

6.7.4.2 Límites para la Armadura

La máxima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada para los elementos comprimidos no compuestos deberá ser tal que:

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0.08 \qquad (6.7.4.2\text{-}1)$$

Y

$$\frac{A_{ps} f_{pe}}{A_g f_c'} \leq 0.30 \qquad (6.7.4.2\text{-}2)$$

La mínima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada para los elementos comprimidos no compuestos deberá ser tal que:

$$\frac{A_s f_y}{A_g f_c'} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_c'} \geq 0.135 \qquad (6.7.4.2\text{-}3)$$

Donde:

A_s = área del acero de tracción no pretensado (mm^2)

A_g = área bruta de la sección (mm^2)

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm^2)

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (MPa)

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón (MPa)

f_{pe} = tensión de pretensado efectiva (MPa)

El mínimo número de barras de armadura longitudinal en el cuerpo de una columna deberá ser seis para disposiciones circulares y cuatro para disposiciones rectangulares. El tamaño mínimo de barra será No. 16.

El mínimo porcentaje de armadura longitudinal total (pretensada y no pretensada) del área efectiva reducida será 1 por ciento o el valor obtenido de la **Ecuación 6.7.4.2-3,** cualquiera sea el valor que resulte mayor. Tanto la sección efectiva reducida como la sección bruta deben ser capaces de resistir todas las combinaciones de cargas aplicables indicadas en la ***Tabla 4.5.1-1***

De acuerdo con los actuales códigos ACI, el área de armadura longitudinal para elementos comprimidos no compuestos, no pretensados, no debería ser menor que $0,01A_g$. Debido a que el dimensionamiento de columnas está determinado fundamentalmente por la flexión, esta limitación no toma en cuenta la influencia de la resistencia a la compresión del hormigón. Para tomar en cuenta esta resistencia, en el ***Artículo 6.7.3.3.2*** se ve que la armadura mínima en los elementos solicitados a flexión es proporcional a f'_c/f_y. Este enfoque también se refleja en el primer término de la **Ecuación (6.7.4.2-3).** Para los elementos totalmente pretensados, los códigos actuales especifican una tensión media de pretensada mínima igual a 1,6 MPa.

Aquí tampoco se considera la influencia de la resistencia a la compresión. Para estos requisitos se utilizó como base una resistencia a la compresión de 35 MPa, y para obtener la ecuación se usó un procedimiento considerando promedios ponderados.

En el caso de las columnas articuladas en sus fundaciones, como conexión entre zapata y columna algunas veces se ha utilizado un pequeño número de barras centrales.

Para las columnas solicitadas por tensiones de compresión axial permanentes y elevadas en las cuales es probable que la fluencia lenta sea significativa, no se recomienda utilizar menos armadura longitudinal que la requerida por la **Ecuación (6.7.4.2-3**) debido al potencial de transferencia significativa de cargas del hormigón a las armaduras, el cual se discute en el informe del Comité ACI 105.

6.7.4.3 Evaluación Aproximada de los Efectos de la Esbeltez

Para los elementos desplazables, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si la relación de esbeltez, $K\ell_u/r$, es menor que 22.

Para los elementos indesplazables, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si $K\ell_u/r$ es menor que: 34−12 (M_1/M_2), siendo M_1 y M_2 el menor y el mayor momento de extremo, respectivamente, y el término (M_1/M_2) positivo para flexión de curvatura única.

Estos procedimientos fueron desarrollados para columnas de hormigón armado, pero actualmente también se utilizan para columnas de hormigón pretensado.

Para los elementos que sufren deflexiones laterales apreciables como resultado de combinaciones de cargas verticales o combinaciones de cargas verticales y laterales, las solicitaciones se deberían determinar utilizando un análisis de segundo orden.

Para el diseño de los elementos comprimidos no pretensados en los cuales $K\ell_u/r$ es menor que 100 se puede utilizar el siguiente procedimiento aproximado:

• El diseño se basa en una carga axial mayorada, P_u, determinada mediante análisis elástico y un momento mayorado amplificado, M_c, como se especifica en el ***Artículo 5.5.3.2.2b.***

• La longitud sin apoyo lateral, ℓ_u, de un elemento comprimido se toma como la distancia libre entre elementos capaces de proveer apoyo lateral a los elementos comprimidos. Si hay acartelamientos, la longitud sin apoyo lateral se toma hasta el extremo de cualquier acartelamiento en el plano considerado.

• El radio de giro, r, se calcula para la sección bruta de hormigón.

Para los elementos comprimidos de sección rectangular, r se puede tomar como 0,30 veces la dimensión total en la dirección en la cual se analiza la estabilidad. Para los elementos comprimidos de sección circular r se puede tomar como 0,25 veces el diámetro de la sección.

• Para los elementos indesplazables, a menos que mediante un análisis se demuestre que es posible utilizar un valor menor, el factor de longitud efectiva, K, se toma igual a 1,0.

• Para los elementos desplazables, K se determina considerando debidamente los efectos de la fisuración y las armaduras sobre la rigidez relativa, y nunca se deberá tomar menor que 1,0.

En ausencia de cálculos más precisos, el valor EI a utilizar para determinar P_e como se especifica en la **Ecuación 5.5.3.2.2b-5** se deberá tomar como el valor mayor entre:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d} \qquad (6.7.4.3\text{-}1)$$

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2.5_{\ s}}}{1 + \beta_d} \qquad (6.7.4.3\text{-}2)$$

Donde:

E_c = módulo de elasticidad del hormigón (MPa)

I_g = momento de inercia de la sección bruta de hormigón respecto del eje baricéntrico (mm^4)

E_s = módulo de elasticidad del acero longitudinal (MPa)

I_s = momento de inercia del acero longitudinal respecto del eje baricéntrico (mm^4)

β_d = relación entre los máximos momentos debidos a la carga permanente mayorados y el máximo momento debido a la carga total mayorado; siempre positivo.

Para los elementos pretensados en forma excéntrica, al determinar el momento amplificado se deberá considerar el efecto de la deflexión lateral debida al pretensado.

6.7.4.4 Resistencia Axial Minorada

La resistencia axial minorada de los elementos comprimidos de hormigón armado simétricos respecto de ambos ejes principales se deberá tomar como:

$P_r = \phi\ P_n$ (6.7.4.4-1)

Donde:

- Para elementos con armadura en espiral:

$$P_n = 0.85\{.85 f_c^{'}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} \qquad (6.7.4.4\text{-}2)$$

- Para elementos zunchados:

$$P_n = 0.80\{.85 f_c^{'}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} \qquad (6.7.4.4\text{-}3)$$

Los valores 0,85 y 0,80 que figuran en las **Ecuaciones 6.7.4.4-2 y 6.7.4.4-3** imponen límites superiores a la resistencia utilizable de las columnas con el objetivo de tomar en cuenta las excentricidades no intencionales.

Donde:

P_r = resistencia axial mayorada, con o sin flexión (N)

P_n = resistencia axial nominal, con o sin flexión (N)

f'_c = resistencia especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

A_g = área bruta de la sección (mm^2)

A_{st} = área total de la armadura longitudinal (mm^2)

f_y = tensión de fluencia especificada de la armadura (MPa)

ϕ = factor de resistencia especificado en el ***Artículo 6.5.4.2***

6.7.4.5 Flexión Biaxial

En vez de realizar un análisis en base a condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones para flexión biaxial, los elementos no circulares solicitados a flexión biaxial y compresión se pueden dimensionar utilizando las siguientes expresiones aproximadas:

- Si la carga axial mayorada es mayor o igual que $0{,}10\phi f'_c A_g$:

$$\frac{1}{P_{rsy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\phi P_0} \qquad (6.7.4.5\text{-}1)$$

Siendo:

$$P_0 = 0.85 f_c^{'}(A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \qquad (6.7.4.5\text{-}2)$$

- Si la carga axial mayorada es menor que $0{,}10\phi f'_c A_g$:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \qquad (6.7.4.5\text{-}3)$$

Donde:

ϕ = factor de resistencia para elementos solicitados a compresión axial

P_{rxy} = resistencia axial mayorada en flexión biaxial (N)

P_{rx} = resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad ey es la única presente (N)

P_{ry} = resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad ex es la única presente (N)

P_u = fuerza axial mayorada aplicada (N)

M_{ux} = momento mayorado aplicado respecto del eje X (N · mm)

M_{uy} = momento mayorado aplicado respecto del eje Y (N · mm)

e_x = excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección X, es decir = Muy/Pu (mm)

e_y = excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección Y, es decir = Mux/Pu (mm)

La resistencia axial mayorada P_{rx} y P_{ry} no se deberá tomar mayor que el producto entre el factor de resistencia, ϕ, y la máxima resistencia nominal a la compresión dada por las ***Ecuaciones 6.7.4.4-2 ó 6.7.4.4-3***, según corresponda.

Las Ecuaciones 6.7.3.2.1-1 y 6.7.4.4-1 relacionan resistencias minoradas, indicadas en las Ecuaciones (6.7.4.5-1) y (6.7.4.5-2) con el subíndice r, por ejemplo Mrx, con las resistencias nominales y los factores de resistencia. En consecuencia, en las **Ecuaciones 6.7.4.5-1 y 6.7.4.5-2**, se incluye el factor de resistencia implícitamente, utilizando resistencias minoradas en los denominadores.

6.7.4.6 Espirales y Zunchos

Si el área de armadura en espiral y zunchos no está determinada por:

- Corte o torsión según lo especificado en el ***Artículo 6.8***, ni
- Requisitos mínimos según lo especificado en el ***Artículo 6.10.6***.

La relación entre la armadura en espiral y el volumen total del núcleo de hormigón, medido entre las partes exteriores de los espirales, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$\rho_s \geq 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f_c^{'}}{f_{yh}} \qquad (6.7.4.6\text{-}1)$$

Donde:

A_g = área bruta de la sección de hormigón (mm^2)

A_c = área del núcleo medida hasta el diámetro exterior del espiral (mm^2)

f'_c = resistencia especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

f_{yh} = tensión de fluencia especificada de la armadura en espiral (MPa)

Los demás detalles de las armaduras en espiral y zunchos deberán satisfacer los requisitos de los ***Artículos 6.10.6 y 6.10.11***.

6.7.4.7 Elementos Comprimidos de Sección Rectangular Hueca

6.7.4.7.1 Relación de Esbeltez de las Paredes

La relación de esbeltez de las paredes de una sección transversal rectangular hueca se deberá tomar como:

$$\lambda_w = \frac{X_u}{t} \qquad (6.7.4.7.1\text{-}1)$$

Donde:

X_u = longitud libre de la porción de pared de espesor constante entre otras paredes o entre chaflanes entre paredes (mm)

t = espesor de la pared (mm)

λ_w = relación de esbeltez de las paredes para columnas huecas

Sólo se podrán utilizar esbelteces de pared mayores que 35 si el comportamiento y la resistencia de las paredes se documentan por medio de evidencia analítica o experimental aceptable para el Comitente.

La definición del parámetro Xu se ilustra en la ***Figura 6.7.4.7.1-1***, tomada de Taylor et al. (1990).

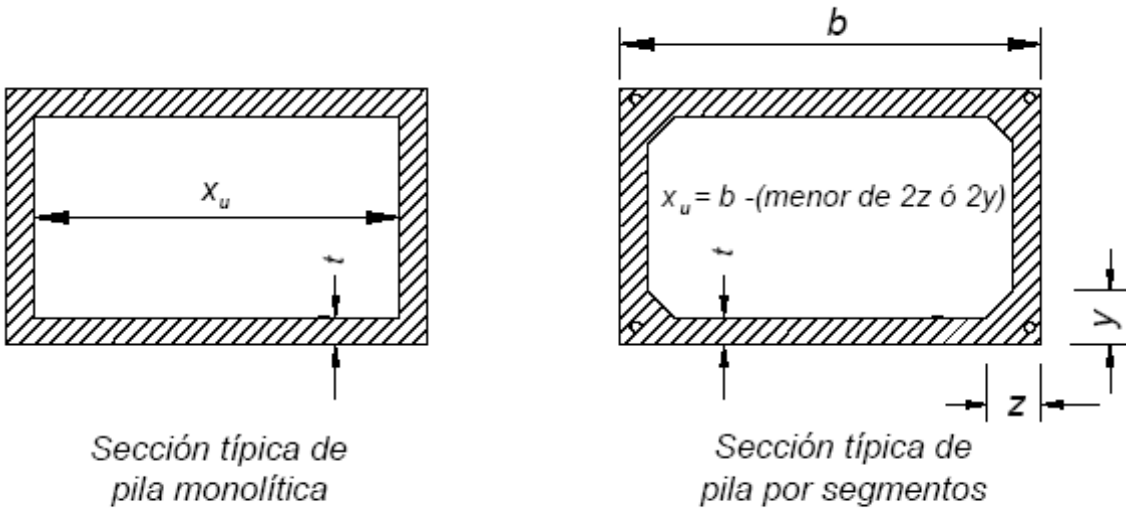


Figura 6.7.4.7.1-1 – Definición de X_u

6.7.4.7.2 Limitaciones para la Aplicación del Método del Diagrama Rectangular de Tensiones

6.7.4.7.2 a Requisitos Generales

El método del diagrama rectangular de tensiones equivalente no se deberá utilizar en el diseño de elementos comprimidos de sección rectangular hueca con relaciones de esbeltez de pared ≥ 15. A excepción de lo especificado en el ***Artículo 6.7.4.7.2 c***.

Si la relación de esbeltez de las paredes es menor que 15, se puede utilizar el método del diagrama rectangular de tensiones en base a una deformación específica por compresión igual a 0,003.

6.7.4.7.2 b Método Refinado para Ajustar el Límite de Máxima Deformación Específica Utilizable

Si la relación de esbeltez de las paredes es mayor o igual que 15, la máxima deformación específica utilizable en la fibra extrema comprimida del hormigón es igual al menor valor entre la deformación específica por pandeo local calculada para el ala más ancha de la sección transversal ó 0,003.

La deformación específica por pandeo local del ala más ancha de la sección transversal se puede calcular asumiendo que los cuatro bordes del ala están simplemente apoyados. El comportamiento no lineal de los materiales se deberá considerar incorporando los módulos tangentes del hormigón y el acero de las armaduras en el cálculo de la deformación específica por pandeo local.

Al calcular la resistencia de los elementos comprimidos de sección rectangular hueca construidos por segmentos se deberán despreciar las armaduras discontinuas no postesadas.

La resistencia a la flexión se deberá calcular utilizando los principios del ***Artículo 6.7.3*** aplicados juntamente con las curvas tensión-deformación que se anticipan para los tipos de materiales a utilizar.

6.7.4.7.2 c Método Aproximado para Ajustar la Resistencia Minorada

Si la esbeltez de las paredes es ≤ 35, en lugar de los requisitos de los ***Artículos 6.7.4.7.2 a y 6.7.4.7.2 b,*** se pueden utilizar los requisitos del presente artículo y el método del diagrama rectangular de tensiones.

La resistencia minorada de una columna hueca, determinada utilizando una máxima deformación específica utilizable de 0,003 y los factores de resistencia especificados en el ***Artículo 6.5.4.2*** se deberá reducir aún más aplicando un factor ϕ_w tomado como:

• Si $\lambda_w \leq 15$ entonces $\phi_w = 1,0$ (6.7.4.7.2 c-1)

• Si $15 < \lambda_w \leq 25$ entonces $\phi_w = 1 - 0,025\ (\lambda_w - 15)$ (6.7.4.7.2 c-2)

• Si $25 < \lambda_w \leq 35$ entonces $\phi_w = 0,75$ (6.7.4.7.2 c-3)

6.7.5 APLASTAMIENTO

Si no hay armadura de confinamiento en el hormigón que soporta el dispositivo de apoyo, la resistencia al aplastamiento minorada se deberá tomar como:

$$P_r = \phi\ P_n \qquad (6.7.5\text{-}1)$$

Siendo:

$$P_n = 0,85\ f_c A_1 m \qquad (6.7.5\text{-}2)$$

Donde:

P_n = resistencia nominal al aplastamiento (N)

A_1 = área debajo del dispositivo de apoyo (mm^2)

m = factor de modificación

A_2 = área ideal aquí definida (mm^2)

El factor de modificación se puede determinar de la siguiente manera:

- Si la superficie de apoyo es más ancha en todos sus lados que el área cargada:

$$m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2.0 \qquad (6.7.5\text{-}3)$$

- Si el área cargada está sujeta a tensiones de aplastamiento distribuidas de forma no uniforme:

$$m = 0.75\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.50 \qquad (6.7.5\text{-}4)$$

Si la superficie de apoyo es inclinada o escalonada, A_2 se puede tomar como el área de la base inferior del mayor tronco de una pirámide recta, cono, o cuña ahusada totalmente contenida dentro del apoyo y que tiene por base superior el área cargada y pendientes laterales de 1,0 vertical en 2,0 horizontal.

Si la carga aplicada mayorada es mayor que la resistencia minorada aquí especificada, se deberán tomar recaudos para resistir las fuerzas de desgarramiento y descantillado de acuerdo con el ***Artículo 6.10.9***

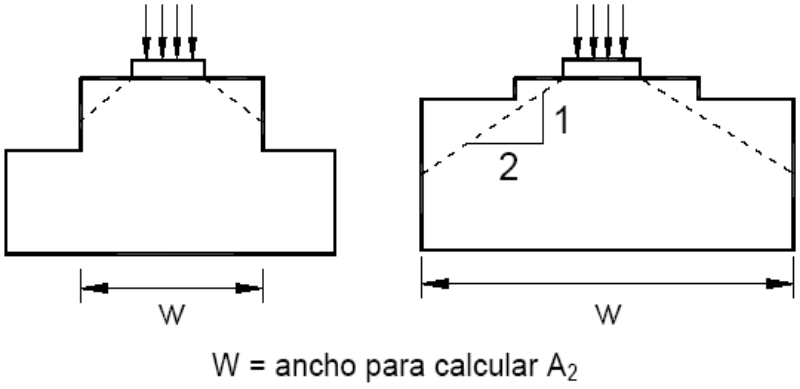


Figura 6.7.5.1 – Determinación de A_2 para el caso de apoyos escalonados

6.7.6 ELEMENTOS TRACCIONADOS

6.7.6.1 Resistencia a la Tracción Minorada

Los elementos en los cuales las cargas mayoradas inducen tensiones de tracción en la totalidad de la sección transversal serán considerados como elementos traccionados, y se asumirá que la fuerza axial es resistida exclusivamente por los elementos de acero. Se aplicarán los requisitos del ***Artículo 6.11.5.4.***

La resistencia minorada a la tracción uniforme se deberá tomar como:

$$P_r = \phi \; P_n \qquad (6.7.6.1\text{-}1)$$

Donde:

P_n = resistencia nominal a la tracción especificada en el ***Artículo 6.6.3.4***

ϕ = factor de resistencia especificado en el ***Artículo 6.5.4.2***

6.7.6.2 Resistencia a la Combinación de Tracción y Flexión

Los elementos solicitados por carga de tracción excéntrica, la cual induce en la sección transversal tanto tensiones de tracción como de compresión, se deberán dimensionar de acuerdo con los requisitos del ***Artículo 6.7.2.***

6.8 CORTE Y TORSIÓN

6.8.1 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

6.8.1.1 Regiones Solicitadas a Flexión

Si es razonable suponer que las secciones planas permanecerán planas luego de la aplicación de las cargas, las regiones de los elementos se deberán diseñar para corte o torsión utilizando ya sea el modelo por secciones según lo especificado en el ***Artículo 6.8.3*** o bien el modelo de bielas y tirantes según lo especificado en el ***Artículo 6.6.3.***

Se aplicarán los requisitos del ***Artículo 6.8.2.***

Los elementos en los cuales la distancia entre el punto de corte nulo y la cara del apoyo es menor que 2*d*, o los elementos en los cuales hay una carga que provoca más de 1/2 del corte en un apoyo a menos de 2*d* de la cara del apoyo, se pueden considerar como elementos de gran altura, para los cuales se aplican los requisitos del ***Artículo 6.6.3*** y los requisitos sobre detallado del ***Artículo 6.13.2.3.***

El modelo por secciones es adecuado para diseñar las típicas vigas, losas y otras regiones de elementos para las cuales son válidas las hipótesis de la teoría de vigas tradicional. Esta teoría asume que la respuesta en una sección determinada depende exclusivamente de los valores calculados de las solicitaciones en la sección, es decir, momento, corte, carga axial y torsión, y no considera los detalles específicos acerca de cómo las solicitaciones fueron introducidas en el elemento. Aunque el modelo de bielas y tirantes se puede aplicar para regiones solicitadas a flexión, resulta más adecuado y en general permite diseños menos conservadores para regiones próximas a discontinuidades donde es necesario considerar más detalladamente el flujo real de las fuerzas.

6.8.1.2 Regiones Próximas a Discontinuidades

Si la hipótesis de secciones planas de la teoría flexional no es válida, las regiones de los elementos se deberán diseñar para corte y torsión utilizando el modelo de bielas y tirantes según lo especificado en el ***Artículo 6.6.3.*** Se aplicarán los requisitos del ***Artículo 6.13.2.***

La respuesta de las regiones adyacentes a cambios abruptos de geometría de la sección transversal, aberturas, extremos rebajados, vigas de gran altura y ménsulas es afectada significativamente por la manera en que las cargas se introducen en la región y por las condiciones de apoyo de la región.

6.8.1.3 Regiones de Interfase

Las interfases entre elementos se deberán diseñar para transferencia de corte de acuerdo con los requisitos del ***Artículo 6.8.4.***

6.8.1.4 Losas y Zapatas

Las regiones tipo losa se deberán diseñar para corte de acuerdo con los requisitos de los ***Artículos 6.13.3.6 ó 6.6.3.***

6.8.2 CONSIDERACIONES GENERALES

6.8.2.1 Requisitos Generales

La resistencia a la torsión minorada, T_r, se deberá tomar como:

$$T_r = \phi \ T_n \qquad (6.8.2.1\text{-}1)$$

Donde:

T_n = resistencia nominal a la torsión especificada en el ***Artículo 6.8.3.6*** (N*mm)

ϕ = factor de resistencia especificado en el ***Artículo 6.5.4.2.***

La resistencia al corte minorada, V_r, se deberá tomar como:

$$V_r = \phi \ V_n \qquad (6.8.2.1\text{-}2)$$

Donde:

V_n = resistencia nominal al corte especificada en el ***Artículo 6.8.3.3*** (N)

ϕ= factor de resistencia especificado en el ***Artículo 6.5.4.2.***

Si el momento torsor mayorado es menor que un cuarto del momento de fisuración por torsión pura mayorado, éste provocará apenas una reducción muy pequeña de la capacidad de corte o la capacidad flexional. Por este motivo se permite despreciarlo.

No es necesario investigar la torsión en las secciones que se diseñan para las sobrecargas utilizando los métodos de análisis aproximados indicados en el ***Artículo 5.6.2.2.***

Para el hormigón de densidad normal, los efectos torsionales se deberán investigar cuando:

$T_u > 0{,}25\ \phi\ T_{cr}$ (6.8.2.1-3)

Siendo:

$$T_{cr} = 0.328\sqrt{f_c'}\,\frac{A_{cp}^2}{P_c}\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.328\sqrt{f_c'}}} \qquad (6.8.2.1\text{-}4)$$

Donde:

T_u = momento torsor mayorado (N*mm)

T_{cr} = momento de fisuración por torsión (N□mm)

A_{cp} = área total encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón (mm^2)

p_c = longitud del perímetro exterior de la sección de hormigón (mm)

f_{pc} = tensión de compresión en el hormigón después de las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste cargas temporarias o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala (MPa)

ϕ = factor de resistencia especificado en el ***Artículo 6.5.4.2***

6.8.2.2 Modificaciones para Hormigón de Baja Densidad

Típicamente la resistencia a la tracción y la capacidad de corte del hormigón de baja densidad son algo menores que las de un hormigón de densidad normal que tiene igual resistencia a la compresión.

Si se utilizan hormigones elaborados con agregados de baja densidad, al determinar la resistencia a la torsión y al corte se deberán aplicar las siguientes modificaciones:

• Si para el hormigón de baja densidad se especifica la resistencia media a la tracción por compresión diametral, f_{ct}, en las expresiones dadas en los ***Artículos 6.8.2 y 6.8.3*** el término $\sqrt{f_c'}$, se deberá reemplazar por:

$$1{,}8\,f_{ct} \le \sqrt{f_c'}$$

- Si no se especifica f_{ct}, en las expresiones dadas en los ***Artículos 6.8.2 y 6.8.3*** el término $\sqrt{f_c'}$ se deberá sustituir por los términos $0{,}75\sqrt{f_c'}$ para hormigones de agregados de baja densidad, y $0{,}85\sqrt{f_c'}$ para hormigones de arena y agregados livianos.

Si se utiliza arena para reemplazar parte del agregado se puede interpolar linealmente.

6.8.2.3 Longitudes de Transferencia y Anclaje

Se deberán considerar los requisitos del ***Artículo 6.11.4.***

La tensión de pretensado reducida en la longitud de transferencia reduce V_p, f_{cp} y f_{pe}. La longitud de transferencia afecta la fuerza de tracción que puede ser resistida por los tendones en el borde interior del área de apoyo, como se describe en el ***Artículo 6.8.3.5***.

6.8.2.4 Regiones que Requieren Armadura Transversal

En todas las regiones donde existe una probabilidad significativa de fisuración diagonal se requiere armadura transversal, generalmente consistente en estribos.

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se deberá proveer armadura transversal si:

$V_u > 0{,}5\ \phi\ (V_c + V_p)$ (6.8.2.4-1)

O bien

- Si la **Ecuación 6.8.2.1-3** exige considerar la torsión siendo:

V_u = fuerza de corte mayorada (N)

V_c = resistencia nominal al corte del hormigón (N)

V_p = componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte (N)

ϕ = factor de resistencia especificado en el ***Artículo 6.5.4.2***

6.8.2.5 Mínima Armadura Transversal

Si de acuerdo con lo especificado en el ***Artículo 6.8.2.4*** se requiere armadura transversal, el área de acero deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_v \geq 0{,}083\sqrt{f_c'}\,\frac{b_v s}{f_y} \qquad (6.8.2.5\text{-}1)$$

Donde:

A_v = área de la armadura transversal en una distancia s (mm^2)

b_v = ancho de alma ajustado para considerar la presencia de vainas como se especifica en el ***Artículo 6.8.2.9*** (mm)

s = separación de la armadura transversal (mm)

f_y = tensión de fluencia de la armadura transversal (MPa)

Se requiere una cantidad mínima de armadura transversal para restringir el crecimiento de las fisuras diagonales y aumentar la ductilidad de la sección. A medida que aumenta la resistencia del hormigón se necesita más armadura transversal para controlar la fisuración.

6.8.2.6 Tipos de Armadura Transversal

La armadura transversal puede consistir en:

- Estribos que forman un ángulo mayor o igual que 45º respecto de la armadura longitudinal de tracción.

Los estribos inclinados menos de 45º respecto de la armadura longitudinal son difíciles de anclar efectivamente contra el deslizamiento y, por lo tanto, no están permitidos.

Los tendones de pretensado y estribos inclinados se deberían orientar de manera que intercepten las potenciales fisuras diagonales formando un ángulo tan próximo a la normal como resulte práctico.

- Mallas de alambres soldadas, con alambres perpendiculares al eje del elemento, siempre que los alambres transversales estén certificados para soportar un alargamiento mínimo de 4 por ciento, medido en una longitud de calibración de al menos 100 mm que incluya como mínimo un alambre en dirección perpendicular.

Para aumentar la capacidad de corte, la armadura transversal debería ser capaz de soportar deformaciones considerables antes de su falla. La malla de alambre soldada puede fallar antes de alcanzar la deformación requerida, particularmente si está fabricada con alambres de diámetro reducido y no se alivian las tensiones luego de su fabricación. Estas fallas pueden ocurrir en las intersecciones de los alambres o entre las mismas.

- Tendones de pretensado anclados, detallados y construidos de manera de minimizar el acuñamiento y las pérdidas dependientes del tiempo, y que forman un ángulo mayor o igual que 45º respecto de la armadura longitudinal de tracción.

Para algunas vigas de puente de gran tamaño, los tendones pretensados perpendiculares al eje del elemento pueden ser una forma de armadura transversal efectiva.

Debido a que los tendones son cortos, se deben tomar precauciones para evitar pérdidas de tensión excesivas provocadas por resbalamiento o acuñamiento de los anclajes.

La armadura de torsión deberá consistir tanto en armadura transversal como en armadura longitudinal. La armadura transversal consistirá en estribos cerrados perpendiculares al eje longitudinal del elemento.

6.8.2.7 Máxima Separación de la Armadura Transversal

Las secciones que soportan tensiones de corte elevadas requieren armaduras menos separadas para limitar la fisuración.

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que la máxima separación admisible, S_{max}, determinada de la siguiente manera:

Si $v_u < 0{,}125\, f'_c$:

$S_{max} = 0{,}8\, d_v \leq 600$ mm (6.8.2.7-1)

Si $v_u \geq 0{,}125\, f'_c$:

$S_{max} = 0{,}4\, d_v \leq 300$ mm (6.8.2.7-2)

Donde:

v_u = tensión de corte calculada de acuerdo con el ***Artículo 6.8.2.9*** (MPa)

d_v = altura de corte efectiva de acuerdo con lo definido en el ***Artículo 6.8.2.9*** (MPa)

6.8.2.8 Requisitos de Diseño y Detallado

Para que sea efectiva, la armadura transversal se debería anclar en cada extremo de una manera que minimice el resbalamiento.

La armadura transversal se deberá anclar en ambos extremos de acuerdo con los requisitos del ***Artículo 6.11.2.6***. Para los elementos compuestos solicitados a flexión, al determinar si se satisfacen los requisitos sobre desarrollo y anclaje del ***Artículo 6.11.2.6*** se puede considerar la prolongación de la armadura de corte de la viga hacia el interior de la losa de tablero.

La tensión de fluencia de diseño de la armadura transversal no pretensada no deberá ser mayor que 420 MPa. La tensión de fluencia de la armadura transversal pretensada se deberá tomar como la tensión efectiva, luego de considerar todas las pérdidas de pretensado, más 420 MPa, pero nunca mayor que f_{py}.

Algunos de los requisitos del ***Artículo 6.8.3*** se basan en la hipótesis de que la deformación específica de la armadura transversal debe llegar a 0,002 para que pueda desarrollar su tensión de fluencia. En el caso de los tendones pretensados interesa la deformación adicional requerida para aumentar la tensión por encima de la tensión efectiva que provoca el pretensado.

Al calcular la resistencia al corte de un elemento de altura variable se deberán considerar las componentes inclinadas de la compresión o tracción por flexión.

Las componentes en la dirección del corte aplicado de la compresión y tracción inclinadas debidas a la flexión se pueden considerar del mismo modo que la componente de la fuerza de pretensado longitudinal, V_p.

6.8.2.9 Tensión de Corte en el Hormigón

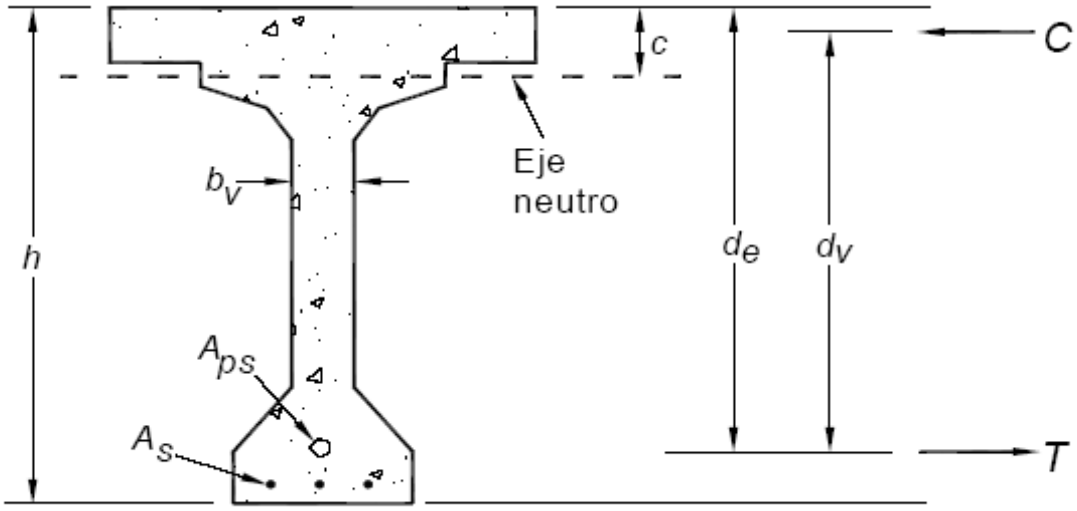


Figura 6.8.2.9-1 – Ilustración de los términos b_v y d_v

La tensión de corte en el hormigón se deberá determinar cómo:

$$V_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \qquad (6.8.2.9\text{-}1)$$

Donde:

b_v = ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma, medido en forma paralela al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión, o, en el caso de secciones circulares, diámetro de la sección modificado para considerar la presencia de vainas si corresponde (mm)

d_v = altura de corte efectiva tomada como la distancia, medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión; no es necesario tomarla menor que el mayor valor entre 0,9de ó 0,72h (mm)

ϕ = factor de resistencia para corte especificado en el ***Artículo 6.5.4.2***

Para los elementos solicitados a flexión que satisfacen la **Ecuación 6.7.3.3.1-1**, la distancia entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión se pueden determinar de la siguiente manera:

$$d_v = \frac{M_n}{A_s f_y + A_{ps} f_{ps}} \qquad (6.8.2.9\text{-}2)$$

En los elementos continuos cerca del punto de inflexión, si se utiliza la **Ecuación 6.8.2.9-2**, ésta se debería evaluar en términos tanto de la armadura superior como de la armadura inferior. Observar que se especifican otras limitaciones para el valor de d_v a utilizar.

El límite 0,72h establecido para dv es igual a 0,9 × 0,8h.

Al determinar el ancho del alma a un nivel en particular, al ancho del alma se le deberá restar un medio de los diámetros de las vainas no llenadas con mortero o un cuarto de los diámetros de las vainas llenadas con mortero a dicho nivel.

Las vainas de pretensado actúan como discontinuidades y, por lo tanto, pueden reducir la resistencia al aplastamiento de las almas de hormigón. Para determinar a qué nivel de la altura efectiva de la viga se encuentra el mínimo ancho, y por lo tanto determina b_v, es necesario reducir los anchos en los niveles que contienen una o varias vainas de postesado. En consecuencia, para la sección ilustrada en la ***Figura 6.8.2.9-1***, la vaina de postesado ubicada en la posición indicada no reduciría b_v ya que no se encuentra a un nivel donde el ancho de la sección se aproxima al valor mínimo. Si el tendón estuviera ubicado más arriba de manera que quedara en la parte angosta del alma, en este caso sí se debería reducir el valor de b_v.

Para los elementos circulares tales como las columnas de hormigón armado o los pilotes de hormigón pretensado, d_v se puede determinar utilizando la **Ecuación 6.8.2.9-2**, siempre que M_n se calcule despreciando los efectos de la carga axial y que las áreas de armadura, A_s y A_{ps}, se tomen como la armadura en una mitad de la sección. Alternativamente, dv se puede tomar como 0,9 d_e, siendo:

$$d_e = \frac{D}{2} + \frac{D_r}{\pi} \qquad (6.8.2.9\text{-}3)$$

Donde:

D = diámetro externo del elemento circular (mm)

D_r = diámetro del círculo que atraviesa los centros de la armadura longitudinal (mm)

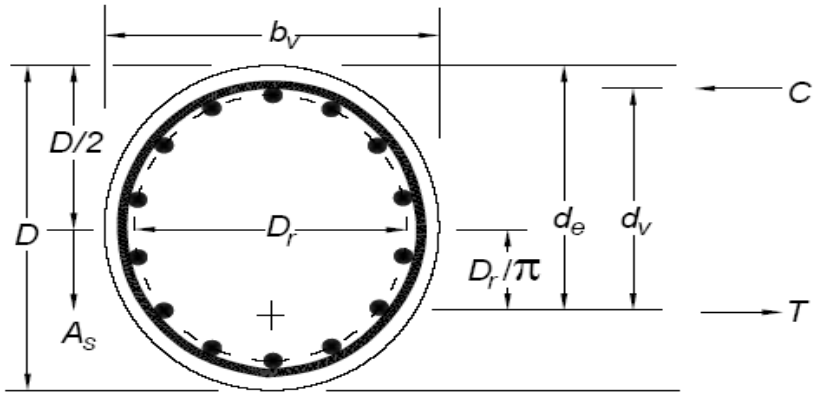


Figura 6.8.2.9-2 – Ilustración de los términos bv y dv y de para secciones circulares

En los elementos circulares la armadura longitudinal en general está uniformemente distribuida alrededor del perímetro de la sección. Cuando el elemento se fisura, las mayores tensiones de corte típicamente ocurren cerca de la mitad de la profundidad de la sección. Esto también es válido cuando la sección no está fisurada. Es por este motivo que el ancho de alma efectivo se puede tomar como el diámetro de la sección.

6.8.3 MODELO DE DISEÑO POR SECCIONES

6.8.3.1 Requisitos Generales

El modelo de diseño por secciones se puede utilizar para diseñar al corte cuando esté permitido de acuerdo con los requisitos del ***Artículo 6.8.1.***

De acuerdo con el enfoque de diseño por secciones, un elemento se investiga comparando la fuerza de corte mayorada con la resistencia al corte minorada en diferentes secciones. Generalmente esta verificación se realiza en los puntos correspondientes a un décimo de la longitud del tramo y en ubicaciones próximas a los apoyos.

En lugar de los métodos aquí especificados, la resistencia de los elementos solicitados a corte o a una combinación de corte y torsión se puede determinar satisfaciendo las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones y utilizando relaciones tensión-deformación empíricamente verificada para la armadura y para el hormigón fisurado diagonalmente. Si es necesario considerar corte simultáneo en una segunda dirección, la investigación se deberá basar ya sea en los principios antes expuestos o bien en un modelo de bielas y tirantes tridimensional.

Tanto un adecuado análisis no lineal por elementos finitos como un análisis detallado por secciones deberían satisfacer los requisitos del presente artículo.

6.8.3.2 Secciones Próximas a los Apoyos

Se deberán considerar los requisitos del ***Artículo 6.8.1.2.***

Si la fuerza de reacción en la dirección del corte aplicado introduce compresión en la región extrema de un elemento, la ubicación de la sección crítica para corte se deberá tomar a una distancia igual a d_v a partir de la cara interna del apoyo como se ilustra en la ***Figura 6.8.3.2-1.***

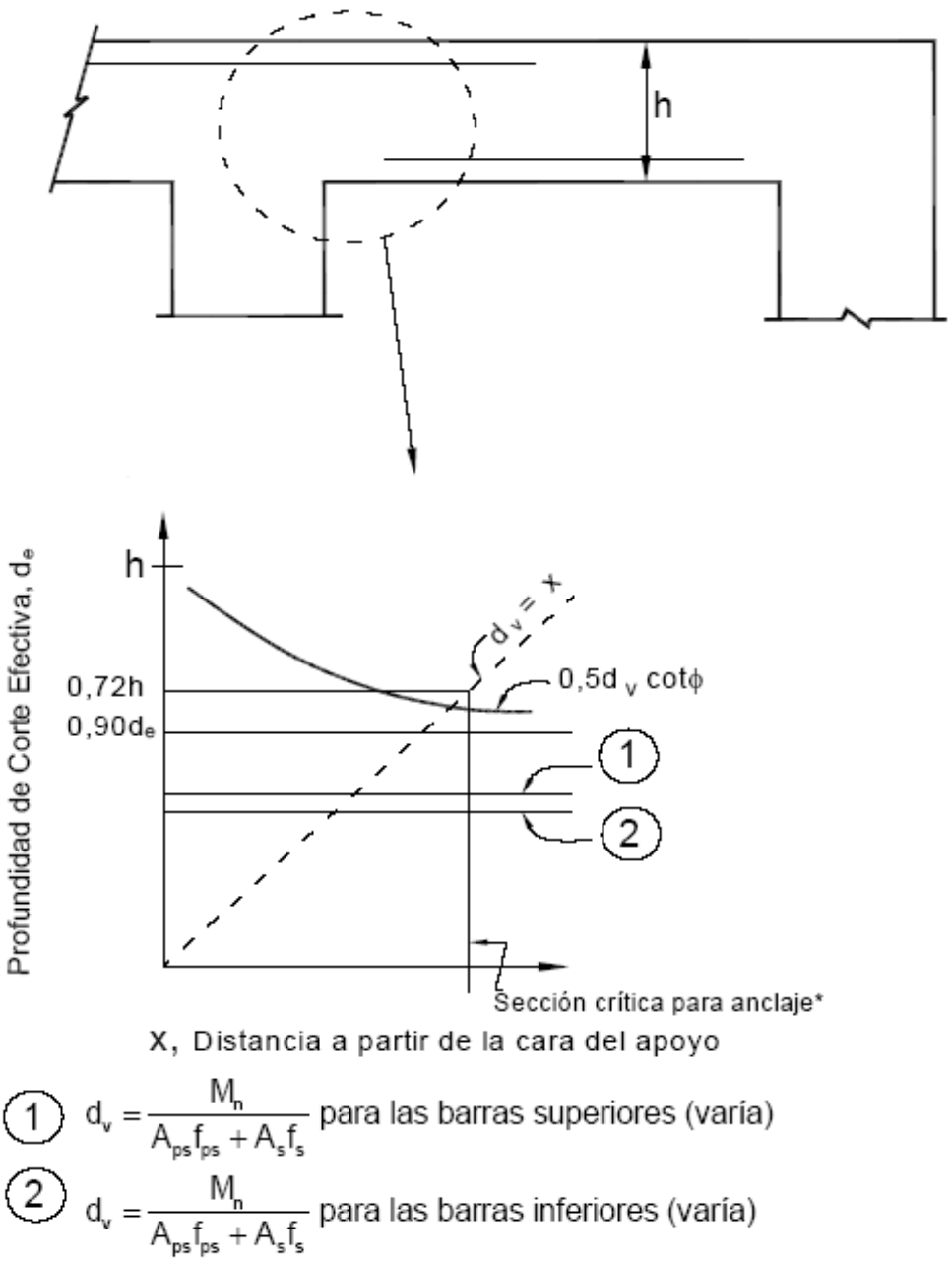


Figura 6.8.3.2-1 – Sección crítica para corte

Caso contrario, la sección de diseño se deberá tomar en la cara interna del apoyo. Si un elemento tipo viga se extiende a ambos lados del área de reacción, la sección de diseño a cada lado de la reacción se deberá determinar en forma separada en base a las cargas a cada lado de la reacción y considerando si su respectiva contribución a la reacción total introduce tracción o compresión en la región extrema.

Para las vigas postesadas se deberá proveer armadura en la zona de anclaje como se especifica en el ***Artículo 6.10.9***. Para las vigas pretensadas se deberá proveer una jaula de armadura que confine los extremos de los cables como se especifica en el ***Artículo 6.10.10***. Para las vigas no pretensadas soportadas por apoyos que introducen compresión en el elemento, sólo se puede proveer armadura transversal mínima entre el borde interior de la placa de apoyo y el extremo de la viga.

Las cargas próximas a un apoyo se transfieren directamente al apoyo mediante acción de arco comprimido, sin provocar tensiones adicionales en los estribos.

El enfoque tradicionalmente utilizado para dimensionar la armadura transversal involucra determinar la separación requerida para los estribos en secciones discretas a lo largo del elemento. Luego los estribos se detallan de manera de no superar esta separación en una longitud de viga que se extiende desde la sección de diseño considerada hasta la siguiente sección de diseño. En este tipo de enfoque, se asume que la demanda de corte y resistencia provista son como se ilustra en la ***Figura 6.8.3.2-2***. Sin embargo, existen métodos teóricos más precisos para diseñar los estribos.

Conocer estos métodos puede ayudar a conciliar las investigaciones publicadas con la práctica tradicional.

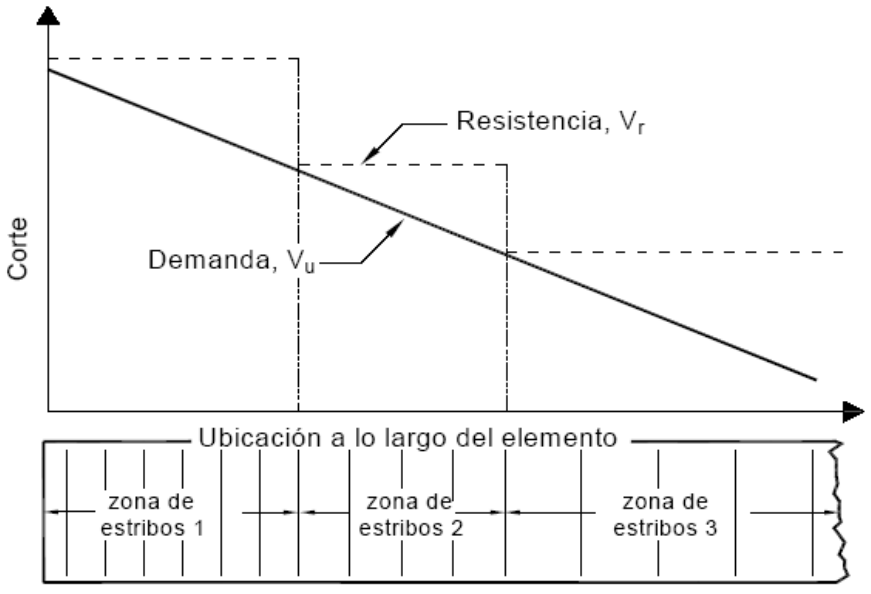


Figura 6.8.3.2-2 – Diseño al corte tradicional

A diferencia de las fallas por flexión, las fallas por corte ocurren en un plano inclinado y típicamente una fisura de corte interseca varios estribos. La longitud de la falla a lo largo del eje longitudinal del

elemento es aproximadamente igual a $d_v \cot \theta$. Cada uno de los estribos intersecados por esta fisura contribuye a resistir el corte aplicado. La relación entre la ubicación de la sección de diseño y la zona longitudinal de estribos que resisten el corte en dicha sección de diseño depende de la posición vertical de la carga aplicada al elemento, incluyendo su peso propio.

Idealmente, la sección de diseño se podría ubicar determinando dónde el baricentro vertical de las cargas aplicadas interseca una fisura d*e* corte con un ángulo de inclinación θ, tal como se ilustra en la ***Figura 6.8.3.2-3***

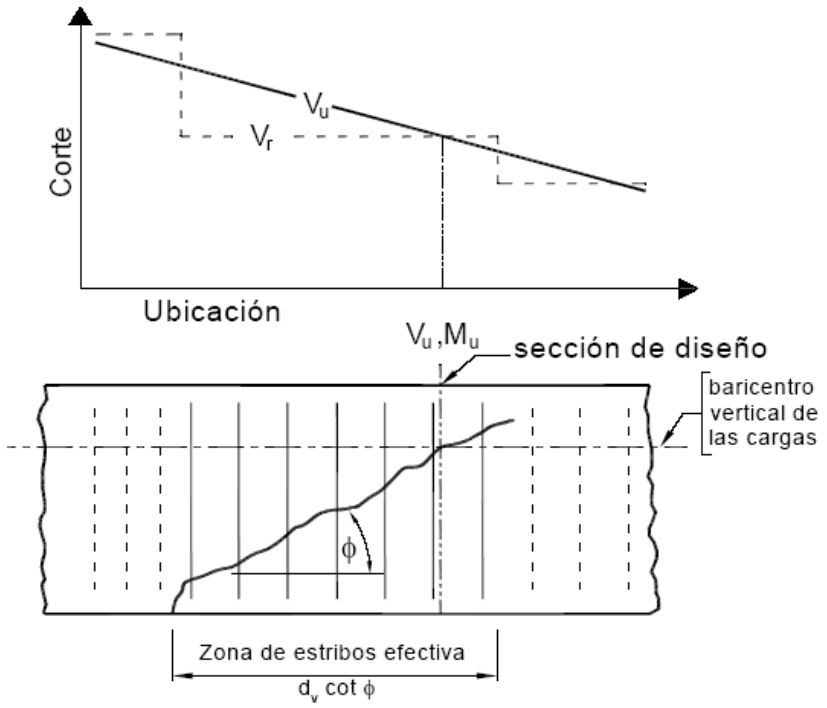


Figura 6.8.3.2-3 – Ubicación teórica de la sección de diseño para corte

Para los casos típicos en los cuales la carga aplicada actúa a la mitad de la profundidad del elemento o por encima de la misma, resulta más práctico adoptar el enfoque tradicional como se ilustra en la ***Figura 6.8.3.2-2*** o bien un enfoque más liberal pero aún así conservador como el que se ilustra en la ***Figura 6.8.3.2-4***. El enfoque representado en la ***Figura 6.8.3.2-4*** prolonga la distancia en la cual se utilizan estribos ubicados con la separación requerida a una distancia igual a 0,5 $d_v \cot \theta$ hacia el apoyo.

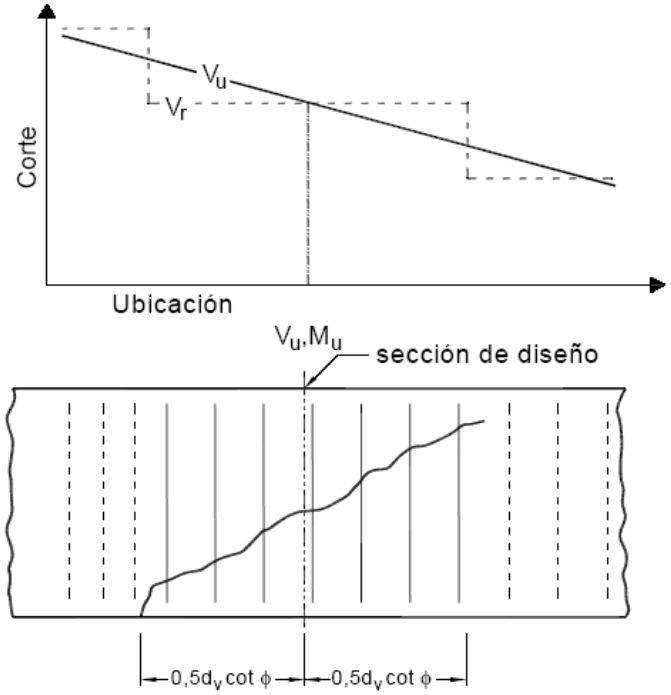


Figura 6.8.3.2-4 – Sección para el diseño simplificado en el caso de cargas aplicadas a la mitad de la profundidad del elemento o por encima de la misma

Si una parte significativa de las cargas resistidas por el elemento se aplican en un apoyo sobre la parte superior del elemento, la zona de falla por corte se extiende en una distancia aproximadamente igual a $d_v \cot \theta$ más allá del punto de aplicación de la carga, tal como se ilustra en la ***Figura 6.8.3.2-5***. Como en el caso anterior, se puede asumir que todos los estribos comprendidos dentro de la zona de falla son efectivos para resistir el esfuerzo de corte aplicado. En este caso, el enfoque tradicional ilustrado en la ***Figura 6.8.3.2-2*** es aún más conservador.

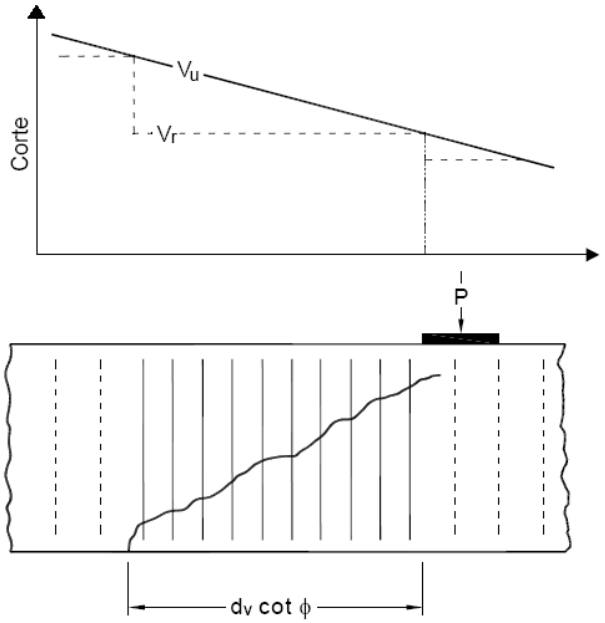


Figura 6.8.3.2-5 – Armadura transversal efectiva para elementos solicitados fundamentalmente a cargas concentradas

La **Figura 6.8.3.2-6,** muestra un caso en el cual una viga Te invertida actúa como cabezal de un pilote y los elementos longitudinales son soportados por el ala de la Te. En este caso, una parte significativa de la carga está aplicada por debajo de la mitad de la profundidad del elemento. Por lo tanto, sería más apropiado utilizar el enfoque tradicional de diseño al corte ilustrado en la **Figura 6.8.3.2-2.**

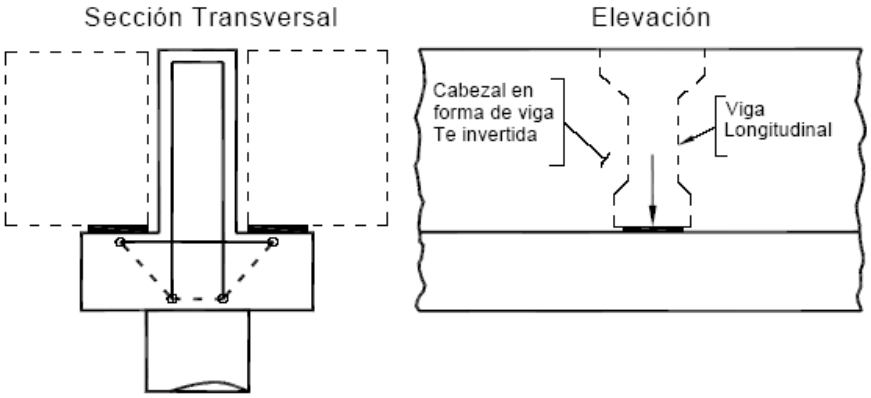


Figura 6.8.3.2-6 – Cabezal consistente en una viga Te invertida

El cabezal en forma de viga Te ilustrado en la **Figura 6.8.3.2-6,** actúa como un resalto horizontal tipo viga, y se debería diseñar para los efectos localizados provocados por la carga concentrada aplicada al ala de la viga Te. Los requisitos para el diseño de resaltos horizontales tipo viga se indican en el **Artículo 6.13.2.5.**

6.8.3.3 Resistencia Nominal al Corte

La resistencia al corte de un elemento de hormigón se puede dividir en una componente V_c que depende de las tensiones de tracción en el hormigón, una componente V_s que depende de las tensiones de tracción en la armadura transversal y una componente V_p que es la componente vertical de la fuerza de pretensado.

Las expresiones para calcular V_c y V_s se aplican tanto para secciones pretensadas como para secciones no pretensadas, dependiendo los términos β y θ de las cargas aplicadas y las propiedades de la sección.

La intención del límite superior de V_n, dado por la **Ecuación 6.8.3.3-2**, es asegurar que el hormigón del alma de la viga no sufra aplastamiento antes de la fluencia de las armaduras transversales.

La resistencia nominal al corte, V_n, se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \qquad (6.8.3.3\text{-}1)$$

$$V_n = 0{,}25 f'_c b_v d_v + V_p \qquad (6.8.3.3\text{-}2)$$

Siendo:

$$V_c = 0{,}083 \beta \sqrt{f'_c}\, b_v d_v \qquad (6.8.3.3\text{-}3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha)\sin\alpha}{s} \qquad (6.8.3.3\text{-}4)$$

Si α = 90º la **Ecuación 6.8.3.3-4** se reduce a:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot\theta}{s} \qquad (6.8.3.3\text{-}5)$$

Donde:

b_v = ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v, como se determina en el ***Artículo 6.8.2.9*** (mm)

d_v = altura de corte efectiva como se determina en el ***Artículo 6.8.2.9*** (mm)

s = separación de los estribos (mm)

β = factor que indica la capacidad del hormigón figurado diagonalmente de transmitir tracción según se especifica en el ***Artículo 6.8.3.4***

θ = ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal como se determina en el ***Artículo 6.8.3.4*** (º)

Por lo tanto, el ángulo θ también se toma como el ángulo entre una biela y el eje longitudinal de un elemento.

α = ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal (º)

A_v = área de la armadura de corte en una distancia s (mm^2)

V_p = componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado (N)

6.8.3.4 Determinación de β y θ

6.8.3.4.1 Procedimiento Simplificado para Secciones no Pretensadas

Para las zapatas de hormigón en las cuales la distancia entre el punto de corte nulo y la cara de la columna, pilar o tabique es menor que $3d_v$ con o sin armadura transversal, y para otras secciones de hormigón no pretensado no solicitadas a tracción axial y que contienen al menos la mínima cantidad de armadura transversal especificada en el ***Artículo 6.8.2.5***, o que tienen una altura total menor que 400 mm, se pueden utilizar los siguientes valores:

β = 2,0

θ = 45º

Con β = 2,0 y θ = 45º, las expresiones para calcular la resistencia al corte se vuelven virtualmente idénticas a las utilizadas tradicionalmente para evaluar la resistencia al corte.

6.8.3.4.2 Procedimiento General

La resistencia al corte de un elemento se puede determinar realizando un análisis por secciones detallado que satisfaga los requisitos del ***Artículo 6.8.3.1.*** Este análisis (***ver Figura 6.8.3.4.2-1***) mostraría que las tensiones de corte no son uniformes en la altura del alma y que la dirección de las tensiones principales de compresión varían en la altura de la viga. El procedimiento más directo indicado en el presente artículo asume que las tensiones de corte del hormigón se distribuyen uniformemente en un área cuyo ancho es igual a b_v y cuya altura es igual a dv, que la dirección de las

tensiones principales de compresión (definidas por el ángulo θ) permanecen constantes en d_v, y que la resistencia al corte de la sección se puede determinar considerando las condiciones de tensión biaxial solamente en una ubicación del alma. ***Ver la Figura 6.8.3.4.2-2.***

Para las secciones que contienen como mínimo la mínima armadura transversal especificada en el ***Artículo 6.8.2.5***, los valores de β y θ deberán ser como se especifica en la Tabla 6.8.3.4.2-1. Al utilizar esta tabla ε_x se deberá tomar como la deformación específica longitudinal calculada a la mitad de la altura del elemento cuando la sección está sujeta a M_u, N_u y V_u como se ilustra en la ***Figura 6.8.3.4.2-3.***

Los elementos que contienen como mínimo la mínima cantidad de armadura transversal tienen una capacidad considerable para redistribuir las tensiones de corte de las partes más deformadas de la sección transversal a las partes menos deformadas. Debido a esta capacidad de redistribución, resulta adecuado utilizar la mitad de la altura del elemento como la ubicación en la cual se determinan las condiciones de tensión biaxial. Los elementos que no contienen armadura transversal, o aquellos que contienen menos armadura transversal que la cantidad mínima, tienen menor capacidad para redistribuir tensiones de corte. En consecuencia, para estos elementos resulta adecuado realizar cálculos de tensión biaxial en la ubicación del alma sujeta a la mayor deformación específica longitudinal por tracción. ***Ver la Figura 6.8.3.4.2-4.***

Para las secciones que contienen menos armadura transversal que la especificada en el ***Artículo 6.8.2.5***, los valores de β y θ deberán ser como se especifica en la Tabla 6.8.3.4.2-2. Al utilizar esta tabla ε_x se deberá tomar como la mayor deformación específica longitudinal calculada que ocurre dentro del alma del elemento cuando la sección está sujeta a N_u, M_u y V_u como se ilustra en la ***Figura 6.8.3.4.2-4.***

La deformación específica longitudinal, εx, se puede determinar mediante el procedimiento ilustrado en la ***Figura 6.8.3.4.2-5***. La sección real se representa por medio de una sección ideal que consiste en un ala traccionada por flexión, un ala comprimida por flexión, y un alma. El área del ala comprimida se toma como el área del elemento del lado comprimido por flexión, es decir, el área total menos el área del ala traccionada según lo definido por A_c.

A menos que se realicen cálculos más precisos, εx se deberá determinar de la siguiente manera:

- Si la sección contiene como mínimo la mínima armadura transversal especificada en el ***Artículo 6.8.2.5***:

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0{,}5N_u + 0{,}5(V_u - V_p)\cot\theta - A_{ps} f_{po}\right)}{2(E_s A_s + E_p A_{ps})} \qquad (6.8.3.4.2\text{-}1)$$

El valor inicial de εx se deberá tomar menor o igual que 0,001.

- Si la sección contiene menos armadura transversal que la especificada en el ***Artículo 6.8.2.5:***

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0{,}5N_u + 0{,}5(V_u - V_p)\cot\theta - A_{ps} f_{po}\right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \qquad (6.8.3.4.2\text{-}2)$$

El valor inicial de εx se deberá tomar menor o igual que 0,002.

- Si el valor de εx calculado mediante las Ecuaciones 6.8.3.4.2-1 ó 6.8.3.4.2-2 es negativo, la deformación específica se deberá tomar como:

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0{,}5N_u + 0{,}5(V_u - V_p)\cot\theta - A_{ps} f_{po}\right)}{2(E_c A_c + E_s A_s + E_p A_{ps})} \qquad (6.8.3.4.2\text{-}3)$$

Donde:

A_c = área del hormigón del lado del elemento traccionado por flexión como se ilustra en la ***Figura 6.8.3.4.2-3.*** (mm^2)

A_{ps} = área del acero de pretensado del lado del elemento traccionado por flexión, como se ilustra en la ***Figura 6.8.3.4.2-3.*** (mm^2)

A_s = área del acero no pretensado del lado del elemento traccionado por flexión en la sección considerada, como se ilustra en la ***Figura 6.8.3.4.2-3.*** Al calcular A_s para utilizar en esta ecuación se deberán ignorar las barras que se interrumpen a una distancia menor que su longitud de anclaje a partir de la sección considerada (mm^2)

f_{po} = parámetro que se toma como el módulo de elasticidad de los tendones de pretensazo multiplicado por la diferencia de deformación unitaria remanente entre los tendones de pretensado y el hormigón que los rodea (MPa). Para los niveles de pretensado habituales, un valor de $0{,}7f_{pu}$ será adecuado tanto para elementos pretensados como para elementos postesados

N_u = fuerza axial mayorada, positiva si es de tracción y negativa si es de compresión (N)

M_u = momento mayorado, siempre positivo, pero nunca menor que $V_u d_v$ (N · mm)

Vu = esfuerzo de corte mayorado, siempre positivo (N)

Una vez que en el alma se forman fisuras diagonales, la fuerza de corte aplicada al hormigón del alma, $V_u - V_p$, será soportada fundamentalmente por tensiones diagonales en el hormigón del alma. Estas tensiones de compresión diagonales provocarán una fuerza de compresión longitudinal en el hormigón del alma igual a $(V_u - V_p)$ cot θ. La condición de equilibrio requiere que esta fuerza de

compresión longitudinal en el alma sea equilibrada por fuerzas de tracción en las dos alas, con la mitad de la fuerza, es decir 0,5 $(V_u - V_p)$ cot θ, tomada por cada ala.

Para evitar un proceso iterativo de prueba y error, una simplificación conveniente consiste en tomar esta fuerza en el ala debida al corte como $V_u - V_p$. Esto equivale a considerar 0,5 cot θ = 1,0 en el numerador de las **ecuaciones 6.8.3.4.2-1, 6.8.3.4.2-2 y 6.8.3.4.2-3.** Se anticipa que esta simplificación no provocará una pérdida de precisión significativa. Una vez calculadas las fuerzas axiales requeridas en las dos alas, las deformaciones axiales específicas resultantes, ε_t y ε_c, se pueden calcular en base a la relación entre la fuerza axial y la deformación axial ilustrada en la ***Figura 6.8.3.4.2-6.***

Para los elementos que contienen como mínimo la mínima cantidad de armadura transversal, ε_x se puede tomar como:

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_t + \varepsilon_c}{2} \qquad (6.8.3.4.2\text{-}4)$$

Donde ε_t y ε_c son positivas si son deformaciones por tracción y negativas si son deformaciones por compresión.

Si para un elemento solicitado a flexión se asume que la deformación ε_c es lo suficientemente pequeña como para ser despreciable, entonces ε_x se convierte en un medio de ε_t. Esta es la base de la expresión para ε_x dada por la **Ecuación 6.8.3.4.2-1**. Para los elementos que contienen menos que la mínima cantidad de armadura transversal, **la Ecuación 6.8.3.4.2-2** adopta la simplificación conservadora consistente en considerar ε_x igual a ε_t.

En algunas situaciones sería más apropiado determinar ε_x mediante el procedimiento más exacto de la **Ecuación 6.8.3.4.2-4** y no mediante las Ecuaciones más sencillas **6.8.3.4.2-1 a 3**. Por ejemplo, la capacidad de corte de las secciones próximas a los extremos de las vigas simples prefabricadas y pretensadas hechas continuas para la sobrecarga se estimará de forma muy conservadora si se utilizan las **Ecuaciones 6.8.3.4.2-1 a 3** ya que, en estas ubicaciones, los cables de pretensado están ubicados del lado comprimido por flexión y en consecuencia no estarán incluidos en A_{ps}. Esto hará que los beneficios del pretensado no sean considerados por las **Ecuaciones 6.8.4.3.2-1 a 3**.

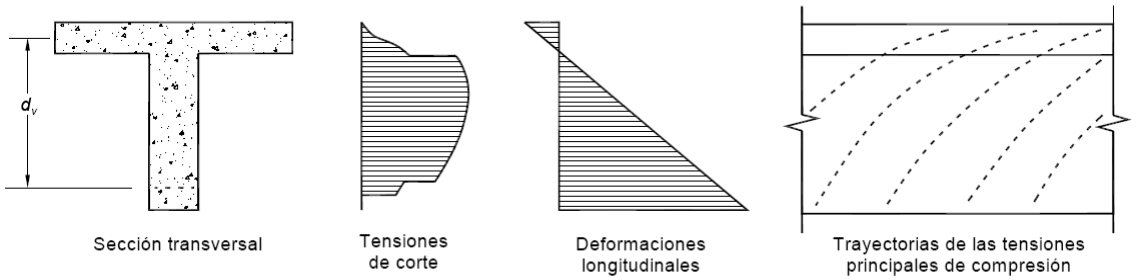


Figura 6.8.3.4.2-1 – Análisis seccional detallado para determinar la resistencia al corte de acuerdo con el Artículo 6.8.3.1

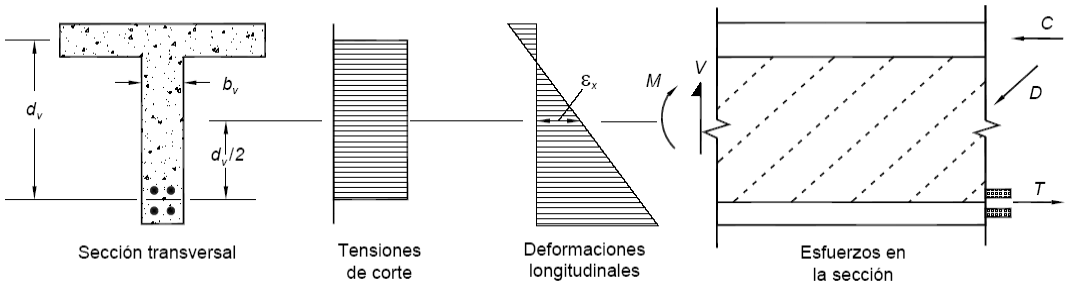


Figura 6.8.3.4.2-2 – Procedimiento más directo para determinar la resistencia al corte de acuerdo con el Artículo 6.8.3.4.2

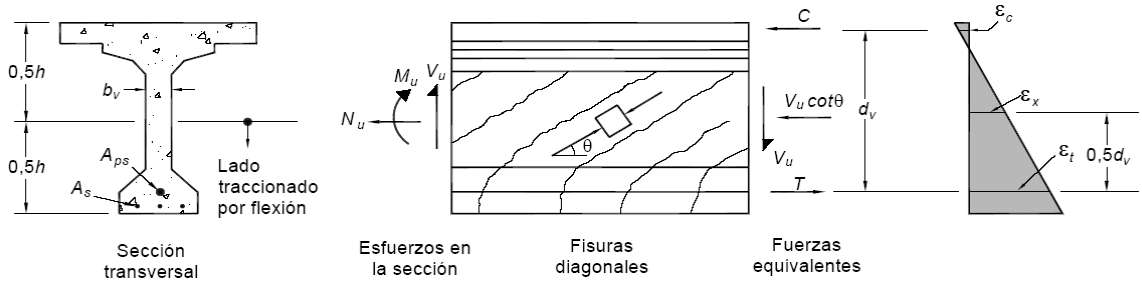


Figura 6.8.3.4.2-3 – Ilustración de los parámetros para el corte en una sección que contiene como mínimo la mínima cantidad de armadura transversal, Vp = 0

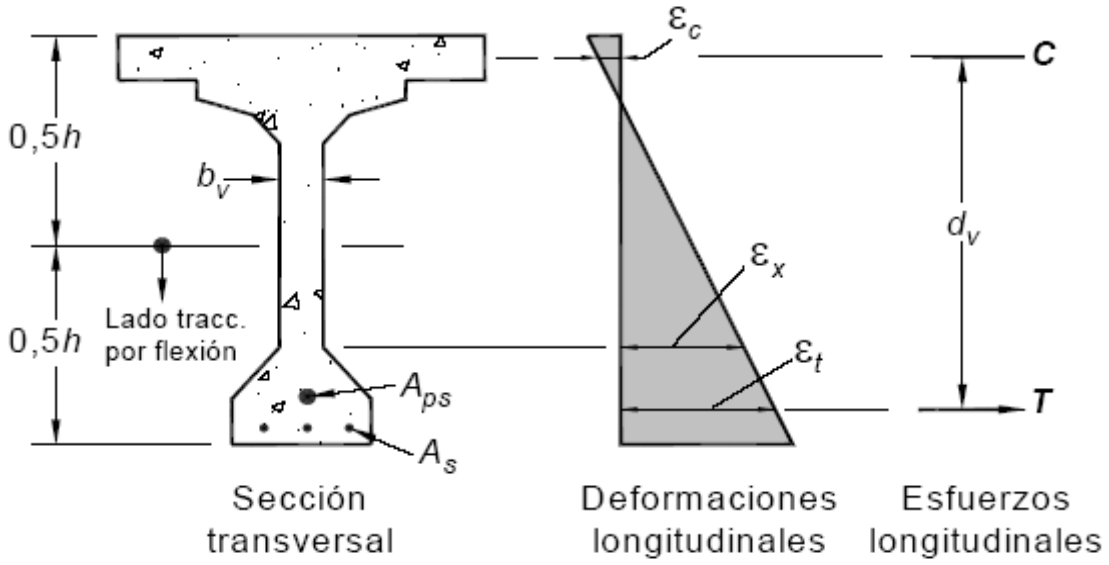


Figura 6.8.3.4.2-4 – Deformación específica longitudinal, εx, para secciones que contienen menos que la mínima cantidad de armadura transversal

Dentro de la longitud de transferencia, f_{po} se deberá incrementar linealmente desde cero en la ubicación en la cual comienza la adherencia entre los cables y el hormigón hasta su valor total al final de la longitud de transferencia.

El lado del elemento traccionado por flexión se debería tomar como la semialtura que contiene la zona traccionada por flexión, como se ilustra en la ***Figura 6.8.3.4.2-3.***

Para los elementos pretensados, f_{po} se puede tomar como la tensión en los cables cuando el hormigón se coloca alrededor de los mismos, es decir aproximadamente igual a la tensión de tesado. Para los elementos postesados, en forma conservadora, f_{po} se puede tomar como la tensión promedio en los tendones cuando se completa el postesado.

El parámetro de separación de las fisuras s_x, utilizado en la **Tabla 6.8.3.4.2-*2***, se deberá determinar como:

$$S_{xe} = s_x \frac{35}{a_g + 16} \leq 2000mm \qquad (6.8.3.4.2\text{-}5)$$

Donde:

a_g = tamaño máximo de los agregados (mm)

s_x = el menor valor entre dv o la máxima distancia entre capas de armadura longitudinal para limitar la fisuración, siendo el área de la armadura en cada capa no menor que $0{,}003 b_v s_x$, como se ilustra en la ***Figura 6.8.3.4.2-7*** (mm).

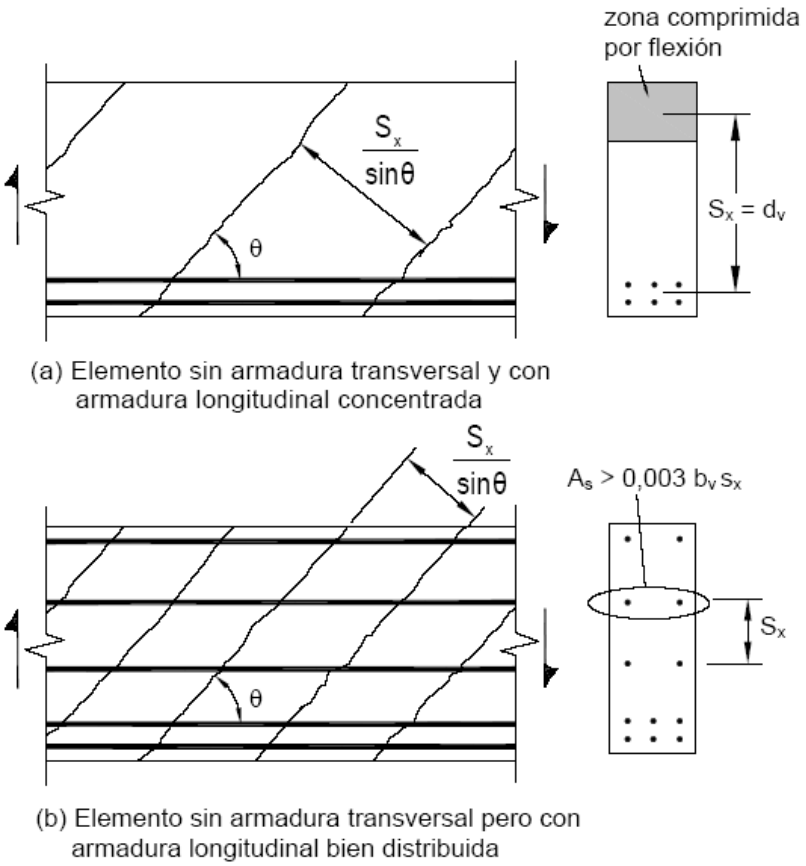


Figura 6.8.3.4.2-7 – Definición del parámetro de separación de las fisuras, sx

Observar que tanto en la **Tabla 6.8.3.4.2-1** como en la **Tabla 6.8.3.4.2-*2*** los valores de β y θ dados en una celda de la tabla determinada se pueden aplicar en un rango de valores. De este modo, de la **Tabla 6.8.3.4.2-1**, los valores θ = 34,4º y β = 2,26 se pueden utilizar siempre que ε_x no sea mayor que $0{,}75 \times 10^{-3}$ y que v_u/f'_c no sea mayor que 0,125. Se puede interpolar linealmente entre los valores indicados en las tablas, aunque esta práctica no se recomienda cuando los cálculos se realizan manualmente. Está permitido asumir un valor de ε_x mayor que el valor calculado mediante las Ecuaciones 6.8.3.4.2-1, 2 ó 3, según corresponda; se obtendrá así un mayor valor de θ y un menor valor de β. Típicamente valores de θ más elevados requerirán más armadura de corte transversal, pero disminuirán la fuerza de tracción que debe ser resistida por la armadura longitudinal.

La ***Figura 6.8.3.4.2-8*** muestra un diagrama de flujo del proceso de diseño al corte. Este diagrama se basa en la hipótesis simplificada de que 0,5 cot θ = 1,0.

Para las secciones que contienen una cantidad de armadura transversal especificada, se puede calcular un diagrama de interacción corte-momento (***ver Figura 6.8.3.4.2-9***) utilizando directamente los procedimientos del presente artículo. Para un valor conocido de la resistencia del hormigón y un cierto valor de ε_x, cada celda de la ***Tabla 6.8.3.4.2-1*** corresponde a un cierto valor de v_u/f'_c, es decir, a un cierto valor de V_n. Este valor de V_n requiere una cantidad de armadura transversal expresada en términos del parámetro $A_v f_y/(b_v s)$. La capacidad de corte correspondiente a la armadura de corte provista se puede hallar interpolando linealmente entre los valores de V_n correspondientes a dos celdas consecutivas de las cuales una celda requiere más armadura transversal que la realmente provista y la otra celda requiere menos armadura que la realmente provista.

Una vez que se han hallado V_n y θ, la correspondiente capacidad de momento M_n se puede hallar calculando mediante **Ecuaciones 6.8.3.4.2-1 a 6.8.3.4.2-3** el momento requerido para provocar este valor de ε_x seleccionado, y calculando el momento requerido para la fluencia de la armadura con la **Ecuación 6.8.3.5-1.** La capacidad de momento anticipada será el menor de estos dos valores. Al utilizar las **Ecuaciones 6.8.2.9-1 y 6.8.3.5-1** y las **Ecuaciones 6.8.3.4.2-1** a **3** del procedimiento para calcular un diagrama de interacción $V_n - M_n$, es apropiado reemplazar V_u por V_n, M_u por M_n,y N_u por N_n y tomar el valor de f igual a 1,0. Si se cuenta con una planilla de cálculo adecuada, el uso de diagramas de interacción corte-momento es una manera conveniente de diseñar al corte y evaluar el corte.

Los valores de β y θ listados en las ***Tablas 6.8.3.4.2-1 y 6.8.3.4.2-2*** se basan en calcular las tensiones que se pueden transmitir a través del hormigón fisurado diagonalmente. A medida que las fisuras se ensanchan, la tensión que se puede transmitir disminuye. En los elementos que contienen como mínimo la menor cantidad de armadura transversal, se asume que las fisuras diagonales tendrán una separación de alrededor de 300 mm. En los elementos sin armadura transversal, se asume que la separación entre fisuras inclinadas un ángulo θ^o respecto de la armadura longitudinal será $s_x/\sin\theta$, tal como se ilustra en la ***Figura 6.8.3.4.2-7.*** Por ende, se asume que los elementos de mayor altura con mayores valores de s_x tienen fisuras más separadas y, por lo tanto, no pueden transmitir tensiones de corte tan elevadas. La capacidad de las superficies de las fisuras para transmitir tensiones de corte es afectada por el tamaño de los agregados del hormigón.

Los elementos construidos de hormigones que tienen un menor tamaño máximo de agregado tendrán un mayor valor de s_{xe} y por lo tanto, si no hay armadura transversal, tendrán menor resistencia al corte.

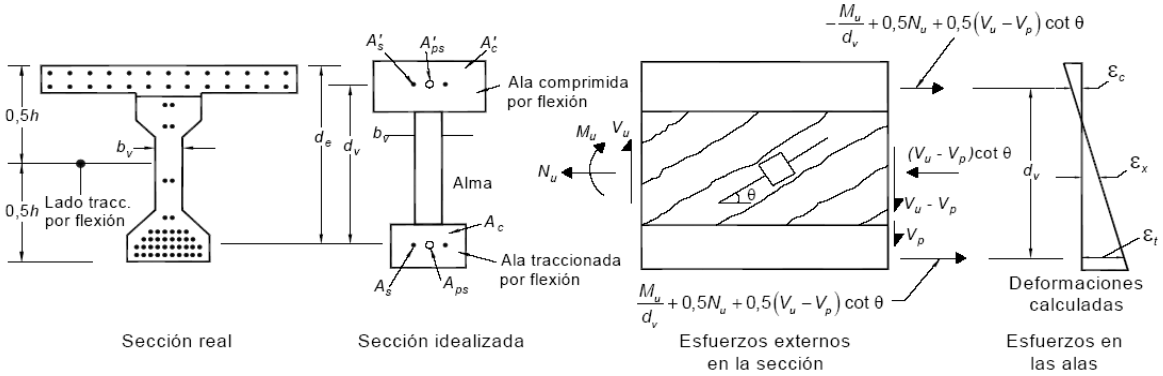


Figura 6.8.3.4.2-5 – Procedimiento de cálculo más preciso para determinar εx

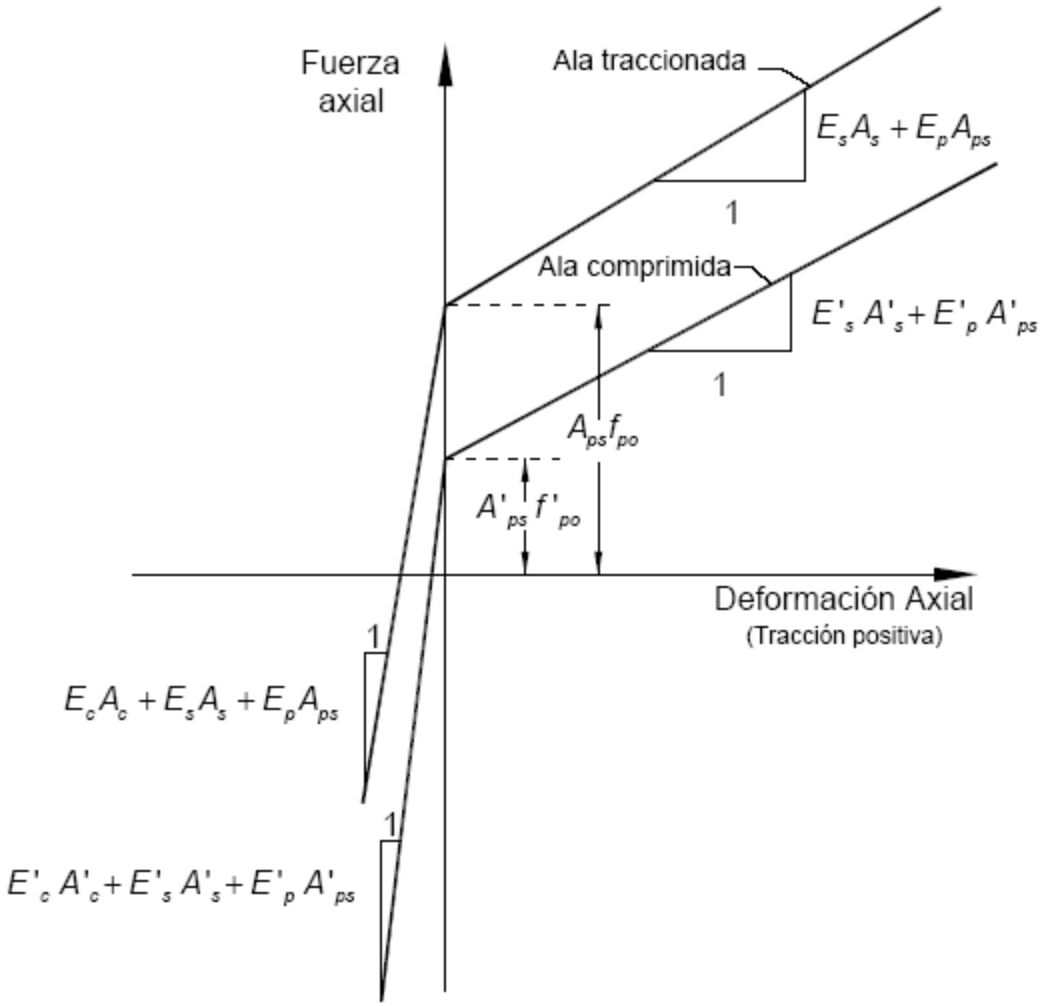


Figura 6.8.3.4.2-6 – Relaciones supuestas entre la fuerza axial en el ala y la deformación específica axial del ala

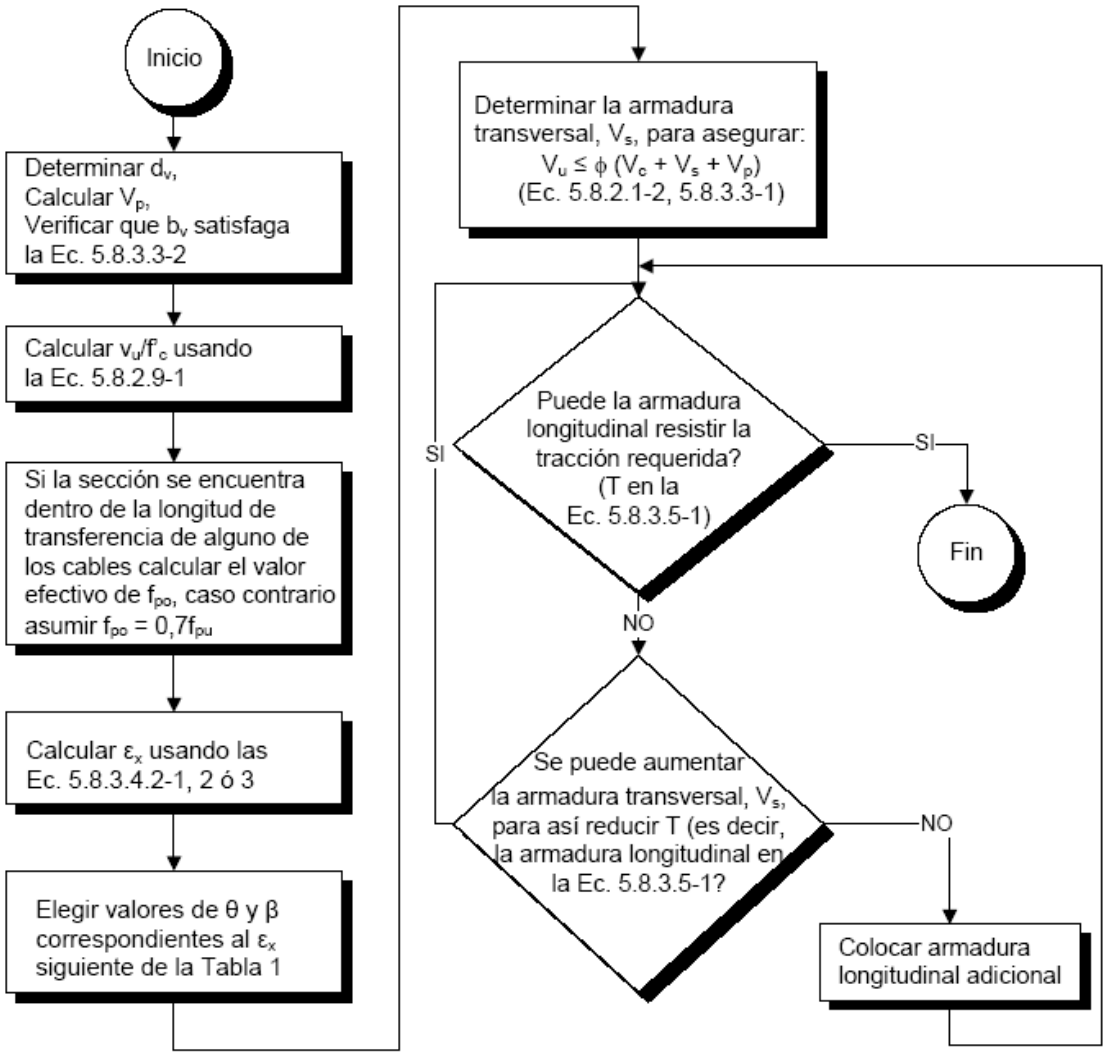


Figura 6.8.3.4.2-8 – Diagrama de flujo para el diseño al corte de secciones que contienen como mínimo la mínima armadura transversal

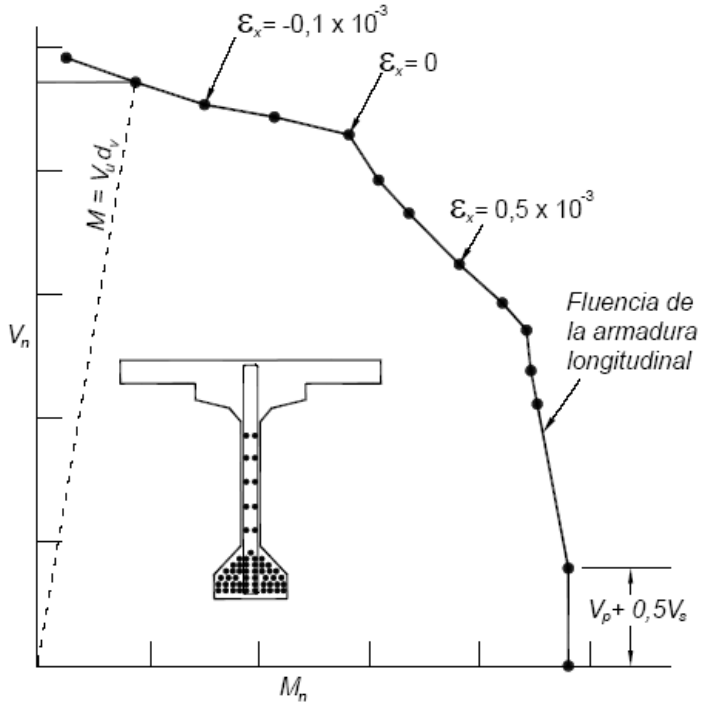


Figura 6.8.3.4.2-9 – Típico diagrama de interacción corte-momento

Tabla 6.8.3.4.2-1 – Valores de θ y β para secciones con armadura transversal

$\frac{V}{f'_c}$	$\varepsilon_x \times 1000$								
	≤ -0,20	≤ -0,10	≤ -0,05	≤ 0	≤ 0,125	≤ 0,25	≤ 0,50	≤ 0,75	≤ 1,00
≤ 0,075	22,3 6,32	20,4 4,75	21,0 4,10	21,8 3,75	24,3 3,24	26,6 2,94	30,5 2,59	33,7 2,38	36,4 2,23
≤ 0,100	18,1 3,79	20,4 3,38	21,4 3,24	22,5 3,14	24,9 2,91	27,1 2,75	30,8 2,50	34,0 2,32	36,7 2,18
≤ 0,125	19,9 3,18	21,9 2,99	22,8 2,94	23,7 2,87	25,9 2,74	27,9 2,62	31,4 2,42	34,4 2,26	37,0 2,13
≤ 0,150	21,6 2,88	23,3 2,79	24,2 2,78	25,0 2,72	26,9 2,60	28,8 2,52	32,1 2,36	34,9 2,21	37,3 2,08
≤ 0,175	23,2 2,73	24,7 2,66	25,5 2,65	26,2 2,60	28,0 2,52	29,7 2,44	32,7 2,28	35,2 2,14	36,8 1,96
≤ 0,200	24,7 2,63	26,1 2,59	26,7 2,52	27,4 2,51	29,0 2,43	30,6 2,37	32,8 2,14	34,5 1,94	36,1 1,79
≤ 0,225	26,1 2,53	27,3 2,45	27,9 2,42	28,5 2,40	30,0 2,34	30,8 2,14	32,3 1,86	34,0 1,73	35,7 1,64
≤ 0,250	27,5 2,39	28,6 2,36	29,1 2,33	29,7 2,33	30,6 2,12	31,3 1,93	32,8 1,70	34,3 1,58	35,8 1,50

Tabla 6.8.3.4.2-2 – Valores de θ y β para secciones con menos armadura transversal que la mínima

s_{xe} (mm)	$\varepsilon_x \times 1000$										
	≤ -0,20	≤ -0,10	≤ -0,05	≤ 0	≤ 0,125	≤ 0,25	≤ 0,50	≤ 0,75	≤ 1,00	≤ 1,50	≤ 2,00
≤ 130	25,4 6,36	25,5 6,06	25,9 5,56	26,4 5,15	27,7 4,41	28,9 3,91	30,9 3,26	32,4 2,86	33,7 2,58	35,6 2,21	37,2 1,96
≤ 250	27,6 5,78	27,6 5,78	28,3 5,38	29,3 4,89	31,6 4,05	33,5 3,52	36,3 2,88	38,4 2,50	40,1 2,23	42,7 1,88	44,7 1,65
≤ 380	29,5 5,34	29,5 5,34	29,7 5,27	31,1 4,73	34,1 3,82	36,5 3,28	39,9 2,64	42,4 2,26	44,4 2,01	47,4 1,68	49,7 1,46
≤ 500	31,2 4,99	31,2 4,99	31,2 4,99	32,3 4,61	36,0 3,65	38,8 3,09	42,7 2,46	45,5 2,09	47,6 1,85	50,9 1,52	53,4 1,31
≤ 750	34,1 4,46	34,1 4,46	34,1 4,46	34,2 4,43	38,9 3,39	42,3 2,82	46,9 2,19	50,1 1,84	52,6 1,60	56,3 1,30	59,0 1,10
≤ 1000	36,6 4,06	36,6 4,06	36,6 4,06	36,6 4,06	41,2 3,20	45,0 2,62	50,2 2,00	53,7 1,66	56,3 1,43	60,2 1,14	63,0 0,95
≤ 1500	40,8 3,50	40,8 3,50	40,8 3,50	40,8 3,50	44,5 2,92	49,2 2,32	55,1 1,72	58,9 1,40	61,8 1,18	65,8 0,92	68,6 0,75
≤ 2000	44,3 3,10	44,3 3,10	44,3 3,10	44,33 3,10	47,1 2,71	52,3 2,11	58,7 1,52	62,8 1,21	65,7 1,01	69,7 0,76	72,4 0,62

6.8.3.5 Armadura Longitudinal

En todas las secciones la capacidad de tracción de la armadura longitudinal del lado del elemento traccionado por flexión se deberá dimensionar de manera que satisfaga la siguiente condición:

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{M_u}{d_v \phi_f} + 0{,}5\frac{N_u}{\phi_c} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0{,}5V_s - V_p\right)\cot\theta \qquad (6.8.3.5\text{-}1)$$

Donde:

V_s = resistencia al corte proporcionada por la armadura transversal en la sección investigada de acuerdo con la **Ecuación 6.8.3.3-4;** V_s nunca se deberá tomar mayor que V_u/ϕ (N)

θ = ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal utilizado para determinar la resistencia nominal al corte de la sección investigada de acuerdo con el ***Artículo 6.8.3.4*** (º)

$\phi_f \phi_v \phi_c$ = factores de resistencia tomados del ***Artículo 6.5.4.2*** para momento, corte y resistencia axial, según corresponda.

El esfuerzo de corte provoca tracción en la armadura longitudinal.

Para un determinado esfuerzo de corte, esta tracción aumenta a medida que θ disminuye y a medida que V_c aumenta. La tracción que la flexión provoca en la armadura longitudinal se puede visualizar con ayuda de un diagrama de cuerpo libre como el ilustrado en la ***Figura 6.8.3.5-1.***

Tomando momentos respecto del Punto 0 de la ***Figura 6.8.3.5-1***, suponiendo que la fuerza de trabazón de los agregados en la fisura, la cual contribuye a V_c, tiene momento despreciable respecto del Punto 0, y despreciando la pequeña diferencia entre las ubicaciones de V_u y V_p, se obtiene el requisito para determinar la fuerza de tracción que el corte provoca en la armadura longitudinal.

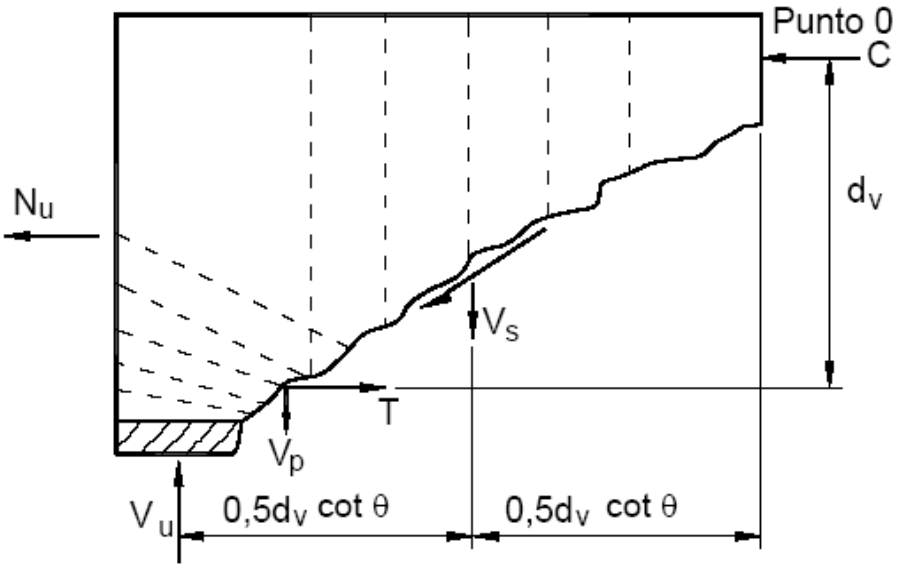


Figura 6.8.3.5-1 – Fuerzas debidas al momento y al corte supuestas en el modelo de resistencia

No es necesario que el área de armadura longitudinal del lado traccionado del elemento solicitado a flexión sea mayor que el área requerida para resistir solamente el máximo momento. Este requisito se aplica cuando la fuerza de reacción o la carga introduce compresión directa en la cara comprimida del elemento flexionado.

La **Ecuación 6.8.3.5-1** se deberá evaluar donde las vigas simplemente apoyadas se hacen continuas para las sobrecargas. La **Ecuación 6.8.3.5-1** se deberá reevaluar donde la armadura longitudinal es discontinua.

En las ubicaciones de máximo momento la fuerza de corte cambia de signo, y por lo tanto, varía la inclinación de las tensiones de compresión diagonal. En los apoyos directos y puntos en los cuales hay cargas aplicadas directamente a la cara superior o inferior del elemento, este cambio de inclinación está asociado con una distribución de tensiones de compresión en forma de abanico que irradia a partir de la carga puntual o apoyo directo como se ilustra en la ***Figura 6.8.3.5-2.*** Esta distribución en abanico de las tensiones diagonales reduce la tracción que provoca el corte en la armadura longitudinal, es decir, el ángulo θ crece. La tracción en la armadura no es mayor que la debida exclusivamente al máximo momento. Por lo tanto, los requisitos de armadura longitudinal se pueden satisfacer prolongando la armadura de flexión en una distancia igual a d_v cot θ o la especificada en el ***Artículo 6.11***, cualquiera sea la que resulte mayor.

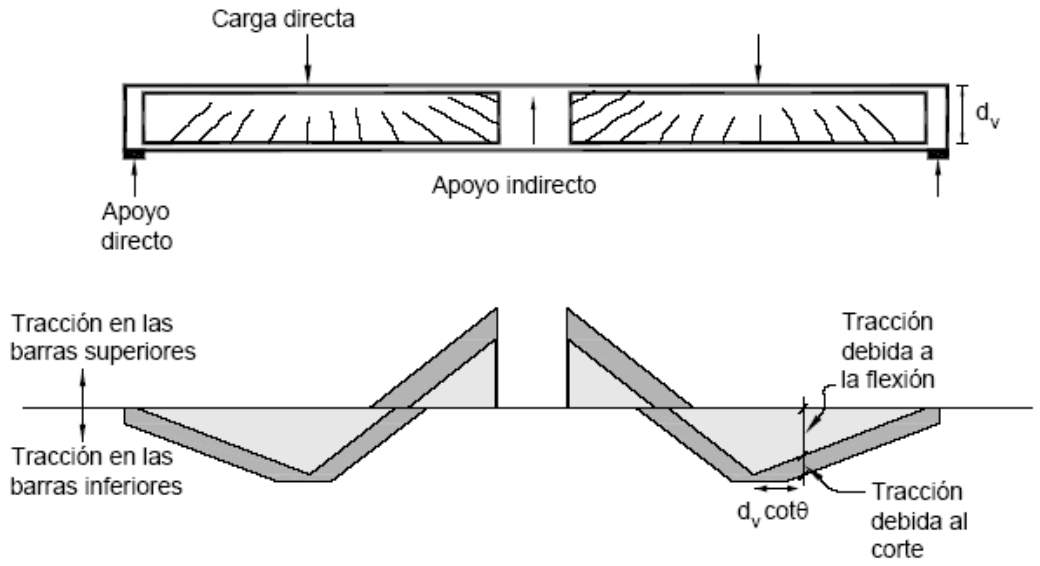


Figura 6.8.3.5-2 – Variación de la fuerza en la armadura longitudinal cerca de las ubicaciones de máximo momento

En el borde interior del área de apoyo de los extremos correspondientes a apoyos simples de la sección crítica para corte, la armadura longitudinal del lado del elemento traccionado por flexión deberá satisfacer lo siguiente:

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0{,}5V_s - V_p \right) \cot\theta \qquad (6.8.3.5\text{-}2)$$

Las ***Ecuaciones 6.8.3.5-1 y 6.8.3.5-2***, se aplican a secciones que no están sujetas a torsión. Se deberá tomar en cuenta cualquier falta de desarrollo pleno.

Para determinar la fuerza de tracción que debe resistir la armadura en el borde interior del área de apoyo se pueden utilizar los valores de V_u, V_s, V_p y θ calculados para la sección ubicada una distancia d_v a partir de la cara del apoyo. Para calcular la resistencia a la tracción de la armadura longitudinal se puede asumir que la resistencia varía linealmente en la longitud de anclaje o en la longitud de transferencia.

6.8.3.6 Secciones Solicitadas a Combinaciones de Corte y Torsión

6.8.3.6.1 Armadura Transversal

La armadura transversal no deberá ser menos que la sumatoria de la armadura requerida para corte, según lo especificado en el ***Artículo 6.8.3.3***, más la armadura requerida para la torsión concurrente, según lo especificado en los ***Artículos 6.8.2.1 y 6.8.3.6.2***

Las tensiones de corte provocadas por la torsión y el corte se sumarán a un lado de la sección y se restarán al otro. La armadura transversal se diseña para el lado en el cual los efectos son aditivos.

En general las cargas que provocan la mayor torsión no coinciden con las cargas que provocan el mayor corte.

Aunque algunas veces resulta conveniente diseñar para la combinación de mayor torsión y mayor corte, sólo es necesario diseñar para el corte más elevado y la torsión simultánea, y para la mayor torsión y el corte simultáneo.

6.8.3.6.2 Resistencia a la Torsión

La resistencia nominal a la torsión se deberá tomar como:

$$T_n = \frac{2A_0 A_t f_y \cot\theta}{s} \qquad (6.8.3.6.2\text{-}1)$$

Donde:

A_o = área encerrada por el recorrido del flujo de corte, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera (mm^2). Generalmente el término A_o se puede tomar como 0,85A_{oh}.

A_t = área de una rama de la armadura transversal de torsión cerrada (mm^2)

θ = ángulo de fisuración determinado de acuerdo con los requisitos del ***Artículo 6.8.3.4*** con las modificaciones para las expresiones de *v* y V_u aquí especificadas (º)

Cuando es necesario investigar la torsión en una viga cajón, la tensión de corte debida al esfuerzo de corte y la tensión de corte debida a la torsión serán aditivas a un lado de la viga.

Aún si las almas de la viga cajón fueron diseñadas individualmente utilizando un análisis refinado será necesario verificar la viga cajón a la torsión como una unidad de ancho completo.

En el caso de las secciones transversales de otras geometrías, por ejemplo rectangulares o doble Te, existe la posibilidad de que haya considerable redistribución de las tensiones de corte. Para tomar en cuenta la redistribución favorable que se produce en estas secciones, al calcular su tensión nominal al corte se puede utilizar un enfoque basado en la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, como se indica en ***las Ecuaciones 6.8.3.6.2-2 y 6.8.3.6.2-4.***

Para la combinación de corte y torsión, ε*x* se deberá determinar utilizando las ***Ecuaciones 6.8.3.4.2-1 o 6.8.3.4.2-2,*** según corresponda, reemplazando *Vu* por:

$$V_u = \sqrt{V_u^2 + \left(\frac{0.9 p_h T_u}{2A_0}\right)^2} \qquad (6.8.3.6.2\text{-}2)$$

El ángulo θ será como se especifica en las ***Tablas 6.8.3.4.2-1 ó 6.8.3.4.2-2***, según corresponda, tomando la tensión de corte, *v*, de la siguiente manera:

- Para secciones tipo cajón:

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} + \frac{T_u p_h}{\phi A_{0h}^2} \qquad (6.8.3.6.2\text{-}3)$$

- Para las demás secciones:

$$v = \sqrt{\left(\frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{\phi A_{0h}^2}\right)^2} \qquad (6.8.3.6.2\text{-}4)$$

Donde:

p_h = perímetro del eje de la armadura transversal de torsión cerrada (mm)

A_{oh} = área encerrada por el eje de la armadura transversal de torsión cerrada exterior, incluyendo el área de cualquier abertura (mm^2)

T_u = momento torsor mayorado (N · mm)

ϕ = factor de resistencia especificado en el ***Artículo 6.5.4.2***

6.8.3.6.3 Armadura Longitudinal

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.8.3.5*** según las modificaciones aquí especificadas para incluir la torsión.

La armadura longitudinal se deberá dimensionar de manera de satisfacer la Ecuación:

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{M_u}{\phi d_v} + \frac{0{,}5 N_u}{\phi} + \cot\theta \sqrt{\left(\frac{V_u}{\phi} - 0{,}5 V_s - V_p\right)^2 + \left(\frac{0{,}45 p_h T_u}{2 A_0 \phi}\right)^2} \qquad (6.8.3.6.3\text{-}1)$$

Para tomar en cuenta el hecho de que en uno de los lados de la sección las tensiones por torsión y por corte se oponen, la tensión equivalente utilizada en la expresión de diseño se toma como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las tensiones del alma calculadas individualmente.

6.8.4 TRANSFERENCIA DE CORTE EN LAS INTERFASES – CORTE POR FRICCIÓN

6.8.4.1 Requisitos Generales

Se deberá considerar la transferencia de corte en la interfase en un plano dado por:

- Una fisura existente o potencial,
- Una interface entre diferentes materiales, o
- Una interface entre dos hormigones colados en diferentes momentos.

Se asume que a lo largo del plano del corte hay una discontinuidad. Se considera que el desplazamiento relativo es resistido por cohesión y fricción, soportadas por la armadura de corte por fricción que atraviesa la fisura.

Debido a que la interface es rugosa, el desplazamiento por corte provocará un ensanchamiento de la discontinuidad. Este ensanchamiento provocará tracción en la armadura que atraviesa la discontinuidad, la cual será equilibrada por las tensiones de compresión en las superficies de discontinuidad del hormigón. Se asume que la resistencia al corte de la cara es función tanto de la cohesión como de la fricción. Las ***Ecuaciones 6.8.4.1-2 y 6.8.4.1-3*** proveen un límite superior para V_n.

La resistencia nominal al corte del plano de interfase se deberá tomar como:

$$V_n = cA_{cv} + \mu\left(A_{vf} f_y + P_c\right) \qquad (6.8.4.1\text{-}1)$$

La resistencia nominal al corte, utilizado en el diseño no deberá ser mayor que el menor valor entre los siguientes:

$$V_n \leq 0{,}2 f_c' A_{cv} \qquad (6.8.4.1\text{-}2)$$

O bien

$$V_n \leq 5{,}5 A_{cv} \qquad (6.8.4.1\text{-}3)$$

Donde:

V_n = resistencia nominal al corte (N)

A_{cv} = área del hormigón que participa de la transferencia de corte (mm^2)

A_{vf} = área de la armadura de corte que atraviesa el plano de corte (mm^2)

f_y = tensión de fluencia de la armadura (MPa)

c = factor de cohesión especificado en el ***Artículo 6.8.4.2*** (MPa)

μ = coeficiente de fricción especificado en el ***Artículo 6.8.4.2***

P_c = fuerza de compresión permanente neta normal al plano de corte; si la fuerza es de tracción

P_c = 0,0 (N)

f'_c = resistencia especificada del hormigón más débil a 28 días (MPa)

La armadura para el corte en las interfases entre hormigones de losas y vigas puede consistir en barras individuales, estribos de múltiples ramas o las ramas verticales de una malla de alambre soldada. El área de la sección transversal A_{vf} de la armadura por unidad de longitud de viga debería satisfacer ya sea el área requerida por la **Ecuación 6.8.4.1-1** o bien:

$$A_{vf} \geq \frac{0{,}35 b_v}{f_y} \qquad (6.8.4.1\text{-}4)$$

Donde:

b_v = ancho de la interfase (mm)

La mínima armadura requerida A_{vf} se puede obviar si V_n/A_{cv} es menor que 0,70 MPa.

A lo largo de la interfase entre las vigas y el tablero de hormigón se desarrollan fuerzas horizontales de corte. A modo de alternativa al enfoque clásico de la resistencia elástica de los materiales, el valor de estas fuerzas por unidad de longitud de las vigas en el estado límite de resistencia se puede tomar como:

$$V_h = \frac{V_u}{d_e} \qquad (6.8.4.1\text{-}5)$$

Donde:

V_h = corte horizontal por unidad de longitud de la viga (N)

V_u = corte vertical mayorado (N)

d_e = distancia entre el baricentro del acero del lado traccionado de la viga y el centro de los bloques de compresión en el tablero (mm)

Por motivos de simplicidad, la altura d_e se puede tomar como la distancia entre el baricentro del acero traccionado y el punto medio del espesor del tablero.

La **Ecuación 6.8.4.1-5** es una aproximación razonable tanto para comportamiento elástico o inelástico como para secciones fisuradas o no fisuradas, y se puede obtener de la siguiente manera en base al diagrama de cuerpo libre ilustrado en la ***Figura 6.8.4.1-1***:

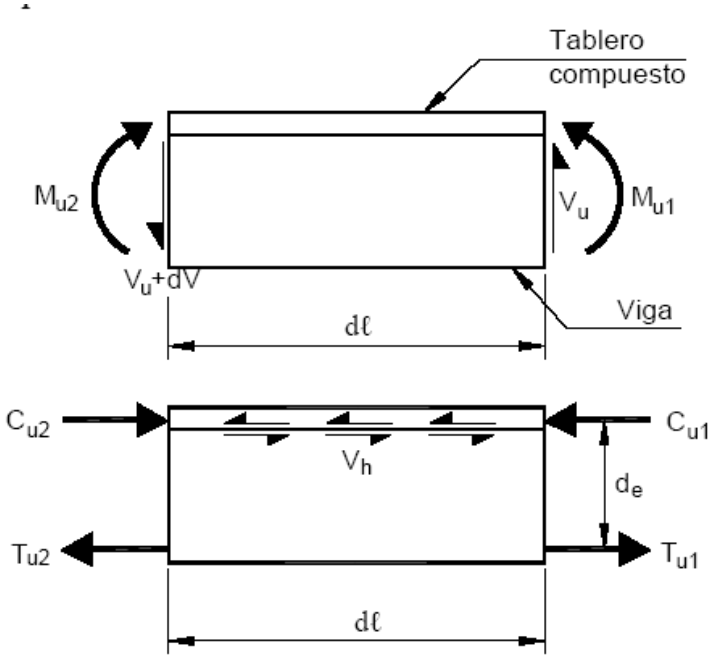


Figura 6.8.4.1-1 – Diagramas de cuerpo libre

$$M_{u2} = M_{u1} + V_u d\lambda \qquad (6.8.4.1\text{-}6)$$

$$C_{u2} \approx M_{u2} / d_e \qquad (6.8.4.1\text{-}7)$$

$$C_{u2} \approx M_{u1} / d_e + V_u d\lambda / d_e \qquad (6.8.4.1\text{-}8)$$

$$C_{u1} \approx M_{u1} / d_e \qquad (6.8.4.1\text{-}9)$$

$$V_h = C_{u2} - C_{u1} \qquad (6.8.4.1\text{-}10)$$

$$V_h = V_u d\lambda / d_e \qquad (6.8.4.1\text{-}11)$$

Para un segmento de longitud unitaria

$$V_h = V_u / d_e \qquad (6.8.4.1\text{-}12)$$

Reemplazando en la **Ecuación 6.8.4.1-1** el área de la interfase entre la viga y el tablero, la resistencia nominal al corte de la interfase por unidad de longitud de la viga se puede tomar como:

$$V_n = cb_v + \mu\left(A_{vf} f_y + P_c\right) \qquad (6.8.4.1\text{-}13)$$

Donde:

b_v = ancho de la interfase entre la viga y el tablero (mm)

En el caso de las vigas, la separación longitudinal entre filas de barras de armadura no deberá ser mayor que 600 mm.

Si el ancho de la superficie de contacto es mayor que 1,225 m, se debería utilizar como mínimo cuatro barras para cada fila, y se debería considerar colocar una barra en cada parte sobresaliente del ala.

Si hay una fuerza neta de tracción a través del plano de corte, ésta deberá ser resistida por armadura adicional a la requerida para corte.

La armadura de corte por fricción se deberá anclar mediante una longitud embebida, ganchos o soldadura de manera de poder desarrollar la tensión de fluencia especificada a ambos lados del plano de corte.

Las barras se deberán anclar tanto en la viga como en la losa.

6.8.4.2 Cohesión y Fricción

Para el coeficiente de cohesión, *c*, y el coeficiente de fricción, μ, se deberán tomar los siguientes valores:

- Para el hormigón colocado de forma monolítica:

c = 1,0 MPa

μ = 1,4 λ

- Para el hormigón colocado contra una superficie limpia de hormigón endurecido a la cual se le ha introducido una rugosidad intencional de 6 mm de amplitud:

c = 0,70 MPa

μ = 1,0 λ

- Para hormigón colocado contra una superficie de hormigón endurecido limpia y libre de nata, pero a la cual no se le ha introducido una rugosidad intencional:

c = 0,52 MPa

μ = 0,6 λ

- Para el hormigón anclado a acero estructural sin tratamiento térmico mediante pernos con cabeza o mediante barras de armadura, si todo el acero en contacto con el hormigón está limpio y libre de pintura:

c = 0,17 MPa

$\mu = 0{,}7\ \lambda$

Para λ se deberán tomar los siguientes valores:

- Para hormigón de densidad normal 1,00
- Para hormigón de agregados livianos y arena 0,85
- Para todos los demás hormigones de baja densidad 0,75

Para las ménsulas, cartelas y resaltos horizontales tipo viga, el factor de cohesión, c, se deberá tomar igual a 0,0.

Si se utiliza arena para reemplazar parcialmente el agregado, los valores de λ se pueden interpolar linealmente.

6.9 PRETENSADO Y PRETENSADO PARCIAL

6.9.1 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

6.9.1.1 Requisitos Generales

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar a los elementos estructurales de hormigón armado con cualquier combinación de tendones de pretensado y barras de armadura convencional actuando conjuntamente para resistir solicitaciones comunes. Los elementos estructurales de hormigón pretensado y parcialmente pretensado se deberán diseñar tanto para la fuerza de pretensado inicial como para la fuerza de pretensado final. Deberán satisfacer los requisitos en los estados límites de servicio, fatiga, resistencia y evento extremo, según se especifica en el ***Artículo 6.5***, y de acuerdo con las hipótesis indicadas en los ***Artículos 6.6, 6.7 y 6.8.***

Se pueden utilizar tendones o barras de armadura no tesados en combinación con tendones tesados, siempre que se demuestre que el comportamiento de la estructura satisface todos los estados límites y los requisitos de los ***Artículos 6.4 y 6.6.***

Los límites para las tensiones de compresión, especificados en el ***Artículo 6.9.4***, se deberán utilizar para cualquier combinación de cargas de servicio, a excepción de la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III, la cual no se aplicará a la investigación de la compresión.

Los límites para las tensiones de tracción, especificados en el ***Artículo 6.9.4***, se deberán utilizar para cualquier combinación de cargas de servicio. La Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III se deberá aplicar al investigar la tracción bajo sobrecarga.

La introducción de un pretensado parcial permite desarrollar una teoría unificada para las estructuras de hormigón, teoría en la cual el hormigón armado y el hormigón pretensado convencional representan los casos límite.

Generalmente los tendones de pretensado son barras o cables de acero de alta resistencia, pero también se podrían utilizar otros materiales que satisfagan los requisitos de resistencia y ductilidad, siempre que cumplan con la intención del ***Artículo 6.4.1.***

El pretensado parcial se puede considerar un concepto de diseño que corresponde a una de las siguientes soluciones de diseño, o una combinación de las mismas:

- Un elemento de hormigón armado con una combinación de armaduras pretensadas y no pretensadas diseñadas para resistir conjuntamente las mismas solicitaciones,
- Un elemento de hormigón pretensado diseñado para fisurarse por tracción bajo cargas de servicio,
- Un elemento de hormigón pretensado en el cual la tensión efectiva de pretensado en la armadura tesa intencionalmente se mantiene por debajo del valor máximo admisible.

6.9.1.2 Resistencias Especificadas del Hormigón

En la documentación técnica se deberán identificar las resistencias especificadas, f'_c y f'_{ci}, para cada elemento. Los límites de tensión relacionados con las resistencias especificadas deberán ser como se especifica en el ***Artículo 6.9.4.***

La resistencia del hormigón en el momento de la transferencia deberá ser adecuada para satisfacer los requisitos de los anclajes o de transferencia por adherencia, así como para satisfacer los requisitos de flecha o contraflecha.

6.9.1.3 Pandeo

Se deberá investigar el pandeo de un elemento entre puntos de contacto entre el hormigón y los tendones, el pandeo durante las operaciones de manipuleo y montaje, y el pandeo de las almas y las delgadas.

6.9.1.4 Propiedades de las Secciones

Para determinar las propiedades de las secciones antes de la adherencia de los tendones de postesado, se deberán considerar los efectos de la pérdida de área debida a la presencia de vainas abiertas.

Adherencia significa que el mortero dentro de la vaina ha alcanzado su resistencia especificada.

Luego de la adherencia de los tendones, tanto para elementos pretensados como para elementos postesados, las propiedades de las secciones se pueden basar, ya sea en la sección bruta o en la sección transformada.

6.9.1.5 Limitación de la Fisuración

Si se permite fisuración bajo cargas de servicio, el ancho de fisura, la fatiga de la armadura y la corrosión se deberán investigar de acuerdo con los requisitos de los ***Artículos 6.5, 6.6 y 6.7.***

6.9.1.6 Tendones con Puntos de Quiebre o Curvas

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.4.6*** sobre curvatura de las vainas.

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.10.4*** para investigar las concentraciones de tensiones provocadas por los cambios de dirección de los tendones de pretensado.

En el caso de tendones en vainas deformadas que nominalmente no son rectas, al determinar la excentricidad se deberá considerar la diferencia entre el centro de gravedad del tendón y el centro de gravedad de la vaina.

Se debería asumir que, en las áreas de momento negativo, los tendones formados por cables deformados verticalmente están ubicados en el fondo de la vaina y, en las áreas de momento positivo, en la parte superior de la vaina. En la ***Figura 6.9.1.6-1*** se ilustra la ubicación del centro de gravedad del tendón con respecto al eje de la vaina para momento negativo.

Tamaño de la vaina (mm)	Z (mm)
≤ 75 DE	12
> 75 DE a 100	20
más de 100	25

DE = diámetro externo

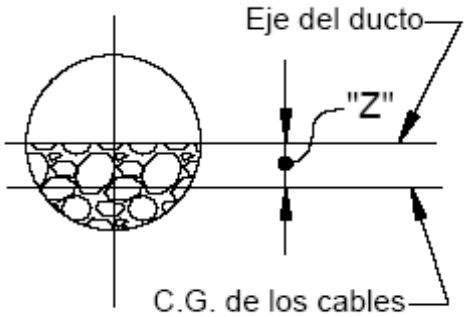


Figura 6.9.1.6-1 – Posición del tendón dentro de la vaina

6.9.2 TENSIONES DEBIDAS A DEFORMACIONES IMPUESTAS

Se deberá investigar cómo las deformaciones elásticas e inelásticas provocadas por el pretensado afectan los componentes adyacentes de la estructura. Las fuerzas de restricción producidas en los elementos estructurales adyacentes se pueden reducir por los efectos de la fluencia lenta.

En los pórticos monolíticos, las solicitaciones en columnas y pilares provocadas por el pretensado de la superestructura se pueden basar en el acortamiento elástico inicial.

En los pórticos monolíticos convencionales, cualquier aumento de los momentos de columna debido al acortamiento por fluencia lenta a largo plazo de la superestructura pretensada, se considera compensado por la relajación simultánea de los momentos por deformación en las columnas debida a la fluencia lenta del hormigón.

La reducción de las fuerzas de restricción en otros elementos de una estructura debida al pretensado de un elemento se puede tomar como:

- Para deformaciones impuestas instantáneamente

$$F' = F\left(-e^{-\psi(t,ti)}\right) \qquad (6.9.2\text{-}1)$$

O bien

- Para deformaciones impuestas lentamente

$$F' = F\left(-e^{-\psi(t,ti)}\right)\psi(t,ti) \qquad (6.9.2\text{-}2)$$

Donde:

F = solicitación determinada utilizando el módulo de elasticidad del hormigón en el momento de aplicación de la carga (N)

F' = solicitación reducida (N)

$\psi(t, t_1)$ = coeficiente de fluencia lenta en el tiempo t para carga aplicada en el tiempo t_i como se especifica en el ***Artículo 6.4.2.3.2***

e = base de los logaritmos neperianos

6.9.3 LÍMITES PARA LA TENSIÓN EN LOS TENDONES DE PRETENSADO

La tensión en los tendones debida al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que los siguientes valores:

- Los valores especificados en la ***Tabla 6.9.3-1***, o
- Los valores recomendados por el fabricante de los tendones o anclajes.

La tensión en los tendones en los estados límites de resistencia y evento extremo no deberá ser mayor que el límite de resistencia a la tracción especificado en la ***Tabla 6.4.4.1-1***

En el caso de postesado, se puede permitir el valor 0,90 f_{py} admisible a corto plazo para períodos de tiempo breves previos al acuñamiento para contrarrestar las pérdidas por acuñamiento y fricción, siempre que no se superen los demás valores indicados en la ***Tabla 6.9.3-1***

Tabla 6.9.3-1 – Límites de tensión para los tendones de pretensado

Condición	Tipo de tendón		
	Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de la transferencia ($f_{pt} + \Delta f_{pES}$)	0,70 f_{pu}	0,75 f_{pu}	-
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{pe})	0,80 f_{py}	0,80 f_{py}	0,80 f_{py}
Postesado			
Antes del acuñamiento, se puede permitir f_s a corto plazo	0,90 f_{py}	0,90 f_{py}	0,90 f_{py}
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuñamiento de los anclajes ($f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$)	0,70 f_{pu}	0,70 f_{pu}	0,70 f_{pu}
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuñamiento del anclaje ($f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$)	0,70 f_{pu}	0,74 f_{pu}	0,70 f_{pu}
En estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{pe})	0,80 f_{py}	0,80 f_{py}	0,80 f_{py}

6.9.4 LÍMITES PARA LA TENSIÓN EN EL HORMIGÓN

6.9.4.1 Para Tensiones Temporarias antes de las Pérdidas – Elementos Totalmente Pretensados

6.9.4.1.1 Tensiones de Compresión

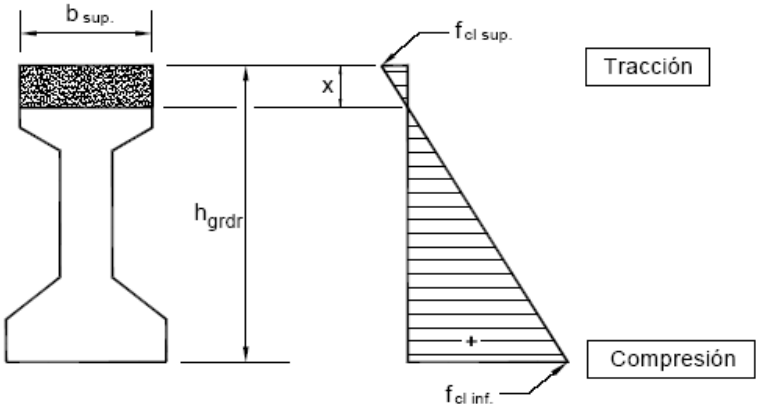
El límite para la tensión de compresión en los elementos de hormigón pretensado y postesado, incluyendo los puentes construidos por segmentos, será de 0,60 f'_{ci} (MPa).

6.9.4.1.2 Tensiones de Tracción

Para las tensiones de tracción se deberán aplicar los límites indicados en la ***Tabla 6.9.3-1.***

Si se provee armadura adherente para poder utilizar la mayor tensión límite de tracción permitida en áreas con armadura adherente, primero será necesario calcular la fuerza de tracción. El primer paso para calcular la fuerza de tracción, *T*, consiste en determinar la profundidad de la zona traccionada utilizando las tensiones en la fibra extrema en la ubicación considerada, $f_{ci\ \text{sup}}$ y $f_{ci\ \text{inf}}$. Luego se define un área en la cual se supone actúa la tensión de tracción media. La fuerza de tracción se calcula como el producto entre la tensión de tracción media y el área calculada, tal como se ilustra a

continuación. El área de armadura requerida, A_s, se calcula dividiendo la fuerza de tracción por la tensión admisible de la armadura.



$$T = \frac{f_{ci\ \sup}}{2} b_{\sup} x$$

$$A_s = \frac{T}{f_s}$$

Donde $f_s = 0{,}5\ f_y \leq 206$ MPa

Figura 6.9.4.1.2-1 – Cálculo de la fuerza de tracción y el área de armadura requerida

Tabla 6.9.4.1.2-1 – Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas

– Elementos totalmente pretensados-

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	• En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N/A
	• En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente	$0,25\sqrt{f'_{ci}} \leq 1,38$ (MPa)
	• En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_y$, no mayor que 210 MPa	$0,63\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	• Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados	$0,415\sqrt{f'_c}$ (MPa)
Puentes construidos por segmentos	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida • Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de $0,5f_y$; con tendones internos o tendones externos	$0,25\sqrt{f'_{ci}}$ tracción máxima (MPa)
	• Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones	Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones • Para cualquier tipo de unión	$0,25\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	Tensiones en otras áreas • Para áreas sin armadura adherente no pretensada	Tracción nula
	• En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_y$, no mayor que 210 MPa	$0,50\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)

6.9.4.2 Para Tensiones en Estado Límite de Servicio después de las Pérdidas – Elementos Totalmente Pretensados

6.9.4.2.1 Tensiones de Compresión

La compresión se deberá investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio I especificada en la ***Tabla 4.5.1-1***. Se aplicarán los límites indicados en la ***Tabla 6.9.4.2.1-1***

El factor de reducción, ϕ_w, se deberá tomar igual a 1,0 si las relaciones de esbeltez de las almas y las alas, calculadas de acuerdo con el ***Artículo 6.7.4.7.1***, son menores o iguales que 15. Si la relación de esbeltez del alma o el ala es mayor que 15, el factor de reducción, ϕ_w, se deberá calcular de acuerdo con el ***Artículo 6.7.4.7.2.***

A diferencia de las vigas rectangulares macizas en base a las cuales se desarrollaron los códigos de diseño para el hormigón, se anticipa que el hormigón no confinado en los lados comprimidos de las vigas cajón, sufrirán fluencia lenta hasta llegar a la falla a una tensión muy por debajo de la

resistencia nominal del hormigón. Este comportamiento es similar al comportamiento del hormigón en columnas de pared delgada.

El factor de reducción, ϕ_w, originalmente fue desarrollado para tomar en cuenta la reducción de la deformación utilizable del hormigón de columnas de pared delgada en estado límite de resistencia. El uso de ϕ_w para reducir el límite de tensión correspondiente a vigas cajón en estado límite no es correcto desde el punto de vista teórico. Sin embargo, debido a la falta de información acerca del comportamiento del hormigón en el estado límite de servicio, el uso de ϕ_w permite considerar el comportamiento de los elementos delgados de manera racional.

La aplicación del ***Artículo 6.7.4.7.2*** a elementos con alas y de espesor variable requiere del juicio profesional.

En la ***Figura 6.9.4.2.1-1*** ilustra cómo considerar longitudes adecuadas para diferentes elementos. En el caso de longitudes de espesor constante, se debería utilizar el espesor de pared asociado con dichas longitudes. Para longitudes de espesor variable, por ejemplo L_4, se podría utilizar un espesor promedio. Para los elementos con múltiples longitudes, tales como el ala superior ilustrada, se debería utilizar la mayor relación. Se debería considerar el efecto beneficial del apoyo en puntales. No se muestran los factores de longitud efectiva. En la ***Figura 6.9.4.2.1-1*** el borde libre del voladizo se supone soportado por el parapeto.

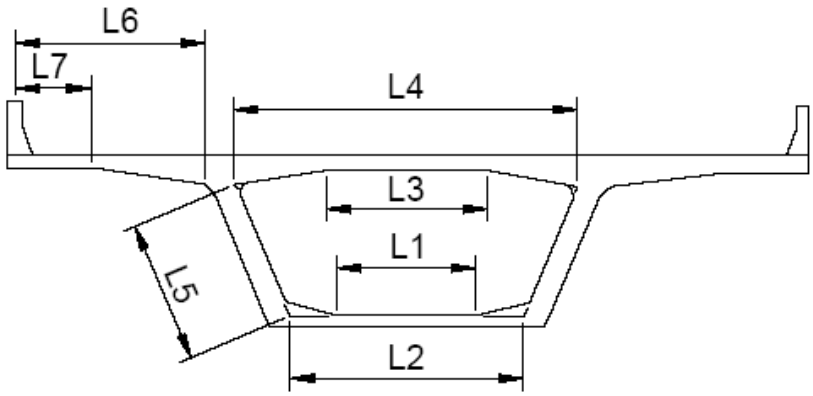


Figura 6.9.4.2.1-1 – Longitudes de pared sugeridas

Tabla 6.9.4.2.1-1 – Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas

– Elementos totalmente pretensados-

Ubicación	Tensión límite
• Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0,45\,f'_c$ (MPa)
• En puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0,45\,f'_c$ (MPa)
• Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sobrecarga y la semisuma de la tensión efectiva de pretensado más las cargas permanentes	$0,40\,f'_c$ (MPa)
• Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo	$0,60\,\phi_w f'_c$ (MPa)

6.9.4.2.2 Tensiones de Tracción

Para las combinaciones de cargas de servicio que involucran cargas de tráfico, las tensiones de tracción en los elementos que tienen tendones de pretensazo adherentes o no adherentes se deberían investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III especificada en la ***Tabla 4.5.1-1***.

Se aplicarán los límites indicados en la ***Tabla 6.9.4.2.2-1***.

Las condiciones de corrosión severa incluyen la exposición a sales anticongelantes, agua o sales marinas y productos químicos transportados por el aire en zonas altamente industrializadas.

Tabla 6.9.4.2.2-1 – Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados-

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas	
	• Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0,50\sqrt{f'_c}$ (MPa)
	• Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas	$0,25\sqrt{f'_c}$ (MPa)
	• Para elementos con tendones de pretensado no adherentes	Tracción nula
Puentes construidos por segmentos	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida	
	• Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción longitudinal calculada a una tensión de 0,5fy; con tendones internos o tendones externos	$0,25\sqrt{f'_c}$ (MPa)
	• Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones	Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones	
	• Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimida	$0,25\sqrt{f'_c}$ (MPa)
	Tensiones en otras áreas	
	• Para áreas sin armadura adherente	Tracción nula
	• En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_y$, no mayor que 205 MPa	$0,50\sqrt{f'_c}$ (MPa)

Ver el cálculo del área de armadura adherente requerida en la ***Figura 6.9.4.1.2-1.***

6.9.4.3 Elementos Parcialmente Pretensados

Para los elementos totalmente pretensados las tensiones de compresión se deberán limitar como se especifica en los ***Artículos 6.9.4.1.1 y 6.9.4.2.1.***

Se puede permitir fisuración en la zona de tracción precomprimida. El diseño de elementos parcialmente pretensados se debería basar en un análisis de sección fisurada satisfaciendo los diferentes estados límites de servicio. La tensión de tracción en la armadura en estado límite de servicio será como se especifica en el ***Artículo 6.7.3.4,*** en cuyo caso f_{sa} se deberá interpretar como el cambio de tensión luego de la descompresión.

6.9.5 PÉRDIDAS DE PRETENSADO

6.9.5.1 Pérdida de Pretensado Total

En lugar de un análisis más detallado, las pérdidas de pretensado en elementos construidos y pretensados en una sola etapa, respecto de la tensión inmediatamente antes de la transferencia, se pueden tomar como:

- En elementos pretensados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \qquad (6.9.5.1\text{-}1)$$

- En elementos postesados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (6.9.5.1\text{-}2)$$

Donde:

Δf_{pT} = pérdida total (MPa)

Δf_{pF} = pérdida por fricción (MPa)

Δf_{pA} = pérdida por acuñamiento de los anclajes (MPa)

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (MPa)

Δf_{pSR} = pérdida por contracción (MPa)

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa)

Δf_{pR2} = pérdida por relajación del acero después de la transferencia (MPa)

En los elementos pretensados para los cuales se utiliza la estimación aproximada de las pérdidas especificada en el ***Artículo 6.9.5.3***, la parte de la pérdida correspondiente a relajación antes de la transferencia, Δf_{pR1}, se debería restar de la relajación total.

Para los elementos postesados se debería considerar una pérdida de fuerza en los tendones dentro de los equipos de pretensado, de acuerdo con lo indicado por las tensiones leídas en los instrumentos de medición.

Para las construcciones por segmentos, construcciones de hormigón de baja densidad, pretensado por etapas con tramos de más de 50,0 m y puentes en los cuales se desea realizar una evaluación más precisa de las pérdidas de pretensado, el cálculo de las pérdidas de pretensado se debería hacer de acuerdo con un método avalado por datos de ensayos comprobados.

Se deberían considerar datos obtenidos de ensayos de control realizados considerando los materiales a utilizar, métodos de curado, condiciones ambientales de servicio y detalles estructurales pertinentes.

Para estimar con precisión la pérdida de pretensado total es necesario reconocer que las pérdidas dependientes del tiempo debidas a la fluencia lenta y la relajación también dependen la una de la otra. Si fuera necesario, las pérdidas de pretensado se deberían calcular rigurosamente de acuerdo con un método avalado por datos de ensayos. Sin embargo, durante la etapa de diseño pocas veces se requiere un gran refinamiento y algunas veces ni siquiera es posible realizar un análisis preciso, ya que muchos de los factores determinantes aún no son conocidos o escapan al control del Diseñador.

Las pérdidas por acuñamiento de los anclajes, fricción y acortamiento elástico son instantáneas, mientras que las pérdidas por fluencia lenta, contracción y relajación dependen del tiempo.

Para las construcciones en múltiples etapas y/o pretensadas, las pérdidas de pretensado se deberían calcular considerando el tiempo transcurrido entre cada etapa. Este cálculo se puede realizar aplicando el método de los incrementos de tiempo.

Estimar las pérdidas para hormigón parcialmente pretensado es análogo a estimar las pérdidas para hormigón totalmente pretensado en que:

- Las pérdidas de pretensado instantánea, tales como las debidas a fricción, acuñamiento de los anclajes y acortamiento elástico, se pueden calcular exactamente como si se tratara de elementos totalmente pretensados.
- La tensión media en el hormigón de un elemento parcialmente pretensado generalmente es menor que en un elemento totalmente pretensado. Por lo tanto, la pérdida de pretensado debida a fluencia lenta también será menor.
- Si el acero de pretensado estuviera tesado a la misma tensión de tracción inicial que en el caso del hormigón totalmente pretensado, la pérdida por relajación intrínseca sería la misma. Sin embargo, debido a que la pérdida por fluencia lenta es menor en los elementos parcialmente pretensados y debido a que la pérdida por fluencia lenta afecta la pérdida por relajación, en los elementos de hormigón parcialmente pretensados, la pérdida por relajación es ligeramente mayor que en los elementos de hormigón totalmente pretensado.
- A igualdad de todos los demás factores, la pérdida de pretensado debida a la contracción del hormigón debería ser igual para elementos de hormigón parcial y totalmente pretensados.
- La presencia de una importante cantidad de armadura no pretensada, como ocurre en el hormigón parcialmente pretensado, afecta la redistribución de tensiones en la sección provocada por la fluencia lenta del hormigón, y generalmente las pérdidas de pretensado resultantes son menores.
- Debido a que un elemento de hormigón parcialmente pretensado se puede fisurar bajo carga permanente, la pérdida de pretensado del acero se puede equilibrar en gran medida por el aumento de tensión en el acero en el momento de la fisuración. Este aumento de la tensión es necesario para mantener el equilibrio y contrarrestar la pérdida de capacidad de tracción de la sección de hormigón.

En accesorios para tesado y dispositivos de anclaje se han medido pérdidas iguales a 2 a 6 por ciento de la fuerza calculada como la presión aplicada al pisón por su área calibrada (Roberts 1993). La pérdida varía dependiendo del tipo de pistón y del anclaje. Como valor de diseño inicial se recomienda utilizar 3 por ciento.

6.9.5.2 Pérdidas Instantáneas

6.9.5.2.1 Acuñamiento de los Anclajes

La pérdida por acuñamiento de los anclajes es provocada por el movimiento del tendón antes del asiento de las cuñas o el dispositivo de agarre del anclaje. La magnitud del acuñamiento mínimo depende del sistema de pretensado utilizado. Esta pérdida ocurre antes de la transferencia, y es responsable de la mayor parte de la diferencia entre la tensión de tesado y la tensión en el momento de la transferencia.

La magnitud del acuñamiento de los anclajes será el valor mayor entre la requerida para controlar la tensión en el acero de pretensado en el momento de la transferencia o la recomendada por el fabricante de los anclajes. La magnitud del acuñamiento supuesta para el diseño y utilizada para calcular la pérdida deberá ser indicada en la documentación técnica y verificada durante la construcción.

Un valor habitual para el acuñamiento de los anclajes es de 10 mm, aunque para algunos dispositivos de anclaje, tales como los utilizados para tendones formados por barras, es más adecuado utilizar valores tan bajos como 1,6 mm.

Para los anclajes para cables tipo cuña, el acuñamiento puede variar de 3 a 10 mm, dependiendo del tipo de equipos utilizado. Para los tendones cortos es preferible que el asiento de los anclajes sea pequeño, por lo cual se deberían utilizar equipos de gran potencia. En los tendones largos el efecto del acuñamiento de los anclajes sobre las fuerzas en los tendones es despreciable. El valor de acuñamiento de los anclajes igual a 6 mm que muchas veces se asume en el cálculo de los alargamientos es un valor adecuado pero aún así aproximado.

Debido a la fricción, la pérdida debida al acuñamiento de los anclajes puede afectar sólo una parte del elemento pretensado.

Las pérdidas por acortamiento elástico también se pueden calcular de acuerdo con el ***Artículo 6.9.5.2.3***. Las pérdidas por acortamiento elástico de los tendones externos se pueden calcular como si se tratara de tendones internos.

6.9.5.2.2 Fricción

6.9.5.2.2 a Construcciones Pretensadas

Para los tendones de pretensado deformados se deberán considerar las pérdidas que pueden ocurrir en los dispositivos de fijación.

6.9.5.2.2 b Construcciones Postesadas

Si hay grandes discrepancias entre los alargamientos medidos y los alargamientos calculados será necesario realizar ensayos de fricción in situ.

Las pérdidas por fricción entre los tendones internos de pretensado y la pared de la vaina se pueden tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}\left(1 - e^{-(Kx+\mu\alpha)}\right) \qquad \text{(6.9.5.2.2b-1)}$$

Las pérdidas por fricción entre un tendón externo que atraviesa una única tubería de desviación se puede tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}\left(1 - e^{-\mu(\alpha+0{,}04)}\right) \qquad \text{(6.9.5.2.2b-2)}$$

Donde:

f_{pj} = tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado (MPa)

x = longitud de un tendón de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (mm)

K = coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por mm de tendón)

μ= coeficiente de fricción

α= sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado, o entre el extremo del gato de tesado más próximo si el tesado se realiza igualmente en ambos extremos, y el punto investigado (radianes)

e = base de los logaritmos neperianos

Los valores de K y μse deberían basar en datos experimentales correspondientes a los materiales especificados, y deberán ser incluidos en la documentación técnica. En ausencia de estos datos, se puede utilizar un valor comprendido dentro de los rangos de K y μ especificados en la ***Tabla 6.9.5.2.2b-1.***

Para tendones confinados a un plano vertical, α se deberá tomar como la sumatoria de los valores absolutos de las variaciones angulares en la longitud x.

Los 0,04 radianes de la **Ecuación 6.9.5.2.2b-2** representan una variación angular no intencional. Esta variación angular puede variar dependiendo de las tolerancias específicas de cada obra y de la colocación de la tubería de desviación, por lo cual, no es necesario aplicarla en todos los casos si el ángulo de desviación es conocido o si se lo controla estrictamente, como en el caso de las vainas continuas que pasan a través de orificios longitudinales individuales en forma de campana en los desviadores. No es necesario considerar la variación angular no intencional para el cálculo de las pérdidas debidas al movimiento de los asientos.

Para los tendones curvados en tres dimensiones, la variación angular tridimensional total α se deberá obtener sumando vectorialmente la variación angular vertical total, α_v, más la variación angular horizontal total, α_h.

Para los elementos esbeltos el valor de x se puede tomar como la proyección del tendón sobre el eje longitudinal del elemento. Para los tendones de 12 cables se puede utilizar un coeficiente de fricción de 0,25. Para tendones y vainas de mayor tamaño se puede utilizar un coeficiente menor.

α_v y α_h se pueden tomar como la sumatoria de los valores absolutos de las variaciones angulares en la longitud *x* de la proyección del tendón en los planos vertical y horizontal, respectivamente.

Como una primera aproximación, μ se puede tomar como la suma escalar de α_v y α_h.

Si los desarrollos del tendón en elevación y planta son parabólicos o circulares,α se puede calcular como:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_v^2 + \alpha_h^2} \qquad \text{(6.9.5.2.2b-3)}$$

Si los desarrollos del tendón en elevación y planta son curvas generalizadas, el tendón se puede dividir en pequeños intervalos para luego aplicar la expresión anterior a cada tramo de manera que:

$$\alpha = \sum \Delta\alpha = \sum \sqrt{\Delta\alpha_v^2 + \Delta\alpha_h^2} \qquad (6.9.5.2.2b\text{-}4)$$

A modo de aproximación, el tendón se puede reemplazar por una serie de cuerdas que conectan puntos nodales. Las variaciones angulares, $\Delta\alpha_v$ y $\Delta\alpha_h$, de cada cuerda se pueden obtener en base a la pendiente en su desarrollo en planta y elevación.

La pérdida de pretensado en los desviadores es mayor que la que se estimaría con el coeficiente de fricción habitual (μ= 0,25).

Esta pérdida adicional puede deberse en parte a las tolerancias permitidas en la colocación de las tuberías de desviación. Una pequeña falta de alineación de las tuberías puede provocar un aumento significativo de las variaciones angulares de los tendones en los puntos de desviación. Este efecto se toma en cuenta sumando una variación angular no intencional de 0,04 radianes a la variación angular teórica, en base a la longitud de un desviador típico de 915 mm y una tolerancia de colocación de ± 9 mm. El valor 0,04 se debe sumar al valor teórico en cada desviador. Este valor puede variar dependiendo de las tolerancias de colocación de las tuberías.

Tabla 6.9.5.2.2b-1 – Coeficientes de fricción para tendones de postesado

Tipo de acero	Tipo de vaina	K	μ
Alambres o cables	Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado	$6{,}6 \times 10^{-7}$	0,15 - 0,25
	Polietileno	$6{,}6 \times 10^{-7}$	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos	$6{,}6 \times 10^{-7}$	0,25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	$6{,}6 \times 10^{-7}$	0,30

6.9.5.2.3 Acortamiento Elástico

6.9.5.2.3 a Elementos Pretensados

En los elementos pretensados la pérdida por acortamiento elástico se deberá tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \qquad (6.9.5.2.3a\text{-}1)$$

Donde:

f_{cgp} = sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (MPa)

E_p = módulo de elasticidad del acero de pretensado (MPa)

E_{ci} = módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (MPa)

Para los elementos pretensados de diseño habitual, f_{cgp} se puede calcular suponiendo en el acero de pretensado una tensión igual a 0,65 f_{pu} para cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia o igual a 0,70 f_{pu} para cables de baja relajación.

En los elementos pretensados la pérdida por acortamiento elástico se puede determinar utilizando la siguiente expresión alternativa:

$$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps} f_{pbt} \left(I_g + e_m^2 A_g \right) - e_m M_g A_g}{A_{ps} \left(I_g + e_m^2 A_g \right) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}}$$

(6.9.5.2.3a-2)

Donde:

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm^2)

A_g = área bruta de la sección (mm^2)

E_{ci} = módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (MPa)

E_p = módulo de elasticidad de los tendones de pretensado (MPa)

e_m = excentricidad promedio en la mitad del tramo (mm)

f_{pbt} = tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia como se especifica en la ***Tabla 6.9.3-1*** (MPa)

I_g = momento de inercia de la sección bruta de hormigón (mm^4)

M_g = momento en la mitad del tramo debido al peso propio del elemento (N*mm)

Para los elementos de diseño no habitual se deberían utilizar métodos más precisos avalados por la experiencia o investigaciones teóricas.

6.9.5.2.3 b Elementos Postesados

En los elementos postesados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se puede tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

6.9.5.2.3b-1

Donde:

N = número de tendones de pretensado idénticos

f_{cgp} = sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (MPa)

Los valores de f_{cgp} se pueden calcular usando una tensión del acero reducida por debajo del valor inicial en un margen que depende de los efectos del acortamiento elástico, la relajación y la fricción.

Para las estructuras postesadas con tendones adherentes, f_{cgp} se puede tomar en la sección central del tramo o, en el caso de construcciones continuas, en la sección de máximo momento.

Para las estructuras postesadas con tendones no adherentes, f_{cgp} se puede calcular como la tensión en el centro de gravedad del acero de pretensado promediada sobre la longitud del elemento.

Para los sistemas de losa, el valor de Δf_{pES} se puede tomar como 25 por ciento del valor obtenido de la **Ecuación 6.9.5.2.3 b-1**.

En los elementos postesados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se puede determinar utilizando la siguiente expresión alternativa:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{A_{ps} f_{pbt} \left(I_g + e_m^2 A_g \right) - e_m M_g A_g}{A_{ps} \left(I_g + e_m^2 A_g \right) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}} \qquad \text{6.9.5.2.3b-2}$$

Donde:

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm^2)

A_g = área bruta de la sección (mm^2)

E_{ci} = módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (MPa)

E_p = módulo de elasticidad de los tendones de pretensado (MPa)

e_m = excentricidad promedio en la mitad del tramo (mm)

f_{pbt} = tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia como se especifica en la ***Tabla 6.9.3-1*** (MPa)

I_g = momento de inercia de la sección bruta de hormigón (mm^4)

M_g = momento en la mitad del tramo debido al peso propio del elemento (N*mm)

N = número de tendones de pretensado idénticos

f_{pj} = tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado (MPa)

Para las estructuras postesadas con tendones adherentes, Δf_{pES} se puede calcular en la sección central del tramo o, en el caso de construcciones continuas, en la sección de máximo momento.

Para las estructuras postesadas con tendones no adherentes, Δf_{pES} se puede calcular utilizando la excentricidad del acero de pretensado promediada sobre la longitud del elemento.

Para los sistemas de losa, el valor de Δf_{pES} se puede tomar como 25 por ciento del valor obtenido de la **Ecuación 6.9.5.2.3 b-2**

Para las construcciones postesadas, las pérdidas Δf_{pES} se pueden reducir por debajo de lo indicado por la **Ecuación 6.9.5.2.3 b-1** aplicando procedimientos de tesado adecuados, tales como tesado por etapas y retesado.

Si se utilizan tendones con diferente número de cables por tendón, N se puede calcular como:

$$N = N_1 + N_2 \frac{A_{sp2}}{A_{sp1}} \qquad 6.9.5.2.3b\text{-}3$$

Donde:

N_1 = número de tendones en el grupo mayor

N_2 = número de tendones en el grupo menor

A_{sp1} = área transversal de un tendón en el grupo mayor (mm^2)

A_{sp2} = área transversal de un tendón en el grupo menor (mm^2)

6.9.5.3 Estimación Aproximada de las Pérdidas Dependientes del Tiempo

En los elementos pretensados y parcialmente pretensados, las pérdidas de pretensado dependientes del tiempo debidas a la fluencia lenta y contracción del hormigón y a la relajación del acero se pueden estimar de forma aproximada como se especifica en la ***Tabla 6.9.5.3-1*** para:

- Elementos no construidos por segmentos, postesados, con tramos de hasta 50,0 m y tesados a una edad del hormigón comprendida entre 10 y 30 días, y
- Elementos pretensados tesados luego de alcanzar una resistencia a la compresión f'_{ci} = 24 MPa,
- Siempre que:
    - Los elementos sean de hormigón de densidad normal,
    - El hormigón sea curado al vapor o en húmedo,
    - El pretensado se haga con barras o cables con propiedades de relajación baja o normal, y
    - El sitio se caracterice por condiciones de exposición y temperaturas medias.

En el caso de los puentes de hormigón por segmentos, esta estimación de las pérdidas sólo se puede utilizar a los fines del diseño preliminar.

Las relaciones de pretensado parcial (*PPR*) utilizadas en la ***Tabla 6.9.5.3-1*** se deberán tomar como se especifica en la **Ecuación 6.5.4.2.1-2**.

Para los miembros de hormigón estructural de baja densidad, los valores especificados en la ***Tabla 6.9.5.3-1*** se deberán incrementar en 35 MPa.

Para determinar las pérdidas totales, las pérdidas por acortamiento elástico se deberían sumar a las pérdidas dependientes del tiempo.

Las estimaciones aproximadas de las pérdidas dependientes del tiempo indicadas en la ***Tabla 6.9.5.3-1*** reflejan valores y tendencias obtenidas del análisis dependiente del tiempo computarizado de una gran cantidad de elementos de puentes y estructuras diseñados para un rango habitual de variables, es decir:

- Coeficiente último de fluencia lenta del hormigón comprendido entre 1,6 y 2,4
- Coeficiente último de contracción del hormigón comprendido entre 0,0004 y 0,0006 (mm/mm)
- Humedad relativa comprendida entre 40% y 100%
- Curado del hormigón en húmedo o al vapor, y
- Relación de pretensado parcial (*PPR*) comprendida entre 0,2 y 1,0

Con respecto a las "condiciones de exposición medias," los valores indicados en la ***Tabla 6.9.5.3-1*** sólo se deberían utilizar si ya se han aplicado de manera satisfactoria al tipo general de estructura o método constructivo anticipado.

Para los cables de alta resistencia la ***Tabla 6.9.5.3-1*** indica una estimación de límite superior y una estimación promedio.

Se recomienda utilizar el límite superior si existe una combinación adversa de parámetros, como por ejemplo hormigón de baja resistencia a la compresión, baja humedad relativa y curado en húmedo. Para los elementos pretensados con barras, se halló que la diferencia entre el límite superior y el promedio es demasiado insignificante para justificar una expresión diferente.

Para los cables de baja relajación, los valores especificados en la ***Tabla 6.9.5.3-1*** se pueden reducir en:

- 28 MPa en el caso de vigas cajón,
- 41 MPa en el caso de vigas de sección rectangular, losas macizas y vigas I, y
- 55 MPa en el caso de vigas Te, doble Te, de núcleo hueco y losas aligeradas.

Para condiciones de exposición poco habituales se deberán obtener estimaciones más precisas de acuerdo con métodos avalados por la experiencia o investigaciones.

Para las vigas cajón, vigas I y vigas macizas de sección rectangular, se halló que el efecto de resistencia a la compresión del hormigón de hasta 70 MPa es despreciable.

Las diferencias entre los diferentes tipos de secciones también se pueden deber a las diferencias en el nivel medio de pretensado del hormigón.

Hasta que nuevas investigaciones indiquen lo contrario, las reducciones especificadas se pueden utilizar para hormigones con resistencias de hasta 105 MPa.

Tabla 6.9.5.3-1 – Pérdidas dependientes del tiempo en MPa

Tipo de sección de la viga	Nivel	Para alambres y cables con f_{pu} = 1620, 1725 ó 1860 MPa	Para barras con f_{pu} = 1000 ó 1100 MPa
Vigas de sección rectangular y losas macizas	Límite superior	$200 + 28\ PPR$	$130 + 41\ PPR$
	Promedio	$180 + 28\ PPR$	
Vigas cajón	Límite superior	$145 + 28\ PPR$	100
	Promedio	$130 + 28\ PPR$	
Vigas I	Promedio	$230\left[1-0,15\frac{f'_c-41}{41}\right]+41\ PPR$	$130 + 41\ PPR$
Vigas Te, doble Te, de núcleo hueco y losas aligeradas	Límite superior	$270\left[1,0-0,15\frac{f'_c-41}{41}\right]+41\ PPR$	$210\left[1,0-0,15\frac{f'_c-41}{41}\right]+41\ PPR$
	Promedio	$230\left[1,0-0,15\frac{f'_c-41}{41}\right]+41\ PPR$	

6.9.5.4 Estimaciones Refinadas de las Pérdidas Dependientes del Tiempo

6.9.5.4.1 Requisitos Generales

Se pueden obtener valores más precisos de las pérdidas por fluencia lenta, contracción y relajación que las especificadas en el ***Artículo 6.9.5.3***, de acuerdo con los requisitos ya sea del ***Artículo 6.4.2.3*** o de acuerdo con el presente artículo para el caso de elementos pretensados con:

- Longitudes de tramo de no más de 75,00 m,
- Hormigón de densidad normal, y
- Resistencia mayor que 24 MPa en el momento del pretensado.

Para el hormigón de baja densidad la pérdida de pretensado se deberá basar en las propiedades representativas del hormigón a utilizar.

Para las construcciones por segmentos, para todos los propósitos excepto para el diseño preliminar, las pérdidas de pretensado se deberán determinar cómo se especifica en el ***Artículo 6.9.5***, incluyendo la consideración del método constructivo y el cronograma indicado en la documentación técnica.

Estimando las pérdidas provocadas por cada uno de los efectos dependientes del tiempo, tales como fluencia lenta, contracción o relajación, se puede obtener una mejor estimación de las pérdidas totales que los valores dados en la ***Tabla 6.9.5.3-1***.

Las **Ecuaciones 6.9.5.4.4 b-1 a 6.9.5.4.4 c-2** sólo son apropiadas para rangos de temperatura normales. Las pérdidas por relajación aumentan a medida que aumenta la temperatura.

6.9.5.4.2 Contracción

La pérdida de pretensado debida a la contracción, en MPa, se puede tomar como:

- Para elementos pretensados:

$\Delta f_{pSR} = (117 - 1{,}03H)$ (MPa) (6.9.5.4.2-1)

- Para elementos postesados:

$\Delta f_{pSR} = (93 - 0{,}85H)$ (MPa) (6.9.5.4.2-2)

Donde:

H = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

La humedad relativa, H, se puede obtener de estadísticas meteorológicas locales o de la Dirección Nacional de Meteorología

6.9.5.4.3 Fluencia Lenta

La pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta se puede tomar como:

$\Delta f_{pCR} = 12{,}0\, f_{cgp} - 7{,}0\, \Delta f_{cdp} \geq 0{,}0$ (6.9.5.4.3-1)

Donde:

f_{cgp} = tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia (MPa)

Δf_{cdp} = variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a las cargas permanentes, a excepción de la carga que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado. Los valores de Δf_{cdp} se deberían calcular en la misma sección o secciones para las cuales se calcula f_{cgp} (MPa).

La condición "≥ 0,0" de la **Ecuación 6.9.5.4.3 -1** es necesaria porque en algunos casos de pretensado parcial se podrían obtener valores negativos, pero Δf_{pCR} nunca se debería tomar menor que 0,0.

6.9.5.4.4 Relajación

6.9.5.4.4 a Requisitos Generales

Generalmente la pérdida por relajación inicial es determinada por el Fabricante. Si se requiere que el Ingeniero estime la pérdida por relajación inicial de forma independiente, o si el Ingeniero decide determinarla según lo indicado en el ***Artículo 6.9.5.1***, a modo de guía se pueden utilizar los requisitos de este artículo. Si no hay información específica del proyecto disponible, a los fines de este cálculo el valor de f_{pj} se puede tomar como $0{,}80 f_{pu}$.

La relajación total en cualquier momento posterior a la transferencia se deberá tomar como la sumatoria de todas las pérdidas especificadas en los ***Artículos 6.9.5.4.4b y 6.9.5.4.4c***.

6.9.5.4.4 b En el Momento de la Transferencia

En los elementos pretensados la pérdida por relajación del acero de pretensado, inicialmente tesado a más de 0,50f_{pu}, se puede tomar como:

- Para cable aliviado de tensiones:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24{,}0t)}{10{,}0}\left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0{,}55\right] f_{pj} \qquad (6.9.5.4.4b\text{-}1)$$

- Para cable de baja relajación:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24{,}0t)}{40{,}0}\left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0{,}55\right] f_{pj} \qquad (6.9.5.4.4b\text{-}2)$$

Donde:

t = tiempo estimado entre el tesado y la transferencia (días)

f_{pj} = tensión inicial en el tendón al final del tesado (MPa)

f_{py} = tensión de fluencia especificada del acero de pretensado (MPa)

6.9.5.4.4 c Después de la Transferencia

Las pérdidas por relajación del acero de pretensado se pueden tomar como:

- Para pretensado con cables aliviados de tensiones

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0{,}4\Delta F_{pES} - 0{,}2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \quad (6.9.5.4.4c\text{-}1)$$

- Para postesado con cables aliviados de tensiones:

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0{,}3\Delta f_{pF} - 0{,}4\Delta f_{pES} - 0{,}2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \qquad (6.9.5.4.4c\text{-}2)$$

Donde:

Δf_{pF} = pérdida por fricción debajo del nivel de 0,70 f_{pu} en el punto considerado, calculada de acuerdo con el ***Artículo 6.9.5.2.2*** (MPa)

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (MPa)

Δf_{pSR} = pérdida por contracción (MPa)

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa)

- Para aceros de pretensado con bajas propiedades de relajación que satisfacen AASHTO M 203M (ASTM A 416M ó E 328):

  Utilizar 30 por ciento de Δf_{pR2} dado por las ***Ecuaciones 6.9.5.4.4 c-1 ó 6.9.5.4.4 c-2***

- Para postesado con barras de 1000 a 1100 MPa:

La pérdida por relajación se debería basar en datos de ensayo aprobados. Si no hay datos de ensayo disponibles, se puede asumir que la pérdida es de 21 MPa.

6.9.5.5 Pérdidas para el Cálculo de las Flechas

Para el cálculo de las flechas y contraflechas de elementos no construidos por segmentos, pretensados, construidos de hormigón de densidad normal con una resistencia superior a 24 MPa en el momento del pretensado, f_{cgp} y Δf_{cdp} se pueden calcular como la tensión en el centro de gravedad del acero de pretensado promediada en la longitud del elemento.

6.10 DETALLES DE ARMADO

6.10.1 RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN

El mínimo recubrimiento de hormigón será como se especifica en el ***Artículo 6.12.3.***

6.10.2 GANCHOS Y DOBLADO DE LA ARMADURA

6.10.2.1 Ganchos Normales

Para los propósitos de estas Especificaciones, el término "gancho normal" tendrá uno de los siguientes significados:

- Para la armadura longitudinal:
  a) Gancho con un ángulo de doblado de 180º más una prolongación de 4,0 d_b pero no menor que 65 mm en el extremo libre de la barra, o
  b) Gancho con un ángulo de doblado de 90º más una prolongación de 12,0 d_b en el extremo libre de la barra.
- Para la armadura transversal:
  a) Barras No. 16 y menores − Gancho con un ángulo de doblado de 90º más una prolongación de 6,0 d_b en el extremo libre de la barra.
  b) Barras No. 20 y No. 25 − Gancho con un ángulo de doblado de 90º más una prolongación de 12,0 d_b en el extremo libre de la barra.
  c) Barras No. 25 y menores − Gancho con un ángulo de doblado de 135º más una prolongación de 6,0 d_b en el extremo libre de la barra.

Siendo:

d_b = diámetro nominal de la barra de armadura (mm)

6.10.2.2 Diámetro Mínimo de Doblado

El diámetro de doblado de una barra, medido del lado interno de la barra, no deberá ser menor que el valor especificado en la ***Tabla 6.10.2.2-.***

Tabla 6.10.2.2-1 – Diámetros mínimos de doblado

Tamaño de barra y aplicaciones	Diámetro mínimo
No. 10 a No. 16 – Uso general	6,0 d_b
No. 10 a No. 16 – Estribos y zunchos	4,0 d_b
No. 19 a No. 25 – Uso general	6,0 d_b
No. 32	8,0 d_b

El diámetro interno de doblado para estribos y zunchos en mallas soldadas de alambres lisos o conformados no deberá ser menor que 4,0 d_b para alambre conformado mayor que D6 (38,7 mm^2) ó 2,0 d_b para los demás tamaños de alambre. Si el doblado se realiza con un diámetro interno menor que 8,0 d_b, este doblado no deberá estar a una distancia menor que 4,0 d_b de la intersección soldada más próxima.

6.10.3 SEPARACIÓN DE LA ARMADURA

6.10.3.1 Mínima Separación de la Armadura

6.10.3.1.1 Hormigón Colado In Situ

Para el hormigón colado in situ, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que:

- 1,5 veces el diámetro nominal de las barras,
- 1,5 veces el tamaño máximo del agregado grueso, o
- 38 mm.

6.10.3.1.2 Hormigón Prefabricado

Para el hormigón prefabricado en planta bajo condiciones controladas, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que:

- El diámetro nominal de las barras,
- 1,33 veces el tamaño máximo del agregado grueso, o

- 25 mm.

6.10.3.1.3 Múltiples Capas de Armadura

Excepto en los tableros en los cuales se coloca armadura paralela en dos o más capas, con una distancia libre entre capas no mayor que 150 mm, las barras de las capas superiores se deberán ubicar directamente sobre las de la capa inferior, y la distancia libre entre capas deberá ser mayor o igual que 25 mm o el diámetro nominal de las barras.

6.10.3.1.4 Empalmes

Las limitaciones sobre distancia libre entre barras especificadas en los ***Artículos 6.10.3.1.1 y 6.10.3.1.2*** también se aplicarán a la distancia libre entre un empalme solapado y los empalmes o barras adyacentes.

6.10.3.1.5 Paquetes de Barras

El número de barras paralelas dispuestas en un paquete de manera que actúen como una unidad no deberá ser mayor que cuatro, excepto que, en los elementos flexionados en ningún paquete el número de barras mayores que No. 36 deberá ser mayor que dos.

Los paquetes de barras deberán estar encerrados por estribos o zunchos.

Cada una de las barras individuales de un paquete que se interrumpe dentro de un tramo deberá terminar en secciones diferentes separadas como mínimo 40 diámetros de barra.

Si las limitaciones de separación entre barras se basan en el tamaño de las barras, un paquete de barras se deberá tratar como una barra individual cuyo diámetro se obtiene a partir de la sección equivalente total.

Los paquetes de barras deberán estar soldados, atados con alambres o sujetados de alguna otra manera para garantizar que las barras permanezcan en sus ubicaciones relativas, independientemente de su inclinación.

6.10.3.2 Máxima Separación de las Barras de Armadura

A menos que se especifique lo contrario, la separación de la armadura en tabiques y losas no deberá ser mayor que 1,5 veces el espesor del elemento ó 450 mm. La máxima separación de los espirales, zunchos y armadura de contracción y temperatura deberá ser como se especifica en los ***Artículos 6.10.6, 6.10.7 y 6.10.8.***

6.10.3.3 Mínima Separación de los Tendones y Vainas de Pretensado

6.10.3.3.1 Cables de Pretensado

La distancia entre los cables de pretensado, incluyendo aquellos en vainas, en cada extremo de un elemento dentro de la longitud de anclaje, como se especifica en el ***Artículo 6.11.4.2***, no deberá ser

menor que una distancia libre tomada como 1,33 veces el tamaño máximo de los agregados ni menor que las distancias entre centros especificadas en la ***Tabla 6.10.3.3.1-1***.

Tabla 6.10.3.3.1-1 – Separaciones entre centros

Tamaño del cable (mm)	Separación (mm)
15,24 14,29 Especial 14,29	51
12,70 11,11 12,70 Especial	44
9,53	**38**

Si el comportamiento observado en ensayos a escala real realizados sobre prototipos del diseño lo justifica, se puede disminuir la distancia libre entre cables en el extremo de un elemento.

La mínima distancia libre entre grupos de cables dispuestos en paquetes no deberá ser menor que 1,33 veces el tamaño máximo de los agregados ó 25 mm.

Los cables de pretensado de un elemento se pueden agrupar en paquetes de forma que se toquen entre sí en un plano esencialmente vertical en y entre las ubicaciones de amarre. El número de cables dispuestos en paquetes, cualquiera sea su disposición salvo en un plano vertical, estará limitado a cuatro cables por paquete.

La intención del requisito de mantener la separación libre dentro de la zona de transferencia es asegurar que la separación entre los cables sea suficiente para transferir adecuadamente su fuerza de pretensado al hormigón que los rodea y para reducir la concentración de tensiones alrededor de los cables en los extremos de los elementos de pretensado en el momento de soltarlos.

Con el objetivo de facilitar la colocación y compactación del hormigón, algunas jurisdicciones limitan la distancia libre entre cables de pretensado a un mínimo de dos veces el tamaño nominal del agregado.

6.10.3.3.2 Vainas de Postesado Rectas en el Plano Horizontal

A menos que en el presente documento se especifique lo contrario, la distancia libre entre vainas de postesado rectas (no curvas) deberá ser mayor o igual que 38 mm ó 1,33 veces el tamaño máximo del agregado grueso. Para las construcciones prefabricadas por segmentos en las cuales hay

tendones de postesado que se extienden a través de una junta entre componentes recubierta con epoxi, la separación libre entre vainas de postesado deberá ser mayor o igual que el diámetro interno de la vaina o 100 mm, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

Las vainas se pueden empaquetar en grupos de no más de tres, siempre que la separación especificada para vainas individuales se mantenga entre cada vaina en la zona ubicada a 900 mm o menos de los anclajes.

Excepto en las construcciones por segmentos, para los grupos de vainas dispuestas en paquetes la mínima distancia libre horizontal entre paquetes adyacentes no deberá ser menor que 100 mm. Si los grupos de vainas están ubicados en dos o más planos horizontales, un paquete no deberá contener más de dos vainas en un mismo plano horizontal.

La mínima distancia libre vertical entre paquetes deberá ser mayor o igual que 38 mm ó 1,33 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

Para las construcciones prefabricadas, la mínima distancia libre horizontal entre grupos de vainas se puede reducir a 75 mm.

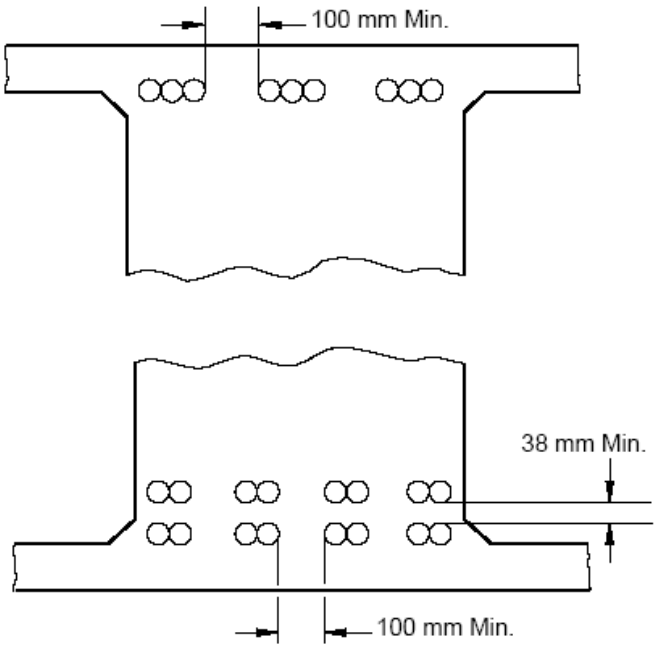


Figura 6.10.3.3.2-1 – Ejemplos de disposiciones aceptables para vainas rectas (no curvas) en el plano horizontal

6.10.3.3.3 Vainas de Postesado Curvas

La mínima distancia libre entre vainas curvas deberá ser igual a la requerida para el confinamiento de los tendones especificada en el ***Artículo 6.10.4.3***. La separación de las vainas curvas deberá ser mayor o igual que la requerida para vainas rectas.

6.10.3.4 Máxima Separación de los Tendones y Vainas de Pretensado en Losas

Los cables de pretensado para losas prefabricadas se deberán separar de forma simétrica y uniforme, y la distancia entre los mismos no deberá ser mayor que 1,5 veces la altura compuesta total de la losa ó 450 mm.

La separación entre los centros de los tendones de postesado de las losas no deberá ser mayor que 4,0 veces la mínima altura compuesta total de la losa.

El requisito que establece que la máxima separación de las vainas de postesado transversal en las losas de tablero es igual a 4,0 veces la altura de la losa es un requisito nuevo que refleja la práctica habitual. La altura compuesta se refiere a las losas que tienen sobrecapas adherentes.

6.10.3.5 Dispositivos de Acoplamiento en los Tendones de Postesado

La documentación técnica deberá especificar que no más del 50 por ciento de los tendones de postesado longitudinal se podrán acoplar en una misma sección, y que la separación entre las secciones que contienen dispositivos de acoplamiento adyacentes no deberá ser menor que la longitud del segmento ni que dos veces la altura del segmento. Al calcular las tensiones en el momento de aplicar la fuerza de postesado, las áreas vacías alrededor de los dispositivos de acoplamiento se deberán deducir de la sección transversal bruta y el momento de inercia.

La fuerza de pretensado disminuye localmente en la región de un dispositivo de acoplamiento. Esto se debe en parte a la mayor fluencia lenta provocada por las elevadas tensiones de compresión en la sección reducida de hormigón que provoca el acoplamiento de los tendones. No se ha observado fisuración en puentes en los cuales el número de tendones acoplados en una sección estaba limitado al 50 por ciento del número total de tendones.

6.10.4 CONFINAMIENTO DE LOS TENDONES

6.10.4.1 Requisitos Generales

En las almas los tendones se deberán ubicar dentro de los estribos. Cuando corresponda, en las alas y losas los tendones se deberán ubicar entre capas de armadura transversal. Para las vainas ubicadas en las alas inferiores de segmentos de altura variable, se deberá proveer armadura de confinamiento nominal alrededor de la vaina en cada cara del segmento. La armadura no deberá ser menor que dos filas de horquillas No. 13 a ambos lados de cada vaina con dimensión vertical igual a la altura de la losa, menos las dimensiones del recubrimiento superior e inferior.

Se deberán considerar los efectos de la presión de inyección del mortero en las vainas.

6.10.4.2 Desviación de las Vainas de Pretensado en las Losas

A los fines del presente artículo, las vainas cuya separación entre centros sea menor que 300 mm en cualquier dirección se deberán considerar poco separadas.

Si hay vainas transversales o longitudinales poco separadas en las alas y la documentación técnica no incluye requisitos para minimizar la desviación de las vainas, las mallas de armadura superior e inferior se deberían atar con horquillas No. 13. La separación entre horquillas no deberá ser mayor que 450 mm ó 1,5 veces la altura de la losa en cada dirección.

Las horquillas se proveen para impedir la deslaminación de la losa a lo largo del plano de las vainas de postesado.

6.10.4.3 Efectos de los Tendones Curvos

Los tendones curvos se deberán confinar mediante armadura de confinamiento. Esta armadura se deberá dimensionar de manera de garantizar que la tensión en el acero en estado límite de servicio no sea mayor que 0,6 f_y, y el valor de f_y supuesto no deberá ser mayor que 420 MPa.

La separación de la armadura de confinamiento no deberá ser mayor que 3,0 veces el diámetro exterior de la vaina ó 600 mm.

Si hay tendones en almas o alas curvas o si hay tendones alrededor y cerca de una esquina reentrante o un vacío interno, se deberá disponer recubrimiento de hormigón adicional y/o armadura de confinamiento adicional. La distancia entre una esquina reentrante o vacío y el borde más próximo de la vaina deberá ser mayor o igual que 1,5 veces el diámetro de la vaina.

Si un tendón es curvo en dos planos, las fuerzas en el plano y fuera del plano se deberán sumar vectorialmente.

Los tendones curvos inducen fuerzas de desviación que son radiales respecto del tendón en el plano de curvatura del tendón. Los tendones curvos formados por múltiples cables o alambres también inducen fuerzas fuera del plano que son perpendiculares al plano de curvatura del tendón.

En las vigas curvas se puede proveer resistencia a las fuerzas en el plano aumentando el recubrimiento de hormigón sobre la vaina, agregando armadura de confinamiento en forma de estribos o combinando ambas medidas.

No es la intención del presente artículo alentar el uso de tendones curvos cerca de esquinas reentrantes o vacíos.

Siempre que sea posible se debe evitar este tipo de detalle.

6.10.4.3.1 Solicitaciones en el Plano

Las fuerzas de desviación en el plano provocadas por el cambio de dirección de los tendones se deberá tomar como:

$$F_{u-in} = \frac{P_u}{R} \qquad (6.10.4.3.1\text{-}1)$$

Donde:

$F_{u\text{-}in}$ = fuerza de desviación en el plano por unidad de longitud del tendón (N/mm)

P_u = fuerza mayorada en el tendón, como se especifica en el ***Artículo 4.5.3*** (N)

R = radio de curvatura del tendón en la ubicación considerada (mm)

La máxima fuerza de desviación se deberá determinar en base a la hipótesis de que todos los tendones están tesados, incluyendo los tendones provisorios.

Las fuerzas en el plano ocurren, por ejemplo, en los tacos para anclaje o almas curvas, como se ilustra en las ***Figuras 6.10.4.3.1-1 y 6.10.4.3.1-2***. Si no se dispone armadura adecuada, las fuerzas de desviación del tendón pueden empujar y desprender el recubrimiento de hormigón del lado interior de la curva del tendón, o bien las fuerzas de compresión no equilibradas pueden empujar y desprender el hormigón del lado externo de la curva. El hormigón puede resistir tensiones de tracción radiales pequeñas.

El factor de carga de 1,2 tomado del ***Artículo 4.5.3*** y aplicado a la máxima fuerza de tesado de los tendones da por resultado una carga de diseño de alrededor de 96% de la resistencia última nominal del tendón. Este valor es compatible con la máxima fuerza de tesado que se puede alcanzar, la cual está limitada por el factor de eficiencia del anclaje.

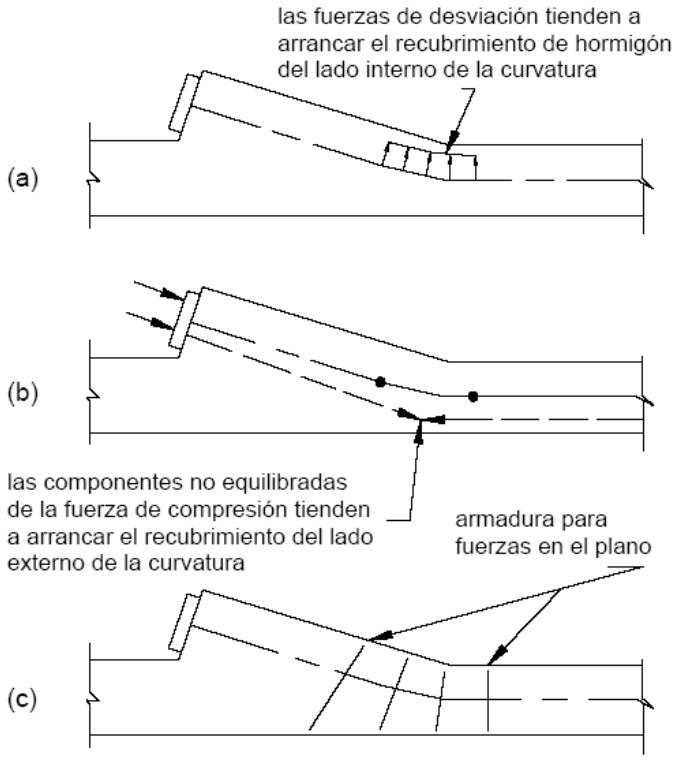


Figura 6.10.4.3.1-1 – Fuerzas en el plano en un taco para anclaje

En la ***Figura 6.10.4.3.1-2*** se indican los dos planos de corte para los cuales la **Ecuación 6.10.4.3.1-3** da V_n, para un solo tendón y para tendones múltiples.

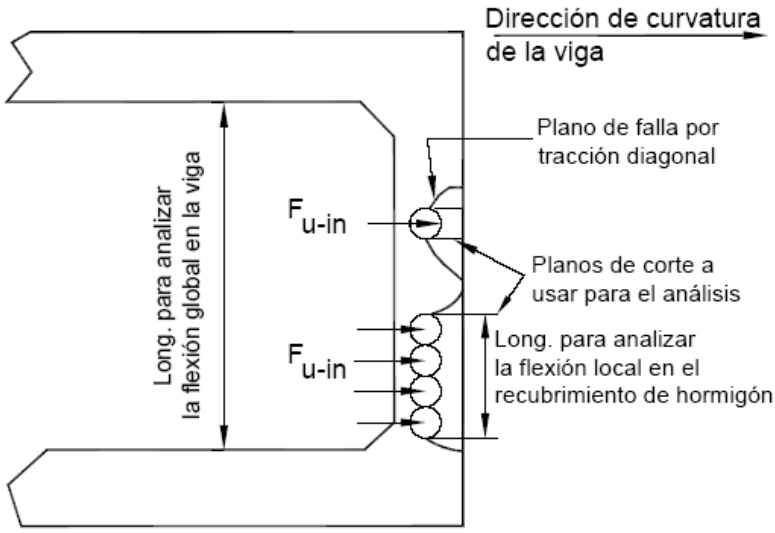


Figura 6.10.4.3.1-2 – Solicitaciones en el plano en vigas curvas provocadas por tendones curvos en el plano horizontal

La resistencia al corte del recubrimiento de hormigón contra el arrancamiento por las fuerzas de desviación, V_r, se deberá tomar como:

$V_r = \phi V_n$ (6.10.4.3.1-2)

Siendo:

$$V_n = 0{,}33\, d_c \sqrt{f_c'} \quad \text{(6.10.4.3.1-3)}$$

Donde:

V_n = resistencia nominal al corte de dos planos de corte por unidad de longitud (N/mm)

ϕ = factor de resistencia para corte especificado en el ***Artículo 6.5.4.2***

d_c = mínimo recubrimiento de hormigón sobre la vaina del tendón, más un medio del diámetro de la vaina (mm)

f'_{ci} = resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o pretensado (MPa)

Si la fuerza de desviación en el plano mayorada es mayor que la resistencia al corte mayorada del recubrimiento de hormigón, según se especifica en la **Ecuación (6.10.4.3.1-2),** para resistir las fuerzas de desviación en el plano se deberán disponer barras de fijación totalmente ancladas ya sea en forma de armadura no pretensada o pretensada.

Si en una viga curva se utilizan vainas apiladas verticalmente, se deberá investigar la resistencia al momento del recubrimiento de hormigón, actuando en flexión.

Para las vigas curvas se deberá investigar la flexión global debida a las fuerzas fuera del plano.

A excepción de aquellas que cruzan aproximadamente a 90º, si hay vainas curvas ubicadas de manera que la fuerza radial de un tendón se dirige hacia otro, las vainas se deberán confinar de una de las siguientes maneras:

- Separando las vainas para asegurar una adecuada resistencia nominal al corte, como se especifica en la **Ecuación (6.10.4.3.1-2);**
- Disponiendo armadura de confinamiento para resistir la fuerza radial; o bien
- Especificando que cada una de las vainas internas sea inyectada con mortero antes de tesar la vaina exterior adyacente.

6.10.4.3.2 Solicitaciones fuera del Plano

Las solicitaciones fuera del plano, debidas a la acción de acuñamiento de los cables contra la pared de la vaina se puede estimar como:

$$F_{u-out} = \frac{P_u}{\pi R} \qquad (6.10.4.3.2\text{-}1)$$

Donde:

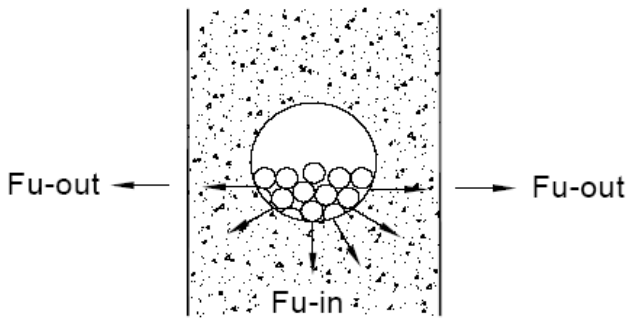
Fu-out = fuerza fuera del plano por unidad de longitud del tendón (N/mm)

Pu = fuerza en el tendón, mayorada como se especifica en el ***Artículo 4.5.3*** (N)

R = radio de curvatura del tendón en un plano vertical en la ubicación considerada (mm)

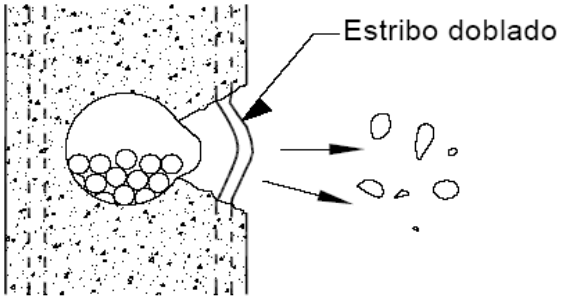
Si la resistencia al corte mayorada dada por la **Ecuación 6.10.4.3.1-2** no es adecuada, se deberá disponer armadura de confinamiento localizada en todos los segmentos curvos del tendón para resistir la totalidad de las fuerzas fuera del plano, preferentemente en forma de armadura en espiral.

Las fuerzas fuera del plano en tendones de postesado formados por múltiples cables se deben a la separación de los cables o alambres dentro de la vaina, como se ilustra en la ***Figura 6.10.4.3.2-1***. El hormigón puede resistir pequeñas fuerzas fuera del plano mediante corte, pero la manera más efectiva de resistir las fuerzas fuera del plano es disponiendo armadura en espiral.



TENDÓN BAJO CARGA DE TESADO

Las grandes fuerzas radiales debidas al aplastamiento del paquete de barras inician fisuración en la proximidad de la curvatura más pronunciada



FALLA

Rotura de la cara lateral en el punto de curvatura más pronunciada

Figura 6.10.4.3.2-1 – Efectos de las fuerzas fuera del plano

6.10.5 APOYO DE LOS TENDONES EXTERNOS

A menos que un análisis de vibraciones indique lo contrario, la longitud no apoyada de los tendones externos no deberá ser mayor que 7,50 m.

6.10.6 ARMADURA TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS SOLICITADOS A COMPRESIÓN

6.10.6.1 Requisitos Generales

La armadura transversal de los elementos comprimidos puede consistir ya sea en zunchos o bien en estribos cerrados.

6.10.6.2 Zunchos

La armadura transversal para todos los elementos comprimidos a excepción de las pilas deberá consistir en uno o más zunchos continuos igualmente separados de barra o alambre liso o conformado de un diámetro mínimo de 8 mm. La armadura se deberá disponer de manera que toda la armadura longitudinal primaria esté contenida dentro de los zunchos y esté en contacto con los mismos.

La separación libre entre las barras del zuncho no deberá ser menor que 25 mm ó 1,33 veces el tamaño máximo del agregado. La separación entre centros no deberá ser mayor que 6,0 veces el diámetro de las barras longitudinales ó 150 mm.

Los zunchos se deberán extender desde la zapata u otro apoyo hasta el nivel de la armadura horizontal de menor cota en los elementos soportados.

El anclaje de las armaduras en forma de zuncho se deberá proveer mediante 1,5 vueltas adicionales de barra o alambre en cada uno de los extremos del zuncho.

En los zunchos los empalmes se podrán materializar de una de las siguientes maneras:

- Empalmes solapados con una longitud igual a 48,0 veces el diámetro de las barras no recubiertas; 72,0 veces el diámetro de las barras recubiertas ó 48,0 diámetros del alambre;
- Conectores mecánicos aprobados; o
- Empalmes soldados aprobados.

6.10.6.3 Estribos Cerrados

En los elementos comprimidos con estribos cerrados, todas las barras longitudinales deberán estar encerradas por estribos laterales equivalentes a:

- Barras No. 8 para Barras No. 20 o menores,
- Barras No. 10 para Barras No. 32 o menores,
- Barras No. 12 para Barras No. 36 o mayores, y
- Barras No. 12 para paquetes de barras.

La separación de los estribos cerrados no deberá ser mayor que la menor dimensión del elemento comprimido ó 300 mm. Si hay dos o más barras mayores que una barra No. 32 dispuestas de modo que forman un paquete, la separación no deberá ser mayor que la mitad de la menor dimensión del elemento ó 150 mm.

En lugar de barras se puede utilizar alambre conformado o malla de alambre soldada de área equivalente.

Los estribos cerrados se deberán disponer de manera que cada barra longitudinal de esquina y cada barra longitudinal alternada tengan un apoyo lateral provisto por la esquina de un estribo con un ángulo interno de no más de 135º. A excepción de lo aquí especificado, ninguna barra deberá estar a una distancia mayor que 610 mm de una de estas barras con apoyo lateral. Si el diseño de la columna se basa en la capacidad de rotulación plástica, ninguna barra longitudinal deberá estar a una distancia mayor que 150 mm de una de estas barras con apoyo lateral. Si las barras longitudinales están ubicadas alrededor del perímetro de un círculo, si los empalmes de los estribos se alternan se puede utilizar un estribo circular cerrado.

La distancia vertical entre el estribo cerrado inferior y la zapata u otro apoyo y la distancia vertical entre el estribo cerrado superior y la armadura horizontal más baja del elemento soportado no deberán ser menores que la mitad de la separación entre estribos.

La rotulación plástica se puede emplear como estrategia de diseño para otros eventos extremos, tal como la colisión de embarcaciones.

6.10.7 ARMADURA TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN

Excepto en las losas de tablero, la armadura de compresión de los elementos solicitados a flexión deberá estar encerrada por estribos o estribos cerrados que cumplan los requisitos sobre tamaño y separación indicados en el ***Artículo 6.10.6*** o por malla de alambre soldada de área equivalente.

6.10.8 ARMADURA DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

6.10.8.1 Requisitos Generales

Se deberá disponer armadura para las tensiones provocadas por contracción y temperatura cerca de las superficies de hormigón expuestas a variaciones diarias de la temperatura y en el hormigón masivo estructural. Se deberá agregar armadura de contracción y temperatura para asegurar que la armadura total en las superficies expuestas no sea menor que la aquí especificada.

Al determinar el área de la armadura de contracción y temperatura se debería tener en cuenta la separación de las juntas de alivio.

No es necesario considerar que las superficies de las paredes interiores de las vigas cajón están expuestas a variaciones diarias de temperatura

6.10.8.2 Componentes de Menos de 1,20 m de Espesor

La armadura para contracción y temperatura se puede proveer en forma de barras, malla de alambre soldada o tendones de pretensado.

Para el caso de las barras o malla de alambre soldada, el área de la armadura en cada dirección deberá cumplir:

$$As \geq 0{,}756\, A_g/f_y \qquad (6.10.8.2\text{-}1)$$

Donde:

Ag = área bruta de la sección (mm^2)

fy = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

Los requisitos de este artículo se basan en las normas ACI 318 y 207.2R. El coeficiente de la **Ecuación 6.10.8.2-1** es el producto entre 0,0018 y 420 MPa, y por lo tanto, sus unidades son MPa. La cantidad de acero generalmente se determina en base al área de la sección transversal, no en base a las dimensiones de las superficies. Por ejemplo, si se armara en forma tradicional, un elemento de 450 mm de espesor debería tener como mínimo barras No. 12 con una separación de 300 mm o barras No. 16 con una separación de 450 mm en cada dirección y en cada cara.

El acero se deberá distribuir uniformemente en ambas caras; sin embargo, en los elementos de 150 mm de espesor o menos, el acero se puede colocar en una sola capa.

La separación de la armadura de contracción y temperatura no deberá ser mayor que 3,0 veces el espesor del componente ó 450 mm.

Si se utilizan tendones de pretensado como armadura de contracción y temperatura, los tendones deberán proveer una tensión media de compresión mínima igual a 0,75 MPa en la sección bruta de hormigón en la dirección considerada, en base a la tensión de pretensado efectiva luego de las pérdidas. La separación de los tendones no deberá ser mayor que 1800 mm o la distancia especificada en el ***Artículo 6.10.3.4***. Si la separación es mayor que 1400 mm se deberá proveer armadura adherente.

En las zapatas y tabiques macizos de hormigón estructural, la separación entre las barras no deberá ser mayor que 300 mm en cada dirección en todas las caras, y no es necesario que la sección de armadura de contracción y temperatura sea mayor que:

ΣA_b = 0,0015 A_g (6.10.8.2-2)

Una tensión de pretensado permanente de 0,75 MPa equivale a la resistencia del acero especificada en la ***Ecuación 6.10.8.2-1*** en el estado límite de resistencia. La tensión de pretensado de 0,75 MPa no se debería sumar a la requerida para los estados límites de resistencia o servicio. Representa un requisito mínimo para contracción y limitación de la fisuración térmica.

6.10.8.3 Hormigón Masivo

Para los elementos de hormigón masivo estructural cuya menor dimensión es mayor que 1,20 m, el tamaño mínimo de barra será el correspondiente a una barra No. 20, y la separación de las barras no deberá ser mayor que 450 mm. En cada dirección, la armadura mínima de temperatura y contracción, igualmente distribuida en ambas caras, deberá satisfacer:

$$\sum A_b \geq \frac{s(2d_c + d_b)}{100} \qquad (6.10.8.3\text{-}1)$$

Donde:

A_b = mínima área de las barras (mm^2)

s = separación de las barras (mm)

d_c = profundidad del recubrimiento de hormigón medida desde la fibra extrema hasta el centro de la barra o alambre más próximo a la misma (mm)

d_b = diámetro de la barra o alambre (mm)

No es necesario que el término (2*dc* + *db*) sea mayor que 75 mm.

Si se utilizan tendones de pretensado como armadura de contracción y temperatura, se deberán aplicar los requisitos relevantes del ***Artículo 6.10.8.1***.

6.10.9 ZONAS DE ANCLAJE POSTESADAS

6.10.9.1 Requisitos Generales

Los anclajes se deberán diseñar en los estados límites de resistencia para las fuerzas de tesado mayoradas.

Para las zonas de anclaje ubicadas en el extremo de un elemento o segmento, las dimensiones transversales se pueden tomar como la altura y el ancho de la sección, pero no mayores que la dimensión longitudinal del elemento o segmento. La extensión longitudinal de la zona de anclaje en la dirección del tendón no deberá ser menor que la mayor de las dimensiones transversales de la zona de anclaje y no se deberá tomar mayor que 1,5 veces dicha dimensión.

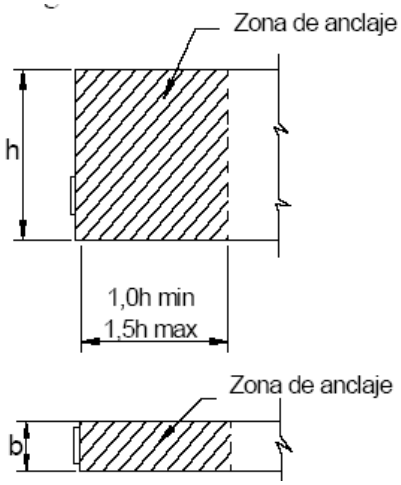
Para los anclajes intermedios se deberá considerar que la zona de anclaje se extiende en la dirección opuesta a la fuerza de anclaje en una distancia no menor que la mayor de las dimensiones transversales de la zona de anclaje.

Con ligeras modificaciones, los requisitos del ***Artículo 6.10.9*** también se pueden aplicar para el diseño de las armaduras debajo de apoyos de alta capacidad de carga.

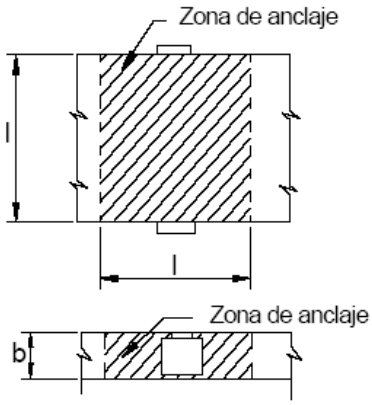
Geométricamente la zona de anclaje se define como el volumen de hormigón a través del cual la fuerza de pretensado concentrada en el dispositivo de anclaje se distribuye transversalmente hasta llegar a una distribución más lineal en toda la sección transversal a una determinada distancia del dispositivo de anclaje.

Dentro de la zona de anclaje la hipótesis de las secciones planas (Hipótesis de Bernoulli) no es válida.

Las dimensiones de la zona de anclaje se basan en el principio de St. Venant. Los requisitos para elementos cuya longitud es menor que una de sus dimensiones transversales fueron incluidas a fin de cubrir casos tales como el pretensado transversal de un tablero de puente, como se ilustra en la ***Figura 6.10.9.1-1.***



a) Si la dimensión transversal de la sección o la separación entre los centros de los tendones son menores que la longitud del elemento



b) Si la dimensión transversal de la sección o la separación entre los centros de los tendones son mayores que la longitud del elemento

Figura 6.10.9.1-1 – Geometría de las zonas de anclaje

6.10.9.2 Zona General y Zona Local

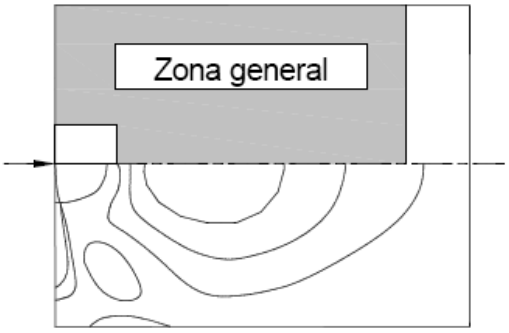
6.10.9.2.1 Requisitos Generales

A los fines del diseño, las zonas de anclaje se deberán considerar compuestas por dos regiones:

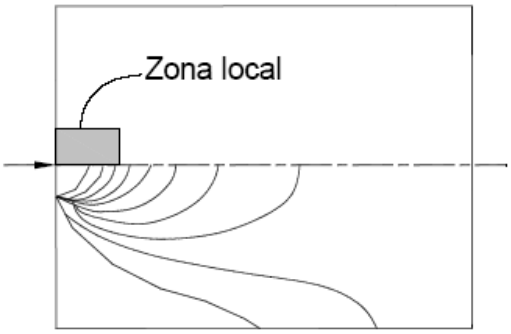
- La zona general, para la cual se aplican los requisitos del ***Artículo 6.10.9.2.2*** y
- La zona local, para la cual se aplican los requisitos del ***Artículo 6.10.9.2.3***

En los anclajes intermedios pueden existir grandes tensiones de tracción detrás del anclaje. Estas tensiones de tracción son el resultado de la compatibilidad de las deformaciones delante y detrás del anclaje.

La ***Figura 6.10.9.2.1-1*** ilustra la distinción entre la zona local y la zona general. La región sometida a tensiones de tracción debidas a la transferencia de la fuerza del tendón hacia la estructura constituye la zona general [***Figura 6.10.9.2.1-1 (a)].*** La región sometida a elevadas tensiones de compresión inmediatamente delante del dispositivo de anclaje es la zona local ***[Figura 6.10.9.2.1-1 (b)].***



a) Tensiones principales de tracción y la zona general



a) Tensiones principales de compresión y la zona local

Figura 6.10.9.2.1-1 – Zona general y zona local

6.10.9.2.2 Zona General

La extensión de la zona general se deberá tomar idéntica a la de la totalidad de la zona de anclaje, incluyendo la zona local, definida en el ***Artículo 6.10.9.1.***

El diseño de las zonas generales deberá satisfacer los requisitos del ***Artículo 6.10.9.3.***

En muchos casos es posible tratar la zona general y la zona local de forma separada, pero en el caso de las zonas de anclaje pequeñas, como por ejemplo las correspondientes a los anclajes de losas, las solicitaciones de las zonas locales (tales como las elevadas tensiones de apoyo y confinamiento) y las solicitaciones de las zonas generales (tales como las tensiones de tracción debidas a la transferencia de la fuerza del tendón) pueden ocurrir en la misma región.

6.10.9.2.3 Zona Local

El diseño de las zonas locales deberá satisfacer los requisitos del ***Artículo 6.10.9.7*** o bien se deberá basar en resultados de ensayos de aceptación según lo especificado en el ***Artículo 6.10.9.7.3*** y descrito en la ***Seccion 8*** Fundaciones.

Para el diseño de la zona local se deberán considerar los efectos de las elevadas presiones en las zonas de apoyo y el uso de armadura de confinamiento.

Los dispositivos de anclaje basados en el ensayo de aceptación se denominarán dispositivos de anclaje especiales.

La zona local se define ya sea como el prisma rectangular, o, en el caso de anclajes circulares u ovalados, como el prisma rectangular equivalente de hormigón que rodea al dispositivo de anclaje e inmediatamente delante del mismo y cualquier armadura de confinamiento integral. Las dimensiones de la zona local se definen en el ***Artículo 6.10.9.7.1.***

La zona local debe resistir las elevadas tensiones locales introducidas por el dispositivo de anclaje y transferirlas al resto de la zona de anclaje. La resistencia de la zona local se ve más afectada por las características del dispositivo de anclaje y su armadura de confinamiento que por la geometría o las cargas de la estructura.

6.10.9.2.4 Responsabilidades

El Diseñador será responsable por el diseño general y la aprobación de los planos de obra de la zona general, incluyendo la ubicación de los tendones y dispositivos de anclaje, armadura de la zona general, secuencia de tesado y diseño de la zona local para dispositivos de anclajes basados en los requisitos del ***Artículo 6.10.9.7***. La documentación técnica deberá especificar que todos los planos de obra correspondientes a la zona local deberán ser aprobados por el Diseñador.

El Proveedor de los dispositivos de anclaje será responsable de entregar dispositivos de anclaje que satisfagan los requisitos sobre eficiencia de los anclajes. Si se utilizan dispositivos de anclaje especiales, el Proveedor de los dispositivos de anclaje será responsable de entregar dispositivos que también satisfagan los requisitos del ensayo de aceptación indicado en el ***Artículo 6.10.9.7.3*** de la presente especificación. Este ensayo de aceptación y el ensayo de eficiencia de los anclajes deberán ser realizados por un organismo independiente aceptable para el Diseñador.

El Proveedor de los dispositivos de anclaje deberá entregar al Diseñador y al Constructor registros del ensayo de aceptación y deberá especificar las armaduras auxiliares y de confinamiento, distancia mínima a los bordes, separación mínima de los anclajes y resistencia mínima del hormigón en el momento de tesado requeridos para el correcto comportamiento de la zona local.

El Diseñador tiene la responsabilidad de indicar la ubicación de los tendones y dispositivos de anclaje individuales. Si el Diseñador inicialmente opta por indicar exclusivamente la fuerza total y excentricidad de los tendones, aún será suya la responsabilidad de aprobar la disposición específica de los tendones y anclajes presentada por un especialista en postesado o por el Contratista. El Diseñador es responsable por el diseño de la armadura de la zona general necesaria para la disposición de tendones y dispositivos de anclajes aprobados.

El uso de dispositivos de anclaje especiales no releva al Diseñador de su responsabilidad de revisar el diseño y los planos de obra correspondientes a la zona de anclaje a fin de garantizar que satisfagan las especificaciones del Proveedor de los dispositivos de anclajes.

El Proveedor de los dispositivos de anclaje debe entregar al Ingeniero y al Contratista la información referida a todos los requisitos necesarios para el correcto comportamiento de la zona local. La armadura de confinamiento necesaria para la zona local debe ser especificada por el Proveedor.

6.10.9.3 Diseño de la Zona General

6.10.9.3.1 Métodos de Diseño

Para el diseño de las zonas generales se podrán utilizar los siguientes métodos de diseño, conforme a los requisitos del ***Artículo 6.10.9.3.2.***

- Modelos inelásticos basados en el equilibrio, generalmente denominados "modelos de bielas y tirantes,"
- Análisis elásticos de tensiones refinadas como se especifica en la Sección 5, o bien
- Otros métodos aproximados, cuando sean aplicables.

Se deberán investigar los efectos de la secuencia de tesado y los efectos espaciales provocados por las cargas de tesado concentradas. Los efectos espaciales se pueden analizar utilizando procedimientos de análisis tridimensionales o bien se pueden aproximar considerando sub-modelos independientes en dos o más planos, en cuyo caso se debería considerar la interacción de los sub-modelos, y las cargas y resultados del modelo deberían ser consistentes.

La tensión de compresión minorada del hormigón de la zona general no debe ser mayor que $0{,}7\phi f'ci$. En áreas en las cuales debido a otras solicitaciones el hormigón puede estar muy fisurado en estado último, o si se anticipan grandes rotaciones inelásticas, la tensión de compresión minorada se deberá limitar a $0{,}6\phi f'ci$.

En el diseño de la zona general se deberá despreciar la resistencia a la tracción del hormigón.

La tensión de tracción nominal de la armadura adherente se deberá limitar a f_y tanto para armadura no pretensada como para armadura pretensada adherente. La tensión de tracción nominal de la armadura pretensada no adherente se deberá limitar a f_{pe} *+ 105 MPa.*

Despreciando la contribución a la resistencia de la zona general aportada por cualquier armadura de zona local se obtiene un diseño conservador.

Los métodos de diseño mencionados en este artículo no impiden el uso de otros procedimientos reconocidos y verificados. En muchas aplicaciones de anclajes en las cuales hay regiones de hormigón importantes o masivas alrededor de los anclajes y en las cuales los elementos son esencialmente rectangulares sin desviaciones sustanciales del recorrido del flujo de las fuerzas, se

pueden utilizar los procedimientos aproximados del ***Artículo 6.10.9.6.*** Sin embargo, en el postesado de secciones delgadas, secciones con alas y secciones de geometría irregular, o en secciones en las cuales los tendones tienen una curvatura apreciable, puede ser necesario aplicar los procedimientos más generales de los ***Artículos 6.10.9.4 y 6.10.9.5.***

Las diferentes combinaciones de fuerzas de anclaje afectan significativamente las tensiones en la zona general.

Por lo tanto, es importante considerar no sólo la etapa final de una secuencia de tesado en la cual se tesan todos los tendones, sino también las etapas de tesado intermedias.

El requisito referido a los efectos espaciales se incluyó para alertar al Diseñador acerca de las solicitaciones perpendiculares al plano principal del elemento, tales como las fuerzas de desgarramiento en la dirección de menor espesor de las almas o losas. Por ejemplo, en los elementos de sección transversal rectangular delgada, existen fuerzas de desgarramiento no sólo en el plano mayor del elemento sino también en el plano perpendicular al mismo. En muchos casos, estas solicitaciones se pueden determinar en forma independiente para cada dirección, pero algunas aplicaciones requieren un análisis tridimensional completo, por ejemplo los diafragmas para el anclaje de los tendones exteriores.

6.10.9.3.2 Principios de Diseño

Las tensiones de compresión en el hormigón delante de los dispositivos básicos de anclaje deberán satisfacer los requisitos del ***Artículo 6.10.9.7.2.***

Las tensiones de compresión en el hormigón delante del dispositivo de anclaje se deberán investigar a una distancia, medida a partir de la superficie de apoyo de hormigón, no menor que:

- La profundidad hasta el extremo de la armadura de confinamiento local, o
- La menor dimensión lateral del dispositivo de anclaje.

Estas tensiones de compresión se pueden determinar utilizando los procedimientos en base a modelos de bielas y tirantes del ***Artículo 6.10.9.4***, un análisis elástico de tensiones de acuerdo con el ***Artículo 6.10.9.5*** o bien el método aproximado indicado en el ***Artículo 6.10.9.6.2.***

El correcto detallado de las armaduras y una mano de obra de alta calidad son requisitos fundamentales para lograr un comportamiento satisfactorio de las zonas de anclaje. Los tamaños y detalles de las zonas de anclaje deberían respetar la necesidad de tolerancias para doblado, fabricación y colocación de las armaduras, el tamaño de los agregados, y la necesidad de una correcta colocación y compactación del hormigón.

La interfase entre el hormigón confinado de la zona local y el hormigón habitualmente no confinado de la zona general es crítica. Los requisitos de este artículo definen la ubicación en la cual se deberían investigar las tensiones del hormigón.

La fuerza de desgarramiento es la fuerza de tracción en la zona de anclaje que actúa delante del dispositivo de anclaje y de manera transversal al eje del tendón. Las fuerzas de desgarramiento son provocadas por la difusión lateral de las fuerzas de pretensado concentradas en el anclaje.

Los lineamientos para la disposición de la armadura de desgarramiento llevan al Diseñador a adoptar distribuciones de armadura que reflejan la distribución elástica de tensiones. Resultados experimentales muestran que esto permite lograr un comportamiento satisfactorio en estado límite de servicio, ya que limita la magnitud y abertura de las fisuras, y también en estado límite de resistencia, ya que limita la redistribución de fuerzas requerida en la zona de anclaje. Una distribución uniforme de la armadura de desgarramiento con su baricentro ubicado en d_{burst}, tal como se ilustra en la ***Figura 6.10.9.3.2*-1,** se puede considerar aceptable.

La magnitud de la fuerza de desgarramiento por tracción, T_{burst}, y su correspondiente distancia a partir de la superficie cargada, d_{burst}, se pueden determinar usando los procedimientos en base a modelos de bielas y tirantes del ***Artículo 6.10.9.4***, un análisis elástico de tensiones de acuerdo con el ***Artículo 6.10.9.5*** o bien el método aproximado indicado en el ***Artículo 6.10.9.6.3***. Al determinar los requisitos de armadura de desgarramiento se deberán considerar los efectos espaciales.

También se deberán verificar las tensiones de compresión donde haya discontinuidades geométricas o de carga dentro de la zona de anclaje o delante de la misma que pudieran provocar concentraciones de tensiones.

La resistencia a las fuerzas de desgarramiento por tracción será provista por armadura no pretensada o pretensada o en forma de zunchos, estribos cerrados o estribos transversales anclados. Al determinar la disposición y el anclaje de la armadura de desgarramiento se deberían considerar los siguientes lineamientos:

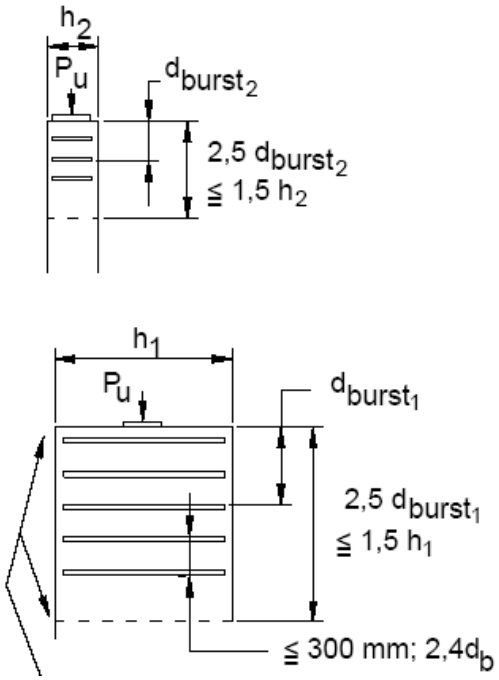
- La armadura se debe extender en todo el ancho del elemento y anclar tan cerca de las caras exteriores del elemento como lo permita el recubrimiento;
- La armadura se debe distribuir delante de la superficie cargada a lo largo de ambos lados del tendón en una distancia tomada igual al menor valor entre $2{,}5d_{burst}$ para el plano considerado y 1,5 veces la correspondiente dimensión lateral de la sección, siendo d_{burst} como se especifica en la **Ecuación 6.10.9.6.3-2;**
- El baricentro de la armadura de desgarramiento debe coincidir con la distancia d_{burst} usada para el diseño; y
- La separación de la armadura no debe ser mayor que 24,0 diámetros de barra ó 300 mm.

Las fuerzas de tracción en los bordes son fuerzas de tracción en la zona de anclaje que actúan paralelas y próximas al borde transversal y a los bordes longitudinales del elemento. El borde transversal es la superficie cargada por los anclajes. La fuerza de tracción que actúa a lo largo del borde transversal se conoce como fuerza de descantillado. La fuerza de tracción que actúa a lo largo de los bordes longitudinales se conoce como fuerza de tracción en los bordes longitudinales.

Las fuerzas de tracción en los bordes se pueden determinar utilizando los procedimientos en base a modelos de bielas y tirantes del ***Artículo 6.10.9.4***, un análisis elástico de tensiones de acuerdo con el ***Artículo 6.10.9.5*** o bien los métodos aproximados indicados en el ***Artículo 6.10.9.6.4.***

Para múltiples anclajes con una separación entre centros menor que 0,4 veces la altura de la sección, la fuerza de descantillado no se deberá tomar menor que 2 por ciento de la fuerza total del tendón mayorada. Para separaciones mayores las fuerzas de descantillado se deberán determinar mediante análisis.

Para anclajes más separados se pueden utilizar modelos de bielas y tirantes.



Proveer armadura de desgarramiento en esta región, con baricentro en d_{burst}

Figura 6.10.9.3.2-1 – Disposición de la armadura de desgarramiento

Se inducen fuerzas de descantillado en las zonas de anclaje con carga concéntrica, zonas de anclaje con carga excéntrica y zonas de anclaje para múltiples anclajes. Se inducen fuerzas de tracción en los bordes longitudinales cuando la resultante de las fuerzas de anclaje provoca carga excéntrica en la zona de anclaje.

En el caso de múltiples anclajes, las fuerzas de descantillado son necesarias para mantener la condición de equilibrio, y es fundamental disponer armadura adecuada para lograr la capacidad de carga última de la zona de anclaje, como se ilustra en la ***Figura 6.10.9.3.2-2.*** Estas fuerzas de tracción son similares a las fuerzas de tracción que existen entre zapatas individuales que soportan tabiques profundos.

En la mayoría de los casos la mínima armadura de descantillado aquí especificada será determinante.

La resistencia a las fuerzas de tracción en los bordes se deberá proveer mediante armadura ubicada próxima a los bordes transversal y longitudinal del hormigón. La disposición y anclaje de la armadura de tracción en los bordes deberá satisfacer los siguientes requisitos:

- La armadura de descantillado especificada se debe extender en todo el ancho del elemento,

- La armadura de descantillado entre múltiples dispositivos de anclaje debe atar efectivamente los dispositivos de anclaje entre sí, y
- La armadura de tracción en los bordes longitudinales y la armadura de descantillado para dispositivos de anclaje excéntricos debe ser continua; la armadura se debe extender a lo largo de la cara traccionada en la totalidad de la longitud de la zona de anclaje y a lo largo de la cara cargada entre el borde longitudinal y el otro lado del dispositivo o grupo de dispositivos de anclaje excéntrico.

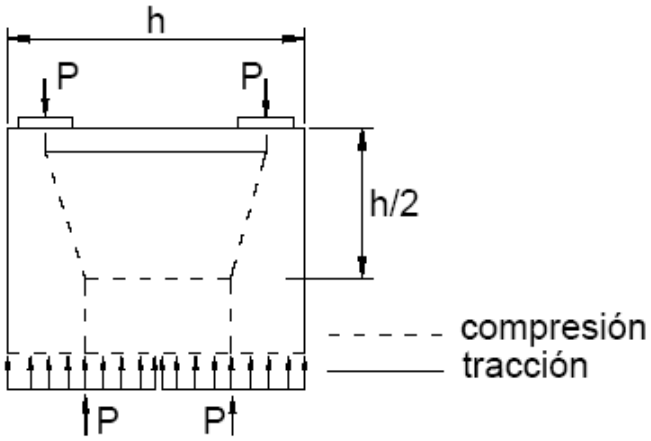


Figura 6.10.9.3.2-2 – Recorrido de las fuerzas para el caso de múltiples anclajes

La ***Figura 6.10.9.3.2-3*** ilustra la ubicación de las fuerzas de tracción en los bordes.

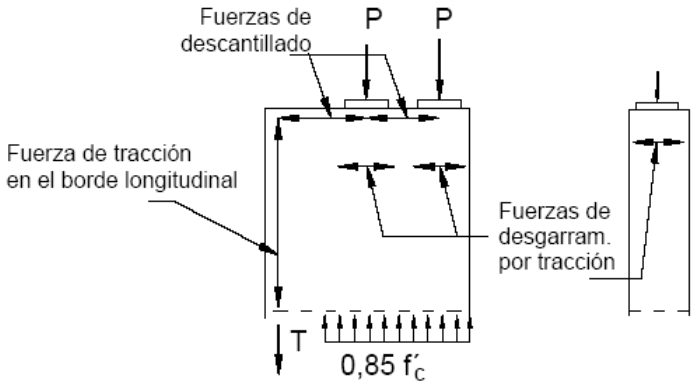
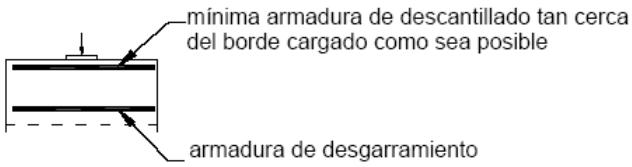


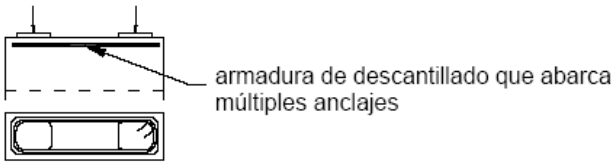
Figura 6.10.9.3.2-3 – Fuerzas de tracción en los bordes

La mínima fuerza de descantillado a utilizar en el diseño es igual al 2 por ciento de la fuerza de postesado total. Este valor es menor que el 4 por ciento propuesto por Guyon (1953).

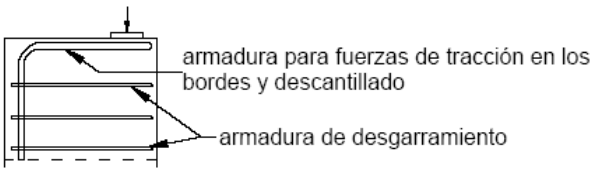
La ***Figura 6.10.9.3.2-4*** ilustra los requisitos de armadura para las zonas de anclaje.



a) Minima armadura de descantillado



b) Armadura de descantillado entre múltiples anclajes



c) Armadura de tracción en los bordes en zonas de anclaje con carga excéntrica

Figura 6.10.9.3.2-4 – Disposición de la armadura en las zonas de anclaje

6.10.9.3.3 Dispositivos de Anclaje Especiales

Si se han de utilizar dispositivos de anclaje especiales que no satisfacen los requisitos del ***Artículo 6.10.9.7.2***, en las correspondientes regiones de la zona de anclaje se deberá proveer armadura de configuración similar y con una cuantía volumétrica como mínimo equivalente a la armadura superficial suplementaria permitida.

6.10.9.3.4 Anclajes Intermedios

6.10.9.3.4 a Requisitos Generales

No se deberán utilizar anclajes intermedios en regiones donde otras cargas generan tracción significativa detrás del anclaje. Siempre que sea posible, los tacos para anclaje se deberán ubicar en la esquina entre el ala y las almas o se deberán extender en la totalidad del ancho de ala o altura de alma de manera de formar un nervio continuo. Si es necesario utilizar tacos aislados en un ala o alma, en el diseño se deberán considerar la flexión local y las solicitaciones directas.

Los anclajes intermedios generalmente se utilizan en las construcciones por segmentos. Ubicar los tacos para anclaje en la esquina entre el ala y las almas reduce significativamente las solicitaciones locales en los anclajes intermedios. Las solicitaciones locales también se pueden reducir aumentando el ancho del taco para que coincida con el ancho total del ala o la altura total del alma a la cual se fija el taco.

Para espesores de ala comprendidos entre 125 y 255 mm, se recomienda un límite superior de 12 cables Grado 1860 MPa de 12,7 mm de diámetro para los tendones anclados en tacos para anclaje soportados exclusivamente por el ala. La fuerza de anclaje del tendón se debe distribuir cuidadosamente al ala mediante armadura.

6.10.9.3.4 b Retenidas

A menos que en este documento se especifique lo contrario, se deberá proveer armadura adherente para retener al menos 25 por ciento de la fuerza de tesado no mayorada del anclaje intermedio a la sección de hormigón detrás del anclaje. Las tensiones en esta armadura adherente no deberán ser mayores que 0,6 *fy* ó 240 MPa. Si otras cargas generan tensiones de compresión permanentes detrás del anclaje, la cantidad de armadura de retenida se puede reducir usando la **Ecuación 6.10.9.3.4b-1**:

$$T_{ia} = 0{,}25\, P_s - f_{cb} A_{cb} \qquad (6.10.9.3.4b\text{-}1)$$

Donde:

T_{ia} = fuerza de tracción en la armadura de retenida en el anclaje intermedio (N)

P_s = máxima fuerza de tesado no mayorada en el anclaje (N)

f_{cb} = tensión de compresión no mayorada debida a las cargas permanentes en la región detrás del anclaje (MPa)

A_{cb} = área de la sección transversal que se continúa dentro de las prolongaciones de los lados de la placa de anclaje o taco para anclaje, es decir, el área del taco o nervio no se deberá considerar parte de la sección transversal (mm^2)

Esta armadura de retenida se deberá colocar a una distancia no mayor que un ancho de placa a partir del eje del tendón. Deberá estar totalmente anclada de manera que la tensión de fluencia se

pueda desarrollar a una distancia igual a un ancho de placa o un medio de la longitud del taco o nervio delante del anclaje, así como, a la misma distancia detrás del anclaje. Siempre que sea posible, el baricentro de esta armadura deberá coincidir con el eje del tendón. En el caso de los tacos o nervios, la armadura se deberá colocar en la sección que se continúa cerca de la cara del ala o alma a partir de la cual se proyecta el taco o nervio.

6.10.9.3.4 c Armadura para Tacos y Nervios para Anclaje

Se deberá disponer armadura en la totalidad de los tacos y nervios según se requiera para corte por fricción, acción de ménsula, fuerzas de desgarramiento y fuerzas de desviación provocadas por la curvatura de los tendones.

Esta armadura se deberá prolongar tanto como sea posible hacia el interior del ala o alma, y se deberá anclar mediante ganchos normales doblados alrededor de las barras transversales o su equivalente. La separación no deberá ser mayor que el menor valor entre la altura del taco o nervio en el anclaje, el ancho del taco ó 150 mm.

Se deberá proveer armadura para resistir la flexión local en los tacos y nervios debida a la excentricidad de la fuerza en los tendones y para resistir la flexión lateral en los nervios debida a las fuerzas de desviación del tendón.

Se deberá proveer armadura de acuerdo con lo especificado en el ***Artículo 6.10.9.3.2*** para resistir las fuerzas de tracción debidas a la transferencia de la fuerza de anclaje del taco o nervio a la estructura en general.

Esta armadura generalmente se provee en forma de estribos cerrados o estribos en forma de U, los cuales encierran al anclaje y lo conectan efectivamente al alma y ala adyacentes.

6.10.9.3.5 Diafragmas

Para los tendones anclados en diafragmas, las tensiones de compresión en el hormigón dentro del diafragma se deberán limitar como se especifica en el ***Artículo 6.10.9.3.2.***

También se deberán investigar las tensiones de compresión en la transición entre el diafragma y las almas y alas del elemento.

Se deberá proveer armadura para asegurar la plena transferencia de las cargas de los anclajes en el diafragma hacia las alas y almas de la viga. Se deberán verificar los requisitos para armadura de corte por fricción entre el diafragma y el alma y entre el diafragma y las alas.

También se deberá proveer armadura para retener las fuerzas de desviación provocadas por la curvatura de los tendones.

Un típico diafragma que ancla tendones de postesado generalmente se comporta como una viga de gran altura soportada en tres lados por las alas superior e inferior y el alma. La magnitud de la fuerza de tracción por flexión que actúa sobre la cara del diafragma opuesta al anclaje se puede determinar

usando modelos de bielas y tirantes o análisis elásticos. Los métodos aproximados, tales como el del prisma simétrico sugerido por Guyon (1953) no son aplicables.

Para determinar esta armadura se utilizan los métodos más generales de los ***Artículos 6.10.9.4 ó 6.10.9.5.***

6.10.9.3.6 Múltiples Anclajes en Losas

A menos que se realice un análisis más detallado, se deberá proveer la armadura mínima aquí especificada para resistir las fuerzas de desgarramiento y de tracción en los bordes.

Se deberá proveer armadura para resistir la fuerza de desgarramiento. Esta armadura se deberá anclar cerca de las caras de la losa con ganchos normales doblados alrededor de las barras horizontales o su equivalente. La armadura mínima debería consistir en dos barras No. 10 por anclaje ubicadas a una distancia igual a un medio de la altura de la losa delante del anclaje.

La armadura para resistir la fuerza de desgarramiento se dispone en la dirección de la altura de la losa y perpendicular al eje del tendón de acuerdo con el ***Artículo 6.10.9.3.2.***

Se deberá proveer armadura para resistir las fuerzas de tracción en los bordes, T_1, entre los anclajes y las fuerzas de desgarramiento, T_2, delante de los anclajes.

La armadura para resistir las fuerzas de tracción en los bordes se dispone en el plano de la losa y perpendicular al eje del tendón.

Se deberá colocar armadura de tracción en los bordes inmediatamente delante de los anclajes, y esta armadura deberá conectar los anclajes adyacentes de manera efectiva.

La armadura de desgarramiento se deberá distribuir sobre la longitud de las zonas de anclaje.

$$T_1 = 0{,}10 P_u \left(1 - \frac{a}{s}\right) \qquad (6.10.9.3.6\text{-}1)$$

$$T_2 = 0{,}20 P_u \left(1 - \frac{a}{s}\right) \qquad (6.10.9.3.6\text{-}2)$$

Donde:

T_1 = fuerza de tracción en los bordes (N)

T_2 = fuerza de desgarramiento (N)

P_u = carga mayorada del tendón en un anclaje individual (N)

a = ancho de la placa de anclaje (mm)

s = separación de los anclajes (mm)

Para anclajes en losas con una distancia al borde menor que dos anchos de placa o un espesor de losa, la armadura de tracción en los bordes se deberá dimensionar para resistir 25 por ciento de la carga mayorada del tendón. Esta armadura debería ser en forma de horquillas, y se deberá distribuir en una distancia igual a un ancho de placa delante del anclaje. Las ramas de las barras en horquilla se deberán extender a partir del borde de la losa más allá del anclaje adyacente, pero una distancia no menor que cinco anchos de placa más la longitud de anclaje.

El uso de horquillas provee mejor confinamiento para la región de borde que el uso de barras rectas.

6.10.9.3.7 Bloques Desviadores

Los bloques desviadores se deberán diseñar usando un modelo de bielas y tirantes o métodos basados en resultados de ensayos.

Los bloques desviadores constituyen regiones perturbadas de la estructura, y se pueden diseñar usando un modelo de bielas y tirantes.

6.10.9.4 Aplicación del Modelo de Bielas y Tirantes al Diseño de la Zona General

6.10.9.4.1 Requisitos Generales

El flujo de fuerzas dentro de la zona de anclaje se puede aproximar mediante un modelo de bielas y tirantes como se especifica en el ***Artículo 6.6.3.***

Al seleccionar un modelo de bielas y tirantes se deberán considerar todas las fuerzas que actúan en la zona de anclaje; el modelo deberá considerar un recorrido de cargas desde los anclajes hasta el final de la zona de anclaje.

Se puede obtener una estimación conservadora de la resistencia de una estructura o elemento de hormigón aplicando el teorema del límite inferior de la teoría de plasticidad de las estructuras. Si el sistema posee suficiente ductilidad, los modelos de bielas y tirantes satisfacen las condiciones para la aplicación del teorema mencionado. La ***Figura 6.10.9.4.1-1*** ilustra el campo de tensiones elástico lineal junto con un modelo de bielas y tirantes para el caso de una zona de anclaje con dos anclajes excéntricos (Schlaich et al. 1987).

Debido a la limitada ductilidad del hormigón, se deberían seleccionar modelos de bielas y tirantes que no difieran mucho de la solución elástica en términos de la distribución de tensiones. Este procedimiento reducirá las redistribuciones de tensiones requeridas en la zona de anclaje y asegurará que haya armadura en las zonas donde es más probable que se produzca fisuración. En la ***Figura 6.10.9.4.1-2*** se ilustran modelos de bielas y tirantes para las zonas de anclaje que consideran algunos casos de carga típicos.

La ***Figura 6.10.9.4.1-3*** ilustra el modelo de bielas y tirantes para las regiones exteriores de las zonas de anclaje generales con anclajes cargados excéntricamente. La zona de anclaje local se transforma en un nodo del modelo de bielas y tirantes, y se debe determinar si el nodo es adecuado por medio de un análisis o ensayos a escala real.

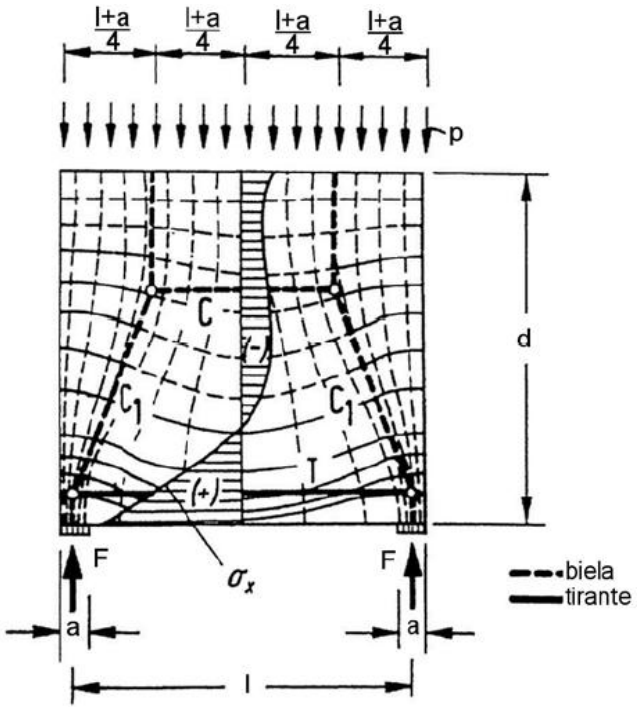
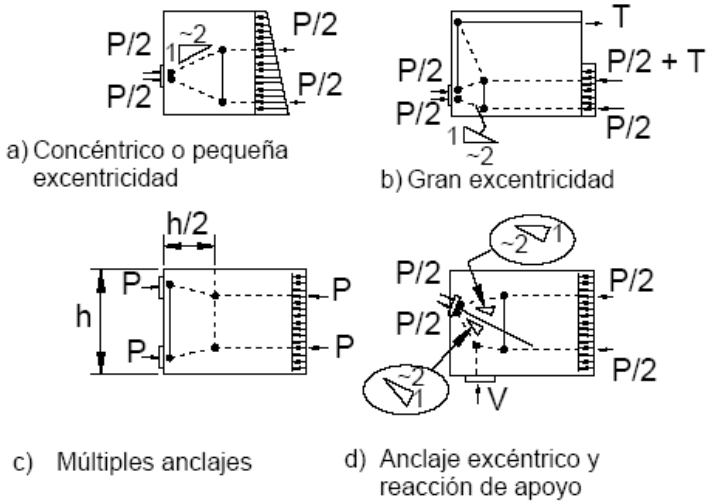


Figura 6.10.9.4.1-1 – Campo de tensiones superpuesto con el modelo de bielas y tirantes



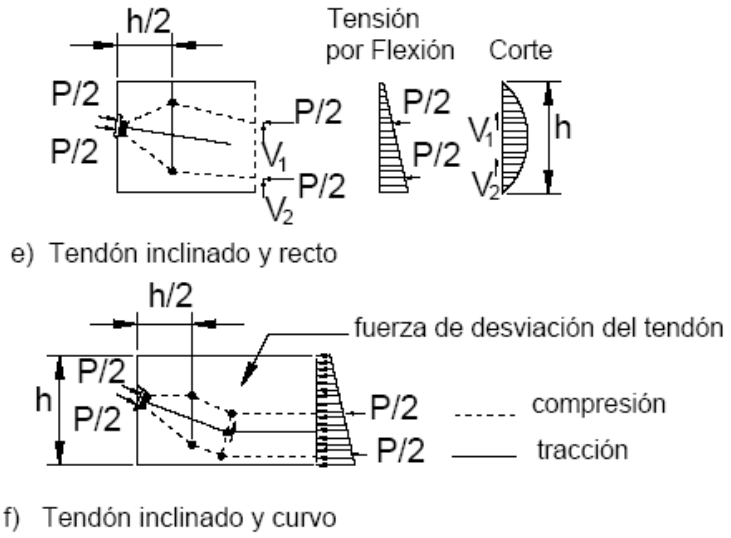


Figura 6.10.9.4.1-2 – Modelos de bielas y tirantes para algunas zonas de anclaje

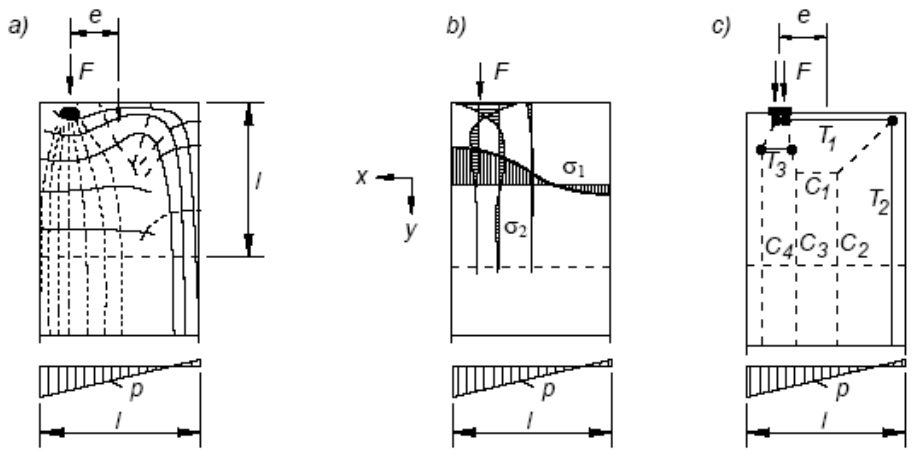


Figura 6.10.9.4.1-3 – Modelo de bielas y tirantes para las regiones exteriores de la zona general

6.10.9.4.2 Nodos

Las zonas locales que satisfacen los requisitos del ***Artículo 6.10.9.7*** se pueden considerar correctamente detallados y constituyen nodos adecuados. Los demás nodos en la zona de anclaje se pueden considerar adecuados si las tensiones efectivas en el hormigón de las bielas satisfacen los requisitos del ***Artículo 6.10.9.4.3 y*** los tirantes traccionados se detallan para desarrollar la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura.

Los nodos son elementos críticos de los modelos de bielas y tirantes. La totalidad de la zona local constituye el nodo o grupo de nodos más crítico para las zonas de anclaje. El ***Artículo 6.10.9.7*** asegura que la zona local es adecuada limitando la presión de apoyo debajo del dispositivo de anclaje. Alternativamente, esta limitación se puede superar si se demuestra que el dispositivo de anclaje es adecuado realizando el ensayo de aceptación.

Los nodos correspondientes a las zonas locales para el desarrollo de un modelo de bielas y tirantes se pueden seleccionar a una profundidad de *a*/4 delante de la placa de anclaje, como se ilustra en la **Figura 6.10.9.4.2-1**.

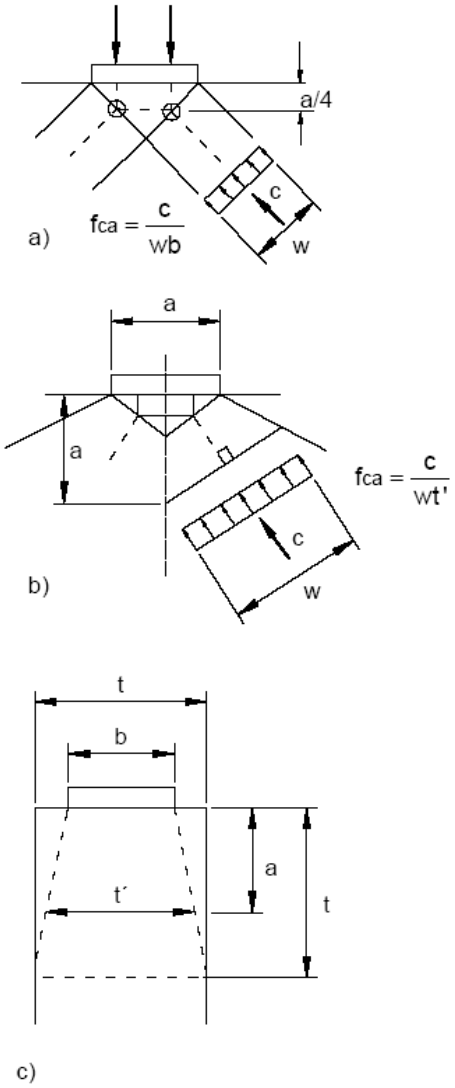


Figura 6.10.9.4.2-1 – Secciones críticas para nodos y bielas comprimidas

6.10.9.4.3 Bielas

La tensión de compresión mayorada no deberá ser mayor que los límites especificados en el ***Artículo 6.10.9.3.1.***

Para los modelos de bielas y tirantes basados en la distribución elástica de tensiones, la resistencia nominal del hormigón especificada en el ***Artículo 6.10.9.3.1*** resulta adecuada. Sin embargo, si el modelo de bielas y tirantes se aparta considerablemente de la distribución elástica se requieren grandes deformaciones plásticas y la resistencia utilizable del hormigón también se debería reducir si el hormigón se fisura debido a otras solicitaciones.

En las zonas de anclaje, la sección crítica para las bielas comprimidas generalmente se puede tomar en la interfase con el nodo de la zona local. Si se utilizan dispositivos de anclaje especiales, la sección

crítica de la biela se puede tomar como la sección cuya prolongación interseca el eje del tendón a una profundidad igual al menor valor entre la profundidad de la armadura de confinamiento local o la dimensión lateral del dispositivo de anclaje.

Para los elementos delgados, la dimensión de la biela en la dirección del espesor del elemento se puede aproximar suponiendo que el espesor de la biela comprimida varía linealmente entre la dimensión lateral transversal del anclaje en la superficie del hormigón y el espesor total de la sección a una profundidad igual al espesor de la sección.

Se debería asumir que las tensiones de compresión actúan paralelas al eje de la biela y que están uniformemente distribuidas en su sección transversal.

Habitualmente la geometría del nodo de una zona local y, en consecuencia, de la interfase entre una biela y la zona local, es determinada por el tamaño de la placa de apoyo y el modelo de bielas y tirantes seleccionado, como se ilustra en la ***Figura 6.10.9.4.2-1(a).*** En base al ensayo de aceptación de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, las tensiones en los dispositivos de anclaje especiales se deberían investigar a una distancia mayor del nodo, suponiendo que el ancho de la biela aumenta con la distancia a partir de la zona local, como se ilustra en la ***Figura 6.10.9.4.2-1(b)*** .

En la ***Figura 6.10.9.4.2-1(c)*** se ilustra la determinación de la dimensión de la biela en la dirección del espesor del elemento.

6.10.9.4.4 Tirantes

La totalidad de la fuerza de tracción deberá ser resistida por tirantes consistentes en armadura pretensada o no pretensada.

Los tirantes se deberán prolongar más allá de los nodos a fin de desarrollar la totalidad de la fuerza de tracción en el nodo. La disposición de la armadura se deberá ajustar tanto como sea posible a los recorridos de los tirantes supuestos en el modelo de bielas y tirantes.

Debido a que la resistencia del hormigón solicitado a tracción no es confiable, resulta prudente despreciarla totalmente.

Al seleccionar un modelo de bielas y tirantes sólo se deberían considerar disposiciones de armadura que resulten prácticas. La disposición de la armadura especificada en los planos debería concordar con el modelo de bielas y tirantes seleccionado.

6.10.9.5 Análisis Elásticos de Tensiones

Para el análisis y diseño de las zonas de anclaje se pueden utilizar análisis basados en las propiedades elásticas de los materiales, equilibrio de las fuerzas y cargas, y compatibilidad de las deformaciones.

Si las tensiones de compresión en el hormigón delante del dispositivo de anclaje se determinan a partir de un análisis elástico, las tensiones locales se pueden promediar en un área igual al área de apoyo del dispositivo de anclaje.

Se ha determinado que el análisis elástico de las zonas de anclaje es aceptable y útil, aún cuando el desarrollo de fisuras en la zona de anclaje puede provocar redistribuciones de las tensiones (*Burdet* 1990).

Los resultados de un análisis elástico lineal se pueden ajustar suavizando los máximos locales de manera de reflejar el comportamiento no lineal del hormigón a tensiones más elevadas.

La ubicación y magnitud de la fuerza de desgarramiento se debería obtener integrando las tensiones de desgarramiento por tracción a lo largo de la trayectoria del tendón. Este procedimiento permite obtener una estimación conservadora de la armadura requerida en la zona de anclaje. Una disposición de la armadura que se aparta de la distribución elástica de tensiones, es decir, una distribución uniforme de la armadura de desgarramiento, es aceptable siempre y cuando el baricentro de la armadura de desgarramiento coincida con la ubicación de la fuerza de desgarramiento.

6.10.9.6 Análisis de Tensiones y Diseño Aproximado

6.10.9.6.1 Límites de Aplicación

Las tensiones de compresión del hormigón delante del dispositivo de anclaje, la ubicación y magnitud de la fuerza de desgarramiento, y las fuerzas de tracción en los bordes se pueden estimar usando las ***Ecuaciones 6.10.9.6.2-1 a 6.10.9.6.3-2***, siempre que se satisfaga lo siguiente:

- El elemento tiene sección transversal rectangular y su dimensión longitudinal no es menor que la mayor dimensión de la sección transversal;
- El elemento no tiene discontinuidades dentro de la zona de anclaje ni delante de la misma;
- La distancia mínima del anclaje al borde en el plano principal del elemento no es menor que 1,5 veces la correspondiente dimensión lateral, *a*, del dispositivo de anclaje;
- Dentro de la zona de anclaje hay solamente un dispositivo de anclaje o un grupo de dispositivos de anclaje poco separados; y
- El ángulo de inclinación del tendón, según lo especificado en las ***Ecuaciones 6.10.9.6.3-1 y 6.10.9.6.3-2,*** está comprendido entre −5,0º y +20,0º.

Las expresiones aquí especificadas se basan en el análisis de elementos que tienen una sección transversal rectangular y una zona de anclaje cuya longitud es como mínimo igual a la mayor dimensión de dicha sección transversal. Para las secciones transversales cuya geometría difiere significativamente de la rectangular, por ejemplo las vigas doble Te de alas anchas, no se deberían utilizar las ecuaciones aproximadas.

Las discontinuidades, tales como las aberturas en el alma, perturban el flujo de fuerzas y pueden provocar en la zona de anclaje mayores tensiones de compresión, fuerzas de desgarramiento o fuerzas de tracción en los bordes. La ***Figura 6.10.9.6.1-1*** compara las fuerzas de desgarramiento para un elemento de sección rectangular continua y un elemento de sección rectangular no

continua. Las ecuaciones aproximadas se pueden aplicar a las vigas doble Te estándares con bloques de extremo, siempre que la dimensión longitudinal del bloque de extremo sea como mínimo igual a una altura de viga y que la transición entre el bloque y la viga sea gradual.

Los dispositivos de anclaje se pueden considerar poco separados si su separación entre centros no es mayor que 1,5 veces el ancho de los dispositivos de anclaje en la dirección considerada.

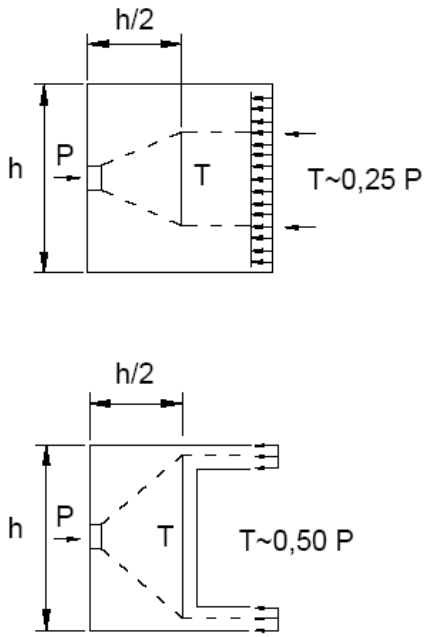


Figura 6.10.9.6.1-1 – Efecto de las discontinuidades en la zona de anclaje

Las ecuaciones aproximadas para calcular las tensiones de compresión en el hormigón se basan en la hipótesis de que la fuerza de anclaje se difunde en todas direcciones. El requisito sobre distancia mínima a los bordes satisface esta hipótesis y se ilustra en la ***Figura 6.10.9.6.1-2***. Las ecuaciones aproximadas para calcular las fuerzas de desgarramiento se basan en análisis por elementos finitos para un único anclaje actuando en una sección transversal rectangular.

Con la **Ecuación 6.10.9.6.3-1** se obtienen resultados conservadores para la armadura de desgarramiento, aún si los anclajes no están poco separados, pero la resultante de la fuerza de desgarramiento está más próxima al anclaje que lo que indica la **Ecuación 6.10.9.6.3-2.**

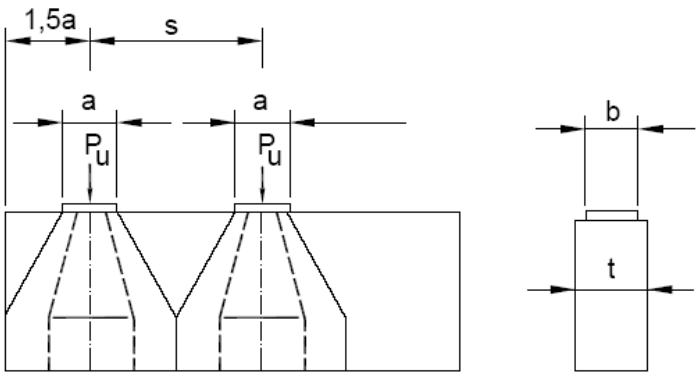


Figura 6.10.9.6.1-2 – Distancias a los bordes y simbología

6.10.9.6.2 Tensiones de Compresión

No es necesario realizar esta verificación de las tensiones de compresión para los dispositivos de anclaje básicos que satisfacen el ***Artículo 6.10.9.7.2.***

Las ***Ecuaciones 6.10.9.6.2-1 y 6.10.9.6.2-2,*** se basan en un modelo de bielas y tirantes para un solo anclaje con las tensiones del hormigón determinadas como se indica en la ***Figura 6.10.9.6.2-1*** (*Burdet* 1990), siendo iguales el ancho de la placa de anclaje, *b*, y el espesor del elemento, *t*. La **Ecuación 6.10.9.6.2-1** ha sido modificada para incluir casos en los cuales $b < t$.

La tensión de compresión en el hormigón delante de los dispositivos de anclaje, f_{ca}, calculada utilizando la **Ecuación 6.10.9.6.2-1,** no deberá ser mayor que el límite especificado en el ***Artículo 6.10.9.3.1:***

$$f_{ca} = \frac{0{,}6P_u K}{A_b\left(1+\lambda_c\left(\frac{1}{b_{eff}}-\frac{1}{t}\right)\right)} \quad (6.10.9.6.2\text{-}1)$$

Para lo cual:

Si, $a \le s < 2a_{eff}$, entonces:

$$\kappa = 1+\left(2-\frac{s}{a_{eff}}\right)\left(0{,}3+\frac{n}{15}\right) \quad (6.10.9.6.2\text{-}2)$$

Si, $s \ge 2a_{eff}$, entonces:

$$\kappa = 1 \quad (6.10.9.6.2\text{-}3)$$

Donde:

κ = factor de corrección para anclajes poco separados

a_{eff} = dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la mayor dimensión de la sección transversal (mm)

b_{eff} = dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la menor dimensión de la sección transversal (mm)

Pu = fuerza mayorada en el tendón (N)

t = espesor del elemento (mm)

s = separación entre centros de los anclajes (mm)

n = número de anclajes en una fila

ℓc = extensión longitudinal de la armadura de confinamiento de la zona local; no se debe tomar mayor que el mayor valor entre $1{,}15a_{eff}$ ó $1{,}15b_{eff}$ (mm)

A = área de apoyo efectiva (mm^2)

En la **Ecuación 6.10.9.6.2-1** el área de apoyo efectiva, A_b, se deberá tomar como el mayor valor entre el área de la placa de apoyo del anclaje, A_{placa}, o el área de apoyo del hormigón confinado en la zona local, A_{conf}, con las siguientes limitaciones:

• Si A_{placa} es el valor determinante, A_{placa} no se deberá tomar mayor que $4/\pi\ A_{conf.}$

• Si A_{conf} es el valor determinante, la máxima dimensión de A_{conf} no debe ser mayor que dos veces la máxima dimensión de A_{placa} o tres veces la mínima dimensión de A_{placa}. Si se viola alguno de estos límites, la superficie de apoyo efectiva, A_b, se deberá basar en A_{placa}**.**

• Al determinar Ab se deberá deducir el área de la vaina.

Si un grupo de anclajes está poco separado en dos direcciones, se deberá utilizar el producto de los factores de corrección, κ, correspondientes a cada dirección, como se especifica en la **Ecuación 6.10.9.6.2-1.**

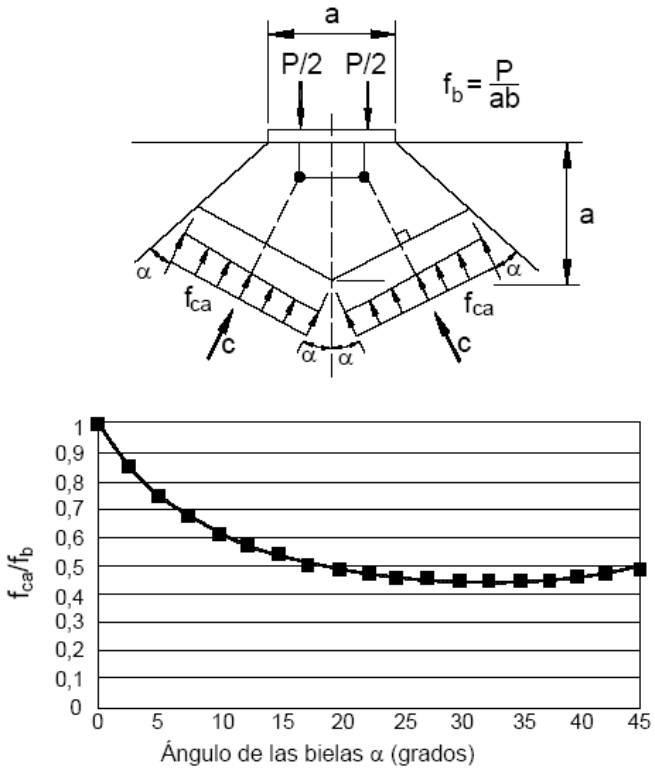


Figura 6.10.9.6.2.1 – Zona local e interfase de las bielas

Para múltiples anclajes separados una distancia menor que $2a_{eff}$, es necesario aplicar un factor de corrección, κ

Este factor se basa en una distribución de tensiones supuesta a una distancia igual a un ancho de placa de anclaje delante del dispositivo de anclaje, como se indica en la ***Figura 6.10.9.6.2-2***.

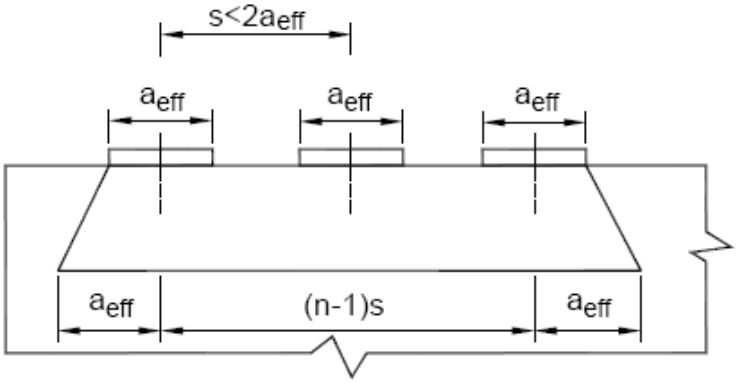


Figura 6.10.9.6.2-2 – Múltiples anclajes poco separados

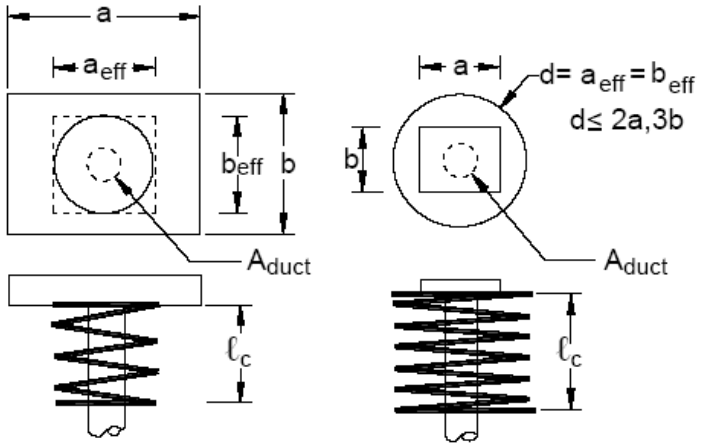


Figura 6.10.9.6.2-3 – Área de apoyo efectiva

6.10.9.6.3 Fuerzas de Desgarramiento por Tracción

Las fuerzas de desgarramiento por tracción en las zonas de anclaje, T_{burst}, se pueden tomar como:

$$T_{burst} = 0{,}25\sum P_u\left(1-\frac{a}{h}\right)+0{,}5\left|\sum P_u \sin\alpha\right| \qquad (6.10.9.6.3\text{-}1)$$

La ubicación de la fuerza de desgarramiento, d_{burst}, se puede tomar como:

$$d_{burst} = 0{,}5(h-2e)+5e\sin\alpha \qquad (6.10.9.6.3\text{-}2)$$

Donde:

T_{burst} = fuerza de tracción en la zona de anclaje actuando delante del dispositivo de anclaje y transversal al eje del tendón (N)

P_u = fuerza mayorada en el tendón (N)

d_{burst} = distancia entre el dispositivo de anclaje y el baricentro de la fuerza de desgarramiento, T_{burst} (mm)

a = dimensión lateral del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje en la dirección considerada (mm)

e = excentricidad del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje respecto del baricentro de la sección transversal; siempre positiva (mm)

h = dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada (mm)

α = ángulo de inclinación de la fuerza en un tendón respecto del eje del elemento; es positivo para tendones concéntricos o si la fuerza de anclaje apunta hacia el baricentro de la sección, y negativo si la fuerza de anclaje apunta en dirección contraria al baricentro de la sección.

La ***Figura 6.10.9.6.3-1*** ilustra la simbología utilizada en las **ecuaciones 6.10.9.6.3-1 y 6.10.9.6.3-2**

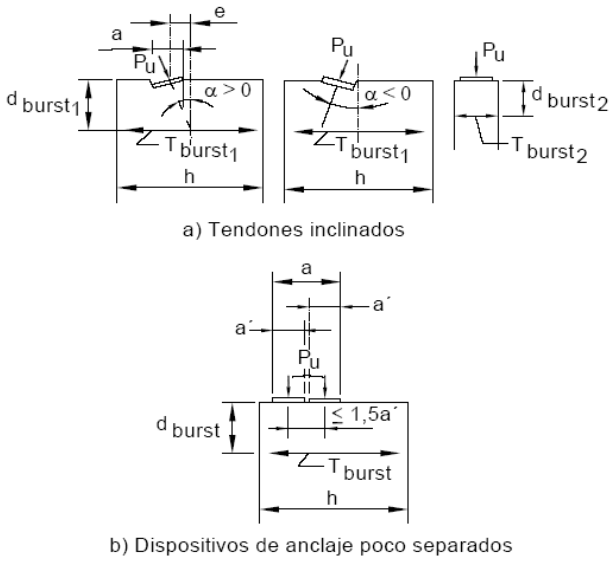


Figura 6.10.9.6.3-1 – Simbología utilizada en las Ecuaciones 6.10.9.6.3-1 y 2

6.10.9.6.4 Fuerzas de Tracción en los Bordes

La fuerza de tracción en los bordes longitudinales se puede determinar a partir de un análisis de una sección ubicada a un medio de la altura de la sección a partir de la superficie cargada considerada como una viga solicitada por una combinación de flexión y carga axial. La fuerza de descantillado se puede tomar igual a la fuerza de tracción en los bordes longitudinales pero no menor que lo especificado en el ***Artículo 6.10.9.3.2***.

Si el baricentro de todos los tendones está ubicado fuera del núcleo central de la sección, se inducen tanto tensiones de descantillado como fuerzas de tracción en los bordes longitudinales.

En la ***Figura 6.10.9.6.4-1*** se ilustra la determinación de las fuerzas de tracción en los bordes para el caso de anclajes excéntricos. Cualquier tipo de análisis para viga sometida a flexión y carga axial es aceptable. Como en el caso de múltiples anclajes, esta armadura es fundamental para el equilibrio de la zona de anclaje. Es importante considerar las secuencias de tesado que podrían provocar cargas excéntricas temporarias en la zona de anclaje.

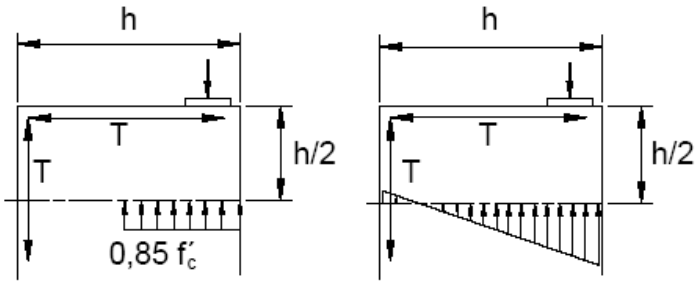


Figura 6.10.9.6.4-1 – Determinación de las fuerzas de tracción en los bordes para anclajes excéntricos

6.10.9.7 Diseño de las Zonas Locales

6.10.9.7.1 Dimensiones de la Zona Local

En caso que:

- El fabricante no haya provisto recomendaciones sobre distancia mínima a los bordes, o bien
- El fabricante haya recomendado una distancia mínima a los bordes pero esta distancia no haya sido verificada independientemente,

Las dimensiones transversales de la zona local en cada dirección se deberán tomar como el valor mayor entre:

- El tamaño de la correspondiente placa de apoyo, más dos veces el mínimo recubrimiento de hormigón requerido para la aplicación y ambiente particulares, y
- La dimensión exterior de cualquier armadura de confinamiento requerida, más el recubrimiento de hormigón requerido para la armadura de confinamiento para la aplicación y ambiente particulares.

El objetivo de los requisitos de este artículo es asegurar una adecuada resistencia del hormigón en la zona local. No deben ser considerados como lineamientos para el diseño de los dispositivos y accesorios de anclaje en sí.

La zona local es la región altamente solicitada inmediatamente alrededor del dispositivo de anclaje.

Resulta conveniente definir esta región en términos geométricos antes que en términos de nivel de tensión. En la ***Figura 6.10.9.7.1-1*** se ilustra la zona local.

El recubrimiento requerido para protección contra la corrosión deberá ser como se especifica en el ***Artículo 6.12.3.***

Si para un dispositivo de anclaje en particular el fabricante recomienda valores para el recubrimiento mínimo, separación y distancias a los bordes, y si estas dimensiones han sido verificadas independientemente, las dimensiones transversales de la zona nodal en cada dirección se deberán tomar como el menor valor entre:

- Dos veces la distancia a los bordes especificada por el proveedor de los dispositivos de anclaje, y
- La separación entre centros especificada por el proveedor de los dispositivos de anclaje.

Las recomendaciones sobre separación y distancia a los bordes provistos por el fabricante de los anclajes se deberán considerar valores mínimos.

La longitud de la zona local a lo largo del eje del tendón no se deberá tomar menor que:

- El máximo ancho de la zona local;
- La longitud de la armadura de confinamiento del dispositivo de anclaje; o
- Para dispositivos de anclaje con múltiples superficies de apoyo, la distancia entre la superficie de hormigón cargada y la parte inferior de cada superficie de apoyo, más la máxima dimensión de dicha superficie de apoyo.

La longitud de la zona nodal no se deberá tomar mayor que 1,5 veces el ancho de la zona nodal.

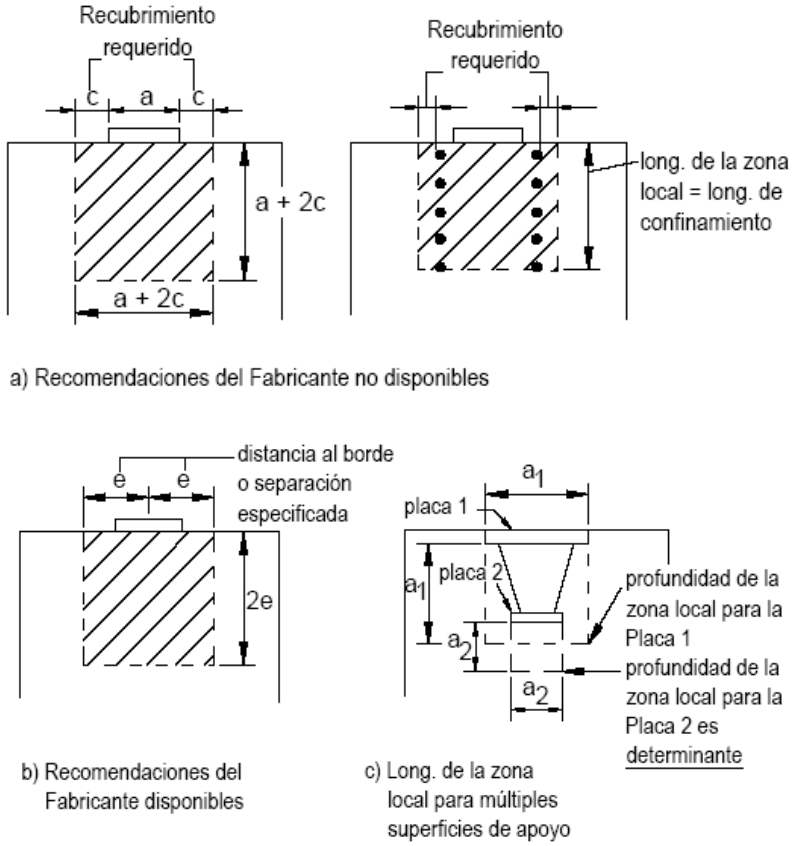


Figura 6.10.9.7.1-1 – Geometría de la zona local

En el caso de anclajes poco separados también se debería considerar una zona local agrandada que abarque todos los anclajes individuales.

6.10.9.7.2 Resistencia al Aplastamiento

Los dispositivos de anclaje normales deberán satisfacer los requisitos aquí especificados. Los dispositivos de anclaje especiales deberán satisfacer los requisitos especificados en el ***Artículo 6.10.9.7.3.***

Si se dispone armadura de zona general que satisface el ***Artículo 6.10.9.3.2***, y si la extensión del hormigón a lo largo del tendón delante del dispositivo de anclaje es como mínimo dos veces la longitud de la zona local como se define en el ***Artículo 6.10.9.7.1***, la resistencia al aplastamiento mayorada de los anclajes se deberá tomar como:

$$P_r = \phi \, f_n A_b \qquad (6.10.9.7.2\text{-}1)$$

Siendo f_n el menor valor entre:

$$f_n = 0{,}7\, f'_{ci}\sqrt{\frac{A}{A_g}} \qquad (6.10.9.7.2\text{-}2)$$

Y

$$f_n = 2{,}25\, f'_{ci} \qquad (6.10.9.7.2\text{-}3)$$

Donde:

ϕ = factor de resistencia especificado en el ***Artículo 6.5.4.2***

A = máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es similar al área cargada y concéntrica con la misma, y que no se superpone con las áreas similares correspondientes a los dispositivos de anclaje adyacentes (mm^2)

A_g = área bruta de la placa de apoyo calculada de acuerdo con los requisitos aquí especificados (mm^2)

A_b = área neta efectiva de la placa de apoyo calculada como el área *Ag* menos el área de los orificios de la placa de apoyo (mm^2)

f'_{ci} = resistencia nominal del hormigón en el momento de aplicar la fuerza en el tendón (MPa)

Se puede utilizar la totalidad del área de la placa para A_g y el cálculo de A_b si el material de la placa de apoyo no entra en fluencia bajo la fuerza mayorada en el tendón, y la esbeltez de la placa de apoyo, *n*/*t*, deberá satisfacer:

$$n/t \le 0{,}08\left(\frac{E_b}{f_b}\right)^{0{,}33} \qquad (6.10.9.7.2\text{-}4)$$

Donde:

t = espesor promedio de la placa de apoyo (mm)

E_b = módulo de elasticidad del material de la placa de apoyo (MPa)

f_b = tensión en la placa de anclaje en una sección tomada en el borde del orificio u orificios de acuñamiento (MPa)

n = proyección de la placa de base más allá del orificio o placa de acuñamiento, según corresponda (mm)

Las ***Figuras 6.10.9.7.2-1, 6.10.9.7.2-2 y 6.10.9.7.2-3*** ilustran los requisitos del ***Artículo 6.10.9.7.2***.

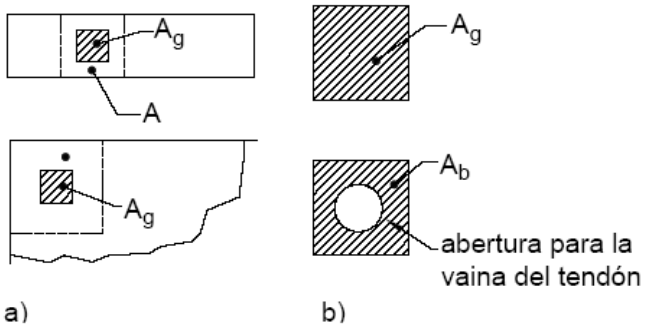


Figura 6.10.9.7.2-1 – Área de la superficie de apoyo de hormigón para la Ecuación 6.10.9.7.2-2

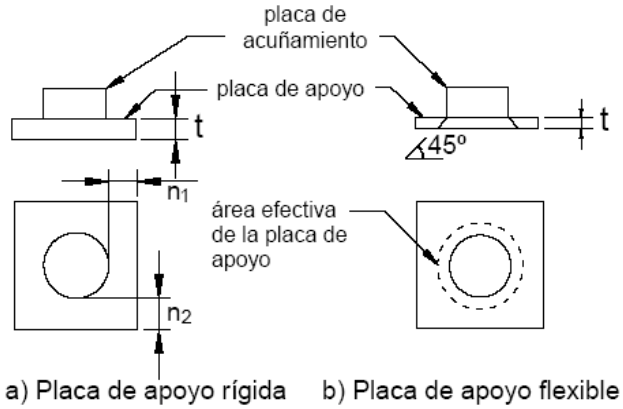


Figura 6.10.9.7.2-2 – Área efectiva de la placa de apoyo para dispositivos de anclaje con placa de acuñamiento separada

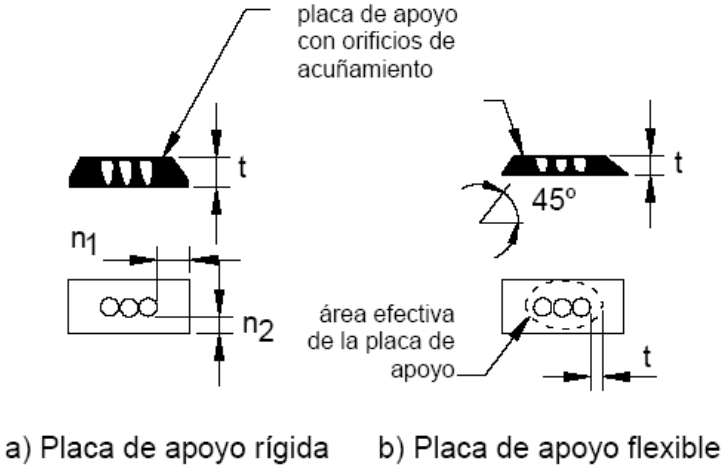


Figura 6.10.9.7.2-3 – Área efectiva de la placa de apoyo para dispositivos de anclaje sin placa de acuñamiento separada

Para anclajes con placas de acuñamiento separadas, *n* se puede tomar como la mayor distancia entre el borde exterior de la placa de acuñamiento y el borde exterior de la placa de apoyo. Para las placas de apoyo rectangulares esta distancia se deberá medir paralela a los bordes de la placa de apoyo.

Si el anclaje no tiene una placa de acuñamiento separada, *n* se puede tomar como la proyección más allá del perímetro exterior del grupo de orificios en la dirección considerada.

Se puede calcular una superficie de apoyo efectiva mayor asumiendo un área efectiva y verificando los nuevos valores de f_b y n/t.

Para las placas de apoyo que no satisfacen el requisito de esbeltez aquí especificado, el área bruta de apoyo efectiva, A_g, se deberá tomar como:

- Para anclajes con placas de acuñamiento separadas:

El área geométricamente similar a la placa de acuñamiento, con sus dimensiones incrementadas en dos veces el espesor de la placa de apoyo.

- Para anclajes sin placas de acuñamiento separadas:

El área geométricamente similar al perímetro exterior de los orificios de acuñamiento, con sus dimensiones incrementadas en dos veces el espesor de la placa de apoyo.

6.10.9.7.3 Dispositivos de Anclaje Especiales

Se pueden utilizar dispositivos de anclaje especiales que no satisfacen los requisitos especificados en el ***Artículo 6.10.9.7.2***, siempre que estos dispositivos hayan sido ensayados por una agencia independiente aceptable para el Diseñador y que hayan satisfecho los criterios de aceptación especificados en los ***Artículos 10.3.2 y 10.3.2.3.10*** de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

Las armaduras para la zona de anclaje local provistas como parte de un sistema de postesado patentado deberán estar indicadas en los planos de postesado que se usarán en taller. El ajuste de la armadura de tracción de la zona de anclaje general para considerar la armadura provista como parte de un sistema de postesado patentado se puede considerar parte del proceso de aprobación de los planos de taller. El Diseñador seguirá siendo responsable por el diseño de la armadura de la zona de anclaje general.

A menos que el Diseñador exija que se ensaye la capacidad de cada uno de los dispositivos de anclaje, para una serie de dispositivos de anclaje especiales similares se puede requerir solamente el ensayo de muestras representativas.

La mayoría de los dispositivos de anclaje caen dentro de esta categoría y deben pasar el ensayo de aceptación. Sin embargo, muchos de los sistemas de anclaje actualmente disponibles han pasado ensayos de aceptación equivalentes. Los resultados de estos ensayos se pueden considerar aceptables si el procedimiento de ensayo es similar en términos generales.

Además de cualquier armadura de confinamiento requerida y el ensayo de aceptación para dispositivos de anclaje especiales, permite utilizar armadura superficial suplementaria. También se debería disponer armadura equivalente en la propia estructura. Para este requisito de armadura se

pueden considerar otras armaduras de la zona general ubicadas dentro de la porción de la zona de anclaje correspondiente

6.10.10 ZONAS DE ANCLAJE PRETENSADAS

6.10.10.1 Resistencia al Desgarramiento Minorada

La resistencia al desgarramiento por tracción de las zonas de anclaje pretensadas provista por la armadura vertical en los extremos de las vigas pretensadas en el estado límite de servicio se deberá tomar como:

$$P_r = \phi \ f_s A_s \qquad (6.10.10.1\text{-}1)$$

Donde:

f_s = tensión en el acero no mayor que 140 MPa

A_s = área total de la armadura vertical ubicada en una distancia $h/4$ a partir del extremo de la viga (mm^2)

h = altura total del elemento prefabricado (mm)

La resistencia no deberá ser menor que 4 % de la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia.

La armadura vertical del extremo deberá estar tan cerca del extremo de la viga como sea posible.

6.10.10.2 Armadura de Confinamiento

Excepto en las vigas cajón, en las vigas se deberá disponer armadura para confinar el acero de pretensado en el ala inferior en una distancia igual a 1,5d a partir del extremo de las vigas. La armadura no deberá ser menor que barras conformadas No. 10 con una separación no mayor que 150 mm y cuya geometría le permita encerrar los cables.

En las vigas cajón se deberá proveer armadura transversal, y esta armadura se deberá anclar prolongando la rama del estribo hacia el alma de la viga.

6.10.11 REQUISITOS PARA COLUMNAS

6.10.11.1 Requisitos Generales

Para los propósitos del presente artículo, un apoyo vertical será considerado como una columna si la relación entre la altura libre y la máxima dimensión en planta del apoyo es mayor o igual que 2,5. En el caso de las columnas acampanadas, la máxima dimensión en planta se deberá tomar en la mínima sección de la campana. Para los apoyos en los cuales esta relación es menor que 2,5 se deberán aplicar los requisitos para pilares del ***Artículo 6.10.11.2.***

Un pilar se puede diseñar como pilar en su dimensión resistente y como columna en su dirección débil.

6.10.11.1 a Armadura Longitudinal

El área de la armadura longitudinal no deberá ser menor que 0,01 ni mayor que 0,06 veces el área transversal bruta, A_g.

6.10.11.1 b Corte y Armadura Transversal en las Columnas

La cantidad de armadura transversal no deberá ser menor que lo especificado en el ***Artículo 6.8.3.***

Los siguientes requisitos se aplican para las regiones extremas de los extremos superior e inferior de la columna y los caballetes de pilotes:

- En las regiones extremas V_c se deberá tomar como se especifica en el ***Artículo 6.8.3***, siempre que la mínima fuerza de compresión axial mayorada sea mayor que 0,10f'cAg. En el caso de fuerzas de compresión menores que $0{,}10f'_cA_g$, V_c deberá disminuir linealmente a partir del valor indicado en el ***Artículo 6.8.3*** hasta llegar a 0,0 para fuerza de compresión nula.
- Para las columnas, se deberá asumir que la región extrema se extiende a partir del intradós de las vigas en la parte superior de la columna, o a partir de la parte superior de las fundaciones en el fondo de la columna, una distancia que se deberá tomar como el mayor valor entre:
    - La máxima dimensión de la sección transversal de la columna;
    - Un sexto de la altura libre de la columna; o
    - 450 mm.
- Para los caballetes de pilotes, la región extrema en la parte superior del caballete se deberá tomar igual que se especifica para columnas. En la parte inferior del caballete se deberá considerar que la región extrema se extiende entre tres diámetros de pilote debajo del punto de máximo momento calculado y un diámetro de pila, pero no se deberá extender menos de 450 mm por encima de la línea de lodo.

La intención de los requisitos de este artículo es minimizar el potencial de falla por corte de las columnas.

La fuerza de corte de diseño se especifica como aquella que es capaz de ser desarrollada ya sea por la fluencia en flexión de las columnas o la fuerza elástica de corte de diseño. Este requisito se agregó debido al potencial de colapso de la estructura en caso que una columna falle por corte.

Una columna puede fluir ya sea en dirección longitudinal o transversal. En el caso de columnas no circulares, para determinar la armadura transversal se debería utilizar la fuerza de corte correspondiente al máximo corte desarrollado en cualquier dirección.

La contribución del hormigón a la resistencia al corte no es confiable dentro de las zonas de formación de rótulas plásticas, particularmente en presencia de bajos niveles de carga axial, ya que

las inversiones de la carga provocan fisuración en la totalidad de la sección. En consecuencia, la contribución del hormigón a la resistencia al corte se debería reducir si los niveles de carga axial son menores que $0{,}10f'_cA_g$.

En el caso de pilotes no circulares, este requisito se puede aplicar sustituyendo el diámetro por la mayor dimensión de la sección transversal.

6.10.11.1 c Armadura Transversal de Confinamiento para las Rótulas Plásticas

Los núcleos de las columnas y caballetes de pilotes se deberán confinar por medio de armadura transversal en las regiones donde se anticipa la formación de rótulas plásticas.

La armadura transversal de confinamiento deberá tener una tensión de fluencia no mayor que la de la armadura longitudinal, y la separación se deberá tomar.

Para una columna circular, la cuantía volumétrica de armadura en espiral, ρ_s, deberá satisfacer la requerida por el ***Artículo 6.7.4.6*** o bien:

$$\rho_s \geq 0{,}12\frac{f_c^{'}}{f_y} \qquad \text{(6.10.11.1c-1)}$$

Donde:

$f_c^{'}$ = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

f_y = tensión de fluencia de las barras de armadura (MPa)

Dentro de las zonas de formación de rótulas plásticas, los empalmes de las armaduras en espiral deberán ser empalmes totalmente soldados o bien conexiones totalmente mecánicas.

En general, las regiones de formación de rótulas plásticas están ubicadas en la parte superior e inferior de las columnas y caballetes de pilotes. Los más estrictos entre estos requisitos o los del ***Artículo 6.10.11.1b*** deberían ser considerados determinantes; estos requisitos no son adicionales a los del ***Artículo 6.10.11.1b.***

La principal función de la armadura transversal especificada en este artículo es asegurar que la carga axial soportada por la columna luego del descantillado del recubrimiento de hormigón sea al menos igual a la carga que soportaba antes del descantillado y asegurar que no haya pandeo de la armadura longitudinal. Por este motivo, también es importante la separación de la armadura de confinamiento.

Para una columna rectangular, el área bruta total, A_{sh}, de armadura en forma de estribos rectangulares deberá satisfacer:

$$A_{sh} \geq 0{,}3sh_c \frac{f_c^{'}}{f_y}\left[\frac{A_g}{A_c} - 1\right] \qquad \text{(6.10.11.1c-2)}$$

O bien:

$$A_{sh} \geq 0{,}12sh_c \frac{f_c^{'}}{f_y} \qquad \text{(6.10.11.1c-3)}$$

Donde:

s = separación vertical de los estribos, no mayor que 100 mm (mm)

A_c = área del núcleo de la columna (mm^2)

A_g = área bruta de la columna (mm^2)

A_{sh} = área total de los estribos, incluyendo los estribos adicionales o suplementarios, con separación vertical *s* y que atraviesa una sección cuyo núcleo tiene la dimensión h_c (mm^2)

f_y = tensión de fluencia de los estribos o zunchos (MPa)

h_c = dimensión del núcleo de la columna en la dirección considerada (mm)

La pérdida de recubrimiento de hormigón que provoca el descantillado en la zona de rotulación plástica requiere detallar cuidadosamente la armadura de confinamiento.

Obviamente no es adecuado simplemente solapar la armadura en espiral. Si el recubrimiento de hormigón se descantilla, el zuncho se podría desenrollar. Los estribos rectangulares también se deberían anclar doblando los extremos hacia el interior del núcleo.

Las ***Figuras 6.10.11.1 c-2 y 6.10.11.1 c-4*** ilustran el uso de las ***Ecuaciones 6.10.11.1 c-2 y 6.10.11.1 c-3.*** Si se trata de una columna rectangular u oblonga, se debería determinar el área total de estribos requerida para ambos ejes principales. La ***Figura 6.10.11.1 c-4*** indica la distancia a utilizar para h_c y la dirección de la armadura correspondiente para las dos direcciones principales de una columna rectangular.

Aunque estas Especificaciones permiten utilizar tanto zunchos como estribos cerrados como armadura transversal para las columnas, se recomienda utilizar zunchos por ser éstos más efectivos y económicos. Si para confinar el núcleo de una columna oblonga se utiliza más de un zuncho, los zunchos se deberían interconectar entre sí por medio de barras longitudinales como se ilustra en la ***Figura 6.10.11.1 c-3***. Para contribuir al confinamiento del núcleo de las columnas también se recomienda una separación máxima de 200 mm entre los centros de las barras longitudinales.

Para las columnas rectangulares A_{sh} se deberá determinar para ambos ejes principales.

Los estribos de columna pueden ser estribos simples o estribos solapados. Se pueden utilizar estribos suplementarios del mismo tamaño de barra que los estribos principales. Ambos extremos de los estribos suplementarios se deberán enganchar en una de las barras longitudinales periféricas.

Una armadura transversal que satisface los siguientes requisitos se podrá considerar como un estribo suplementario:

- La barra debe ser una barra continua con un gancho de no menos de 135º y una prolongación mínima de seis diámetros pero nunca menor que 75 mm en uno de sus extremos, además de un gancho de no menos de 90º y una prolongación mínima de seis diámetros en el otro extremo.
- Los ganchos se deberán enganchar en las barras longitudinales periféricas.
- Los ganchos a 90º de dos estribos suplementarios sucesivos enganchados en las mismas barras longitudinales, se deberán alternar extremo con extremo.

Una armadura transversal que satisface los siguientes requisitos se podrá considerar como un estribo de columna:

- La barra debe ser un estribo cerrado o un zuncho continuo.
- Un estribo cerrado puede estar formado por varios elementos con ganchos de 135º y prolongaciones de seis diámetros en ambos extremos, pero estas prolongaciones nunca deben ser menores que 75 mm.
- Un zuncho continuo deberá tener en cada uno de sus extremos un gancho de 135º y una prolongación de seis diámetros, pero no menor que 75 mm, que se enganche en la armadura longitudinal.

A continuación, se ilustran algunos ejemplos de la armadura transversal en columnas.

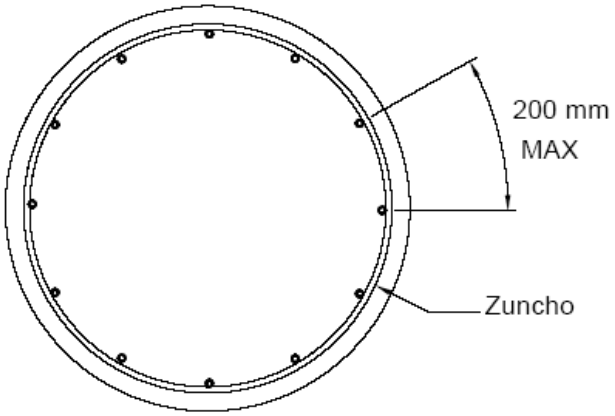


Figura 6.10.11.1 c-1 – Un solo zuncho

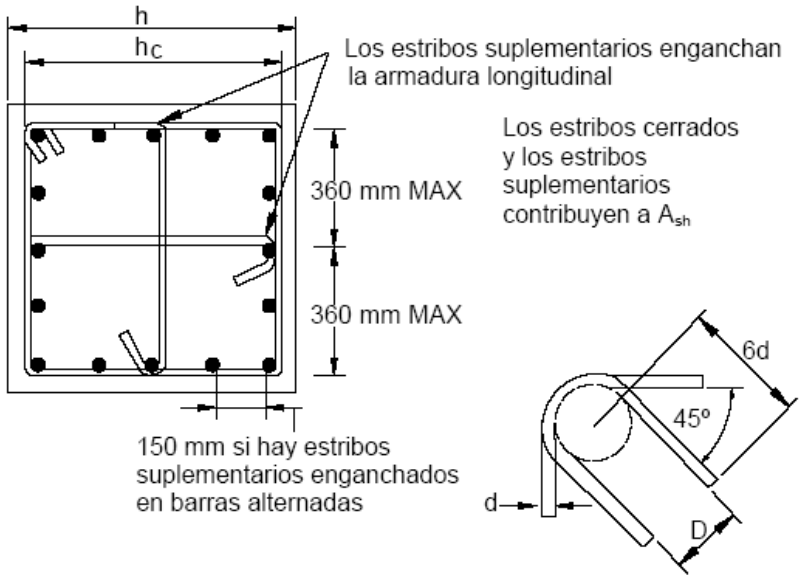


Figura 6.10.11.1 c-2 – Detalles de los estribos de una columna

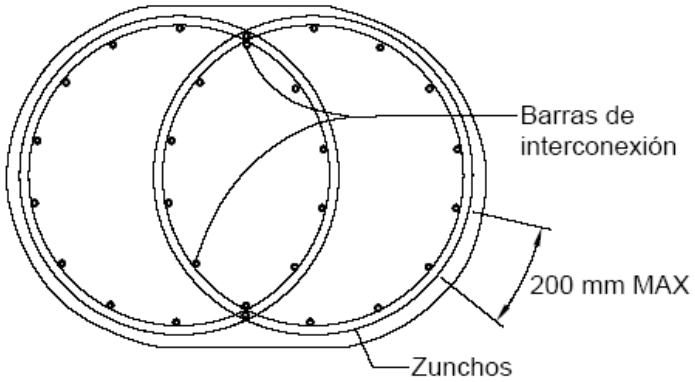


Figura 6.10.11.1 c-3 – Detalles de zunchos interconectados entre sí en una columna

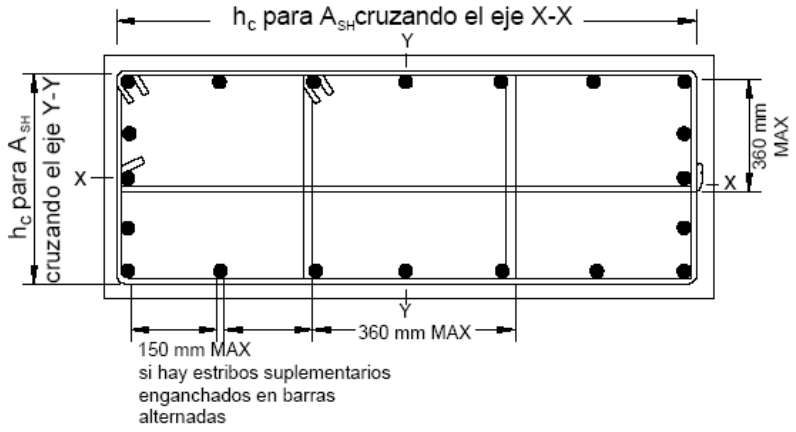


Figura 6.10.11.1 c-4 – Detalles de los estribos de una columna

6.10.11.1 d Separación de la Armadura Transversal de Confinamiento

Para la armadura transversal de confinamiento se aplican los siguientes requisitos:

- Se deberá proveer armadura transversal de confinamiento en la parte superior e inferior de las columnas en una longitud no menor que el mayor valor entre la máxima dimensión transversal de la columna, un sexto de la altura libre de la columna, ó 450 mm;
- La armadura transversal de confinamiento se deberá prolongar hacia las conexiones superior e inferior como se especifica en el ***Artículo 6.10.11.3***
- Se deberá proveer armadura transversal de confinamiento en la parte superior de los caballetes de pilotes en la misma longitud especificada para columnas;
- Se deberá disponer armadura transversal de confinamiento dentro de los pilotes de un caballete de pilotes en una longitud que se extiende entre 3,0 veces la máxima dimensión de la sección transversal por debajo del punto calculado de fijación de momento hasta una distancia no menor que la máxima dimensión de la sección transversal ó 450 mm por encima de la línea de lodo; y
- La separación entre los centros de la armadura transversal de confinamiento no deberá ser mayor que un cuarto de la mínima dimensión del elemento, ni 100 mm.

6.10.11.1 e Empalmes

Para el diseño de los empalmes se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.11.5***.

En las armaduras longitudinales sólo se podrán utilizar empalmes solapados dentro de la mitad central de la altura de la columna, y la longitud de empalme no deberá ser menor que 400 mm ó 60 diámetros de barra.

La separación de la armadura transversal en la longitud del empalme no deberá ser mayor que 100 mm ó un cuarto de la mínima dimensión del elemento.

Se pueden utilizar empalmes totalmente soldados o totalmente mecánicos que satisfagan el ***Artículo 6.11.5,*** siempre que en una misma sección no se empalmen más que barras alternadas en cada capa de armadura longitudinal, y que la distancia entre empalmes de barras adyacentes sea mayor que 600 mm medidos a lo largo del eje longitudinal de la columna.

A menudo se desea solapar la armadura longitudinal con las barras en espera en la base de la columna. Esto no es aconsejable desde el punto de vista del comportamiento sismorresistente, ya que:

- El empalme ocurre en una región de potencial formación de rótula plástica en la cual el requisito de adherencia es crítico; y
- Solapar la armadura principal tenderá a concentrar deformación plástica cerca de la base y reducirá la longitud efectiva de la rótula plástica como consecuencia de la rigidización de la columna en la región solapada. Esto puede originar una gran demanda de curvatura localizada.

6.10.11.2 Requisitos para Pilares TipoTabique

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar al diseño para la dirección resistente de un pilar. La dirección débil de un pilar se puede diseñar como una columna conforme a los requisitos del ***Artículo 6.10.11.1***, utilizando el factor de modificación de respuesta para columnas para determinar las fuerzas del diseño. Si en su dirección débil el pilar no se diseña como una columna, se deberán aplicar las limitaciones para resistencia al corte aquí especificadas.

La mínima cuantía de armadura, tanto horizontal, ρ_h, como vertical, ρ_v, en cualquier pilar no deberá ser menor que 0.0025. La cuantía de armadura vertical no deberá ser menor que la cuantía de armadura horizontal.

La separación de la armadura, ya sea horizontal o verticalmente, no deberá ser mayor que 450 mm. La armadura requerida para corte deberá ser continua y estar distribuida uniformemente.

La intención del requisito que establece $\rho v \geq \rho h$ es evitar la posibilidad de armaduras de almas inadecuadas en los pilares, demasiado cortas en comparación con su altura. Los empalmes se deben alternar para evitar que existan secciones débiles.

La resistencia al corte de diseño, V_r, en el pilar se deberá tomar como el valor menor entre:

$$V_r = 0,66\sqrt{f'_c}\, b\, d \qquad \text{(6.10.11.2-1)}$$

$$V_r = \phi V_n \qquad \text{(6.10.11.2-2)}$$

Siendo:

$$V_n = \left[0{,}165\sqrt{f_c'} + \rho_h f_y \right] b\, d \qquad \text{(6.10.11.2-3)}$$

Se deberían disponer capas de armadura horizontal y vertical en cada cara de un pilar. Los empalmes en la armadura horizontal de un pilar deberán estar alternados, y en una misma ubicación no deberá haber empalmes en las dos capas.

El requisito que establece un mínimo de dos capas de armadura en aquellos tabiques que soportan cortes de diseño importantes se basa en la premisa de que dos capas de armadura tienden a funcionar como un "canasto" para el hormigón, manteniendo la integridad del tabique una vez que el hormigón se fisura.

6.10.11.3 Conexiones de las Columnas

La fuerza de diseño para la conexión entre la columna y la superestructura, cabezal o zapata corrida será la determinada en los cálculos elásticos correspondientes al nudo estudiado. La longitud de anclaje para todo el acero longitudinal deberá ser 1,25 veces la longitud requerida para la totalidad de la tensión de fluencia de las armaduras como se especifica en el ***Artículo 6.11***.

La armadura transversal de la columna, según se especifica en el ***Artículo 6.10.11.1c***, se deberá prolongar en una distancia no menor que la mitad de la máxima dimensión de la columna ó 380 mm a partir de la cara de la columna hacia el interior del elemento adyacente.

La resistencia nominal al corte, V_n, provista por el hormigón en la unión de un pórtico o caballete en la dirección considerada deberá satisfacer:

- Para hormigón de agregados de densidad normal:

$$V_n \le 1{,}0\, b\, d \sqrt{f_c'} \qquad \text{(6.10.11.3-1)}$$

De acuerdo con el uso que se le da al término en el presente artículo, una conexión de columna es la prolongación vertical del área de la columna hacia el interior del elemento adyacente.

La integridad de las conexiones de las columnas es importante para que las columnas desarrollen su capacidad flexional. La armadura longitudinal debería ser capaz de desarrollar su capacidad de sobrerresistencia de $1{,}25 f_y$. La armadura transversal de confinamiento de la columna se debería prolongar una cierta distancia hacia la junta para evitar que en la interfase haya un plano de debilidad.

La resistencia de las conexiones de las columnas en un cabezal es relativamente insensible a la cantidad de armadura transversal, siempre que haya una cantidad mínima y que la resistencia al corte se limite a los valores especificados. La resistencia al corte mayorada para las uniones hechas

con hormigón de agregados de baja densidad, se basa en la observación de que en este tipo de hormigón la transferencia al corte medida corresponde a aproximadamente 75 por ciento de la correspondiente al hormigón de agregados de densidad normal.

6.10.11.4 Juntas de Construcción en Pilares y Columnas

Si en una junta de construcción el corte es resistido exclusivamente por acción de las barras y fricción sobre una superficie de hormigón intencionalmente rugosa, la resistencia nominal al corte a través de la junta, V_n, se deberá tomar como:

$$V_n = \left(A_{vf} f_y + 0,75 P_u \right) \quad (6.10.11.4\text{-}1)$$

Donde:

A_{vf} = área total de la armadura, incluyendo la armadura de flexión (mm^2)

P_u = mínima carga axial mayorada según lo especificado en el cálculo elástico del nudo correspondiente, para columnas y pilares (N)

6.10.12 ARMADURA PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS DE SECCIÓN RECTANGULAR HUECA

6.10.12.1 Requisitos Generales

El área de la armadura longitudinal en la sección transversal no deberá ser menor que 0,01 veces el área bruta de hormigón.

En cada pared de la sección transversal se deberán disponer dos capas de armadura, una capa próxima a cada cara de la pared. Las áreas de armadura de las dos capas deberán ser aproximadamente iguales.

6.10.12.2 Separación de las Armadura

La separación lateral entre los centros de las barras de la armadura longitudinal no deberá ser mayor que el menor valor entre 1,5 veces el espesor de la pared ó 450 mm.

La separación longitudinal entre los centros de las barras de armadura lateral no deberá ser mayor que el menor valor entre 1,25 veces el espesor de la pared ó 300 mm.

6.10.12.3 Estribos

Se deberán proveer tirantes transversales entre las capas de armadura en cada pared. Los tirantes transversales deberán tener un gancho normal a 135º en uno de sus extremos y un gancho normal a 90º en el otro. Los tirantes transversales se deberán ubicar donde se intersecan las mallas de barras, y los ganchos de todos los tirantes deberán encerrar tanto barras laterales como longitudinales en las intersecciones. Cada barra de armadura longitudinal y cada barra de armadura lateral deberán ser encerradas por el gancho de un tirante transversal a una separación no mayor que 600 mm.

En los elementos construidos por segmentos, se deberán disponer tirantes transversales adicionales a lo largo de los bordes superior e inferior de cada segmento. Los tirantes transversales se deberán ubicar de manera que conecten los extremos de cada par de barras de armadura longitudinal interna y externa en las paredes de la sección transversal.

6.10.12.4 Empalmes

Las barras de armadura lateral se pueden unir en las esquinas de la sección transversal solapando codos a 90º.

No estará permitido unir las barras de armadura lateral por medio de empalmes solapados rectos, a menos que en la longitud del empalme, las barras solapadas estén encerradas por los ganchos de al menos cuatro tirantes transversales ubicados en las intersecciones de barras laterales y barras longitudinales.

6.10.12.5 Estribos Cerrados

Siempre que sea posible, las barras longitudinales ubicadas en las esquinas de la sección transversal deberán estar encerradas por estribos cerrados. Si no es posible colocar estribos cerrados, se pueden utilizar pares de barras en forma de U con ramas de longitud como mínimo igual al doble del espesor de la pared y orientadas a 90º una respecto de la otra.

Las vainas de postesado ubicadas en las esquinas de la sección transversal deberán estar ancladas en las regiones de las esquinas mediante estribos cerrados o estribos con un codo a 90º en cada extremo de manera que encierren al menos una barra longitudinal cerca de la cara externa de la sección transversal.

6.11 ANCLAJE Y EMPALME DE LAS ARMADURAS

6.11.1 REQUISITOS GENERALES

6.11.1.1 Requisitos Básicos

Las solicitaciones calculadas en la armadura en cada sección se deberán desarrollar a cada dicha sección mediante una longitud embebida, un gancho, un dispositivo mecánico, o una combinación de estos elementos. Los ganchos y anclajes mecánicos sólo se podrán utilizar para anclar barras en tracción.

6.11.1.2 Armadura de Flexión

6.11.1.2.1 Requisitos Generales

En los elementos flexionados las secciones críticas para el anclaje de las armaduras se deberán tomar en los puntos de máxima tensión y en los puntos del tramo donde terminan o están dobladas armaduras adyacentes.

Excepto en los apoyos de tramos simples y en los extremos libres de los voladizos, la armadura se deberá prolongar más allá del punto en el cual ya no se la requiere para resistir flexión en una distancia no menor que:

- La profundidad efectiva del elemento;
- 15 veces el diámetro nominal de la barra; o
- 1/20 de la luz libre del tramo.

La armadura que continúa se deberá prolongar como mínimo una longitud igual a la longitud de anclaje, ℓ_d, especificada en el ***Artículo 6.11.2***, más allá del punto en el cual ya no se requiere armadura de tracción doblada o interrumpida para resistir flexión.

En una misma sección no deberá terminar más del 50 por ciento de la armadura, y en una misma sección no deberán terminar barras adyacentes.

La armadura de tracción también se puede anclar ya sea doblándola de manera que atraviese el alma dentro de la cual está ubicada y terminándola en un área comprimida y proveyendo la longitud

de anclaje ℓ_d a la sección de diseño, o bien haciéndola continua con la armadura en la cara opuesta del elemento.

Se deberán proveer anclajes suplementarios para la armadura de tracción de los elementos flexionados si la fuerza en la armadura no es directamente proporcional al momento mayorado según se describe a continuación:

- Zapatas inclinadas, escalonadas o acampanadas,
- Ménsulas,
- Elementos de gran altura solicitados a flexión; o
- Elementos en los cuales la armadura de tracción no es paralela a la cara comprimida.

Como máximo, en una sección se pueden interrumpir barras alternadas.

6.11.1.2.2 Armadura de Momento Positivo

Como mínimo un tercio de la armadura de momento positivo en los elementos de un solo tramo y un cuarto de la armadura de momento positivo en los elementos continuos se deberá prolongar a lo largo de la misma cara del elemento más allá del eje del apoyo. En las vigas esta prolongación no deberá ser menor que 150 mm.

6.11.1.2.3 Armadura de Momento Negativo

Como mínimo un tercio de la armadura total de tracción provista en un apoyo para momento negativo deberá tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión no menor que:

- La profundidad efectiva del elemento,
- 12,0 veces el diámetro nominal de la barra; y
- 0,0625 veces la luz libre del tramo.

6.11.1.2.4 Uniones Resistentes al Momento

La armadura de flexión en los elementos continuos, restringidos o en voladizo, o en cualquier elemento de un pórtico rígido, se deberá detallar de manera que haya continuidad de las armaduras en las intersecciones con otros elementos para desarrollar la resistencia nominal al momento de la unión.

6.11.2 ANCLAJE DE LAS ARMADURAS

6.11.2.1 Barras Conformadas y Alambre Conformado en Tracción

6.11.2.1.1 Longitud de Anclaje en Tracción

La longitud de anclaje en tracción, ℓ_d, no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de anclaje en tracción, ℓ_{db}, aquí especificada y el factor o los factores de modificación especificados en los ***Artículos 6.11.2.1.2 y 6.11.2.1.3.*** La longitud de anclaje en tracción no deberá ser menor que 300 mm, excepto para empalmes solapados como se especifica en el ***Artículo 6.11.5.3.1*** y el anclaje de la armadura de corte especificado en el ***Artículo 6.11.2.6***.

La longitud básica de anclaje en tracción, ℓ_{db}, en mm, se deberá tomar como:

- Para barras No. 36 y menores ..... $\dfrac{0{,}02 A_b f_y}{\sqrt{f_c'}}$

Pero no menor que ..... $0{,}06 d_b f_y$

- Para alambre conformado..... $\dfrac{0{,}36 d_b f_y}{\sqrt{f_c'}}$

Donde:

A_b = sección de la barra o alambre (mm^2)

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

f_c' = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

d_b = diámetro de la barra o alambre (mm)

6.11.2.1.2 Factores de Modificación que Aumentan ℓd

La longitud básica de anclaje, ℓ_{db}, se deberá multiplicar por el siguiente factor o los siguientes factores, según corresponda:

- Para armadura superior horizontal o casi horizontal colocada de manera que haya más de 300 mm de hormigón fresco colado debajo de la armadura….1,4.
- Para hormigón de agregados de baja densidad para el cual se especifica

f_{ct} (MPa) ..... $\dfrac{0{,}58\sqrt{f_c'}}{f_{ct}} \geq 1.0$

- Para hormigón de baja densidad para el cual no se especifica f_{ct}..... 1,3.
- Para hormigón de agregados livianos y arena para el cual no se especifica f_{ct}..... 1,2.

Si se utiliza arena para reemplazar sólo parte del agregado, se puede interpolar linealmente entre los requisitos para hormigón de baja densidad y aquellos para hormigón de agregados livianos y arena.

- Para barras recubiertas con resina epoxi en las cuales el recubrimiento de hormigón es menor que 3db o la separación libre entre las barras es menor que 6d_b..... 1,5.
- Para barras recubiertas con resina epoxi no cubiertas por el ítem anterior..... 1,2.

No es necesario que el producto entre el factor correspondiente a armadura superior y el factor aplicable en el caso de barras recubiertas con resina epoxi sea mayor que 1,7.

6.11.2.1.3 Factores de Modificación que Disminuyen ℓd

La longitud básica de anclaje, *ℓdb*, modificada aplicando los factores especificados en el ***Artículo 6.11.2.1.2***, se puede multiplicar por los siguientes factores:

- Si la armadura que se está anclando en la longitud considerada tiene una separación lateral entre centros de al menos 150 mm, y tiene un recubrimiento libre medido en la dirección de la separación no menor que 75 mm..... 0,8.
- Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura, o si en un elemento flexionado hay más armadura que la requerida por el análisis..... $\frac{A_s requerida}{A_s provista}$
- Si la armadura está encerrada por una espiral formada por una barra de no menos de 6 mm de diámetro y con un paso de no más de 100 mm ….. 0,75.

6.11.2.2 Barras Conformadas en Compresión

6.11.2.2.1 Longitud de Anclaje en Compresión

La longitud de anclaje, *ℓd*, para barras conformadas en compresión no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de anclaje aquí especificada y los factores de modificación aplicables especificados en el ***Artículo 6.11.2.2.2*** ni menor que 200 mm.

La longitud básica de anclaje, *ℓdb*, para las barras conformadas en compresión deberá satisfacer:

$$\lambda_{db} \geq \frac{0{,}24 d_b f_y}{\sqrt{f_c'}} \quad \text{, ó} \qquad (6.11.2.2.1\text{-}1)$$

$$\lambda_{db} \geq 0{,}044 d_b f_y \qquad (6.11.2.2.1\text{-}2)$$

Donde:

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

f_c' = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

d_b = diámetro de la barra (mm)

6.11.2.2.2 Factores de Modificación

La longitud básica de anclaje, ℓdb, se puede multiplicar por los siguientes factores:

- Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura, o si hay más armadura que la requerida por el análisis:

$$\frac{A_s requerida}{A_s provista}$$

- Si la armadura está encerrada por una espiral formada por una barra de no menos de 6 mm de diámetro y con un paso de no más de 100 mm…... 0,75

6.11.2.3 Paquetes de Barras

La longitud de anclaje de las barras individuales que forman parte de un paquete, en tracción o compresión, deberá ser la correspondiente a la barra individual aumentada un 20 por ciento en el caso de paquetes de tres barras ó 33 por ciento en el caso de paquetes de cuatro barras.

Para determinar los factores especificados en los ***Artículos 6.11.2.1.2 y 6.11.2.1.3***, un paquete de barras se deberá tratar como una única barra cuyo diámetro se deberá determinar a partir del área total equivalente.

6.11.2.4 Ganchos Normales en Tracción

6.11.2.4.1 Longitud Básica de Anclaje de un Gancho

La longitud de anclaje, ℓdh, en mm, para las barras conformadas en tracción que terminan en un gancho normal según lo especificado en el ***Artículo 6.10.2.1*** no deberá ser menor que:

- El producto entre la longitud básica de anclaje ℓhb, según se especifica en la ***Ecuación 6.11.2.4.1-1***, y el factor o los factores de modificación aplicables, según lo especificado en el ***Artículo 6.11.2.4.2***;
- 8,0 diámetros de barra; ó
- 150 mm.

La longitud básica de anclaje, ℓhb, para una barra terminada en gancho con una tensión de fluencia, fy, menor o igual que 420 MPa se deberá tomar como:

$$\lambda_{hb} = \frac{100 d_b}{\sqrt{f'_c}} \qquad (6.11.2.4.1\text{-}1)$$

Donde:

d_b = diámetro de la barra (mm)

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

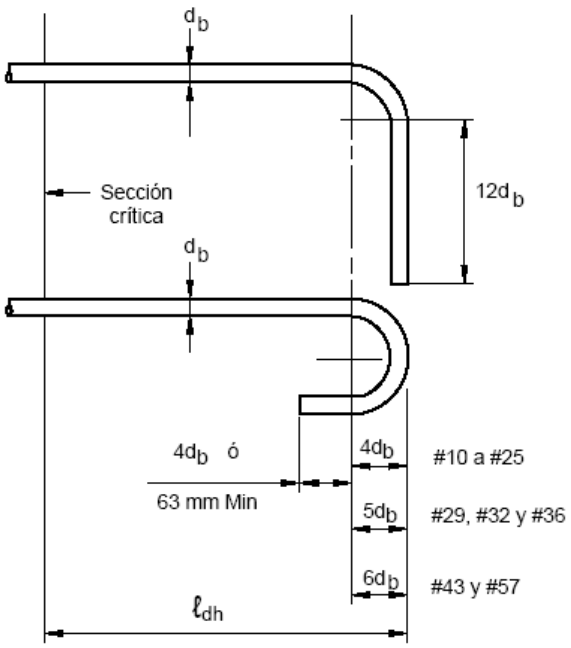


Figura 6.11.2.4.1-1 – Detalles de las barras terminadas en gancho para el anclaje de ganchos normales (ACI)

6.11.2.4.2 Factores de Modificación

La longitud básica de anclaje, ℓhb, se deberá multiplicar por el siguiente factor o los siguientes factores, según corresponda:

- Si la tensión de fluencia de la armadura es superior a 420 MPa..... $\frac{f_y}{420}$
- Si el recubrimiento lateral para barras No. 36 o menores, perpendicular al plano del gancho, es mayor o igual que 64 mm, y para ganchos a 90º, el recubrimiento sobre la prolongación de la barra más allá del gancho no es menor que 50 mm ..... 0,7.
- Si los ganchos para barras No. 36 y menores están encerrados vertical u horizontalmente dentro de estribos o estribos cerrados en toda la longitud de anclaje, ℓdh, y la separación de estos estribos no es mayor que $3d_b$ ..... 0,8.
- Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia, o si hay más armadura que la requerida por el análisis..... $\frac{A_s requerida}{A_s provista}$
- Si se utiliza hormigón de agregados livianos ..... 1,3.
- Si se usa armadura recubierta con resina epoxi….1,2.

6.11.2.4.3 Estribos para las Barras Terminadas en Gancho

Para las barras que se anclan mediante un gancho normal en los extremos discontinuos de elementos en los cuales tanto el recubrimiento lateral como el recubrimiento superior o inferior es menor que 64 mm, la barra terminada en gancho deberá estar encerrada dentro de estribos o estribos cerrados con una separación a lo largo de la totalidad de la longitud de anclaje, ℓdh, no mayor que $3db$.

Este requisito se ilustra en la ***Figura 6.11.2.4.3-1***. No se deberá aplicar el factor para armadura transversal, especificado en el ***Artículo 6.11.2.4.2***.

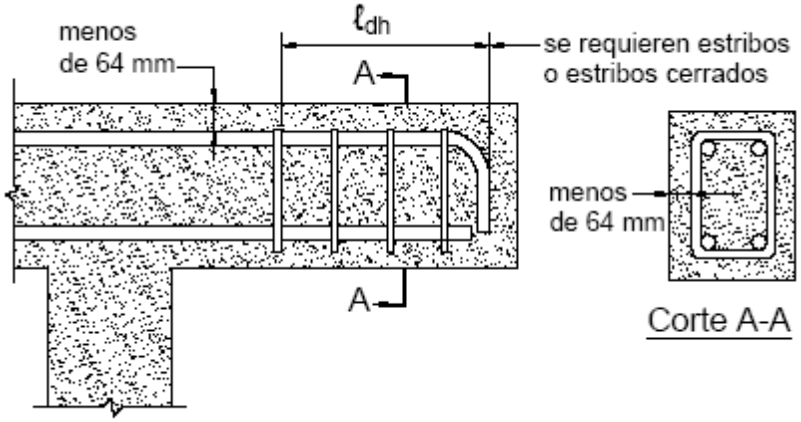


Figura 6.11.2.4.3-1 – Estribos para las barras terminadas en gancho

6.11.2.5 Mallas Soldadas de Alambre

6.11.2.5.1 Mallas de Alambre Conformado

Para todas las aplicaciones exceptuando la armadura de corte, la longitud de anclaje, ℓhd, en mm, de la malla soldada de alambre conformado, medida entre la sección crítica y el extremo del alambre no deberá ser menor que:

- El producto entre la longitud básica de anclaje y el factor o los factores de modificación aplicables, según se especifica en el ***Artículo 6.11.2.2.2***, ó
- 200 mm, excepto para los empalmes solapados, según se especifica en el ***Artículo 6.11.6.1***.

El anclaje de la armadura de corte deberá ser como se especifica en el ***Artículo 6.11.2.6***.

La longitud básica de anclaje, *ℓhd*, de una malla soldada de alambre conformado, con al menos un alambre transversal dentro de la longitud de anclaje como mínimo a 50 mm de la sección crítica, deberá satisfacer lo siguiente:

$$\lambda_{hd} \leq 0{,}36 d_b \frac{f_y - 140}{\sqrt{f_c'}}, \text{ ó} \qquad (6.11.2.5.1\text{-}1)$$

$$\lambda_{hd} \leq 2{,}4 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f_c'}} \qquad (6.11.2.5.1\text{-}2)$$

Donde:

Aw = área de un alambre individual a anclar o empalmar (mm^2)

sw = separación de los alambres a anclar o empalmar (mm)

La longitud básica de anclaje de una malla soldada de alambre conformado sin alambres transversales dentro de la longitud de anclaje se deberá determinar como para el caso de alambre conformado de acuerdo con el ***Artículo 6.11.2.1.1.***

6.11.2.5.2 Mallas de Alambre Liso

La tensión de fluencia de una malla soldada de alambre liso se considerará desarrollada por el embebimiento de dos alambres transversales, con el alambre transversal más próximo a no menos de 50 mm de la sección crítica. Caso contrario, la longitud de anclaje, *ℓd*, medida entre el punto de sección crítica y el alambre más externo se deberá tomar como:

$$\lambda_d = 3{,}24 \frac{A_w \ f_y}{s_w \sqrt{f_c'}} \qquad (6.11.2.5.2\text{-}1)$$

La longitud de anclaje se deberá modificar de acuerdo con lo especificado en el ***Artículo 6.11.2.1.2*** si hay más armadura que la requerida por el análisis, y aplicando el factor correspondiente a hormigón de baja densidad especificado en el ***Artículo 6.11.2.1.2*** cuando corresponda.

Sin embargo, *ℓd* no se deberá tomar menor que 150 mm, excepto para empalmes solapados como se especifica en el ***Artículo 6.11.6.2.***

6.11.2.6 Armadura de Corte

6.11.2.6.1 Requisitos Generales

Los estribos para los tubos o tuberías de hormigón no estarán sujetos a los requisitos aquí especificados.

La armadura de corte se deberá ubicar tan cerca de las superficies de los elementos como lo permitan los requisitos sobre recubrimiento y la proximidad de otras armaduras.

Entre extremos anclados, cada codo de la parte continua de un estribo en U simple o múltiple deberá encerrar una barra longitudinal.

6.11.2.6.2 Anclaje de las Armaduras Conformadas

Los extremos de los estribos de una sola rama, en U simple o en U múltiple se deberán anclar de la siguiente manera:

- Para barras No. 16 y alambre MD200 o menores, y para barras No. 19, No. 22 y No. 25 con *fy* menor o igual que 275 MPa:

  Un gancho normal alrededor de la armadura longitudinal, y

- Para estribos No. 19, No. 22 y No. 25 con *fy* mayor que 275 MPa:

  Un gancho normal alrededor de una barra longitudinal, más una longitud embebida entre la semialtura del elemento y el extremo exterior del gancho no menor que:

$$\lambda_e = \frac{0{,}17 d_b f_y}{\sqrt{f_c'}} \qquad (6.11.2.6.2\text{-}1)$$

6.11.2.6.3 Anclaje de las Armaduras de Malla de Alambre Soldada

Cada rama de una malla de alambre liso soldada que forma estribos en U simples deberá estar anclada por:

- Dos alambres longitudinales separados 50 mm a lo largo del elemento en la parte superior de la U; ó
- Un alambre longitudinal ubicado a no más de *d*/4 de la cara comprimida y un segundo alambre más próximo a la cara comprimida y separada no menos de 50 mm del primer alambre. El segundo alambre se puede ubicar sobre la rama del estribo más allá de un codo o sobre un codo con un diámetro interior de doblado no menor que 8*db*.

Para cada extremo de un estribo de una sola rama de malla soldada de alambre liso o alambre conformado, se deberán disponer dos alambres longitudinales con una separación mínima de 50 mm y con el alambre interno a una distancia no menor que *d*/4 ó 50 mm de la semialtura del elemento. El alambre longitudinal externo en la cara traccionada no deberá estar más alejado de la cara que la porción de la armadura principal de flexión más próxima a dicha cara.

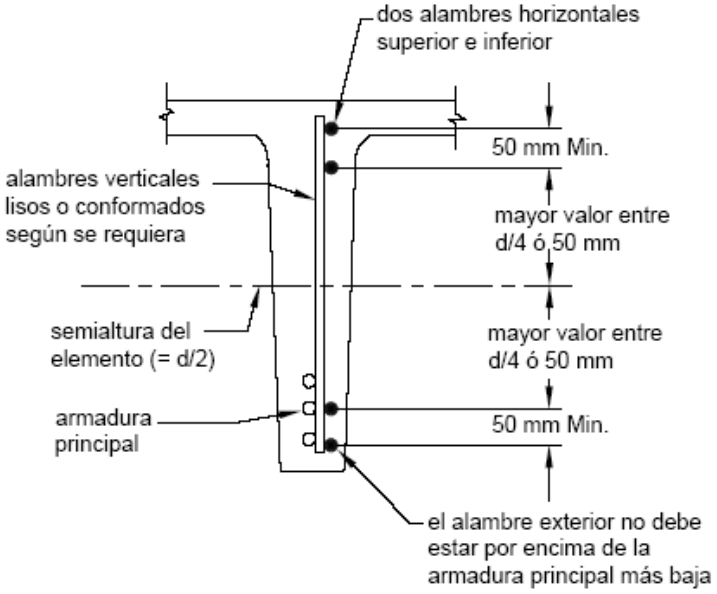


Figura 6.11.2.6.3-1 – Anclaje de armadura de corte en forma de malla de alambre soldada de una rama, ACI (1989)

6.11.2.6.4 Estribos Cerrados

Un par de estribos en U o estribos colocados de manera de formar una unidad cerrada se considerará correctamente anclado y empalmado si la longitud de los solapes no es menor que 1,7ℓd, siendo ℓd en este caso, la longitud de anclaje para las barras en tracción.

En los elementos de no menos de 450 mm de altura, los empalmes de estribos cerrados para los cuales la fuerza de tracción resultante de las cargas mayoradas, *Abfy*, no es mayor que 40.000 N por rama, se pueden considerar adecuados, si las ramas de los estribos se extienden en la totalidad de la altura disponible del elemento.

6.11.3 ANCLAJE MEDIANTE ANCLAJES MECÁNICOS

Cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia de la armadura sin dañar el hormigón se puede utilizar como anclaje. El comportamiento de los anclajes mecánicos se deberá verificar mediante ensayos en laboratorio.

El anclaje de la armadura se puede lograr mediante la combinación de un anclaje mecánico y la longitud embebida adicional de la armadura entre el punto de máxima tensión en la barra y el anclaje mecánico.

Si se han de utilizar anclajes mecánicos, la documentación técnica deberá indicar todos los detalles de dichos anclajes.

6.11.4 ANCLAJE DE LOS CABLES DE PRETENSADO

6.11.4.1 Requisitos Generales

Al determinar la resistencia de los componentes de hormigón pretensado en las regiones de sus extremos, se deberá considerar el aumento gradual de la fuerza en los cables en las longitudes de transferencia y anclaje.

Entre la longitud de transferencia y la longitud de anclaje, la fuerza en el cable crece a partir de la fuerza de pretensado hasta llegar a la resistencia a la tracción del cable.

Se puede asumir que la fuerza de pretensado varía linealmente entre 0,0 en el punto donde comienza la adherencia hasta un valor máximo en la longitud de transferencia.

Entre la longitud de transferencia y la longitud de anclaje, se puede asumir que la fuerza en el cable aumenta de forma parabólica, alcanzando la resistencia a la tracción del cable al llegar a la longitud de anclaje.

Para los propósitos del presente artículo, la longitud de transferencia se puede tomar como 60 diámetros de cable, y la longitud de anclaje se deberá tomar como se especifica en el ***Artículo 6.11.4.2***.

Se deberán considerar los efectos de la desadherencia como se especifica en el ***Artículo 6.11.4.3.***

6.11.4.2 Cables Adherentes

Los cables de pretensado deberán estar adheridos más allá de la sección crítica en una longitud de anclaje, ℓd, en mm, tomada como:

$$\lambda_d \geq \mathrm{K}(0{,}15 f_{ps} - 0{,}097 f_{pe}) d_b \qquad (6.11.4.2\text{-}1)$$

Donde:

db = diámetro nominal del cable (mm)

fps = tensión media en el acero de pretensado en el momento para el cual se requiere la resistencia nominal del elemento (MPa)

fpe = tensión efectiva en el acero de pretensado luego de las pérdidas (MPa)

K = 1,6 en el caso de vigas pretensadas prefabricadas

K = 1,6 en el caso de losas y pilotes pretensados prefabricados. La autoridad competente puede especificar un valor diferente de κ, siempre que éste se base en investigaciones previas o que haya sido utilizado exitosamente en el pasado.

En lugar de utilizar la **Ecuación 6.11.4.2-1**, para las vigas pretensadas se puede utilizar la siguiente expresión alternativa:

$$\lambda_d \geq \frac{102 f_{pbt} d_b}{f_c'} + \frac{163(f_{ps} - f_{pe})d_b}{f_c'} + 254 \qquad (6.11.4.2\text{-}2)$$

Donde:

db = diámetro nominal del cable (mm)

fpbt = tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia como se especifica en la ***Tabla 6.9.3-1*** (MPa)

fpe = tensión efectiva en el acero de pretensado luego de las pérdidas (MPa)

fps = tensión media en la armadura pretensada en el momento para el cual se requiere la resistencia nominal del elemento (MPa)

fc' = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días (MPa)

Para cualquier cable de cualquier viga debajo de la cual se hayan colado 305 mm o más de hormigón, en la **Ecuación 6.11.4.2-2,** se deberá agregar un factor de amplificación igual a 1,3.

6.11.4.3 Cables Parcialmente No Adheridos

Si una o más porciones de un cable de pretensado no son adherentes y si existe tracción en la zona de tracción precomprimida, la longitud de anclaje, medida desde el extremo de la zona no adherida, se deberá determinar utilizando la **Ecuación 6.11.4.2-1** con un valor de κ = 2,0.

El número de cables parcialmente no adheridos no debería ser mayor que 25 por ciento del número total de cables.

En ninguna fila horizontal el número de cables no adheridos deberá ser mayor que 40 por ciento de los cables en dicha fila.

En todos los cables la longitud no adherida deberá ser tal que se satisfagan todos los estados límites con consideración de la resistencia total desarrollada en cualquier sección investigada. El número de cables no adheridos que se interrumpen en una misma sección no deberá ser mayor que 40 por ciento del número total de cables no adheridos ni mayor que cuatro cables.

Los cables no adheridos se deberán distribuir simétricamente respecto del eje del elemento. Las longitudes no adheridas de pares de cables ubicados simétricamente respecto del eje del elemento deberán ser iguales.

Los cables exteriores de cada fila horizontal deberán ser totalmente adherentes.

6.11.5 EMPALME DE LAS BARRAS DE ARMADURA

6.11.5.1 Detalles de Armado

La documentación técnica deberá indicar los tipos, dimensiones y ubicaciones admisibles para los empalmes de las barras de armadura, incluyendo sus desfasajes o alternancias.

6.11.5.2 Requisitos Generales

6.11.5.2.1 Empalmes Solapados

Las longitudes de solape de los empalmes solapados de barras individuales deberán ser como se especifica en los ***Artículos 6.11.5.3.1 y 6.11.5.5.1.***

Dentro de un paquete de barras los empalmes solapados deberán ser como se especifica en el ***Artículo 6.11.2.3***. Los empalmes de barras individuales dentro de un paquete no se deberán superponer. No se deberán empalmar paquetes enteros mediante empalmes solapados.

Para las armaduras solicitadas a tracción, no se deberán utilizar empalmes solapados si las barras son mayores que No. 36.

En los elementos solicitados a flexión, las barras empalmadas mediante empalmes solapados sin contacto no deberán estar separadas transversalmente más de un quinto de la longitud de empalme requerida ó 150 mm.

6.11.5.2.2 Conexiones Mecánicas

La resistencia de una conexión totalmente mecánica no deberá ser menor que 125 por ciento de la tensión de fluencia especificada de la barra en tracción o compresión, según corresponda. El resbalamiento total de la barra dentro de la camisa de empalme del conector luego de cargar en tracción hasta 207 MPa y relajar hasta 20 MPa no deberá ser mayor que los siguientes desplazamientos medidos entre puntos de medición ubicados fuera de la camisa de empalme:

- Para tamaños de barra hasta No. 43 ..... 0,25 mm
- Para barras No. 57 ..... 0,75 mm

6.11.5.2.3 Empalmes Soldados

Las soldaduras de los empalmes soldados deberán satisfacer la edición vigente de la norma *Structural Welding Code − Reinforcing Steel* de la AWS (D1.4).

Los empalmes totalmente soldados deberán desarrollar, en tracción, al menos 125 por ciento de la tensión de fluencia especificada de la barra.

No se deberán usar empalmes soldados en los tableros.

6.11.5.3 Empalme de la Armadura Solicitada a Tracción

La longitud de desarrollo en tracción, ℓ_d, utilizada como base para calcular las longitudes de empalme debería incluir todos los factores de modificación especificados en el ***Artículo 6.11.2.***

6.11.5.3.1 Empalmes Solapados Solicitados a Tracción

La longitud de solape de los empalmes solapados traccionados no deberá ser mayor que 300 mm o los siguientes valores, según se trate de empalmes Clase A, Clase B o Clase C:

Empalmes Clase A ..... 1,0 ℓd

Empalmes Clase B ..... 1,3 ℓd

Empalmes Clase C ..... 1,7 ℓd

La longitud de anclaje en tracción, ℓd, para la tensión de fluencia especificada se deberá tomar de acuerdo con el ***Artículo 6.11.2.***

La clase de empalme solapado requerido para las barras conformadas y el alambre conformado en tracción será como se especifica en la ***Tabla 6.11.5.3.1-1.***

Tabla 6.11.5.3.1-1 – Clases de empalmes solapados en tracción

Relación $\frac{(A_s \text{ provista})}{(A_s \text{ requerida})}$	**Porcentaje de A_s empalmado con la longitud de solape requerida**		
	50	**75**	**100**
≥ 2	A	A	B
< 2	B	C	C

6.11.5.3.2 Conexiones Mecánicas o Empalmes Soldados Solicitados a Tracción

Las conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a tracción que se utilizan donde el área de armadura provista es menor que dos veces la requerida deberán satisfacer los requisitos correspondientes a conexiones totalmente mecánicas o empalmes totalmente soldados.

Las conexiones mecánicas o empalmes soldados que se utilizan donde el área de armadura provista es como mínimo dos veces la requerida por el análisis y cuando los empalmes están desfasados al menos 600 mm se pueden diseñar para que desarrollen como mínimo dos veces la solicitación de tracción que se desarrolla en la barra en la sección o bien un medio de la mínima tensión de fluencia especificada de la armadura.

Para determinar la solicitación de tracción que se desarrolla en cada sección, se puede considerar que la armadura empalmada resiste la resistencia especificada del empalme. Se puede considerar

que la armadura no empalmada resiste la fracción de fy definida por el cociente entre la longitud de anclaje real más corta y la longitud de anclaje, ℓd, requerida para desarrollar la tensión de fluencia especificada, fy.

6.11.5.4 Empalmes en Tirantes Traccionados

Las armaduras de los tirantes traccionados sólo se deberán empalmar mediante empalmes totalmente soldados o conexiones totalmente mecánicas. Los empalmes en barras adyacentes se deberán desfasar como mínimo 750 mm.

Se asume que un tirante traccionado tiene:

- Una fuerza de tracción axial suficiente para crear tracción en toda la sección transversal; y
- Un nivel de tensión en la armadura tal que todas las barras son plenamente efectivas.

Son ejemplos de elementos que se pueden clasificar como tirantes traccionados los tirantes de arcos, los suspensores que llevan carga a una estructura superior y los componentes traccionados principales de un reticulado.

6.11.5.5 Empalmes en las Barras Solicitadas a Compresión

6.11.5.5.1 Empalmes Solapados Solicitados a Compresión

La longitud de solape, ℓc, para los empalmes solapados comprimidos no deberá ser menor que 300 mm o como se especifica a continuación:

- Si $f_y \leq 420$ MPa entonces:

$$\ell_c = 0{,}073\ m\ f_y\ d_b, \qquad (6.11.5.5.1\text{-}1)$$

O bien

- Si $f_y > 420$ MPa entonces:

$$\ell_c = m\ (0{,}13\ f_y - 24{,}0)\ d_b \qquad (6.11.5.5.1\text{-}2)$$

Siendo:

- Si la resistencia especificada del hormigón, $f'c$, es menor que 21 MPa ..... m = 1,33.
- Si los estribos a lo largo del empalme tienen un área efectiva no menor que 0,15 por ciento del producto entre el espesor del elemento comprimido y la separación entre zunchos ..... m = 0,83.
- Con espirales ..... m = 0,75.
- En todos los demás casos ..... m = 1,0.

Donde:

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

db = diámetro de la barra (mm)

Si se empalman barras comprimidas de diferentes tamaños mediante empalmes solapados, la longitud de empalme no deberá ser menor que la longitud de anclaje de la barra de mayor tamaño ni que la longitud de empalme de la barra más pequeña. Las barras No. 43 y No. 57 se pueden empalmar por solape con barras No. 36 y menores.

El área efectiva de los estribos es el área de las ramas perpendiculares al espesor del componente, vista en corte transversal.

6.11.5.5.2 Conexiones Mecánicas o Empalmes Soldados Solicitados a Compresión

Las conexiones mecánicas o empalmes soldados que se utilizan en compresión deberán satisfacer los requisitos para conexiones totalmente mecánicas o empalmes totalmente soldados según se especifica en los ***Artículos 6.11.5.2.2 y 6.11.5.2.3***, respectivamente.

6.11.5.5.3 Empalmes por Contacto a Tope

En las barras que sólo se requieren para compresión, la fuerza de compresión se puede transmitir manteniendo los extremos cortados a tope en contacto concéntrico mediante un dispositivo adecuado. Los empalmes por contacto a tope sólo se deberán utilizar en elementos confinados por medio de zunchos, estribos cerrados o espirales.

Los empalmes por contacto a tope se deberán desfasar, o bien se deberán proveer barras continuas en las ubicaciones de los empalmes. La resistencia a la tracción mayorada de las barras continuas en cada cara del elemento no deberá ser menor que 0,25 f_y por el área de la armadura en dicha cara.

6.11.6 EMPALME DE LAS MALLAS DE ALAMBRE SOLDADAS

6.11.6.1 Empalmes de las Mallas Soldadas de Alambre Conformado Solicitadas a Tracción

Si hay alambres transversales dentro de la longitud de solape, medida entre los extremos de cada malla, la longitud de empalme de los empalmes solapados de las mallas soldadas de alambre conformado no deberá ser menor que 1,3 ℓ_{hd} ó 200 mm. El solape medido entre los alambres más externos de cada malla no deberá ser menor que 50 mm.

Si no hay alambres transversales dentro de la longitud de solape, los empalmes solapados de las mallas soldadas de alambre conformado se deberán determinar como para el caso de alambre conformado de acuerdo con los requisitos del ***Artículo 6.11.5.3.1.***

6.11.6.2 Empalme de las Mallas Soldadas de Alambre Liso Solicitadas a Tracción

Si el área de la armadura provista es menor que dos veces la requerida en la ubicación del empalme, la longitud de solape medida entre los alambres transversales más externos de cada malla no deberá ser menor que:

- La suma de una separación entre alambres transversales más 50 mm,

- 1,5 ℓ_d; ó
- 150 mm

Donde:

ℓ_d = longitud de anclaje especificada en el ***Artículo 6.11.2*** (mm)

Si el área de la armadura provista es mayor o igual que dos veces la requerida en la ubicación del empalme, la longitud de solape medida entre los alambres transversales más externos de cada malla no deberá ser menor que 1,5 ℓ_d ó 50 mm.

6.12 DURABILIDAD

6.12.1 REQUISITOS GENERALES

Las estructuras de hormigón se deberán diseñar de manera que protejan el acero de las armaduras y de pretensado contra la corrosión durante la totalidad de la vida de servicio de la estructura.

La documentación técnica deberá indicar los requisitos especiales que pudieran ser necesarios para proveer durabilidad. Se deberán identificar las porciones de la estructura en las cuales:

- Se requiere hormigón con incorporación de aire,
- Se requieren armaduras galvanizadas o recubiertas con resina epoxi,
- Se requieren hormigones con aditivos especiales,
- Se anticipa que el hormigón estará expuesto a suelos o aguas sulfatadas; y
- Se requieren procedimientos de curado especiales.

Las medidas de protección para lograr durabilidad deberán satisfacer los requisitos especificados en el ***Artículo 1.4.2.4 del Título I.***

Las consideraciones de diseño que tienen por objetivo lograr mayor durabilidad incluyen la calidad del hormigón, el uso de recubrimientos protectores, el mínimo recubrimiento de hormigón, la distribución y el tamaño de las armaduras, los detalles de armado y los anchos de fisura.

El principal objetivo de estas Especificaciones en relación con la durabilidad es prevenir la corrosión del acero de las armaduras.

En caso que las condiciones locales sean inusuales, la documentación técnica debería aumentar los requisitos para proveer durabilidad.

Los factores críticos que contribuyen a la durabilidad de las estructuras de hormigón son:

- El adecuado recubrimiento de hormigón sobre las armaduras,
- El uso de combinaciones cemento-agregados no reactivas,
- Una buena compactación del hormigón,
- Un adecuado contenido de cemento,
- Una baja relación agua-cemento, y
- Un buen curado, preferentemente con agua.

Generalmente se recomienda incorporar aire cuando, debido a la ubicación y condiciones de exposición del sitio de emplazamiento, se anticipan 20 o más ciclos de congelamiento y deshielo por año. Los tableros y barandas son los elementos más vulnerables, mientras que la acción de los ciclos de congelamiento y deshielo rara vez daña las zapatas y otros elementos enterrados.

Los suelos o aguas sulfatados contienen elevados niveles de sulfatos de sodio, potasio, calcio o magnesio. El agua salada, la presencia de más de 0,1 por ciento de sulfatos solubles en agua en el suelo, o más de 150 ppm de sulfatos en el agua justifican el uso de los procedimientos constructivos especiales requeridos por la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

6.12.2 AGREGADOS REACTIVOS - REACCIÓN ÁLCALI-SÍLICE

La documentación técnica deberá prohibir el uso de agregados provenientes de fuentes excesivamente reactivas.

Si se utilizan agregados de reactividad limitada, la documentación técnica deberá exigir ya sea el uso de cementos con bajo contenido de álcalis o bien una mezcla de cemento regular y materiales puzolánicos, siempre que se haya comprobado que su uso con los agregados propuestos produce hormigón de una durabilidad satisfactoria.

En general, la reactividad excesiva se determina mediante ensayos (ASTM C 227) que se realizan sobre los agregados antes de su uso. Aunque la línea divisoria entre las combinaciones no reactivas y las combinaciones reactivas no está claramente definida, en general se considera que una expansión en un ensayo realizado de acuerdo con ASTM C 227 es excesiva si es mayor que 0,05 por ciento a los tres meses ó 0,10 por ciento a los seis meses. Una expansión superior a 0,05 por ciento a los tres meses no se debería considerar excesiva si la expansión a los seis meses permanece por debajo de 0,10 por ciento.

Sólo se deben considerar datos obtenidos del ensayo a tres meses si no hay resultados de ensayos a seis meses disponibles.

Una referencia a la norma AASHTO LRFD Material Specification for Aggregate, M 80, no prohíbe específicamente el uso de agregados reactivos como M 80.

Sólo exige el uso de cementos con bajo contenido de álcalis o aditivos.

6.12.3 RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN

A menos que aquí o en el ***Artículo 6.12.4*** se especifique lo contrario, el recubrimiento para el acero de pretensado y las armaduras no protegidas no deberá ser menor que el especificado en la ***Tabla 6.12.3-1*** modificado para considerar la relación agua-cemento.

La documentación técnica deberá indicar el recubrimiento de hormigón y las tolerancias de colocación.

Para los cables de pretensado, accesorios de anclaje y conexiones mecánicas para barras de armadura o cables de postesado, el recubrimiento deberá ser igual que para las armaduras no pretensadas.

El recubrimiento de las vainas metálicas para tendones de postesado no deberá ser menor que:

- El valor especificado para el acero de las armaduras principales,
- Un medio del diámetro de la vaina, o
- El valor especificado en la ***Tabla 6.12.3-1***

Para los tableros expuestos al tránsito de vehículos con neumáticos antideslizantes con clavos o cadenas, se deberá disponer recubrimiento adicional para compensar la pérdida de profundidad que se anticipa provocará la abrasión, como se especifica en el ***Artículo 1.4.2.4 del Título I***

Los factores de modificación según la relación W/C serán los siguientes:

- Para W/C ≤ 0,40 0,8
- Para W/C ≥ 0,50 1,2

El recubrimiento mínimo sobre las barras principales, incluyendo las barras protegidas con un recubrimiento de resina epoxi, deberá ser de 25 mm.

El recubrimiento sobre zunchos y estribos puede ser 12 mm menor que los valores especificados para las barras principales en la ***Tabla 6.12.3-1***, pero nunca deberá ser menor que 25 mm.

El factor de modificación del recubrimiento de hormigón que se utiliza en combinación con la ***Tabla 6.12.3-1*** reconoce la menor permeabilidad asociada con una menor relación agua-cemento.

El recubrimiento mínimo es necesario para lograr durabilidad e impedir el descantillado que provocan las tensiones de adherencia, además de permitir una tolerancia para la colocación.

Tabla 6.12.3-1 – Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (mm)

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con	60

clavos o cadenas	
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores	
• Hasta barras No. 36	40
• Barras No. 43 y No. 57	50
Fondo de losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras No. 36	25
• Barras No. 43 y No. 57	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50
Pilares hormigonados in situ	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	
- En general	75
- Armadura protegida	75
• Cáscaras	50
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	75

6.12.4 RECUBRIMIENTOS PROTECTORES

Se puede proveer protección contra la corrosión inducida por el cloro utilizando un recubrimiento de resina epoxi o galvanizando el acero de las armaduras, vainas de postesado y accesorios de anclaje, y recubriendo con resina epoxi los cables de pretensado. Para el acero con recubrimiento epoxi el recubrimiento de hormigón puede ser como se indica en la ***Tabla 6.12.3-1*** para situaciones interiores.

La sección correspondiente a materiales de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications,* contiene especificaciones para determinar si un recubrimiento epoxi es aceptable.

6.12.5 PROTECCIÓN DE LOS TENDONES DE PRETENSADO

Las vainas para los tendones de postesado internos, diseñadas para proveer resistencia por adherencia, se deberán llenar con mortero luego del tesado. Los demás tendones se deberán proteger permanentemente contra la corrosión, y los detalles de la protección se deberán indicar en la documentación técnica.

En ciertos casos, como por ejemplo la unión de elementos longitudinales pretensados mediante postesado transversal, la integridad de la estructura no depende de la resistencia por adherencia de los tendones, sino que depende del confinamiento logrado por los elementos que proveen el pretensado. Es más fácil inspeccionar y reemplazar los tendones no adherentes, uno por uno, en caso de ser necesario.

Se ha logrado proteger exitosamente los tendones externos ubicados en tubos metálicos o de polietileno utilizando mortero de cemento. También se ha logrado una protección exitosa utilizando grasas densas u otros medios anticorrosivos en casos en los cuales se prevé un futuro reemplazo. Las regiones de anclaje de los tendones se deberían proteger mediante encapsulado u otros medios adecuados. Este es un tema crítico para los tendones no adherentes, ya que cualquier falla del anclaje puede liberar todo el tendón.

6.13 SISTEMAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES

6.13.1 LOSAS DE TABLERO

Para las losas de tablero, los requisitos adicionales a los especificados en esta Sección, serán como se especifica en la **Sección 7**.

6.13.2 DIAFRAGMAS, VIGAS DE GRAN ALTURA, MÉNSULAS, CARTELAS Y RESALTOS HORIZONTALES TIPO VIGA

6.13.2.1 Requisitos Generales

Los diafragmas, ménsulas, cartelas, resaltos horizontales tipo viga y otros elementos de gran altura solicitados principalmente a corte y torsión y cuya altura es grande en relación con su longitud se deberán diseñar como aquí se especifica.

Las vigas de gran altura se deberán analizar y diseñar ya sea mediante el modelo de bielas y tirantes, especificado en el ***Artículo 6.6.3***, o bien aplicando otra teoría reconocida.

Si la altura de un elemento es grande en relación con su longitud de tramo se puede utilizar la definición de elemento de gran altura indicada en el ***Artículo 6.2.*** (*Elemento de Gran Altura* – Elemento en el cual la distancia entre el punto de corte 0,0 y la cara del apoyo es menor que 2*d*, o elemento en el cual una carga que provoca más de un tercio del corte en el apoyo está a una distancia menor que 2*d* a partir de la cara del apoyo.)

Como se observa en el ***Artículo 6.6.3***, el método de diseño por secciones no es válido para algunos elementos de gran altura; por lo tanto, estos elementos se deberían diseñar mediante un modelo de bielas y tirantes.

6.13.2.2 Diafragmas

A menos que se especifique lo contrario, se deberán proveer diafragmas en los estribos, pilas y uniones articuladas para resistir las fuerzas laterales y transmitir las cargas a los puntos de apoyo.

Se pueden utilizar diafragmas intermedios entre vigas en sistemas curvos o cuando sea necesario proveer resistencia torsional y para soportar el tablero en puntos de discontinuidad o en los puntos de quiebre de las vigas.

Para las vigas cajón ensanchadas y para las vigas cajón curvas con radio interior menor que 240,00 m, se deberán utilizar diafragmas intermedios.

Se pueden omitir los diafragmas si mediante ensayos o análisis estructurales se demuestra que no son necesarios.

Cuando corresponda, los diafragmas se deberían diseñar mediante el método de bielas y tirantes.

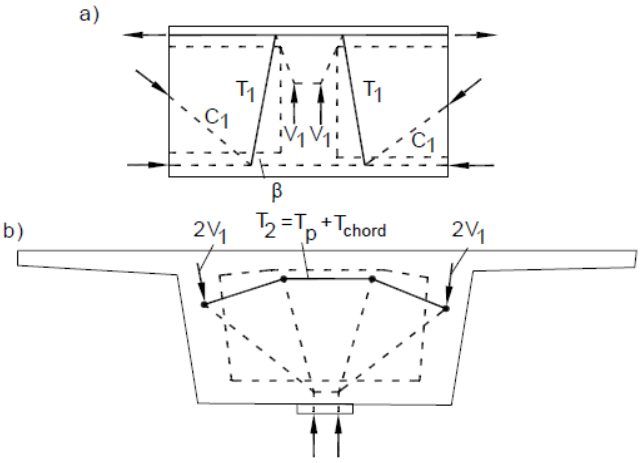
En los puentes con diafragmas postesados, los tendones de los diafragmas deben estar unidos efectivamente a los diafragmas mediante armadura no pretensada adherente, de manera que resistan las fuerzas de los tendones en las esquinas de las aberturas de los diafragmas.

En ciertos tipos de construcciones, los diafragmas extremos se pueden reemplazar por una viga de borde o una faja de losa de mayor resistencia diseñada para actuar como marco vertical con los extremos de las vigas. Estos tipos son las vigas I y doble Te de baja altura. Estos marcos se deberían diseñar para las cargas de ruedas.

Los diafragmas deberían ser esencialmente macizos, excepto en donde se requieran aberturas para acceso y paso de tuberías e instalaciones de servicio.

En los puentes curvos la necesidad de disponer diafragmas y la separación entre los mismos dependen del radio de curvatura y de las proporciones de las almas y alas.

La ***Figura 6.13.2.2-1,*** ilustra la aplicación del modelo de bielas y tirantes para analizar las fuerzas en un diafragma interior pretensado de un puente tipo viga cajón.



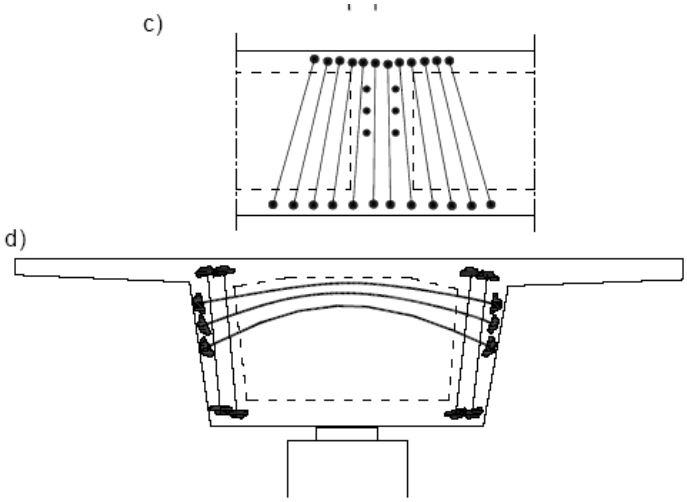


Figura 6.13.2.2-1 – Diafragma de un puente tipo viga cajón: a) Regiones perturbadas y modelo del alma cerca del diafragma; b) Diafragma y modelo; c) y d) Pretensado del alma y del diafragma (Schlaich et al., 1987)

6.13.2.3 Detalles de Armado para las Vigas de Gran Altura

La resistencia a la tracción minorada, *NR*, en N, de un par transversal de barras de armadura deberá satisfacer:

$$N_R = \phi\ f_y A_s \geq 0{,}83 b_v s \qquad (6.13.2.3.1)$$

Donde:

bv = ancho del alma (mm)

fy = tensión de fluencia del acero de las armaduras (MPa)

As = área de acero en una distancia *s* (mm^2)

ϕ = factor de resistencia especificado en el **Artículo 6.5.2**

s = separación de las armaduras (mm)

La separación de la armadura transversal, s, no deberá ser mayor que d/4 ó 300 mm.

Se deberán distribuir barras longitudinales adherentes uniformemente en cada cara de los elementos verticales de a pares. La resistencia a la tracción de un par de armaduras adherentes no deberá ser menor que el valor especificado por la **Ecuación (6.13.2.3.1).**

La separación vertical entre cada par de armaduras, *s*, no deberá ser mayor que *d*/3 ó 300 mm. En los elementos cuyo ancho es menor que 250 mm en lugar de un par de barras longitudinales se puede utilizar una única barra que posea la resistencia a la tracción requerida.

La ***Figura 6.13.2.3-1*** ilustra una aplicación del modelo de bielas y tirantes para el análisis de vigas de gran altura.

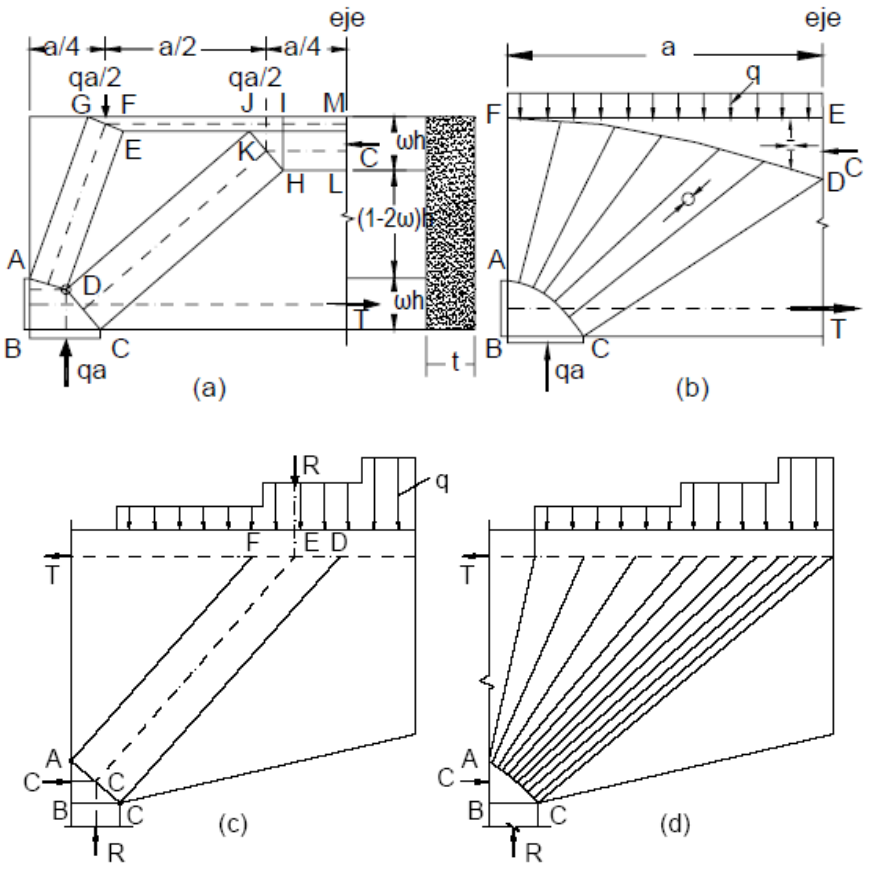


Figura 6.13.2.3-1 – Comportamiento en abanico: a) Modelo de bielas y tirantes para una viga de gran altura cargada uniformemente; b) Campo de tensiones en forma de abanico; c) Sistema de bielas y tirantes para una única carga equivalente R que reemplaza la carga distribuida q; d) Abanico continuo desarrollado a partir de una biela discreta.

6.13.2.4 Ménsulas y Cartelas

6.13.2.4.1 Requisitos Generales

Los elementos en los cuales *av*, según se ilustra en la ***Figura 6.13.2.4.1-1,*** es menor que *d* se deberán considerar ménsulas o cartelas. Si *av* es mayor que *d* el elemento se deberá diseñar como una viga en voladizo.

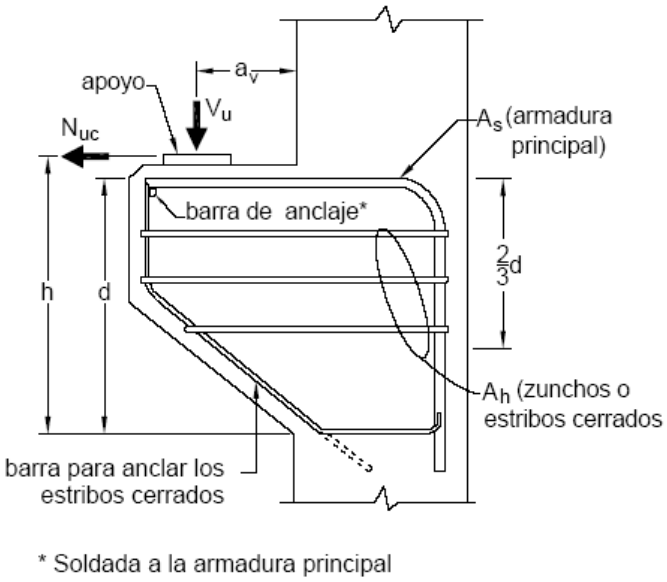


Figura 6.13.2.4.1-1 – Simbología

La sección en la cara del apoyo se deberá diseñar para resistir simultáneamente una fuerza de corte mayorada V_u , un momento mayorado.

$$M_u = V_u\, a_v + N_{uc}\,(h - d) \qquad (6.13.2.4.1\text{-}1)$$

Y una fuerza de tracción horizontal mayorada concurrente N_{uc}. A menos que se tomen recaudos especiales para impedir que se desarrolle la fuerza de tracción N_{uc}, esta fuerza no se deberá tomar menor que 0,2 V_u. N_{uc} se deberá considerar como una sobrecarga viva, aún cuando sea el resultado de la fluencia lenta, contracción o cambio de temperatura.

La cuantía de acero A_s/bd en la cara del apoyo no deberá ser menor que 0,04 f'_c/f_y, donde d se mide en la cara del apoyo.

El área total, A_h, de los zunchos o estribos cerrados no deberá ser menor que 50 por ciento de la sección *As* de la armadura principal de tracción. Deberá haber estribos o zunchos uniformemente distribuidos en los dos tercios de la altura efectiva adyacentes a la armadura principal de tracción.

La ***Figura 6.13.2.4.1-2,*** ilustra la aplicación de modelos de bielas y tirantes para el análisis de ménsulas y cartelas.

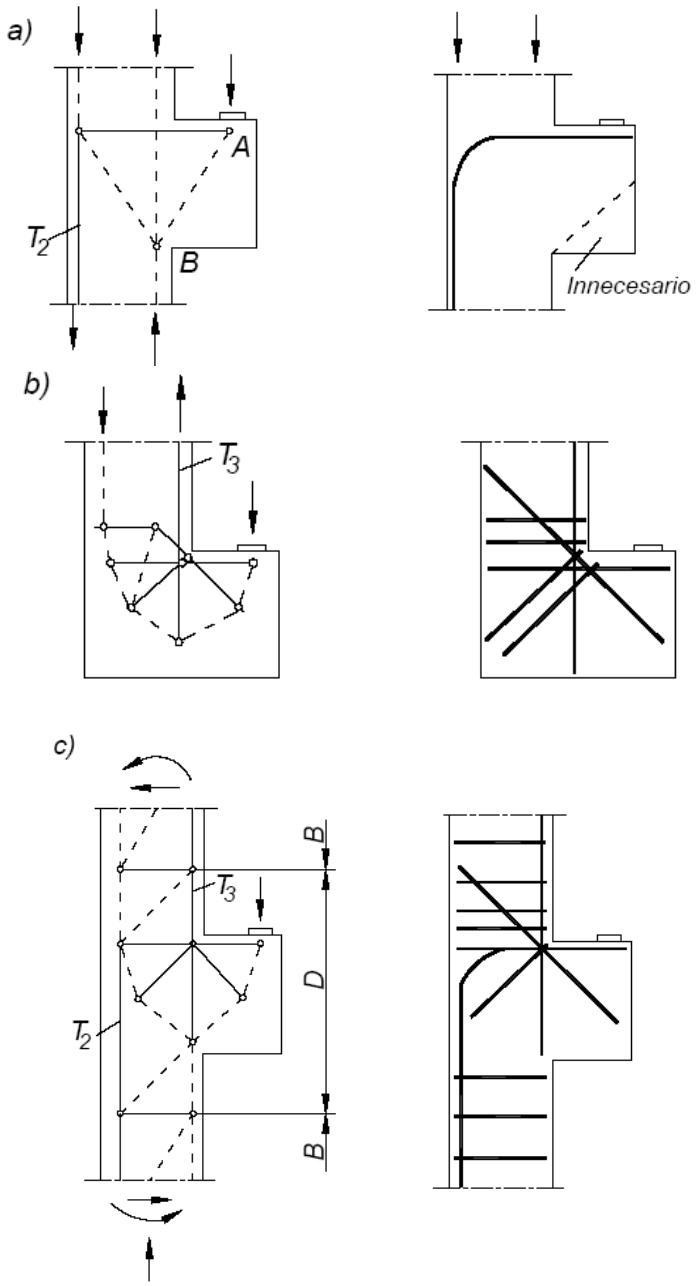


Figura 6.13.2.4.1-2 – Diferentes condiciones de apoyo que conducen a diferentes modelos de bielas y tirantes y diferentes disposiciones de armadura en las cartelas y resaltos horizontales tipo viga (Schlaich et al. 1987).

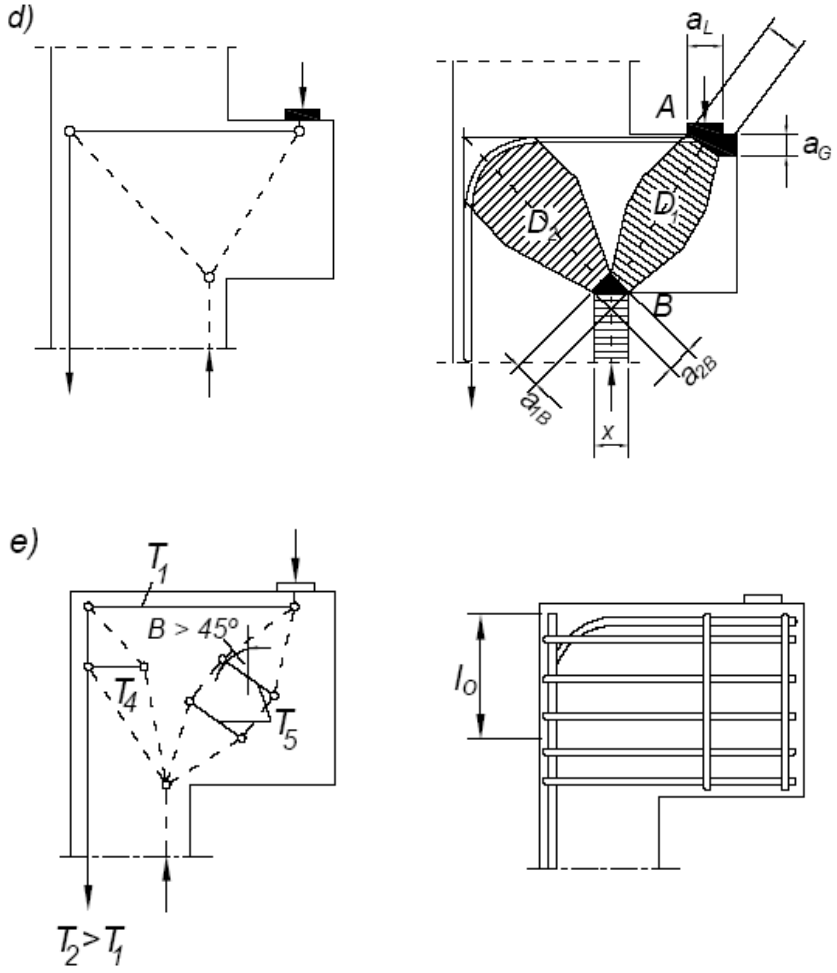


Figura 6.13.2.4.1-2 (Cont.) – Diferentes condiciones de apoyo que conducen a diferentes modelos de bielas y tirantes y diferentes disposiciones de armadura en las cartelas y resaltos horizontales tipo viga (Schlaich et al. 1987).

En la cara frontal de una ménsula o cartela, la armadura principal de tracción se deberá anclar para desarrollar la tensión de fluencia especificada, f_y.

El área de apoyo en una ménsula o cartela no se deberá proyectar más allá de la porción recta de las barras de la armadura principal de tracción ni más allá de la cara interior de cualquier barra de anclaje transversal.

La profundidad en el borde exterior de la superficie de apoyo no deberá ser menor que la mitad de la profundidad en la cara del apoyo.

Los anclajes para desarrollar la armadura pueden incluir:

• Una soldadura estructural a una barra transversal como mínimo de igual tamaño,

• Doblar las barras principales hacia abajo de manera de formar un aro continuo; o

• Algún otro medio de anclaje positivo.

6.13.2.4.2 Alternativa al Modelo de Bielas y Tirantes

En las ménsulas y cartelas la sección correspondiente a la cara del apoyo se puede diseñar ya sea de acuerdo con el modelo de bielas y tirantes especificado en el ***Artículo 6.6.3*** o bien utilizando los requisitos del ***Artículo 6.13.2.4.1*** con las siguientes excepciones:

- El diseño de la armadura de corte por fricción, *Avf*, para resistir la fuerza de corte mayorada, *Vu*, deberá ser como se especifica en el ***artículo 6.8.4***, salvo que:

Para el hormigón de densidad normal, la resistencia nominal al corte, *Vn*, deberá satisfacer:

$$V_n = 0{,}2\, f_c' b_w d_e \qquad \text{(6.13.2.4.2-1)}$$

Y

$$V_n = 5{,}5 b_w d_e \qquad \text{(6.13.2.4.2-2)}$$

Para todos los hormigones de baja densidad y hormigones de agregados livianos y arena, la resistencia nominal al corte, *Vn*, deberá satisfacer:

$$V_n = (0{,}2 - 0{,}07 a_v / d)\, f_c' b_w d_e \qquad \text{(6.13.2.4.2-3)}$$

Y

$$V_n = (5{,}5 - 1{,}9 a_v / d_e) b_w d_e \qquad \text{(6.13.2.4.2-4)}$$

- La armadura, A_s, para resistir las solicitaciones mayoradas se deberá determinar como para los elementos normales solicitados a flexión y carga axial.
- El área de la armadura principal de tracción, *As*, deberá satisfacer:

$$A_s \geq \frac{2A_{vf}}{3} + A_n \qquad \text{(6.13.2.4.2-5)}$$

- El área de los zunchos o estribos cerrados colocados en una distancia igual a 2*de*/3 a partir de la armadura principal deberá satisfacer:

$$A_h \geq 0{,}5(A_s - A_n) \qquad \text{(6.13.2.4.2-6)}$$

Siendo:

$$A_n \geq N_{uc} / \phi f_y \qquad \text{(6.13.2.4.2-7)}$$

Donde:

b_w = ancho de alma (mm)

d_e = profundidad del centro de gravedad del acero (mm)

A_{vf} = área del acero para corte por fricción (mm^2)

6.13.2.5 Resaltos Horizontales Tipo Viga

6.13.2.5.1 Requisitos Generales

Como se ilustra en la ***Figura 6.13.2.5.1-1,*** los resaltos horizontales tipo viga deberán resistir:

- Flexión, corte y fuerzas horizontales en la ubicación de la Fisura 1;
- Fuerza de tracción en el elemento de apoyo en la ubicación de la Fisura 2;
- Punzonado en los puntos de carga en la ubicación de la Fisura 3; y
- Fuerza de apoyo en la ubicación de la Fisura 4.

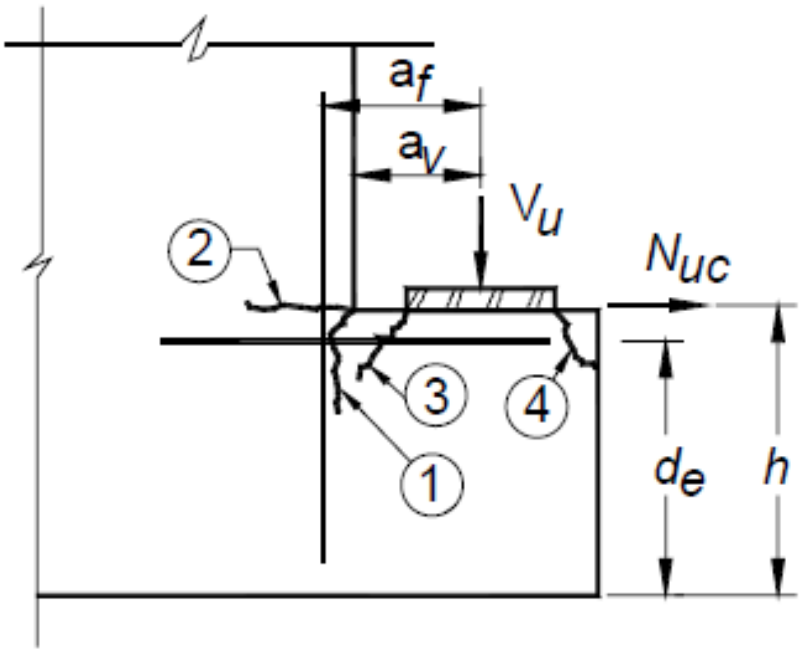


Figura 6.13.2.5.1-1 – Simbología y ubicación de las potenciales fisuras para los resaltos horizontales tipo viga

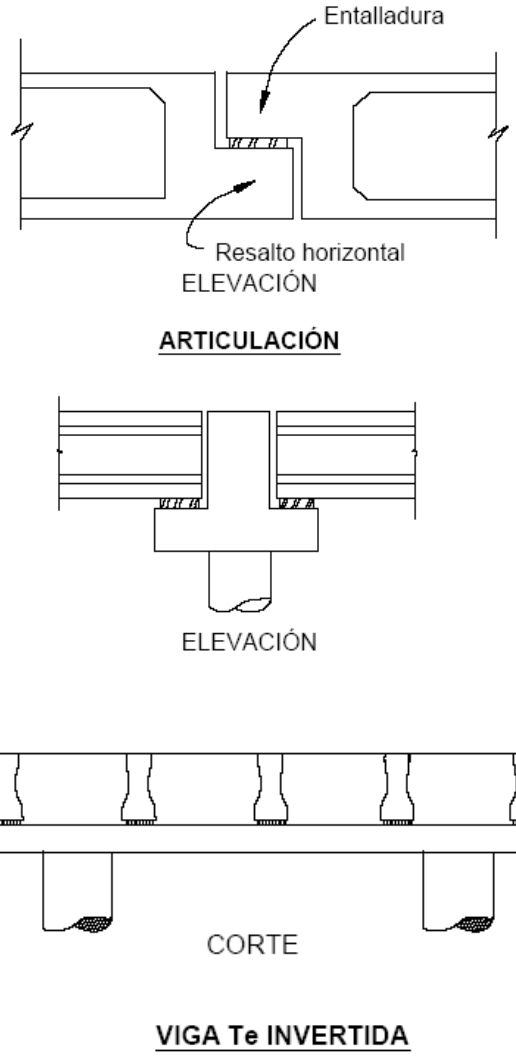


Figura 6.13.2.5.1-2 – Ejemplos de resaltos horizontales tipo viga

Los resaltos horizontales se pueden diseñar ya sea de acuerdo con el modelo de bielas y tirantes o bien utilizando los requisitos de los ***Artículos 6.13.2.5.2 a 6.13.2.5.5.*** Las barras ilustradas en las ***Figuras 6.13.2.5.2-1 a 6.13.2.5.5-2*** deberán estar correctamente ancladas de acuerdo con el ***Artículo 6.11.1.1.***

Los resaltos horizontales tipo viga se diferencian de las ménsulas y cartelas en que su ancho a lo largo de la cara del elemento de apoyo es mayor que (W + 5a_f), como se ilustra en la ***Figura 6.13.2.5.3-1***. Además, los resaltos horizontales están unidos al elemento que los soporta principalmente por medio de tirantes traccionados, mientras que las cartelas utilizan una biela comprimida que penetra directamente hacia el interior del elemento que las soporta. En general, los resaltos horizontales tipo viga son continuos entre los puntos de aplicación de las fuerzas de apoyo. Las entalladuras se deberían considerar como resaltos horizontales invertidos.

Los ejemplos de resaltos tipo viga incluyen las articulaciones dentro de los tramos y los cabezales en forma de Te invertida, como se ilustra en la ***Figura 6.13.2.5.1-2.***

6.13.2.5.2 Diseño al Corte

El diseño al corte de los resaltos horizontales tipo viga se deberá realizar de acuerdo con los requisitos para corte por fricción especificados en el ***Artículo 6.8.4.***

El ancho de la cara de hormigón que se asume participa en la resistencia al corte no deberá ser mayor que *S*, ($W + 4a_v$) ó 2*c*, como se ilustra en la ***Figura 6.13.2.5.2-1.***

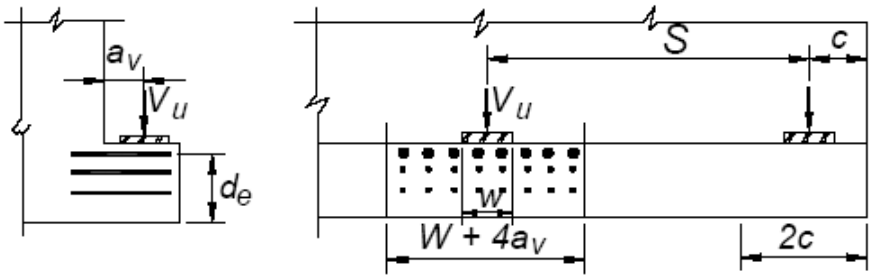


Figura 6.13.2.5.2-1 – Diseño al corte de los resaltos horizontales

6.13.2.5.3 Diseño para Flexión y Fuerza Horizontal

El área total de la armadura principal de tracción, A_s, deberá satisfacer los requisitos del **Artículo 6.13.2.4.2.**

La armadura principal de tracción deberá estar uniformemente separada dentro de la región ($W + 5a_f$) ó 2c, como se ilustra en la **Figura 6.13.2.5.3-1**, excepto que los anchos de estas regiones no se deberán superponer.

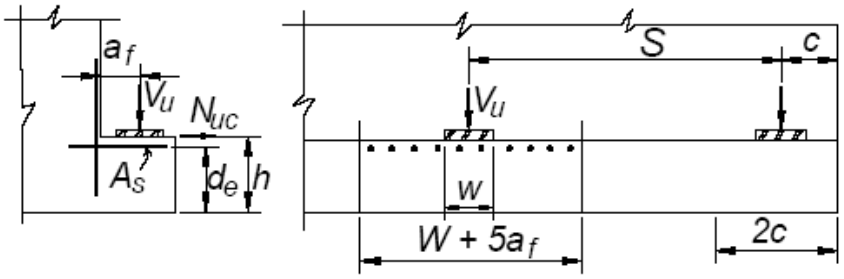


Figura 6.13.2.5.3-1 – Diseño de los resaltos horizontales para flexión y fuerza horizontal

6.13.2.5.4 Diseño al Punzonado

Las pirámides truncadas supuestas como superficies de falla por punzonado, como se ilustra en la ***Figura 6.13.2.5.4-1,*** no se deberán superponer.

La resistencia nominal al punzonado, *Vn*, en N, se deberá tomar como:

- En placas de apoyo interiores, o en placas de apoyo exteriores cuando la distancia al extremo, c, es mayor que S/2:

$$V_n = 0{,}328\sqrt{f_c'}(W + 2L + 2d_e)d_e \qquad (6.13.2.5.4\text{-}1)$$

- En placas de apoyo exteriores cuando la distancia al extremo, c, es menor que S/2 y (c – 0,5W) es menor que *de*:

$$V_n = 0{,}328\sqrt{f_c'}(W + L + d_e)d_e \qquad (6.13.2.5.4\text{-}2)$$

- En placas de apoyo exteriores cuando la distancia al extremo, c, es menor que S/2 pero (c − $0{,}5W$) es mayor que *de*:

$$V_n = 0{,}328\sqrt{f_c'}\left(0{,}5W + L + d_e + C\right)d_e \qquad (6.13.2.5.4\text{-}3)$$

Donde:

f'_c = resistencia especificada del hormigón a 28 días (MPa)

W = ancho de la placa de apoyo como se ilustra en la ***Figura 6.13.2.5.4-1*** (mm)

L = longitud de la placa de apoyo como se ilustra en la ***Figura 6.13.2.5.4-1*** (mm)

de = profundidad efectiva entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción (mm)

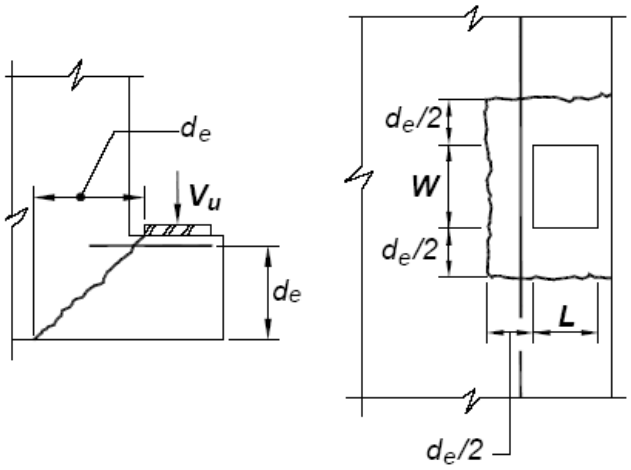


Figura 6.13.2.5.4-1 – Diseño de los resaltos horizontales al punzonado

En la ***Figura 6.13.2.5.4-1,*** se ilustra el área de hormigón que resiste el punzonado para cada una de las cargas concentradas. El área de la pirámide truncada se aproxima como el promedio del perímetro de la placa de apoyo y el perímetro a la profundidad *d*, suponiendo pendientes de 45º. Si las pirámides se superponen será necesario investigar las áreas combinadas.

6.13.2.5.5 Diseño de la Armadura de Suspensión

La armadura de suspensión aquí especificada se deberá proveer además de la menor armadura de corte requerida a cualquier lado de la reacción de la viga soportada.

En los resaltos tipo viga única, la disposición de la armadura de suspensión, *Ahr*, deberá ser como se indica en la ***Figura 6.13.2.5.5 -1.***

Utilizando la simbología indicada en la ***Figura 6.13.2.5.5-1***, la resistencia nominal al corte, Vn, en N, para los resaltos tipo viga única se deberá tomar como:

- Para el estado límite de servicio:

$$V_n = \frac{A_{hr}(0{,}5\, f_y)}{s}(W + 3a_v) \qquad (6.13.2.5.5\text{-}1)$$

- Para el estado límite de resistencia:

$$V_n = \frac{A_{hr}\, f_y}{s} S \qquad (6.13.2.5.5\text{-}2)$$

Donde:

Ahr = área de una rama de la armadura de suspensión como se ilustra en la ***Figura 6.13.2.5.5-1*** (mm^2)

S = separación de los lugares de apoyo (mm)

s = separación de los suspensores (mm)

fy = tensión de fluencia del acero de las armaduras (MPa)

av = distancia entre la cara del tabique y la carga, como se ilustra en la ***Figura 6.13.2.5.5-1*** (mm)

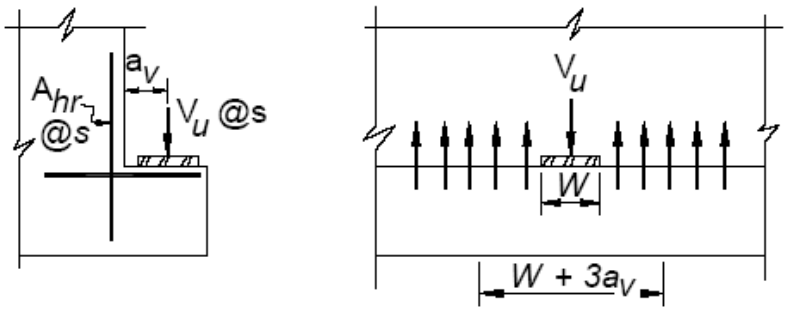


Figura 6.13.2.5.5 -1 – Armadura de suspensión en un resalto tipo viga única

Utilizando la simbología de la ***Figura 6.13.2.5.5-2***, la resistencia nominal al corte de los resaltos de las vigas Te invertidas deberá ser el menor valor de los especificados por las ***Ecuaciones 6.13.2.5.5-2 y 6.13.2.5.5-3.***

$$V_n = (0{,}165\sqrt{f_c'}\, b_f d_f) + \frac{A_{hr} f_y}{s}(W + 2d_f) \qquad (6.13.2.5.5\text{-}3)$$

Donde:

df = distancia entre la parte superior del resalto y la armadura de compresión, como se ilustra en la ***Figura 6.13.2.5.5-2*** (mm)

La distancia al borde entre la placa de apoyo exterior y el extremo de la viga Te invertida no deberá ser menor que *df*.

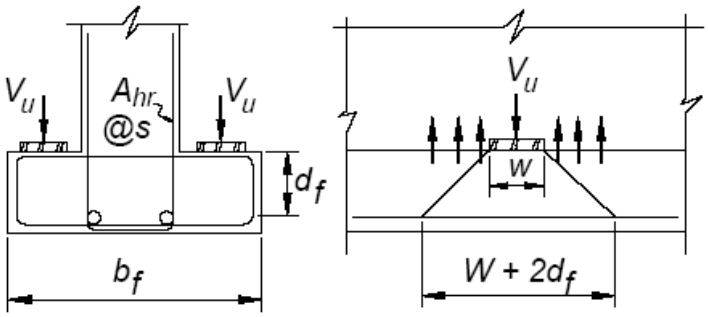


Figura 6.13.2.5.5-2 – Armadura de suspensión en una viga Te invertida

Las vigas Te invertidas deberán satisfacer los requisitos para momento torsor especificados en los ***Artículos 6.8.3.6 y 6.8.2.1.***

6.13.2.5.6 Diseño para los Apoyos

Para el diseño, para los apoyos soportados por los resaltos tipo viga se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.7.5.***

6.13.3 ZAPATAS

6.13.3.1 Requisitos Generales

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar al diseño de zapatas aisladas, zapatas combinadas y plateas o carpetas de fundación.

En las zapatas inclinadas o escalonadas, el ángulo de inclinación y la altura, y ubicación de los escalones deberá ser tal que en todas las secciones se satisfagan los requisitos de diseño.

Para ubicar las secciones críticas para momento, corte y anclaje de la armadura en las zapatas, las columnas o pilares de hormigón de sección circular o en forma de polígono regular se pueden tratar como elementos cuadrados de igual área.

Aunque los requisitos del ***Artículo 6.13.3*** se aplican a las zapatas aisladas que soportan una única columna o tabique, la mayor parte de los requisitos son en general aplicables a las zapatas combinadas y plateas que soportan varias columnas y/o tabiques.

6.13.3.2 Cargas y Reacciones

La resistencia del material de las fundaciones mediante pilotes deberá ser como se especifica en la **Sección 8**, "Fundaciones."

Si una zapata aislada soporta una columna, pilar o tabique, se deberá asumir que la zapata actúa como un voladizo. Si una zapata soporta más de una columna, pilar o tabique, la zapata se deberá diseñar para las condiciones reales de continuidad y restricción.

Para el diseño de las zapatas, a menos que se especifique el empleo de equipos especiales para asegurar la precisión del hincado de los pilotes, se deberá suponer que los pilotes hincados individualmente pueden desviarse 150 mm o un cuarto del diámetro del pilote respecto de la posición programada, y que el centro de un grupo de pilotes puede distar 75 mm de su posición programada. En el caso de los caballetes de pilotes, la documentación técnica puede exigir una tolerancia de 50 mm para la posición de los pilotes, en cuyo caso este valor deberá ser considerado en el diseño.

La hipótesis de que la ubicación real de los pilotes puede no coincidir con la ubicación programada, reconoce las variables constructivas que suelen encontrarse, y es consistente con las tolerancias permitidas por la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*. Se puede suponer que las desviaciones serán menores si la documentación técnica exige el empleo de equipos especiales, como por ejemplo plantillas, para lograr un hincado de precisión.

Para los pilotes de sección no circular, como "diámetro" se debería utilizar la mayor de las dimensiones de la sección transversal.

6.13.3.3 Factores de Resistencia

Para determinar el tamaño de las zapatas y el número de pilotes, los factores de resistencia, f, para la presión de contacto del suelo y la resistencia de los pilotes deberán ser como se especifica en la ***Sección 8.***

6.13.3.4 Momento en las Zapatas

La sección crítica para flexión se deberá tomar en la cara de la columna, pilar o tabique. En el caso de columnas de sección no rectangular, la sección crítica se deberá tomar en el lado del rectángulo concéntrico de área equivalente.

Para las zapatas ubicadas debajo de tabiques de mampostería, la sección crítica se deberá tomar a la mitad de la distancia entre el centro y el borde del tabique. Para las zapatas ubicadas debajo de bases de columnas metálicas, la sección crítica se deberá tomar a la mitad de la distancia entre la cara de la columna y el borde de la base metálica.

Se puede determinar el momento en cualquier sección de una zapata haciendo pasar un plano vertical a través de la zapata y calculando el momento de las fuerzas que actúan a un lado de dicho plano vertical.

6.13.3.5 Distribución de la Armadura de Momento

En las zapatas armadas en una dirección y en las zapatas cuadradas armadas en dos direcciones, la armadura se deberá distribuir uniformemente en todo el ancho de la zapata.

Los siguientes lineamientos se aplican a la distribución de las armaduras en zapatas rectangulares armadas en dos direcciones:

- En la dirección larga, la armadura se deberá distribuir uniformemente en todo el ancho de la zapata.
- En la dirección corta, una parte de la armadura total según lo especificado por la ***Ecuación 6.13.3.5-1,*** se deberá distribuir uniformemente en un ancho de banda igual a la longitud del lado corto de la zapata y centrado respecto del eje de la columna o pilar. El resto de la armadura requerida en la dirección más corta se deberá distribuir uniformemente fuera del ancho de banda central de la zapata. El área de acero en el ancho de banda central deberá satisfacer la ***Ecuación 6.13.3.5-1***.

$$A_{s-BW} = A_{s-SD}\left(\frac{2}{\beta+1}\right) \qquad (6.13.3.5\text{-}1)$$

Donde:

β = relación entre el lado largo y el lado corto de la zapata

$A_{s\text{-}BW}$ = área de acero dentro del ancho de banda (mm^2)

$A_{s\text{-}SD}$ = área total de acero en la dirección corta (mm^2)

6.13.3.6 Corte en Losas y Zapatas

6.13.3.6.1 Secciones Críticas para Corte

Para determinar la resistencia al corte de las losas y zapatas en la proximidad de cargas o reacciones concentradas, la más crítica de las siguientes condiciones será determinante:

- Comportamiento en una dirección, con una sección crítica que se extiende en un plano que atraviesa todo el ancho y ubicado a una distancia tomada como se especifica en el ***Artículo 6.8.3.2.***
- Comportamiento en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y ubicada de manera que su perímetro, b_o, es un mínimo pero no está a menos de $0{,}5d_v$ del perímetro del área con carga o reacción concentrada.
- Si la altura de la losa no es constante, las secciones críticas estarán a una distancia no menor que 0,5 d_v de la cara de cualquier cambio en la altura de la losa y ubicadas de manera tal que el perímetro, b_o, es un mínimo.

En el caso general de un muro de sostenimiento en voladizo, en el cual la carga descendente sobre el talón es mayor que la reacción ascendente del suelo debajo del talón, la sección crítica para corte se toma en la cara posterior del alma, como se ilustra en la ***Figura 6.13.3.6.1-1***, donde d_v es la profundidad efectiva para corte.

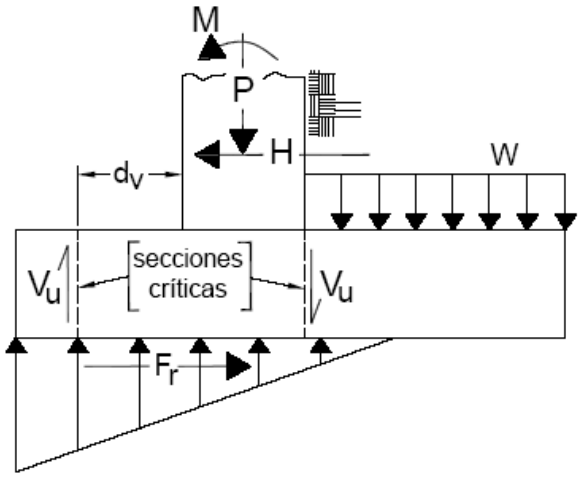


Figura 6.13.3.6.1-1 Ejemplo de secciones críticas para corte en zapatas

Si un acartelamiento tiene una relación altura-longitud mayor o igual que 1:1 tomando la altura en la dirección de la fuerza de corte investigada, este amartelamiento puede ser considerado como un cambio abrupto de sección, y la sección de diseño se puede tomar a una distancia d_v sobre la longitud, tomando d_v como la profundidad de corte efectiva más allá del acartelamiento.

Si una parte de un pilote está dentro de la sección crítica, la carga del pilote se deberá considerar uniformemente distribuida en el ancho o diámetro del pilote, y la parte de la carga fuera de la sección crítica se deberá incluir en el cálculo del corte en la sección crítica.

Si un pilar de gran diámetro está sujeto a momentos flectores significativos, la carga en la sección crítica se puede ajustar idealizando la reacción del pilote sobre la zapata como la distribución de tensiones resultante de la carga axial y el momento.

6.13.3.6.2 Comportamiento en Una Dirección

Para el comportamiento en una dirección, la resistencia al corte de la zapata o losa deberá satisfacer los requisitos especificados en el ***Artículo 6.8.3***, excepto para las alcantarillas debajo de un relleno con una altura mayor o igual que 600 mm, para las cuales se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.14.5.3.***

6.13.3.6.3 Comportamiento en Dos Direcciones

Para el comportamiento en dos direcciones en secciones sin armadura transversal, la resistencia nominal al corte, V_n, en N, del hormigón se deberá tomar como:

$$V_n = \left(0{,}17 + \frac{0{,}33}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_0 d_v \le 0{,}33\sqrt{f_c'}\,b_0 d_v \qquad \text{(6.13.3.6.3-1)}$$

Donde:

β_c = relación entre el lado largo y el lado corto del rectángulo a través del cual se transmite la carga o fuerza de reacción concentrada

b_o = perímetro de la sección crítica (mm)

d_v = profundidad de corte efectiva (mm)

Si $V_u > \phi\ V_n$, se deberá agregar armadura de corte conforme al ***Artículo 6.8.3.3***, tomando el ángulo θ igual a 45º.

Para el comportamiento en dos direcciones en secciones con armadura transversal, la resistencia nominal al corte, en N, se deberá tomar como:

$$V_n = V_c + V_s \le 0{,}504\sqrt{f_c'}\,b_0 d_v \qquad \text{(6.13.3.6.3-2)}$$

Siendo:

$$V_c = 0{,}332\sqrt{f_c'}\,b_0 d_v \text{, y} \qquad \text{(6.13.3.6.3-3)}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \qquad \text{(6.13.3.6.3-4)}$$

Si los perímetros de corte de las cargas individuales se superponen o se proyectan más allá del borde del elemento, el perímetro crítico b_o se debería tomar como aquella porción de la menor envolvente del perímetro de corte individual que realmente resistirá el corte crítico para el grupo considerado. En la ***Figura 6.13.3.6.3-1*** se ilustra una situación de este tipo.

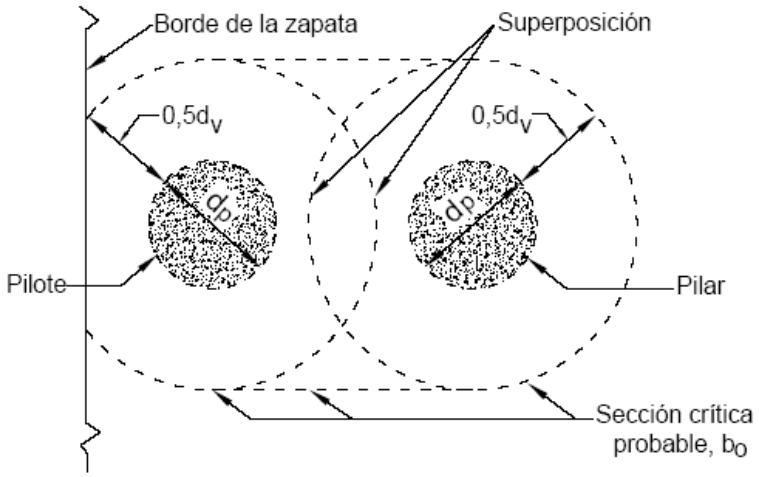


Figura 6.13.3.6.3-1 Sección crítica modificada para corte con perímetros críticos que se superponen

6.13.3.7 Anclaje de la Armadura

Para el anclaje de la armadura de losas y zapatas se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.11.***

Las secciones críticas para el anclaje de la armadura se deberán suponer en las ubicaciones especificadas en el ***Artículo 6.13.3.4*** y en todos los demás planos verticales donde haya un cambio de sección o de armadura.

6.13.3.8 Transferencia de Solicitaciones en la Base de las Columnas

Todas las fuerzas y momentos aplicados en la base de una columna o pilar se deberán transferir a la parte superior de la zapata por apoyo sobre hormigón y por armadura. La tensión de apoyo en el hormigón en la superficie de contacto entre el elemento portante y el elemento soportado no deberá ser mayor que la resistencia al aplastamiento del hormigón, según se especifica en el ***Artículo 6.7.5***, de ninguna de las superficies.

Las fuerzas laterales se deberán transferir del pilar a la zapata de acuerdo con los requisitos sobre transferencia de corte especificados en el ***Artículo 6.8.4***.

Se deberá proveer armadura que atraviese la interfase entre el elemento portante y el elemento soportado, ya sea prolongando la armadura longitudinal principal de la columna o tabique hacia el interior de las zapatas o bien utilizando barras de espera o bulones de anclaje.

La armadura que atraviesa la interfase deberá satisfacer los siguientes requisitos:

- Todas las solicitaciones que superan la resistencia al aplastamiento del hormigón del elemento portante o del elemento soportado se deberán transferir mediante armadura;
- Si hay combinaciones de cargas que provocan levantamiento, la fuerza total de tracción deberá ser resistida por la armadura; y

- El área de la armadura no deberá ser menor que 0,5 por ciento del área bruta del elemento soportado, y el número de barras no deberá ser menor que cuatro.

Si se utilizan barras de espera, el diámetro de estas barras no deberá ser más de 3,8 mm mayor que el diámetro de la armadura longitudinal.

En las zapatas, las barras No. 43 y No. 57 que se utilizan como armadura longitudinal principal de las columnas y que están solicitadas a compresión sólo se pueden empalmar por solape con las barras de espera de la zapata para proveer el área requerida. Las barras de espera no deberán ser mayores que No. 36; estas barras se deberán prolongar hacia el interior de la columna una distancia no menor que la longitud de empalme de las barras No. 43 ó No. 57, y se deberán prolongar hacia el interior de la zapata una distancia no menor que la longitud de anclaje de las barras de espera.

6.13.4 PILOTES DE HORMIGÓN

6.13.4.1 Requisitos Generales

Se deberá asumir que todas las cargas resistidas por la zapata y el peso propio de la zapata se transmiten a los pilotes. Los pilotes hincados se deberán diseñar para resistir las fuerzas de hincado y manipuleo. Para considerar el transporte y montaje, un pilote prefabricado se debería diseñar para una carga no menor que 1,5 veces su peso propio.

Cualquier porción de un pilote en la cual sea posible que en algún momento no haya apoyo lateral adecuado para impedir el pandeo se deberá diseñar como una columna.

Los puntos o zonas de fijación para resistencia a las cargas laterales y momentos se deberán determinar mediante un análisis de las propiedades del suelo, como se especifica en el ***Artículo 8.7.4.2.***

Los pilotes de hormigón se deberán empotrar en zapatas o cabezales, como se especifica en el ***Artículo 8.7.1.5.*** La armadura de anclaje deberá consistir ya sea en una prolongación de la armadura del pilote o en barras de espera. Las fuerzas de levantamiento o las tensiones inducidas por flexión deberán ser resistidas por la armadura. La cuantía de armadura de anclaje no deberá ser menor que 0,005 y el número de barras no deberá ser menor que cuatro. La armadura se deberá desarrollar lo suficiente para resistir una fuerza de 1,25 $f_y A_S$.

Se asume que el material directamente debajo de una zapata (cabezal) soportada por pilotes no soporta ninguna parte de las cargas aplicadas.

Las ubicaciones en las cuales no existe apoyo lateral incluyen cualquier porción de un pilote ubicada por encima del nivel de socavación o futura excavación anticipada, así como, las porciones que se extienden por encima del nivel del terreno.

6.13.4.2 Empalmes

Los empalmes en los pilotes de hormigón deberán desarrollar la resistencia axial, a la flexión, al corte y torsional del pilote. Los detalles de los empalmes se deberán indicar en la documentación técnica.

Las especificaciones del presente Manual, contienen requisitos que indican dejar pequeñas prolongaciones en la parte superior de los pilotes de hormigón. Esto permite correcciones in situ en caso de circunstancias imprevistas, tales como la rotura de las cabezas o un hincado más allá de la cota especificada.

6.13.4.3 Pilotes Prefabricados de Hormigón Armado

6.13.4.3.1 Dimensiones de los Pilotes

Los pilotes prefabricados de hormigón armado pueden ser de sección uniforme o ahusada. No se deberán utilizar pilotes ahusados para la construcción de caballetes, excepto para la porción del pilote que se encuentra por debajo de la rasante, ni en cualquier ubicación en la cual los pilotes han de actuar como columnas.

Si los pilotes de hormigón no están expuestos a la acción de ambientes agresivos, el área de la sección transversal de los pilotes, medida encima del ahusamiento, no deberá ser menor que 90.000 mm^2. El área de la sección transversal de los pilotes de hormigón utilizados en ambientes agresivos no deberá ser menor que 142.000 mm^2. Las esquinas de las secciones rectangulares deberán ser achaflanadas.

El diámetro de los pilotes ahusados medido a 600 mm de la punta no deberá ser menor que 200 mm; cualquiera sea la sección transversal de un pilote, el diámetro se deberá considerar como la menor dimensión que atraviesa el centro de la sección transversal.

Se recomienda utilizar chaflanes de 25 mm. Se deberían tener en cuenta las experiencias locales.

6.13.4.3.2 Armadura

La armadura longitudinal deberá consistir como mínimo en cuatro barras distribuidas uniformemente alrededor del perímetro del pilote. El área de la armadura no deberá ser menor que 1,5 por ciento del área bruta de la sección transversal de hormigón medida por encima del ahusamiento.

La armadura longitudinal deberá estar encerrada por armadura en espiral o estribos de columna equivalentes en toda su longitud. La armadura en espiral deberá ser como se especifica en el ***Artículo 6.13.4.4.3.***

6.13.4.4 Pilotes Prefabricados de Hormigón Pretensado

6.13.4.4.1 Dimensiones de los Pilotes

Los pilotes de hormigón pretensado pueden ser de sección octogonal, cuadrada o circular, y deberán satisfacer las dimensiones mínimas especificadas en el ***Artículo 6.13.4.3.1.***

Los pilotes de hormigón pretensado pueden ser de sección maciza o hueca. Para los pilotes de sección hueca se deberán implementar medidas de precaución, tales como orificios de ventilación, para impedir su rotura por la presión hidrostática interna durante el hincado, o la presión gaseosa debida a la descomposición del material utilizado para crear el vacío.

El espesor de pared de los pilotes cilíndricos no deberá ser menor que 125 mm.

6.13.4.4.2 Calidad del Hormigón

La resistencia a la compresión del pilote en el momento de su hincado no deberá ser menor que 35 MPa. Para los pilotes sujetos a ciclos de congelamiento y deshielo o humedecimiento y secado se deberá utilizar hormigón con aire incorporado.

6.13.4.4.3 Armadura

A menos que el Comitente especifique lo contrario, los cables de pretensado se deben separar y tesar de manera de lograr una compresión uniforme en la sección transversal del pilote luego de las pérdidas no menor que 5 MPa.

La totalidad de la longitud de los cables de pretensado deberá estar encerrada por armadura en espiral de la siguiente manera:

Para los pilotes de no más de 600 mm de diámetro:

- Alambre en espiral no menor que MW25,
- En los extremos del pilote, aproximadamente 16 vueltas de armadura en espiral con un paso de 75 mm,
- En los 150 mm superiores del pilote, cinco vueltas de espiral adicional con un paso de 25 mm, y
- En el resto del pilote los cables deberán estar encerrados por armadura en espiral con un paso no mayor que 150 mm.

Para los pilotes de más de 600 mm de diámetro:

- Alambre en espiral no menor que MW26,
- En los extremos del pilote, aproximadamente 16 vueltas de armadura en espiral con un paso de 50 mm,

- En los 150 mm superiores del pilote, cuatro vueltas de espiral adicional con un paso de 38 mm, y
- En el resto del pilote los cables deberán estar encerrados por armadura en espiral con un paso no mayor que 100 mm.

El objetivo de la compresión de 5 MPa, es evitar la fisuración durante el manipuleo y la instalación de los pilotes. Si el Comitente lo autoriza, se puede utilizar una compresión menor.

Para los pilotes de sección no circular, en lugar del "diámetro" se debería utilizar la mayor de las dimensiones de la sección transversal.

6.13.4.5 Pilotes Hormigonados In Situ

Sólo se podrán utilizar pilotes hormigonados en orificios perforados cuando las condiciones del suelo lo permitan.

Las camisas para los pilotes hormigonados in situ deberán tener suficiente espesor y resistencia para mantener la forma y no evidenciar distorsiones perjudiciales durante o después del hincado de las camisas adyacentes y una vez retirado el núcleo de hincado, si lo hubiere. La documentación técnica deberá estipular que cualquier diseño alternativo de las camisas deberá ser aprobado por el Ingeniero antes de proceder al hincado.

Los pilotes hormigonados in situ incluyen los pilotes hormigonados en camisas metálicas hincadas pérdidas y los pilotes hormigonados en orificios perforados no revestidos.

En general, se debería evitar construir pilotes en orificios perforados en el caso de suelos con posibilidad de derrumbes, si hay grandes piedras o si se anticipa que habrá un nivel freático no controlable. Los métodos constructivos especiales requeridos en estos casos aumentan tanto el costo como la probabilidad de defectos en los pilotes.

Para las camisas la documentación técnica debería indicar espesores "mínimos." Este espesor mínimo debería ser el necesario para las armaduras del pilote o para la resistencia requerida para las condiciones normales de hincado: por ejemplo, mínimo 3,4 mm para camisas para pilotes de 355 mm hincadas sin mandril.

La especificaciones de Construcción del presente Manual, requieren que el Contratista provea camisas de mayor espesor, si fuera necesario, para permitir su elección del equipo de hincado.

6.13.4.5.1 Dimensiones de los Pilotes

Los pilotes hormigonados in situ pueden ser de sección uniforme, o pueden ser ahusados en cualquiera de sus porciones si son colados dentro de camisas, o pueden ser de fondo acampanado si son colados en orificios o pozos perforados.

El área en la cabeza del pilote deberá ser como mínimo 64.500 mm^2. El área de la sección transversal en la punta del pilote deberá ser de al menos 32.300 mm^2. Para las prolongaciones del pilote por encima de la cabeza, el tamaño mínimo deberá ser como se especifica en el ***Artículo 6.13.4.3*** para pilotes prefabricados.

6.13.4.5.2 Armadura

El área de la armadura longitudinal no deberá ser menor que 0,8 por ciento de A_g, con armadura en espiral no menor que MW25 con un paso de 150 mm. La armadura se deberá prolongar 3000 mm por debajo del plano en el cual el suelo provee una restricción lateral adecuada.

Las camisas de más de 3 mm de espesor se pueden considerar parte de la armadura. En los ambientes corrosivos, al determinar la resistencia se deberá restar como mínimo 1,5 mm del espesor de la camisa.

6.14 REQUISITOS SEGÚN LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

6.14.1 VIGAS

6.14.1.1 Requisitos Generales

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar al diseño de vigas hormigonadas in situ y prefabricadas, así como a vigas de sección rectangular, I, Te, hongo, doble Te y cajón abierto o cerrado.

Las vigas prefabricadas pueden resistir cargas temporarias con o sin un tablero superpuesto. Si se aplica un tablero de hormigón estructuralmente independiente, éste deberá actuar de forma compuesta con las vigas prefabricadas.

El ancho de ala considerado efectivo para flexión deberá ser el especificado en el ***Artículo 5.6.2.7.3***

Estos requisitos suplementan los correspondientes requisitos indicados en otros artículos de estas Especificaciones.

Este artículo se aplica a elementos lineales, ya sea que cubran total o parcialmente una longitud de tramo o que sean longitudinales o transversales. En el ***Artículo 6.14.2*** se trata la construcción por segmentos. Existe una gran variedad de sistemas posibles para las superestructuras de hormigón, algunos de los cuales pueden pertenecer a cualquiera de las categorías.

Los componentes que soportan sobrecargas de forma directa, es decir, los elementos incorporados del tablero, se deberían diseñar para los requisitos aplicables de la ***Sección 7*** y con particular referencia a los requisitos sobre dimensiones mínimas y la manera de unir los componentes a fin de lograr un tablero continuo.

6.14.1.2 Vigas Prefabricadas

6.14.1.2.1 Condiciones Anteriores a la Puesta en Servicio

Las condiciones anteriores a la puesta en servicio de las vigas pretensadas para su transporte y montaje serán responsabilidad del Contratista.

La especificación para Construcción del presente manual, establece que es responsabilidad del Contratista proveer dispositivos y métodos adecuados para el almacenamiento, manipuleo, montaje y arriostramiento temporario seguro de los elementos prefabricados.

6.14.1.2.2 Dimensiones Extremas

Las máximas dimensiones y peso de los elementos prefabricados en una fábrica externa a la obra deberán satisfacer las limitaciones locales para el transporte carretero de cargas.

En ninguna parte de una viga de hormigón prefabricada el espesor deberá ser menor que:

Ala superior:	50 mm
Alma, no postesada:	125 mm
Alma, postesada:	165 mm
Ala inferior:	125 mm

Si los elementos prefabricados superan las longitudes transportables se pueden utilizar empalmes realizados en obra. Estos empalmes deberán satisfacer los requisitos especificados ya sea en el ***Artículo 6.14.1.2.6*** o bien en el ***Artículo 6.14.2.4.2.***

Los límites de tamaño de carga y peso admisible para el transporte carretero están en proceso de continua revisión.

Antes de diseñar elementos de grandes dimensiones se debería realizar una investigación para garantizar que posteriormente sean transportables.

La dimensión mínima de 50 mm se relaciona con las vigas en hormigonados in situ. Los espesores de alma de 125 y 165 mm han sido utilizados exitosamente por contratistas con experiencia en trabajos con bajas tolerancias. El límite de 125 mm estipulado para el espesor del ala inferior normalmente se relaciona con secciones tipo cajón.

6.14.1.2.3 Dispositivos de Izaje

Si se anticipa que habrá anclajes para los dispositivos de izaje colados en una cara de un elemento que una vez terminada la estructura quedará a la vista o expuesta a materiales corrosivos, en la documentación técnica se deberá indicar cualquier restricción respecto de la ubicación de los dispositivos de izaje embebidos, la profundidad de retiro y el método para llenar las cavidades después del retiro. La profundidad de retiro no deberá ser menor que la profundidad del recubrimiento requerido para el acero de las armaduras.

La especificación del presente manual, permite que el Contratista elija el tipo de dispositivos de izaje a utilizar para los elementos prefabricados, siempre que el Contratista acepte responsabilidad por su comportamiento. Los anclajes para los dispositivos de izaje generalmente consisten en aros de cable de pretensado o barras de acero dulce con sus extremos embebidos en el hormigón, o bien dispositivos de anclaje roscados que se cuelan en el hormigón.

6.14.1.2.4 Diseño de los Detalles

Todos los detalles de las armaduras, conexiones, asientos de apoyo, accesorios o anclajes para diafragmas, recubrimiento de hormigón, aberturas y tolerancias de fabricación y montaje deberán estar indicados en la documentación técnica. Para cualquier detalle que quede a criterio del Contratista, tal como los materiales o métodos de pretensado, se deberá exigir la presentación y revisión de los planos de obra.

Las especificaciones de construcción del presente manual, incluye requisitos generales referentes a la preparación y revisión de los planos de obra, pero la documentación técnica debería indicar específicamente cuando son requeridos.

6.14.1.2.5 Resistencia del Hormigón

Para los hormigones de curado lento, para todas las combinaciones de cargas que ocurren luego de 90 días se podrá utilizar la resistencia a la compresión a 90 días, siempre que el incremento de resistencia de la mezcla de hormigón utilizada sea verificado mediante ensayos previos.

Si se trata de hormigón de densidad normal, la resistencia a 90 días de los hormigones de curado lento se puede estimar como 115 por ciento de la resistencia especificada en la documentación técnica.

Este artículo reconoce el comportamiento de los hormigones de curado lento, tales como aquellos que contienen ceniza fina. No es habitual que un puente se abra al tráfico antes que los

componentes prefabricados tengan 90 días de edad. Ahora el Diseñador puede aprovechar esta circunstancia, siempre que el incremento de la resistencia se verifique mediante ensayos realizados sobre la mezcla de hormigón utilizada.

6.14.1.2.6 Juntas de Construcción Transversales

6.14.1.2.6 a Requisitos Generales

Las juntas de construcción ubicadas dentro de un tramo deberán ser de tipo machimbradas o de cierre. Las juntas en los pilares internos de las construcciones continuas deberán ser tipo cierre. Las juntas machimbradas deberán satisfacer los requisitos del ***Artículo 6.14.2.4.2***. Para las vigas pretensadas, las juntas de construcción ubicadas dentro de un tramo deberán ser postesadas.

Si la junta de cierre supera los 150 mm, la sección de su cordón comprimido deberá tener armadura de confinamiento. La secuencia de colocación del hormigón para la junta de cierre y la losa se deberá especificar en la documentación técnica.

Este artículo codifica la práctica actual, la cual le permite al Diseñador considerable libertad en la formulación de nuevos sistemas estructurales.

El ala inferior en el área del pilar interno actúa prácticamente como una columna, de allí el requisito de armadura de confinamiento.

6.14.1.2.6 b Juntas de Construcción Totalmente Eficientes

Los segmentos de viga de hormigón prefabricado, con o sin losa hormigonada in situ, se pueden hacer longitudinalmente continuos, tanto para cargas permanentes como para cargas temporarias, utilizando combinaciones de armadura y postesado.

El ancho de una junta de cierre entre segmentos de hormigón prefabricado deberá permitir el empalme de las armaduras para las cuales el diseño requiere continuidad y la ubicación de los empalmes de las vainas de postesado, pero no deberá ser menor que 300 mm, si la junta está ubicada dentro del tramo ni menor que 100 mm, si está en un pilar interno. Si la junta está ubicada en el tramo, su armadura de alma, A_s/s, deberá ser la mayor armadura de las vigas adyacentes.

En el caso de postesado en múltiples etapas, en la losa no deberá haber longitudes de vaina curva para tendones que se han de tesar antes que la resistencia a la compresión del hormigón de la losa llegue a f'_{ci}.

La intención del requisito que establece el ancho de la junta es permitir la correcta compactación del hormigón en la junta. En los pilares internos los diafragmas pueden incorporar la junta, facilitando así la compactación del hormigón en un espacio más angosto.

La intención de este requisito es asegurar que las vainas que aún no han sido aseguradas por el hormigón no sean utilizadas para el postesado activo.

6.14.1.2.7 Puentes Compuestos de Vigas Prefabricadas de Un Solo Tramo que se Hacen Continuas

6.14.1.2.7 a Requisitos Generales

Los puentes que consisten en vigas de hormigón prefabricadas y losas de hormigón coladas in situ se pueden hacer continuos para cargas temporarias utilizando una capa de cierre hormigonada in situ sobre los pilares con armadura de tracción ubicada en la losa, o bien utilizando coladas de cierre en otras ubicaciones. En los pilares interiores en los cuales los diafragmas contienen la capa de cierre, el diseño se puede basar en la resistencia del hormigón de los elementos prefabricados.

6.14.1.2.7 b Armadura

La armadura longitudinal que hace o contribuye a que la viga prefabricada sea continua sobre un pilar interno se deberá anclar en regiones de la losa en las cuales se pueda comprobar que no habrá fisuras en los estados límites de resistencia. Esta armadura deberá satisfacer los requisitos especificados en el ***Artículo 6.11.1.2.3.*** Los anclajes de esta armadura deberán estar desfasados. La armadura longitudinal regular de la losa se puede utilizar como parte de la armadura longitudinal total requerida.

La intención de desfasar los extremos de las barras es distribuir las solicitaciones locales.

6.14.1.2.7 c Grado de Continuidad en los Diversos Estados Límites

Si la tensión calculada en el fondo de la junta para la combinación de cargas permanentes impuestas, asentamiento, fluencia lenta, contracción, 50 por ciento de la sobrecarga y gradiente de temperatura, si corresponde, es de compresión, la junta se puede considerar totalmente eficiente.

Las estructuras con juntas de construcción totalmente eficientes en los pilares internos se deberán diseñar como estructuras totalmente continuas en todos los estados límites para las cargas aplicadas luego del cierre.

Las estructuras con juntas de construcción parcialmente eficientes en los pilares internos se deberán diseñar como estructuras continuas para las cargas aplicadas luego del cierre solamente para los estados límites de resistencia y evento extremo.

Si la resistencia al momento negativo de la junta en un pilar interno es menor que la resistencia total requerida, se deberán investigar adecuadamente las resistencias al momento positivo en los tramos adyacentes para cada estado límite.

En algunos casos aislados, especialmente cuando las vigas no estaban con la edad suficiente en el momento de colocar el hormigón de la losa, se ha observado que la combadura hacia arriba de la superestructura provocada por la fluencia lenta, causó la separación de la junta de cierre. Esta separación puede hacer que la estructura actúe como simplemente apoyada en los estados límites de servicio y fatiga, sólo volviendo a la continuidad en el estado límite de resistencia o cerca del estado límite de resistencia.

Además de indicar una secuencia de colado del hormigón in situ, el Diseñador puede exigir una edad mínima para el uso de componentes de hormigón prefabricados.

6.14.1.2.8 Juntas de Construcción Longitudinales

Las juntas de construcción longitudinales entre los elementos de hormigón prefabricados solicitados a flexión deberán consistir en un conector llenado de mortero sin contracción que alcance una resistencia a la compresión de 28 MPa en 24 horas. La altura del conector no deberá ser menor que 125 mm.

Si los elementos se postesan transversalmente de forma conjunta, se puede asumir que las alas superiores actúan como una losa monolítica. Sin embargo, no se deberá aplicar el diseño empírico de losas especificado en el ***Artículo 7.7.2.***

La magnitud del pretensado transversal se puede determinar ya sea mediante el método de las franjas o bien utilizando un análisis bidimensional. El pretensado transversal, luego de todas las pérdidas, no deberá ser menor que 1,7 MPa a través del conector. En los últimos 900 mm de los extremos libres se deberá duplicar la tensión de pretensado transversal requerida. Los tendones de postesado transversal se deberían ubicar en la línea de centro del conector.

Este artículo se refiere a los sistemas de tablero compuestos totalmente por vigas prefabricadas de sección tipo cajón, Te y doble Te, dispuestas una junto a otra y unidas mediante postesado transversal.

Se prefieren las juntas simples en V.

Se anticipa que el mortero y el hormigón se triturarán en la proximidad de las juntas, y esto se puede especificar para la construcción.

6.14.1.3 Vigas Tipo Cajón y Vigas Te Hormigonadas In Situ

6.14.1.3.1 Espesor de las Alas y las Almas

6.14.1.3.1 a Ala Superior

El espesor de las alas superiores que trabajan como losas de tablero deberá ser:

- Como se determina en la **Sección 7**;
- Según lo requerido para anclaje y recubrimiento del pretensado transversal, si corresponde; y
- No menor que 1/20 de la longitud libre entre chaflanes, acartelamientos o almas, a menos que se utilicen nervios transversales con una separación igual a la longitud libre o que se provea pretensado transversal.

6.14.1.3.1 b Ala Inferior

El espesor del ala inferior no deberá ser menor que:

- 140 mm;
- 1/16 de la distancia entre chaflanes o almas en el caso de vigas no pretensadas; o

- 1/30 de la longitud libre entre chaflanes, acartelamientos o almas en el caso de vigas pretensadas, a menos que se utilicen nervios transversales con una separación igual a la longitud libre.

6.14.1.3.1 c Alma

El espesor de las almas se deberá determinar de acuerdo con los requisitos para corte, torsión, recubrimiento de hormigón y colocación del hormigón.

Las variaciones del espesor del alma se deberán ahusar en una distancia mínima igual a 12,0 veces la diferencia de espesores del alma.

Para poder colocar y compactar el hormigón adecuadamente, se requiere un espesor de alma mínimo de 200 mm en el caso de almas sin vainas de pretensado; 300 mm para almas que sólo tienen vainas longitudinales o verticales; y 380 mm para almas con vainas tanto longitudinales como verticales. Para las vigas de más de aproximadamente 2,40 m de altura, estas dimensiones se deberían incrementar para compensar la mayor dificultad de colocación del hormigón.

6.14.1.3.2 Armadura

6.14.1.3.2 a Armadura de la Losa de Tablero en Vigas Tipo Cajón y Doble Te Hormigonadas In Situ

La armadura en la losa de tablero de las vigas tipo cajón y doble Te hormigonadas in situ se puede determinar utilizando el método de diseño tradicional o el método de diseño empírico especificado en la **Sección 7.**

Si la losa de tablero no se prolonga más allá del alma exterior, como mínimo un tercio de la capa inferior de la armadura transversal de la losa de tablero se deberá prolongar hacia la cara exterior del alma exterior, y se deberá anclar mediante un gancho normal a 90º. Si la losa se prolonga más allá del alma exterior, como mínimo un tercio de la capa inferior de la armadura transversal se deberá prolongar hacia el vuelo de la losa y deberá tener un anclaje más allá de la cara exterior del alma con una resistencia no menor que la proporcionada por un gancho normal.

6.14.1.3.2 b Armadura en la Losa Inferior de Vigas Tipo Cajón Hormigonadas In Situ

En la losa inferior se deberá colocar una armadura uniformemente distribuida con un área igual a 0,4 por ciento del área del ala, de forma paralela al tramo de la viga, ya sea en una sola capa o en dos capas. La separación de esta armadura no deberá ser mayor que 450 mm.

Este requisito se aplica a secciones tipo cajón tanto de hormigón armado como de hormigón pretensado.

En la losa inferior se deberá colocar una armadura uniformemente distribuida con un área igual a 0,5 por ciento de la sección transversal de la losa, en base a la menor altura de la losa, de forma transversal a la longitud de las vigas principales. Esta armadura se deberá distribuir en ambas

superficies con una separación máxima de 450 mm. Toda la armadura transversal en la losa inferior se deberá prolongar hasta la cara exterior del alma exterior en cada grupo, y se deberá anclar mediante un gancho normal a 90º.

6.14.2 CONSTRUCCIÓN POR SEGMENTOS

6.14.2.1 Requisitos Generales

Los requisitos aquí especificados deberán suplementar los indicados en otras secciones de estas Especificaciones, y se deberán aplicar para las estructuras de hormigón que se diseñan para ser construidas por segmentos.

Estos requisitos se deberán aplicar exclusivamente a las construcciones por segmentos de hormigón de densidad normal.

El método constructivo supuesto para el diseño deberá constar en la documentación técnica. La documentación técnica también deberá indicar los apoyos temporarios requeridos antes del momento en que la estructura, o un componente de la misma, sea capaz de soportar su peso propio y las cargas aplicadas.

La documentación técnica deberá especificar los métodos constructivos alternativos permitidos y las responsabilidades del Contratista si optara por utilizar dichos métodos. Cualquier variación del método constructivo o diseño realizada por el Contratista deberá satisfacer los requisitos del ***Artículo 6.14.2.5.***

Para la construcción por segmentos generalmente se utilizan superestructuras de secciones tipo cajón de una o múltiples celdas, pero también se pueden utilizar secciones tipo viga. La construcción por segmentos incluye las construcciones en las cuales se utilizan los métodos de los voladizos libres, tramo por tramo y lanzamiento por tramos utilizando segmentos o tramos prefabricados u hormigonados in situ conectados entre sí para obtener ya sea tramos simples o tramos continuos.

Las longitudes de tramo de los puentes considerados por estas Especificaciones son de hasta 240,00 m. Los puentes atirantados no están específicamente cubiertos por este artículo, aunque muchos de los requisitos de estas Especificaciones también son aplicables a los mismos.

Pocas veces se ha utilizado hormigón de baja densidad para la construcción de puentes por segmentos. El uso de agregados de baja densidad representa una importante complicación tanto para las especificaciones de diseño como para las especificaciones de construcción. En vista de esta complicación y tomando en cuenta ciertas dudas respecto de los beneficios económicos que se logran con los agregados de baja densidad, el uso de este tipo de agregados en los puentes construidos por segmentos no está explícitamente cubierto.

El método constructivo y cualquier apoyo temporario son de vital importancia para el diseño de los puentes de hormigón construidos por segmentos. Son consideraciones de este tipo las que determinan las condiciones finales en la selección de las dimensiones de las secciones y armaduras y/o pretensado.

Para los puentes construidos por segmentos, los diseños en general deberían permitirle al Contratista cierta libertad en la elección de los métodos constructivos. Para asegurar que las características y detalles de diseño a utilizar sean compatibles con el método constructivo propuesto, es fundamental exigirle al Contratista que prepare sus planos de obra y documentación técnica en base al método constructivo que ha elegido, y que presente estos documentos al Ingeniero antes de iniciar los trabajos para su revisión y aprobación.

6.14.2.2 Análisis de los Puentes Construidos por Segmentos

6.14.2.2.1 Requisitos Generales

El análisis de los puentes construidos por segmentos deberá satisfacer los requisitos de la ***Sección 5*** y los requisitos aquí especificados.

6.14.2.2.2 Análisis Correspondiente a la Etapa Constructiva

Para el análisis de la estructura durante la etapa constructiva, las combinaciones de cargas, tensiones y consideraciones de estabilidad deberán ser como se especifica en el ***Artículo 6.14.2.3.***

6.14.2.2.3 Análisis del Sistema Estructural Definitivo

El sistema estructural definitivo se deberá analizar para determinar la redistribución de las solicitaciones de la etapa constructiva provocada por las deformaciones internas y cambios de las condiciones de apoyo y vínculo, incluyendo las tensiones residuales acumuladas durante el proceso constructivo.

Debido a que el coeficiente de fluencia lenta será conocido o se determinará con un grado de precisión razonable de acuerdo con los requisitos de estas Especificaciones, un análisis que utiliza un único valor del coeficiente de fluencia lenta se considera satisfactorio, y en general se considera innecesario utilizar valores más altos y más bajos para este coeficiente. No es la intención implicar que no es necesario determinar los valores del coeficiente de fluencia lenta con precisión, ya que estos valores sí afectan fuertemente las pérdidas de pretensado, flechas y acortamiento axial de la estructura.

Si los componentes se unen mediante tendones no adherentes, es posible que las uniones no armadas se abran en los estados límites de resistencia o cerca de los estados límites de resistencia. El Diseñador debería revisar las consecuencias estructurales de esta abertura de las juntas.

Se deberán investigar las uniones en las vigas por segmentos hechas continuas mediante acero de postesado no adherente, para determinar el efecto conjunto de la fuerza axial, momento y corte que pueden ocurrir simultáneamente en la unión. Estas solicitaciones, la abertura de la unión y la superficie de contacto restante entre los componentes se deberán determinar por consideración

global de las deformaciones unitarias y totales. Se deberá asumir que el corte se transmite exclusivamente a través del área de contacto.

6.14.2.3 Diseño

6.14.2.3.1 Cargas

Además de las cargas especificadas en la ***Sección 4***, se deberán considerar las cargas constructivas especificadas en los ***Artículos 6.14.2.3.2*** a ***6.14.2.3.4.***

6.14.2.3.2 Cargas Constructivas

Las cargas y condiciones constructivas supuestas en el diseño y que determinan las dimensiones de las secciones, flechas y requisitos de armadura y/o pretensado se deberán indicar en la documentación técnica como máximos admisibles. Además de las cargas de montaje, cualquier apoyo o restricción temporaria requerida se deberá definir en términos de magnitud o incluir como parte del diseño.

Se deberán especificar las fuerzas de cierre admisibles provocadas por la corrección de desviaciones. Se deberán considerar debidamente los efectos de cualquier variación del esquema estructural estático durante la construcción y la colocación, modificación o retiro de los apoyos temporarios para equipos especiales, tomando en cuenta las solicitaciones residuales, deformaciones y cualquier solicitación inducida por las deformaciones.

Se deberán considerar las siguientes cargas constructivas:

DC = peso de la estructura soportada (N)

DIFF = carga diferencial: aplicable sólo a la construcción por voladizos equilibrados; tomar como 2 por ciento de la carga permanente aplicada a un voladizo (N)

DW = carga permanente sobrepuesta (N) o (N/mm)

CLL = sobrecarga constructiva distribuida: una tolerancia que considera diversos elementos de la planta, maquinaria y otros equipos, además del equipo de montaje especializado principal; se toma como $4{,}8 \times 10^{-4}$ MPa por el área de tablero; en la construcción por voladizos esta carga se toma como $4{,}8 \times 10^{-4}$ MPa en un voladizo y como $2{,}4 \times 10^{-4}$ MPa en el otro; en los puentes construidos por el método de lanzamiento por tramos esta carga se puede despreciar (MPa)

CE = equipo de construcción especializado: carga de los camiones que entregan los segmentos y cualquier equipo especial incluyendo los encofrados deslizantes, grúa pórtico para el lanzamiento de los tramos, viga y guinche, pórtico o cualquier estructura auxiliar similar y las cargas máximas aplicadas a la estructura por el equipo durante el izaje de los segmentos (N)

IE = carga dinámica de los equipos: determinada de acuerdo con el tipo de maquinaria anticipada (N)

CLE = carga longitudinal correspondiente a los equipos de construcción (N)

U = desequilibrio de los segmentos: efecto de cualquier segmento fuera de equilibrio u otra condición no habitual, según corresponda; se aplica fundamentalmente a la construcción por voladizos equilibrados, pero puede abarcar cualquier secuencia de izaje poco habitual que normalmente no es una característica primaria del sistema constructivo genérico (N)

WS = carga de viento horizontal sobre las estructuras de acuerdo con los requisitos de la ***Sección 4*** (MPa)

WE = carga de viento horizontal sobre los equipos; tomar como $4{,}8 \times 10^{-3}$ MPa por la superficie expuesta (MPa)

WUP = fuerza de levantamiento del viento sobre un voladizo: $2{,}4 \times 10^{-4}$ MPa por el área del tablero para construcción por voladizos equilibrados aplicada solamente a uno de los lados, a menos que un análisis de las condiciones locales o la configuración de la estructura indiquen lo contrario (MPa)

A = peso estático del segmento prefabricado que se manipula (N)

AI = respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de un segmento prefabricado u otra aplicación brusca de una carga estática que se debe sumar a la carga permanente; se toma como 100 por ciento de la carga *A* (N)

CR = efectos de la fluencia lenta de acuerdo con el ***Artículo 6.14.2.3.6***

SH = contracción de acuerdo con el ***Artículo 6.14.2.3.6***

T = efectos térmicos: sumatoria de los efectos debidos a la variación uniforme de la temperatura (*TU*) y a los gradientes de temperatura (*TG*) (grados)

Las cargas constructivas comprenden todas las cargas que surgen del sistema de obras temporarias y/o equipos de izaje que el Diseñador anticipa se utilizarán de acuerdo con la secuencia y el cronograma constructivo supuestos.

En los puentes construidos por segmentos muchas veces las cargas y condiciones constructivas supuestas determinan las dimensiones de las secciones y los requisitos de armadura y/o pretensado. Es importante que el Diseñador indique estas condiciones supuestas en la documentación técnica.

No es la intención de estos requisitos limitar al Contratista en cuanto a los medios a utilizar para la construcción. Los controles son fundamentales para impedir que la estructura se dañe durante la construcción y para garantizar que la estructura final sea adecuada.

También es fundamental que los oferentes puedan determinar si sus equipos y los métodos constructivos propuestos se pueden emplear sin necesidad de modificar el diseño o los equipos.

La documentación técnica debería exigir la aprobación del Diseñador para cualquier modificación de las cargas o condiciones de montaje supuestas.

Utilizando encofrados deslizantes, barras de alineación diagonal, una torre de tesado o contrapesos externos, es posible imponer cargas constructivas en extremos opuestos de un voladizo. Para permitir el ajuste o corrección de las desviaciones, también se ha procedido a enfriar un voladizo con agua. Cualquier desviación de los voladizos interiores se debe corregir en ambos extremos antes de construir los cierres. El pórtico que conecta los extremos de los voladizos en las capas de cierre se debería detallar de manera de impedir rotaciones diferenciales entre voladizos hasta que la última conexión estructural se haya completado. La magnitud de las fuerzas de cierre no debe inducir en la estructura tensiones mayores que las indicadas en la ***Tabla 6.14.2.3.3-1.***

La carga DIFF permite posibles variaciones del peso de la sección transversal provocadas por irregularidades en la construcción.

Para el caso de un izaje muy gradual de los segmentos, si la carga involucra pequeños efectos dinámicos, la carga dinámica IE se puede tomar igual al 10 por ciento del peso izado.

La siguiente información se basa en algunas experiencias del pasado y debe ser considerada como extremadamente preliminar. El peso de los encofrados deslizantes para la construcción por segmentos colada in situ de un típico puente de dos carriles con segmentos de 4,50 a 4,90 m se puede estimar entre 710 y 800 kN. El peso de los encofrados deslizantes para secciones tipo cajón de dos celdas de mayor ancho puede ser de hasta aproximadamente 1.250 kN. Para obtener un valor de diseño correspondiente al peso de los encofrados deslizantes, se recomienda consultar a contratistas que tengan experiencia en este tipo de construcciones.

6.14.2.3.3 Combinaciones de Cargas Constructivas en el Estado Límite de Servicio

Las tensiones en los estados límites de servicio se deberán determinar cómo se especifica en la ***Tabla 6.14.2.3.3- 1***, para la cual se aplican las siguientes notas:

- Nota 1: equipos no funcionando,
- Nota 2: montaje normal, y
- Nota 3: equipos en movimiento.

Los límites de tensión deberán satisfacer el ***Artículo 6.9.4.***

La distribución y aplicación de las cargas de montaje individuales correspondientes a una fase de la construcción se deberán seleccionar de manera que produzcan los efectos más desfavorables. La

tensión de compresión del hormigón debida a las cargas constructivas no deberá ser mayor que 0,50 *f'c*, siendo *f'c* la tensión de compresión en el momento de aplicación de las cargas.

Las tensiones de tracción en el hormigón debidas a las cargas constructivas no deberán ser mayores que los valores especificados en la ***Tabla 6.14.2.3.3-1***, excepto que para las estructuras con uniones Tipo A, en las cuales menos del 60 por ciento de su capacidad de tendones es proporcionada por tendones internos las tensiones de tracción no deberán ser mayores que 0,25 *f'c*. Para las estructuras con uniones tipo B no estará permitida ninguna tensión de tracción.

Las tensiones indicadas en la ***Tabla 6.14.2.3.3-1,*** limitan las tensiones provocadas por las cargas constructivas a valores menores que el módulo de rotura del hormigón para las estructuras con tendones internos y uniones Tipo A. Por lo tanto, las tensiones provocadas por las cargas constructivas no deberían generar fisuración.

Tabla 6.14.2.3.3-1 – Factores de carga y límites para la tensión de tracción para las combinaciones de cargas constructivas

Combinación de Cargas	FACTORES DE CARGA																Límites para la tensión de tracción		Ver Nota
	Carga Permanente			Sobrecarga				Carga de Viento			Otras Cargas					Cargas de suelo	Excluyendo "Otras Cargas"	Incluyendo "Otras Cargas"	
	DC	*DIFF*	*U*	*CLL*	*CE*	*IE*	*CLE*	*WS*	*WUP*	*WE*	*CR*	*SH*	*TU*	*TG*	*WA*	*EH* *EV* *ES*			
a	1,0	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f'_c}$	$0,58\sqrt{f'_c}$	-
b	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f'_c}$	$0,58\sqrt{f'_c}$	-
c	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7	0,7	0,0	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f'_c}$	$0,58\sqrt{f'_c}$	-
d	1,0	1,0	0,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,7	1,0	0,7	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f'_c}$	$0,58\sqrt{f'_c}$	1
e	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,3	0,0	0,3	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f'_c}$	$0,58\sqrt{f'_c}$	2
f	1,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,3	0,0	0,3	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f'_c}$	$0,58\sqrt{f'_c}$	3

6.14.2.3.4 Combinaciones de Cargas Constructivas en los Estados Límites de Resistencia

La resistencia minorada de un elemento, determinada usando los factores de resistencia especificados en el ***Artículo 6.5.4.2.2***, no deberá ser menor que los siguientes valores:

- Para solicitaciones máximas:

$$\sum \gamma Q = 1,1\,(DL + DIFF) + 1,3CE + A + AI \qquad (6.14.2.3.4\text{-}1)$$

- Para solicitaciones mínimas:

$$\sum \gamma Q = DL + CE + A + AI \qquad (6.14.2.3.4\text{-}2)$$

6.14.2.3.5 Efectos Térmicos Durante la Construcción

Se deberán considerar los efectos térmicos que pueden ocurrir durante la construcción del puente.

La documentación técnica deberá especificar las variaciones de la temperatura de colocación para los apoyos y juntas de expansión.

Los requisitos del ***Artículo 4.3.8,*** se basan en variaciones anuales de la temperatura, y se deberían ajustar para la duración real de la construcción de la superestructura, así como, para las condiciones locales.

En general, no se considera necesario realizar un análisis transversal para los efectos de los diferenciales de temperatura dentro y fuera de las secciones tipo cajón. Sin embargo, es posible que sea necesario realizar un análisis de este tipo en el caso de puentes relativamente bajos con almas de gran espesor. En este caso, se recomienda utilizar un diferencial de temperatura de ±6,0ºC.

6.14.2.3.6 Contracción y Fluencia Lenta

El coeficiente de fluencia lenta $\psi\,(t,\,t_i)$ se deberá determinar de acuerdo con el ***Artículo 6.4.2.3*** o bien mediante ensayos. Se deberán determinar las tensiones para la redistribución de las tensiones de restricción desarrolladas por fluencia lenta y contracción que se basan en el cronograma constructivo supuesto según lo indicado en la documentación técnica.

Para determinar las fuerzas de postesado finales, se deberán calcular las pérdidas de pretensado correspondientes al cronograma indicado en la documentación técnica.

Las deformaciones por fluencia lenta y pérdidas de pretensado que ocurren luego del cierre de la estructura provocan una redistribución de las solicitaciones.

Para las cargas permanentes, el comportamiento de los puentes por segmentos luego de su cierre se puede aproximar utilizando un módulo de elasticidad efectivo, $Eeff$, que se puede calcular como:

$$E_{eff} = \frac{E_c}{\psi(t,t_i)+1} \qquad (6.14.2.3.6\text{-}1)$$

Donde:

$\psi(t,\,ti)$ = coeficiente de fluencia lenta

El informe del Comité ACI 209, *Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures* (*ACI* 1982), el documento *CEB-FIP Model Code* (*CEB* 1990), la norma *AASHTO Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges* (*AASHTO* 1989) y Ketchum (1986) presentan una serie de ecuaciones para evaluar los efectos dependientes del tiempo de la fluencia lenta y la contracción.

6.14.2.3.7 Pérdidas de Pretensado

Se deberán aplicar los requisitos aplicables del ***Artículo 6.9.5***.

Los coeficientes de fricción y desviación de las vainas de pretensado indicados en el **Artículo 6.9.5.2.2** para vainas galvanizadas fueron desarrollados para puentes convencionales tipo viga cajón hormigonados in situ, en base a ensayos realizados in situ para tendones de diferentes tamaños y longitudes. Los valores son razonablemente precisos para tendones compuestos por 12 cables de 12,7 mm de diámetro en vainas de metal galvanizado de 67 mm de diámetro. Ensayos realizados y otras experiencias indican que para tendones y vainas de mayor tamaño estos valores resultan conservadores. Sin embargo, la experiencia con los puentes de hormigón por segmentos construidos hasta la fecha, con frecuencia indica que hay mayores pérdidas por fricción y desviación de las vainas debido al movimiento de las vainas durante la colocación del hormigón y falta de alineación en las uniones entre segmentos.

Por este motivo, en los proyectos de envergadura se recomienda realizar ensayos de fricción in situ en una etapa temprana de la construcción a fin de obtener una base para modificar los valores de las pérdidas por fricción y desviación de las vainas de pretensado. No es posible recomendar valores razonables para los coeficientes de fricción y desviación de las vainas que permitan tomar en cuenta los problemas de desviación severa de los ductos. Como una manera de compensar las elevadas pérdidas por fricción o desviación de las vainas, así como otras contingencias imprevistas, se requieren vainas adicionales de acuerdo con el ***Artículo 6.14.2.3.8.***

6.14.2.3.8 Vainas y Anclajes de Postesado Provisorios

6.14.2.3.8 a Requisitos Generales

Se deberán considerar requisitos para ajustar la fuerza de pretensado a fin de compensar las pérdidas inesperadas que pudieran ocurrir durante la construcción o después de la misma, las cargas permanentes futuras, y la limitación de la fisuración y las deformaciones. Si estos ajustes se estiman necesarios, se deberán satisfacer los requisitos aquí especificados.

6.14.2.3.8 b Puentes con Vainas Internas

Para los puentes con vainas internas, se deberán proveer capacidad de anclaje y vainas provisorias para los tendones de momento negativo y positivo simétricamente alrededor del eje del puente para considerar un aumento de la fuerza de postesado durante la construcción original. La potencial fuerza provisoria total de los anclajes y vainas tanto de momento positivo como de momento negativo no deberá ser menor que 5 por ciento de las fuerzas totales de postesado de momento positivo y negativo, respectivamente.

Los anclajes para la fuerza de pretensado provisoria se deberán distribuir uniformemente a intervalos de tres segmentos a lo largo del puente.

Se deberá proveer como mínimo una vaina vacía por alma. Para los puentes continuos no es necesario utilizar capacidad de anclaje y vainas provisorias para momento positivo para 25 por ciento de la longitud del tramo a cada lado de los apoyos de las pilas.

Cualquier vaina provisoria no utilizada para ajustar la fuerza de pretensado se deberá inyectar en el mismo momento que las demás vainas del tramo.

El exceso de capacidad se puede proveer utilizando vainas sobredimensionadas y accesorios sobredimensionados para los dispositivos de anclaje en ciertas ubicaciones.

El objetivo de inyectar las vainas no utilizadas es impedir que quede agua atrapada dentro de las mismas.

6.14.2.3.8 c Previsión de Ajustes para Cargas Permanentes o Flechas Futuras

Se deberán tomar recaudos para el acceso y la fijación de los anclajes, aberturas pasantes, y bloques de desviación a fin de permitir la futura adición de tendones externos no adherentes, protegidos contra la corrosión, ubicados dentro de la sección tipo cajón simétricamente respecto del eje del puente para una fuerza de postesado como mínimo igual a 10 por ciento de la fuerza de postesado de momento positivo y momento negativo.

Esto considera la futura adición de tendones de postesado internos no adherentes tendidos desde la parte superior del diafragma en los pilares hasta la intersección del alma y el ala en la mitad del tramo. Los tendones de tramos adyacentes se deberían solapar en caras opuestas del diafragma para proveer capacidad de momento negativo. El 10 por ciento de la fuerza de postesado de momento positivo y momento negativo es un valor arbitrario pero razonable. Es posible prever mayores cantidades de acero de postesado, si fuera necesario, para soportar cargas permanentes adicionales específicas apropiadas para la estructura.

6.14.2.3.9 Presentación del Plan de Postesado

6.14.2.3.9 a Requisitos Generales

La documentación técnica deberá seguir uno de los dos métodos de presentación siguientes:

- Método A – Planos totalmente detallados, tanto dimensional como estructuralmente, incluyendo las longitudes de los segmentos, juntas de construcción, tamaño y geometría de

los tendones, fuerzas de tesado, detalles de las armaduras no pretensadas, información sobre flechas, y un método constructivo.

- Método B – Planos indicando las dimensiones del hormigón, longitudes de los segmentos, detalles de las armaduras no pretensadas, fuerza de tesado y requisitos de excentricidad en forma de diagramas de fuerza y/o momento luego de las pérdidas por fricción en el momento de la construcción, información sobre flechas, y un método constructivo.

6.14.2.3.9 b Documentación Técnica Preparada de Acuerdo con el Método A

Si el Ingeniero prepara la documentación técnica según lo especificado para el Método A, el Ingeniero será totalmente responsable por toda la información contenida en los planos, incluyendo la exactitud de las dimensiones y la construcción libre de interferencias. El Ingeniero también será responsable por la factibilidad de las etapas constructivas en las cuales se basa el diseño.

La documentación técnica le permitirá al Contratista revisar los tamaños y la disposición de los tendones indicados en los planos, siempre que las fuerzas de postesado y los momentos debidos a las fuerzas de postesado, es decir, las fuerzas multiplicadas por las excentricidades, no sean mayores que las representadas en los planos totalmente detallados y no más de 5 por ciento en exceso en ninguna sección. En este caso, la documentación técnica deberá exigir que el Contratista prepare planos dimensionales, establezca las pérdidas por fricción en el momento del tesado, y acepte la responsabilidad por las modificaciones.

6.14.2.3.9 c Documentación Técnica Preparada de Acuerdo con el Método B

Si el Ingeniero prepara la documentación técnica según lo especificado para el Método B, el Ingeniero será responsable por la suficiencia global de la estructura, incluyendo las etapas constructivas en las cuales se basa el diseño. La documentación técnica deberá permitir que el Contratista elija los tamaños de los tendones y la disposición de los mismos. La documentación técnica deberá exigir que el Contratista satisfaga el diagrama de momentos debido al pretensado luego de las pérdidas por fricción pero antes de las pérdidas por fluencia lenta, contracción y relajación, y que no lo supere en más del 5 por ciento, que sea totalmente responsable por los detalles de la disposición de los tendones, y que sea responsable por preparar planos detallados del corte y doblado de las armaduras no pretensadas en base a los requisitos indicados en la documentación técnica.

6.14.2.3.9 d Planos de Obra

Los planos de obra para el postesado y otros elementos embebidos, tales como las juntas de expansión, los apoyos y los bulones de anclaje, entregados por los proveedores deberán ser revisados y aprobados por el Ingeniero, quien verificará que sean adecuados para el diseño

conceptual y que satisfagan los planos y especificaciones de diseño. Si se modifica la documentación preparada de acuerdo con el Método A, o si la documentación técnica no contiene información dimensional detallada, como en el caso de aquella preparada de acuerdo con el Método B, será responsabilidad del Contratista coordinar la colocación de todos los elementos embebidos y corregir cualquier interferencia. La disposición de los elementos para el postesado gobernará la disposición de la armadura no pretensada. Si fuera necesario, se deberá ajustar la ubicación de la armadura no pretensada a fin de permitir la colocación de los tendones.

6.14.2.3.10 Dimensiones y Detalles de las Secciones Transversales Tipo Viga Cajón

6.14.2.3.10 a Espesor Mínimo de las Alas

Se prefiere un espesor de ala superior de 225 mm en el área de los anclajes para los tendones de postesado transversal. Se recomienda que el espesor mínimo de ala sea de 200 mm.

Los espesores de las alas superior e inferior no deberán ser menor que ninguno de los valores siguientes:

- 1/30 de la longitud libre entre almas o acartelamientos. Una dimensión menor requeriría nervios transversales con una separación igual a la longitud libre entre almas o acartelamientos.
- El espesor del ala superior no deberá ser menor que 225 mm en las zonas de anclaje si se utiliza postesado transversal ni menor que 200 mm fuera de las zonas de anclaje o para las losas pretensadas.

Si la luz libre entre almas o acartelamientos es mayor o igual que 4500 mm se deberá utilizar postesado o pretensado transversal. El diámetro de los cables utilizados para el pretensado transversal deberá ser menor o igual que 12,7 mm.

6.14.2.3.10 b Espesor Mínimo de las Almas

Se deberán aplicar los siguientes valores mínimo, con las excepciones aquí especificadas:

- Almas sin tendones de postesado longitudinal o vertical – 200 mm
- Almas con tendones de postesado longitudinal (o vertical) solamente – 300 mm
- Almas con tendones de postesado tanto longitudinal como vertical – 375 mm

El espesor mínimo de las almas nervuradas se puede tomar como 175 mm.

6.14.2.3.10 c Longitud en Voladizo del Ala Superior

La longitud en voladizo del ala superior, medida a partir del eje del alma, preferentemente no debería ser mayor que 0,45 veces la longitud interior del ala superior medida entre los ejes de las almas.

6.14.2.3.10 d Dimensiones Globales de la Sección Transversal

Preferentemente las dimensiones globales de la sección transversal de una viga cajón no deberán ser menores que las requeridas para limitar la flecha debida a la sobrecarga más las cargas de impacto, calculada usando el momento de inercia de la sección bruta y el módulo de elasticidad secante, a 1/1000 del tramo. La sobrecarga deberá consistir en todos los carriles de circulación totalmente cargados y ajustada según el número de carriles cargados como se especifica en el ***Artículo 4.3.2.1.*** La sobrecarga se deberá considerar uniformemente distribuida entre todos los elementos longitudinales solicitados a flexión.

El límite de $L/1000$ se eligió arbitrariamente de manera de proporcionar algún lineamiento respecto de las máximas flechas por sobrecarga que se anticipan para puentes de hormigón construidos por segmentos con secciones transversales en forma de viga cajón de dimensiones normales.

Utilizando una altura de viga y una separación de almas determinadas de acuerdo con los siguientes rangos de dimensiones, en general se obtendrán flechas satisfactorias:

- Viga de altura constante

$1/5 > do/L > 1/30$ óptimo 1/18 a 1/20

Donde:

d_o = altura de la viga (mm)

L = longitud de tramo entre apoyos (mm)

En el caso de las vigas lanzadas por tramos, la altura de la viga preferentemente deberá estar comprendida entre los siguientes límites:

Para L = 30,00 m, $1/15 < do/L < 1/12$

Para L = 60,00 m, $1/13,5 < do/L < 1/11,5$

Para L = 90,00 m, $1/12 < do/L < 1/11$

- Viga de altura variable con acartelamientos rectos en el pilar: $1/16 > do/L > 1/20$; óptimo 1/18, en el centro del tramo: $1/22 < do/L > 1/28$; óptimo 1/24

Se requerirá un diafragma en el punto en el cual el ala inferior cambia de dirección.

- Viga de altura variable con acartelamientos circulares o parabólicos en el pilar: $1/16 > d_o/L > 1/20$; óptimo 1/18, en el centro del tramo: $1/30 > d_o/L > 1/50$

Relación entre la altura y el ancho

Si $do/b \geq 1/6$, preferentemente se debería utilizar un cajón de una sola celda.

Si $do/b < 1/6$, preferentemente se debería utilizar un cajón de dos celdas.

Donde:

b = ancho del ala superior

Si en un cajón de una sola celda la relación entre la altura y el ancho supera los límites especificados será necesario realizar un análisis más riguroso, y es posible que se requieran vigas de borde longitudinales en el extremo del voladizo para distribuir las cargas que actúan en los voladizos. En tal caso, se debería realizar un análisis del retraso del corte. La distribución transversal de las cargas no aumenta sustancialmente cuando se utilizan tres o más celdas.

6.14.2.4 Tipos de Puentes por Segmentos

6.14.2.4.1 Requisitos Generales

Los puentes diseñados para superestructuras colocadas por segmentos deberán satisfacer los requisitos aquí especificados, en base al método de colocación del hormigón y a los métodos de montaje a utilizar.

Los puentes de hormigón por segmentos prefabricados normalmente se instalan mediante voladizos equilibrados, usando cerchas de montaje o colocación progresiva.

Los puentes instalados por voladizos equilibrados o colocación progresiva generalmente utilizan tendones internos. Los puentes construidos con cerchas de montaje pueden utilizar tendones internos, tendones externos, o una combinación de tendones internos y externos. Debido a consideraciones relacionadas con el peso de los segmentos, las longitudes de tramo para los puentes tipo cajón por segmentos prefabricados rara vez son mayores que 125,00 m, excepto en el caso de los puentes atirantados.

6.14.2.4.2 Detalles para las Construcciones con Segmentos Prefabricados

La resistencia a la compresión del hormigón de los segmentos prefabricados no deberá ser menor que 17 MPa antes de retirar los encofrados. Además, los segmentos deberán tener una edad equivalente a 14 días a 21ºC antes de colocarlos en la estructura.

En las almas de los puentes construidos con segmentos prefabricados deberá haber múltiples conectores de corte de pequeña amplitud en uniones machimbradas; estos conectores se deberán extender en la mayor parte del alma posible, manteniendo la compatibilidad con los otros detalles. Los detalles de los conectores de corte en las almas deberían ser similares a los ilustrados en la ***Figura 6.14.2.4.2- 1.***

También se deberán proveer conectores de corte en las losas superior e inferior. Los conectores en las losas superior e inferior pueden ser grandes conectores de un único elemento.

La intención de este requisito es limitar la magnitud de las flechas durante la etapa constructiva e impedir que se produzcan deflexiones erráticas y fluencia lenta.

Los conectores de corte de pequeña amplitud en las almas son menos susceptibles a los daños durante la etapa constructiva, daños que provocan pérdida del control de la geometría, que los grandes conectores de un único elemento. Los conectores de corte en las alas superior e inferior son menos susceptibles a este tipo de daños.

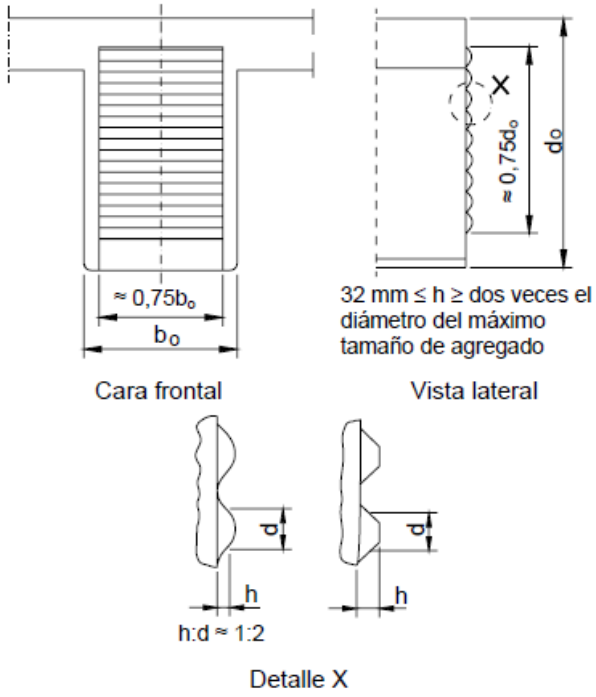


Figura 6.14.2.4.2-1 – Ejemplos de conectores de pequeña amplitud

Las uniones en los puentes construidos por segmentos prefabricados deberán ser ya sea cierres hormigonados in situ o bien uniones machimbradas.

En los puentes construidos por segmentos prefabricados con tendones de postesado internos se deberán utilizar uniones adherentes.

El machimbrado es necesario para asegurar el control de la geometría cuando se arman nuevamente los segmentos.

El epoxi en ambas caras funciona como lubricante durante la colocación de los segmentos, impide el ingreso de agua, constituye un sello para impedir intercambios durante la inyección, y provee algo de resistencia a la tracción en la unión.

Un sistema de pretensado temporario deberá proveer como mínimo una tensión de compresión de 0,21 MPa y una tensión promedio de 0,28 MPa a través de la junta hasta que la resina epoxi haya sido curada.

6.14.2.4.3 Detalles para las Construcciones con Segmentos Hormigonados In Situ

Se deberá especificar que las uniones entre segmentos hormigonados in situ deben tener una rugosidad intencional que exponga los agregados gruesos, o bien que sean con conectores.

La especificaciones sobre construcción del presente Manual, requieren que las uniones verticales tengan conectores. Sin embargo, se anticipa que cuidando de lograr una buena rugosidad durante la preparación de las uniones se asegurará la adherencia entre los segmentos, logrando una mejor resistencia al corte que la que se puede lograr usando conectores.

El ancho de las juntas de cierre deberá permitir el acoplamiento de las vainas de los tendones.

Se deberán proveer diafragmas en los estribos, pilas, uniones articuladas y puntos de quiebre del ala inferior en las estructuras con acartelamientos rectos. Los diafragmas deberán ser macizos en las pilas y estribos, excepto por las aberturas de acceso y para colocación de tuberías para servicios. Los diafragmas deberán tener como mínimo el ancho requerido por el diseño, con un vuelo mínimo sobre los apoyos, no menor que 150 mm.

6.14.2.4.4 Construcción por Voladizos

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar tanto a la construcción por voladizos prefabricados como a la construcción por voladizos hormigonados in situ.

Los tendones longitudinales se pueden anclar en las almas, en la losa, o en tacos para anclajes que sobresalen del alma o la losa. En cada segmento se deberán anclar como mínimo dos tendones longitudinales.

En la porción en voladizo de la estructura se deberá investigar el vuelco durante el montaje. El factor de seguridad contra el vuelco no deberá ser menor que 1,5 bajo ninguna combinación de cargas, según se especifica en el ***Artículo 6.14.2.3.3***. La velocidad mínima del viento a utilizar en los análisis de estabilidad durante el montaje deberá ser igual a 90 km/h, a menos que mediante análisis o registros meteorológicos se obtenga una mejor estimación de la velocidad del viento.

Se deberán anclar tendones de continuidad como mínimo un segmento más allá del punto en el cual teóricamente son requeridos para las tensiones.

La documentación técnica deberá especificar las longitudes de los segmentos supuestas en el diseño.

Cualquier modificación propuesta por el Contratista se deberá apoyar en nuevos análisis de la construcción y cálculo de las tensiones finales.

La documentación técnica deberá especificar el peso del encofrado deslizante supuesto en los cálculos de tensiones y flechas.

Durante el montaje se puede proveer estabilidad mediante conexiones columna/superestructura resistentes al momento, apuntalamientos, o una viga de lanzamiento.

Las cargas a considerar incluyen los equipos de construcción, los encofrados, los materiales almacenados o acopiados, y la carga del viento.

La velocidad de 90 km/h corresponde al factor de carga 0,30 de la ***Tabla 4.5.1-1***.

Debido al retraso del corte, la fuerza en los tendones requiere una "longitud de inducción" antes de poder asumir que es efectiva en la totalidad de la sección.

Para la construcción por voladizos libres, las longitudes de los segmentos generalmente están comprendidas entre 3,00 y 5,50 m. Las longitudes pueden variar dependiendo del método constructivo utilizado, la longitud de tramo y la ubicación de los segmentos dentro del tramo.

El peso de los encofrados deslizantes para un típico puente de 12.00 m de ancho de dos carriles con segmentos de 4,50 a 4,85 m se puede estimar entre 700 y 800 kN. El peso de los encofrados deslizantes para secciones tipo cajón de dos celdas de mayor ancho puede ser de hasta 1.250 kN. En el caso de los segmentos de mayor altura y mayor peso, la longitud de los segmentos se ajusta para controlar su peso.

Para obtener un valor de diseño correspondiente al peso de los encofrados deslizantes, se recomienda consultar a contratistas que tengan experiencia en este tipo de construcciones.

6.14.2.4.5 Construcción Tramo por Tramo

En el diseño de puentes construidos tramo por tramo, se deberán considerar las tensiones constructivas acumuladas debido a los cambios del sistema estructural a medida que progresa la construcción.

Se deberán considerar las tensiones debidas a los cambios del sistema estructural, en particular los efectos de la aplicación de una carga a un sistema y a su retiro de otro sistema diferente. Se deberá tomar en cuenta la redistribución de tales tensiones mediante fluencia lenta, y las posibles variaciones de la velocidad y magnitud de la fluencia lenta.

La construcción tramo por tramo se define como una construcción en la cual los segmentos, ya sea prefabricados u hormigonados in situ, se ensamblan o cuelan en encofrados que soportan un tramo completo entre pilas permanentes. Los encofrados se retiran luego del postesado para hacer que el tramo sea capaz de soportar su peso propio y cualquier carga constructiva.

Una vez que se colocan los tramos adyacentes se puede utilizar un tesado adicional para desarrollar continuidad sobre las pilas.

6.14.2.4.6 Construcciones Lanzadas por Tramos

6.14.2.4.6 a Requisitos Generales

En todas las etapas de lanzamiento las tensiones no deberán superar los límites especificados en el ***Artículo 6.9.4,*** para elementos con armadura adherente a través de la unión y tendones internos.

Se deberán tomar recaudos para resistir las fuerzas de fricción en la subestructura durante el lanzamiento, y para soportar la superestructura si la estructura se lanza sobre una pendiente. Para determinar las fuerzas de fricción críticas se deberá asumir que la fricción sobre los apoyos de lanzamiento varía entre 0 y 4 por ciento, cualquiera sea el valor que resulte más crítico. El valor superior se puede reducir a 3,5 por ciento, si durante la construcción se monitorean las deformaciones de las pilas y las fuerzas del gato utilizado para el lanzamiento.

Las vigas lanzadas por tramos soportan inversión de los momentos durante el lanzamiento. Para reducir las tensiones durante el lanzamiento se pueden utilizar pilas temporarias y/o una nariz de lanzamiento.

Estos coeficientes de fricción sólo son aplicables para los apoyos que emplean una combinación de Teflón virgen y acero inoxidable con una rugosidad menor que $2,5 \times 10^{-3}$ mm.

6.14.2.4.6 b Solicitaciones Debidas a las Tolerancias Constructivas

Las solicitaciones debidas a las siguientes tolerancias constructivas admisibles se deberán superponer a las solicitaciones resultantes de las cargas gravitatorias:

- En la dirección longitudinal entre dos apoyos adyacentes 5 mm.
- En la dirección transversal entre dos apoyos adyacentes 2,5 mm.
- Entre el área de fabricación y los equipos de lanzamiento en la dirección longitudinal y transversal 2,5 mm.
- Desviación lateral en el exterior de las almas 2,5 mm.

La fuerza horizontal que actúa en las guías laterales de los apoyos de lanzamiento no se deberá tomar menor que 1% (1 por ciento) de la reacción de apoyo vertical.

Para las tensiones durante la construcción, la mitad de las solicitaciones debidas a las tolerancias constructivas y la mitad de las solicitaciones debidas a la temperatura de acuerdo con el ***Artículo 6.14.2.3,*** se deberán superponer con las solicitaciones debidas a las cargas gravitatorias. Las tensiones de tracción en el hormigón debidas a los momentos combinados no deberá ser mayor que 0,58 $f'c$.

6.14.2.4.6 c Detalles de Diseño

Las pilas y los diafragmas de la superestructura en las pilas se deberán diseñar para permitir el tesado de la superestructura durante todas las etapas de lanzamiento y la instalación de los apoyos permanentes. Se deberán considerar las fuerzas friccionales durante el lanzamiento.

Se deberán investigar las tensiones locales que se pueden desarrollar en la parte inferior del alma durante el lanzamiento. Se deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- Las placas de lanzamiento se deberán ubicar a una distancia no menor que 75 mm a partir del exterior del alma,
- El recubrimiento de hormigón entre el intradós y las vainas de pretensado no deberá ser menor que 150 mm; y
- Se deberán investigar las presiones de apoyo en la esquina alma/intradós y los efectos de las vainas no inyectadas y cualquier excentricidad entre el punto donde se intersecan los ejes del alma y la losa inferior y el eje del apoyo.

En la ***Figura 6.14.2.4.6c-1,*** se ilustran los límites dimensionales para la colocación de los apoyos de lanzamiento. En la ***Figura 6.14.2.4.6c-2,*** se ilustra la excentricidad entre el punto donde se intersecan los ejes del alma y la losa inferior y el eje del apoyo.

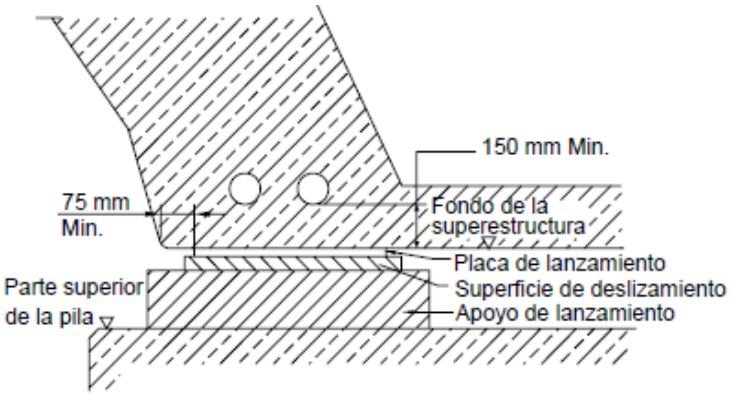


Figura 6.14.2.4.6c-1 – Ubicación de las placas de lanzamiento

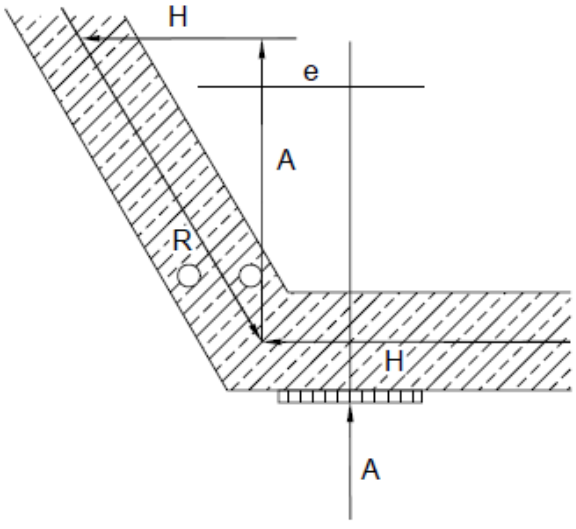


Figura 6.14.2.4.6c-2 – Reacción excéntrica en las placas de lanzamiento

Los tendones rectos requeridos para el lanzamiento se deberán ubicar en las losas superior e inferior de las vigas cajón, y en el tercio inferior del alma de las vigas Te. En una junta de construcción no se deberán acoplar más del 50 por ciento de los tendones. Los anclajes y ubicaciones para los tendones rectos se deberán diseñar para la resistencia del hormigón en el momento del tesado.

Las caras de las juntas de construcción deberán tener conectores de corte o superficie con una rugosidad mínima de 6 mm. Se deberá proveer armadura no pretensada adherente longitudinal y transversalmente en todas las superficies de hormigón a través de la junta y en una distancia de 2,10 m a cada lado de la junta. La armadura mínima deberá ser equivalente a barras No. 13 con una separación de 125 mm.

Durante el lanzamiento las tensiones en cada sección transversal cambian de tracción a compresión. Estas tensiones de tracción durante el lanzamiento son compensadas por los tendones rectos. Los tendones rectos se tesan a una edad temprana del hormigón (por ejemplo, 3 días).

Los apoyos de lanzamiento inclinados, a diferencia de los apoyos horizontales permanentes, crean fuerzas en los gatos de tesado y en la parte superior de las pilas.

5.14.2.4.6 d Diseño de los Equipos Constructivos

Si la documentación técnica indica los equipos a utilizar para el lanzamiento por tramos, el diseño de estos equipos deberá incluir, aunque no se deberá limitar a, las siguientes características:

- Las tolerancias constructivas en la superficie de deslizamiento en la parte inferior de la nariz de lanzamiento se deberán limitar a las correspondientes a la superestructura, como se especifica en el ***Artículo 6.14.2.4.6b***.
- Se deberá investigar la introducción de las reacciones de apoyo en la nariz de lanzamiento con respecto a su resistencia, estabilidad y deformación.
- Los apoyos de lanzamiento se deberán diseñar de manera tal que puedan compensar desviaciones locales de la superficie de deslizamiento de hasta 2 mm mediante deformación elástica.
- El equipo de lanzamiento se deberá dimensionar considerando la fricción de acuerdo con la ***Sección 6.14.2.4.6a*** y el gradiente real de la superestructura.
- El equipo de lanzamiento se deberá diseñar de manera de garantizar que una falla de la energía eléctrica no provocará el deslizamiento no controlado de la superestructura.
- El coeficiente de fricción entre el hormigón y las superficies de acero perfilado endurecido del equipo de lanzamiento se deberá tomar como 60 por ciento en el estado límite de servicio, y la fricción deberá ser 30 por ciento mayor que las fuerzas generadas durante el lanzamiento.

Los encofrados para las superficies de deslizamiento debajo y por fuera del alma deberán ser resistentes al desgaste y suficientemente rígidos para asegurar que su flecha durante el hormigonado no sea mayor que 2 mm.

6.14.2.4.7 Puentes de Vigas por Segmentos Prefabricados

6.14.2.4.7 a Requisitos Generales

Los puentes de vigas por segmentos prefabricados se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos indicados en estas Especificaciones y de acuerdo con los requisitos adicionales de esta sección.

6.14.2.4.7 b Armadura de los Segmentos

Los segmentos de los puentes de vigas por segmentos preferentemente se deberán pretensar para las cargas permanentes y para todas las cargas constructivas a fin de limitar la tensión de tracción en el hormigón a 0,25 *f'c.*

Si se utilizan segmentos sin armadura pretensada se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.7.3.4.***

6.14.2.4.7 c Uniones

Las uniones hormigonadas in situ eliminan la necesidad de realizar uniones machimbradas.

El ancho de las uniones hormigonadas in situ, deberá permitir la colocación de los acoplamientos de los conductos y la correcta vibración del hormigón. La resistencia a la compresión del hormigón de la unión a una edad especificada deberá ser compatible con las limitaciones de las tensiones de diseño. A las caras de los elementos prefabricados se les deberá imprimir una rugosidad intencional que exponga los agregados gruesos, o bien, se deberán utilizar conectores de corte de acuerdo con el ***Artículo 6.14.2.4.2***.

Las uniones machimbradas con resina epoxi para los puentes de vigas por segmentos se deberán diseñar de acuerdo con el ***Artículo 6.14.2.4.2***. Se deberá aplicar una compresión mínima de 0,28 MPa a la unión durante el "período de apertura " de la resina epoxi.

6.14.2.4.7 d Postesado

Se puede aplicar postesado antes y/o después de colocar el hormigón del tablero. Se puede aplicar parte del postesado para proveer continuidad a las vigas antes de colocar el hormigón del tablero, aplicando el resto una vez colocado este hormigón. El uso de acoplamientos deberá satisfacer lo indicado en el ***Artículo 6.10.3.5***, cuidando especialmente el efecto de los vacíos para los acoplamientos sobre las propiedades de la sección en el momento de aplicar el postesado.

Si hay tendones que terminan en la parte superior de la sección de una viga, la documentación técnica deberá exigir que la abertura de la vaina se proteja durante la construcción a fin de evitar la acumulación de desechos. En los puntos más bajos de los tendones se deberán proveer drenajes.

6.14.2.5 Uso de Métodos Constructivos Alternativos

Cuando la documentación técnica así lo permita, se podrá permitir que el Contratista elija métodos constructivos alternativos y un esquema de postesado modificado apropiado para el método constructivo elegido.

En este caso, el Contratista deberá presentar un análisis estructural que documente que las fuerzas de postesado y las excentricidades indicadas en los planos satisfacen todos los requisitos de las especificaciones de diseño. Si se requiere postesado adicional durante alguna etapa de la construcción o por algún otro motivo, se deberá demostrar que las tensiones en las secciones críticas de la estructura definitiva satisfacen los requisitos sobre tensiones admisibles indicados en las especificaciones de diseño.

Estará permitido retirar el postesado temporario para lograr dichas condiciones. Estará permitido utilizar armadura adicional no pretensada para las diferentes etapas de la construcción. Todos los materiales adicionales requeridos durante las diferentes etapas de la construcción, deberán ser provistos por el Contratista sin costo alguno para el Comitente.

Se pueden incluir requisitos de ingeniería de valor agregado en los requisitos especiales del contrato, que permitan métodos constructivos alternativos que requieran un rediseño total de la estructura definitiva. Los costos de ingeniería del Contratista para la preparación del diseño de valor agregado y los costos de ingeniería del Propietario para la verificación del diseño serán considerados parte del costo del rediseño de la estructura.

Ninguna propuesta de ingeniería alternativa deberá modificar la separación de las pilas, su alineación, el aspecto exterior del hormigón ni las dimensiones, excepto en aquellos casos en los cuales la documentación técnica específicamente permita tales cambios.

Para la ingeniería alternativa o de valor agregado, el Contratista deberá proveer un conjunto completo de cálculos de diseño y documentación técnica revisada. El diseño alternativo deberá ser preparado por un Profesional de la Ingeniería con experiencia en el diseño de puentes por segmentos. Al aceptar el nuevo diseño alternativo, el Profesional de la Ingeniería responsable por el nuevo diseño se convertirá en el nuevo Diseñador o Ingeniero Responsable.

6.14.2.6 Subestructuras de los Puentes por Segmentos

6.14.2.6.1 Requisitos Generales

El diseño de las pilas y estribos deberá satisfacer los requisitos de la ***Sección 9*** y los requisitos de la presente sección. Se deberán considerar las cargas, momentos y cortes de montaje impuestos a las pilas y estribos por el método constructivo indicado en la documentación técnica.

Se deberán indicar los apoyos y arriostramientos auxiliares requeridos. Sin embargo, las pilas construidas con segmentos rectangulares prefabricados se deberán diseñar de acuerdo con el ***Artículo 6.7.4.7***. El área de armadura longitudinal no pretensada discontinua puede ser como se especifica en el ***Artículo 6.14.2.6.3***.

6.14.2.6.2 Combinaciones de Cargas Durante la Construcción

Para las subestructuras por segmentos se deberán calcular las tensiones de tracción durante la construcción para las combinaciones de cargas aplicables de la ***Tabla 6.14.2.3.3-1.***

6.14.2.6.3 Armadura Longitudinal de las Pilas Construidas con Segmentos Rectangulares Huecos Prefabricados

El área mínima de armadura longitudinal no pretensada discontinua en las pilas construidas con segmentos rectangulares huecos prefabricados deberá satisfacer los requisitos de armadura de contracción y temperatura especificados en el ***Artículo 6.10.8.***

La armadura longitudinal mínima de las pilas construidas con segmentos rectangulares huecos prefabricados se basa en el **Artículo 6.10.8** sobre armadura de contracción y temperatura. Este requisito refleja el comportamiento satisfactorio de varias pilas por segmentos construidas con cuantías de armadura longitudinal comprendidas entre 0,0014 y 0,0028. En las pilas construidas con segmentos prefabricados las barras longitudinales discontinuas no soportan cargas significativas. La armadura de tracción de estas pilas es provista por los tendones de postesado.

6.14.3 ARCOS

6.14.3.1 Requisitos Generales

La forma de un arco se deberá seleccionar con el objetivo de minimizar la flexión bajo el efecto combinado de las cargas permanentes y temporarias.

6.14.3.2 Nervaduras de los Arcos

La estabilidad en el plano de la(s) nervadura(s) de los arcos se deberá investigar utilizando un módulo de elasticidad y un momento de inercia apropiado para la combinación de cargas y momento en dicha(s) nervadura(s).

En lugar de un análisis más riguroso, la longitud efectiva de pandeo se puede estimar como el producto entre la longitud de la mitad de la luz del arco y el factor especificado en la ***Tabla 5.5.3.2.2c-1.***

Para el análisis de las nervaduras de los arcos se pueden aplicar los requisitos del ***Artículo 5.5.3.2.2.*** Si se utiliza la corrección aproximada para momento de segundo orden especificada en el ***Artículo 5.5.3.2.2c***, se podrá calcular un módulo secante a corto plazo estimado en base a una resistencia igual a 0,40 $f'c$, como se especifica en el ***Artículo 6.4.2.4***.

Las nervaduras de los arcos se deberán armar como elementos solicitados a compresión. La armadura mínima igual a 1% (1 por ciento) del área bruta de hormigón se deberá distribuir uniformemente en la sección de la nervadura. Se deberá proveer armadura de confinamiento como la requerida para las columnas.

Los muros de enjuta sin relleno de más de 7,50 m de altura, se deberán arriostrar mediante contrafuertes o diafragmas.

Los muros de enjuta deberán tener juntas de expansión.

Se deberá proveer armadura de temperatura correspondiente a la separación de las juntas.

El muro de enjuta se deberá unir en el arranque.

El relleno del muro de enjuta deberá tener un drenaje efectivo. Se deberán proveer filtros para impedir que los drenes se taponen con material fino.

El drenaje del relleno del muro de enjuta es importante para garantizar la durabilidad del hormigón de la nervadura y de los muros de enjuta, y para controlar el peso unitario del relleno. Los detalles del drenaje deberían evitar que el agua drenada escurra por las nervaduras.

La estabilidad puede estar gobernada por la estabilidad bajo cargas de larga duración con un módulo de elasticidad reducido. En esta condición, típicamente habrá poco momento flector en la nervadura, el módulo de elasticidad adecuado será el módulo tangente a largo plazo, y el momento de inercia adecuado será el de la sección transformada. Bajo condiciones de carga temporaria, el módulo de elasticidad adecuado será el módulo tangente a corto plazo y el momento de inercia apropiado, será el correspondiente a la sección fisurada, incluyendo los efectos de la carga axial mayorada.

El valor indicado se puede utilizar en los cálculos de estabilidad, ya que la dispersión de la relación entre el módulo de elasticidad pronosticado y el módulo de elasticidad real es mayor que la diferencia entre el módulo tangente y el módulo secante para los rangos de tensiones habituales.

El módulo a largo plazo se puede hallar dividiendo el módulo a corto plazo por el coeficiente de fluencia lenta.

Bajo ciertas condiciones, el momento de inercia se puede tomar como la sumatoria del momento de inercia del tablero y de las nervaduras en el punto correspondiente a un cuarto del tramo. Para predecir la carga de pandeo en el plano se puede utilizar un análisis mediante grandes deformaciones. Los momentos de segundo orden se pueden estimar de manera preliminar sumando a los momentos de primer orden el producto entre el empuje y la deflexión vertical de la nervadura en el punto considerado.

6.14.4 SUPERESTRUCTURAS DE LOSAS

6.14.4.1 Superestructuras de Losas Macizas Hormigonadas In Situ

Las losas hormigonadas in situ armadas longitudinalmente pueden tener armadura convencional o armadura pretensada, y se pueden utilizar como puentes tipo losa o como losa superior de una alcantarilla.

La distribución de la sobrecarga se puede determinar mediante un análisis bidimensional o bien como se especifica en el ***Artículo 5.6.2.3.*** Las losas y los puentes de losa diseñados para momento de acuerdo con el ***Artículo 5.6.2.3*** se pueden considerar satisfactorios desde el punto de vista del esfuerzo de corte.

Se deberán proveer vigas de borde como se especifica en el ***Artículo 7.7.1.4***

Se deberá colocar armadura transversal de distribución en la parte inferior de todas las losas, excepto en las losas superiores de alcantarillas o losas de puente, si la altura del relleno sobre la losa es mayor que 600 mm. La cantidad de armadura transversal inferior se puede determinar mediante un análisis bidimensional, o bien la cantidad de armadura de distribución se puede tomar como el porcentaje de la armadura principal requerida para momento positivo de la siguiente manera:

- Para construcciones de hormigón armadas longitudinalmente:

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\% \qquad (6.14.4.1\text{-}1)$$

- Para construcciones pretensadas longitudinalmente:

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \frac{f_{pe}}{410} \leq 50\% \qquad (6.14.4.1\text{-}2)$$

Donde:

L = longitud de tramo (mm)

fpe = tensión efectiva en el acero de pretensado después de las pérdidas (MPa)

La armadura transversal de contracción y temperatura en la parte superior de las losas deberá satisfacer los requisitos del ***Artículo 6.10.8.***

En este tipo sencillo de superestructura de puente, la losa de tablero también funciona como el principal elemento portante. La losa de hormigón, que puede ser maciza, aligerada o nervurada, se apoya directamente en las subestructuras.

Los requisitos se basan en el comportamiento de las estructuras relativamente pequeñas construidas hasta la fecha. Cualquier variación respecto de las prácticas exitosas del pasado en relación con el uso de unidades de mayor tamaño que pudieran ser factibles tanto estructural como económicamente dentro del marco de estas Especificaciones se debería revisar cuidadosamente.

6.14.4.2 Superestructuras de Losas Aligeradas Hormigonadas In Situ

6.14.4.2.1 Dimensiones de la Sección Transversal

Las superestructuras de losas aligeradas coladas in situ se pueden postesar tanto longitudinal como transversalmente.

Para el caso de vacíos circulares, la separación entre los centros de los vacíos no debería ser menor que la altura total de la losa, y el mínimo espesor de hormigón tomado en el eje del vacío perpendicular a la superficie exterior no deberá ser menor que 140 mm.

Para el caso de vacíos rectangulares, el ancho transversal del vacío no debería ser mayor que 1,5 veces la altura del vacío, el espesor del alma entre los vacíos no debería ser menor que 20 por ciento de la altura total del tablero, y el mínimo espesor de hormigón sobre los vacíos no deberá ser menor que 175 mm.

La altura del ala inferior deberá satisfacer los requisitos especificados en el **Artículo 6.14.1.3.1b**.

Si los vacíos satisfacen estos requisitos dimensionales y si la relación de vacíos determinada en base al área de la sección transversal no es mayor que 40 por ciento, la superestructura se puede analizar como si fuera una losa, usando ya sea los requisitos del ***Artículo 5.6.2.3*** o bien un análisis bidimensional para placas isótropas.

Si la relación de vacíos es mayor que 40 por ciento, la superestructura se deberá tratar como una construcción celular y se deberá analizar como:

- Un cajón monolítico de múltiples celdas, como se especifica en la ***Tabla 5.6.2.2.1-1***, Sección Transversal Típica: (d)
- Una placa ortótropa; o
- Un continuo tridimensional.

En la ***Figura 6.14.4.2.1-1,*** se ilustra la sección transversal de un típico sistema de tablero de hormigón con vacíos redondeados. *PT* indica postesado.

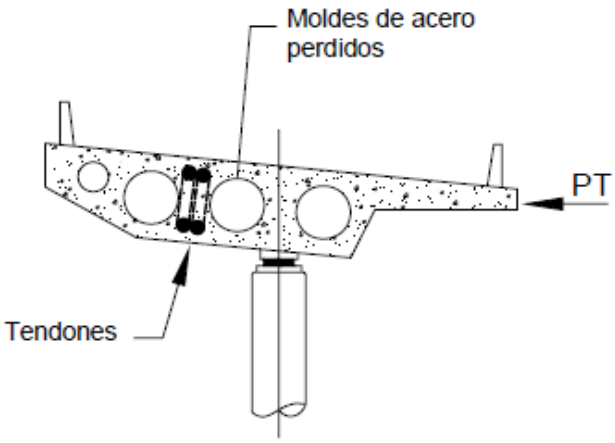


Figura 6.14.4.2.1-1 – Sección transversal de un típico sistema de tablero aligerado

Las dimensiones indicadas en este artículo para la separación y tamaño de los vacíos se basan en experiencias pasadas, y se anticipa que con ellas se obtendrán resultados seguros. Estos valores se pueden considerar como valores de diseño preliminares.

6.14.4.2.2 Mínimo Número de Apoyos

Las columnas se pueden enmarcar en la superestructura, o bien se pueden utilizar apoyos simples para los apoyos internos de las estructuras continuas. En los extremos se deberán utilizar como mínimo dos apoyos.

La rotación transversal de la superestructura no deberá ser mayor que (0,5%) 0,5 por ciento en los estados límites de servicio.

La elevada rigidez torsional de los tableros de hormigón aligerados y la estabilidad propia de las estructuras continuas curvas en el plano horizontal permiten utilizar un único apoyo en las pilas internas. Se requiere un mínimo de dos apoyos en los estribos para asegurar la estabilidad torsional en las zonas extremas. Si no se puede satisfacer el requisito sobre rotación torsional, en algunas pilas internas se pueden utilizar pares de apoyos.

6.14.4.2.3 Secciones Macizas en los Extremos

En cada uno de los extremos de un tramo se deberá proveer una sección maciza de al menos 900 mm de longitud, pero esta longitud no debe ser menor que 5% (5 por ciento) de la longitud del tramo. Las zonas de anclaje postesadas deberán satisfacer los requisitos especificados en el ***Artículo 6.10.9.*** En ausencia de un análisis más refinado, las secciones macizas del tablero se pueden analizar como una viga transversal que distribuye las fuerzas a los apoyos del puente y a los anclajes de postesado.

La idea es permitir la distribución de las fuerzas concentradas de postesado y apoyo a las secciones aligeradas. Para los tableros relativamente anchos, analizar las secciones macizas como si se tratara de vigas constituye una aproximación aceptable. Para los tableros de gran altura y poco ancho, se aconseja utilizar un análisis tridimensional o un modelo de bielas y tirantes.

6.14.4.2.4 Requisitos Generales de Diseño

Para las losas aligeradas que satisfacen los requisitos del ***Artículo 6.14.4.2.1***, no es necesario combinar las solicitaciones globales y locales debidas a las cargas de rueda. El ala superior de un tablero con vacíos rectangulares se puede analizar y diseñar como una losa con marco, o bien se la puede diseñar usando los requisitos del procedimiento empírico especificado el ***Artículo 7.7.2.***

La parte superior de la losa sobre vacíos circulares formados con moldes de acero se deberá postesar transversalmente. En el mínimo espesor del hormigón, la precompresión media luego de todas las pérdidas, según lo especificado en el ***Artículo 6.9.5***, no deberá ser menor que 3,5 MPa. Si se aplica postesado transversal no será necesario proveer armadura adicional en el hormigón sobre los vacíos circulares.

La armadura transversal de contracción y temperatura en la parte inferior de la losa aligerada, deberá satisfacer los requisitos del ***Artículo 6.10.8***.

Los tableros continuos aligerados se deberían postesar longitudinalmente. A menos que en este artículo se especifique lo contrario o que sea necesaria por razones constructivas, si se utiliza pretensado longitudinal no es necesario colocar armadura longitudinal global adicional.

La experiencia indica que debido a una combinación de momento flector transversal, contracción del hormigón alrededor del encofrado de acero y el efecto de Poisson, cuando se emplean encofrados metálicos se tienden a desarrollar elevadas tensiones de tracción transversales en la parte superior del tablero, provocando excesiva fisuración en el eje del vacío. La mínima tensión de pretensado especificada para contrarrestar esta tracción representa un valor conservador. La intención de la armadura transversal de temperatura en la parte inferior de los tableros aligerados es también limitar las fisuras provocadas por los momentos positivos transversales debidos al postesado.

La viga transversal maciza oculta sobre una pila interna se puede postesar.

6.14.4.2.5 Zonas Comprimidas en Áreas de Momento Negativo

En las pilas internas, la parte de la sección transversal solicitada a compresión se puede considerar como una columna horizontal y se puede armar como tal.

Ensayos realizados sobre estructuras continuas postesadas de dos tramos indican que la primera falla ocurre en las zonas comprimidas inferiores adyacentes al apoyo en la pila interna. La falla es provocada por una combinación de corte y compresión en estos puntos del ala inferior. La mejor alternativa consiste en tratar el cordón inferior como una columna con una cuantía de armadura de 1% (1 por ciento) y estribos de columna como se especifica en el **Artículo 6.10.6.**

6.14.4.2.6 Drenaje de los Vacíos

Se deberá proveer un drenaje adecuado para los vacíos de acuerdo con los requisitos del ***Artículo 1.4.3.7.***

En estos sistemas de tablero ocasionalmente se pueden formar fisuras lo suficientemente grandes como para permitir que ingrese agua en los vacíos. La acumulación de agua aumenta las cargas gravitatorias y puede provocar daños estructurales.

6.14.4.3 Puentes con Tableros de Elementos Prefabricados

6.14.4.3.1 Requisitos Generales

Se pueden disponer unidades prefabricadas de hormigón adyacentes entre sí en la dirección longitudinal y unirlas transversalmente de manera que formen un sistema de tablero. Las unidades prefabricadas de hormigón pueden ser continuas ya sea exclusivamente para cargas temporarias o bien, tanto para cargas permanentes como temporarias. La continuidad entre tramos, si se provee, deberá satisfacer los requisitos del ***Artículo 6.14.1.2.6***.

Si no se provee una sobrecapa de hormigón estructural, el espesor mínimo del hormigón deberá ser de 90 mm en la parte superior de los elementos con vacíos circulares y 140 mm en todos los demás elementos.

Las unidades prefabricadas pueden ser de sección maciza, aligerada, tipo cajón, Te y doble Te.

Se han observado casos en los cuales la fluencia lenta y contracción diferenciales debidas a diferentes edades, mezclas de hormigón, condiciones ambientales y condiciones de apoyo han provocado solicitaciones internas que son difíciles de predecir durante la etapa de diseño. Estas solicitaciones ocasionan problemas de mantenimiento y afectan de manera adversa el comportamiento estructural en general.

Las secciones estándares tipo losa aligerada y tipo cajón de hormigón pretensado, muchas veces empleadas para construir tableros de puentes prefabricados, se han utilizado exitosamente durante muchos años en puentes con y sin sobrecapas de hormigón.

Las losas pretensadas estándares con sobrecapa de hormigón tienen 90 mm, 100 mm y 115 mm de hormigón sobre vacíos de 200 mm, 250 mm y 300 mm de diámetro, respectivamente. Todas las vigas cajón estándares, incluyendo tanto las secciones de 900 mm de ancho como las de 1200 mm de ancho, se detallan con 140 mm de hormigón sobre los vacíos rectangulares que tienen esquinas achaflanadas.

6.14.4.3.2 Uniones con Transferencia de Corte

Los elementos longitudinales prefabricados se pueden unir transversalmente mediante un conector de corte de no menos de 175 mm de profundidad. Para los fines del análisis, las uniones con transferencia de corte se pueden modelar como articulaciones.

La unión se deberá llenar con mortero sin contracción que posea una resistencia a la compresión mínima de 35 MPa a las 24 horas.

Muchos puentes presentan señales de falla en las uniones cuando la transferencia de cargas entre los elementos depende exclusivamente de los conectores de corte, ya que el mortero está sujeto a una fisuración considerable. Se debería investigar el comportamiento a largo plazo de los conectores para verificar su fisuración y separación.

6.14.4.3.3 Uniones con Transferencia de Corte y Flexión

6.14.4.3.3 a Requisitos Generales

Los elementos longitudinales prefabricados se pueden unir entre sí mediante postesado transversal, capas de cierre hormigonadas in situ, una sobrecapa estructural, o una combinación de estos elementos.

La intención de estas uniones es proveerle al tablero continuidad y permitir que se comporte de forma monolítica.

6.14.4.3.3 b Diseño

Los tableros con uniones con transferencia de flexión y corte se deberían modelar como placas continuas, excepto que no se deberá utilizar el procedimiento de diseño empírico del ***Artículo 7.7.2***. Las uniones se deberán diseñar como elementos solicitados a flexión, satisfaciendo los requisitos del ***Artículo 6.14.1.2.8.***

Desde el punto de vista del modelado, estos sistemas de tablero de elementos prefabricados no difieren de los tableros hormigonados in situ de igual geometría.

6.14.4.3.3 c Postesado

El postesado transversal se deberá distribuir uniformemente en la dirección longitudinal. Se pueden dejar bloques para facilitar el empalme de las vainas de postesado. La altura comprimida de la unión no deberá ser menor que 175 mm, y la tensión de pretensado en la misma luego de todas las pérdidas no deberá ser menor que 1,7 MPa.

Al tesar tableros angostos se deberían minimizar las pérdidas por acuñamiento de los anclajes. Preferentemente las vainas deberían ser rectas y estar inyectadas.

Se sabe que la fuerza de postesado se difunde con un ángulo de 45º o más, y alcanza una distribución uniforme en una distancia corta a partir del anclaje de los cables.

También se sabe que la economía del pretensado mejora al aumentar la separación de las vainas. Por este motivo, no es necesario que la separación de las vainas sea menor que aproximadamente 1200 mm o el ancho del elemento que alberga los anclajes, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

6.14.4.3.3 d Juntas de Construcción Longitudinales

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.14.1.2.8.***

6.14.4.3.3 e Junta de Cierre Hormigonada In Situ

El hormigón de la capa de cierre deberá tener una resistencia comparable a la de los elementos prefabricados.

El ancho de la unión longitudinal deberá ser suficiente para permitir el desarrollo de la armadura en la unión, pero en ningún caso, el ancho de la unión deberá ser menor que 300 mm.

6.14.4.3.3 f Sobrecapa Estructural

Si se utiliza una sobrecapa estructural para calificar para una distribución de cargas mejorada según lo especificado en los ***Artículos 5.6.2.2.2 y 5.6.2.2.3***, el espesor de la sobrecapa de hormigón estructural no deberá ser menor que 115 mm. Se deberá proveer una capa de armadura isótropa de acuerdo con los requisitos del ***Artículo 6.10.8***. A la superficie superior de los elementos prefabricados se le deberá imprimir una rugosidad intencional.

La sobrecapa estructural se debería considerar como un elemento estructural, y se la debería diseñar y detallar como tal.

6.14.5 REQUISITOS ADICIONALES PARA ALCANTARILLAS

6.14.5.1 Requisitos Generales

Los aspectos del diseño de alcantarillas relacionados con el suelo se especifican en la ***Sección 10***.

6.14.5.2 Diseño a Flexión

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.7***.

6.14.5.3 Diseño al Corte de las Losas de las Alcantarillas Tipo Cajón

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.8***, a menos que este artículo los modifique. Para las losas de alcantarillas tipo cajón debajo de 600 mm o más de relleno, la resistencia al corte *Vc* se puede calcular como:

$$V_c = \left(0{,}178\sqrt{f_c'} + 32\frac{A_s}{bd_e}\frac{V_u d_e}{M_u} \right) b\, d_e \qquad (6.14.5.3\text{-}1)$$

Pero Vc no deberá ser mayor que

$$0{,}332\sqrt{f_c'}\, bd_e.$$

Donde:

As = área del acero de las armaduras en el ancho de diseño (mm^2)

de = altura efectiva entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)

Vu = corte debido a las cargas mayoradas (N)

Mu = momento debido a las cargas mayoradas (N·mm)

b = ancho de diseño, normalmente tomado igual a la unidad (mm)

Solamente para las alcantarillas tipo cajón de una sola celda, para las losas que forman marcos monolíticos con las paredes no es necesario tomar Vc menor que $0{,}332\sqrt{\ }\ b.d_e$ y para las losas simplemente apoyadas no es necesario tomar Vc menor que $0{,}332\sqrt{\ }\ b.d_e$

El valor $Vude/Mu$ no se deberá tomar mayor que 1,0 siendo *Mu* el momento mayorado que actúa simultáneamente con *Vu* en la sección considerada.

Para las losas de alcantarillas tipo cajón debajo de menos de 600 mm de relleno y para las paredes laterales se deberán aplicar los requisitos de los ***Artículos 6.8 y 6.13.3.6.***

Tal como fue propuesta originalmente, la ***Ecuación (5.14.5.3-1)*** incluía un multiplicador adicional para tomar en cuenta la compresión axial. Debido a que era relativamente pequeño, este efecto fue eliminado de la Ecuación (5.14.5.3-1). Sin embargo, si el Diseñador lo desea, puede incluir el efecto de la compresión axial multiplicando los resultados de la Ecuación (5.14.5.3-1) por (1 + 0,04 Nu/Vu).

SECCIÓN 7: TABLEROS Y SISTEMAS DE TABLEROS

7.1 CAMPO DE APLICACIÓN

Esta sección contiene requisitos para el análisis y diseño de tableros y sistemas de tableros de puentes de hormigón, sujetos a cargas gravitatorias.

Para los tableros de hormigón monolítico que satisfacen ciertas condiciones específicas, se permite un diseño empírico que no requiere análisis.

Siempre que sea técnicamente posible se requiere acción compuesta entre el tablero y los elementos que lo soportan.

Esta sección implícitamente contiene una filosofía de diseño según la cual, se prefieren los tableros y sistemas de tableros continuos, sin juntas, con el objetivo de mejorar la resistencia a la intemperie del puente en su conjunto, reducir los esfuerzos que demanda la inspección y los costos de mantenimiento, y aumentar la efectividad y la redundancia de la estructura.

7.2 DEFINICIONES

Accesorios del Tablero – Cordones, parapetos, barandas, barreras, divisorias y postes de iluminación y señalización unidos al tablero.

Acción de Arco – Fenómeno estructural según el cual las cargas de rueda se transmiten fundamentalmente mediante bielas comprimidas que se forman en la losa.

Tablero Celular – Tablero de hormigón cuya relación de vacíos es superior al 40 por ciento.

Luz Libre – Distancia entre las caras de los elementos de apoyo.

Junta de Cierre – Relleno de hormigón colado in situ entre elementos prefabricados con el objetivo de proveer continuidad.

Compatibilidad – Igualdad de deformación en la interfase entre elementos y/o componentes unidos entre sí.

Componente – Elemento estructural o combinación de elementos estructurales que requiere consideraciones de diseño individuales.

Acción Compuesta − Condición en la cual se hace que dos o más elementos o componentes actúen de forma conjunta impidiendo el movimiento relativo en la interfase entre ambos.

Continuidad − En los tableros, tanto continuidad estructural como capacidad de impedir la penetración de agua sin la ayuda de elementos no estructurales.

Altura del Núcleo − Distancia entre la parte superior de la armadura superior y la parte inferior de la armadura inferior de una losa de hormigón.

Tablero − Componente, con o sin superficie de rodamiento, que soporta las cargas de rueda en forma directa y es soportado por otros componentes.

Junta del Tablero − Interrupción total o parcial del tablero para permitir el movimiento relativo entre diferentes partes de una estructura.

Sistema de Tablero − Superestructura en la cual el tablero es integral con los componentes que lo soportan, o superestructura en la cual la deformación de los componentes de apoyo afecta significativamente el comportamiento del tablero.

Tramo de Diseño − Para los tableros, distancia entre los centros de elementos de apoyo adyacentes, considerada en la dirección principal.

Longitud Efectiva − Longitud de tramo utilizada para el diseño empírico de las losas de hormigón.

Elástico/a − Respuesta estructural en la cual la tensión es directamente proporcional a la deformación y no hay deformación residual luego de retirar las cargas.

Equilibrio − Estado en el cual la sumatoria de fuerzas paralela a cualquiera de los ejes y la sumatoria de los momentos respecto de cualquier eje espacial son iguales a 0,0.

Faja Equivalente − Elemento lineal artificial que se aísla de un tablero a los fines del análisis, en el cual las solicitaciones extremas calculadas para una línea de cargas de rueda, ya sea transversal o longitudinal, aproximarán las solicitaciones que realmente ocurren en el tablero.

Extremo − Máximo o mínimo.

Continuidad Flexional − Capacidad de transmitir momento y rotación entre diferentes elementos o dentro de un mismo elemento.

Viga de Tablero − Nombre tradicionalmente utilizado para designar las vigas transversales.

Huella − Área de contacto especificada entre una rueda y la superficie de la calzada.

Acción de Pórtico − Continuidad transversal entre el tablero y las almas de una sección transversal celular o entre el tablero y los componentes primarios en los puentes de grandes dimensiones.

Posición Determinante − Ubicación y orientación de una carga transitoria que provoca las solicitaciones extremas.

Inelástico/a − Respuesta estructural en la cual la tensión no es directamente proporcional a la deformación y puede haber alguna deformación residual luego de retirar las cargas.

Interfase − Ubicación donde están en contacto dos elementos y/o componentes.

Acción Compuesta Interna − Interacción entre un tablero y una sobrecapa estructural.

Placa Isótropa − Placa que tiene propiedades estructurales esencialmente idénticas en ambas direcciones principales.

Armadura Isótropa − Dos capas idénticas de armadura, perpendiculares y en contacto entre sí.

Lateral − Cualquier dirección horizontal o próxima a la horizontal.

Análisis Local − Estudio en profundidad de las tensiones y deformaciones en o entre componentes utilizando las solicitaciones obtenidas de un análisis global.

Profundidad Neta − Profundidad del hormigón, excluyendo el hormigón colado en las canaletas de un encofrado de metal corrugado.

Nervio Abierto − Nervio de un tablero ortótropo que consiste en una sola placa o sección laminada soldada a la placa del tablero.

Placa Ortótropa − Placa que tiene propiedades estructurales significativamente diferentes en ambas direcciones principales.

Sobrecapa de Relleno − Hormigón que se coloca sobre la parte superior del emparrillado metálico de un sistema de tablero de emparrillado metálico con sus vanos llenos o parcialmente llenos.

Acción Compuesta Parcial − Condición en la cual se hace que dos o más elementos o componentes actúen de forma conjunta disminuyendo, pero no eliminando, el movimiento relativo en la interfase entre ambos, o cuando los elementos conectados son demasiado flexibles para desarrollar plenamente la acción compuesta del tablero.

Dirección Primaria − En los tableros isótropos, dirección más corta; en los tableros ortótropos, dirección de los elementos portantes principales.

Dirección Secundaria − Dirección normal a la dirección primaria.

Construcción por Segmentos − Método de construcción de puentes en el cual se utilizan segmentos de hormigón prefabricados u hormigonados in situ con uniones machimbradas y unidos entre sí, mediante postesado longitudinal.

Conector de Corte − Dispositivo mecánico que impide los movimientos relativos tanto normales como paralelos a una interfase.

Continuidad frente al Corte − Condición en la cual se transmite corte y desplazamiento entre diferentes componentes o dentro de un mismo componente.

Llave de Corte − Vacío preformado en el lateral de un elemento prefabricado que se llena con mortero o sistema de depresiones y salientes que encastran las unas en las otras en la cara de los segmentos y cuya intención es proveer continuidad frente al corte entre los componentes.

Ángulo de Oblicuidad − Ángulo que forma el eje de un apoyo con una línea normal al eje longitudinal del puente, es decir, un ángulo de oblicuidad de 0º indica que se trata de un puente rectangular.

Separación − Distancia entre los centros de los elementos o componentes, como por ejemplo distancia entre los centros de las barras de armadura, vigas, apoyos, etc.

Encofrados Perdidos − Encofrados permanentes metálicos o de hormigón prefabricado que permanecen en su lugar una vez terminada la construcción.

Rango de Tensiones − Diferencia algebraica entre las tensiones extremas.

Sobrecapa Estructural − Sobrecapa adherida al tablero; consiste en hormigones no asfálticos.

Tándem − Dos ejes poco separados y de igual peso interconectados mecánicamente.

Retenida − Dispositivo mecánico que impide el movimiento relativo normal a una interfase.

Vacío − Discontinuidad interna del tablero que reduce su peso propio.

Tablero Aligerado − Tablero de hormigón en el cual el área de los vacíos no representa más del 40 por ciento del área bruta.

Rueda − Neumático o par de neumáticos en el extremo de un mismo eje.

Carga de Rueda − Un medio de la carga de eje de diseño especificada.

Superficie de Rodamiento − Sobrecapa o capa de desgaste que se coloca sobre el tablero estructural para protegerlo contra el desgaste, las sales y los efectos climáticos. La sobrecapa puede incluir impermeabilización.

Línea de Fluencia − Línea de rotulación plástica.

Análisis por Líneas de Fluencia − Método para determinar la capacidad de carga de un elemento en base a la formación de un mecanismo.

Método de las Líneas de Fluencia − Método de análisis para losas de hormigón en el cual se analizan varios patrones posibles de líneas de fluencia con el objetivo de determinar la mínima capacidad de carga.

7.3 SIMBOLOGÍA

A_s = área de una barra o cable de acero (mm^2)

a = mayor de las separaciones entre las almas de los nervios (mm)

d = profundidad efectiva; distancia entre la fibra extrema comprimida y el centro de gravedad de la armadura de tracción (mm)

f_r = tensiones de flexión fuera del plano en las almas de los nervios (MPa)

h = altura del tablero (mm)

h' = longitud de la porción inclinada del alma del nervio (mm)

k = factor que representa una distribución del momento flector a lo largo de un nervio

L = longitud de tramo considerada entre centros de los apoyos

P_{pt} = fuerza de pretensado por elemento de pretensado (N)

q = intensidad de la carga (MPa)

S = longitud de tramo efectiva

s = separación de las barras de pretensado (mm)

t = espesor de la losa o placa (mm)

t_d, e_f = altura efectiva de la placa de tablero, incluyendo el efecto rigidizador del acabado superficial (mm)

t_r = espesor del alma del nervio (mm)

ϕ = factor de resistencia

7.4 REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

7.4.1 ACCIÓN EN LAS INTERFASES

Excepto en el caso de los tableros de madera y los pisos consistentes en emparrillados abiertos, los tableros se deberán hacer compuestos con los elementos que los soportan, a menos que existan razones de peso que indiquen lo contrario. Los tableros no compuestos deberán estar conectados a los elementos que los soportan de manera de evitar la separación vertical.

Los conectores de corte y demás conexiones entre un tablero, excepto los tableros de madera y pisos consistentes en emparrillados abiertos, y los elementos que lo soporta se deberán diseñar para solicitaciones calculadas considerando acción compuesta plena, ya sea que al dimensionar los elementos primarios se considere o no dicha acción compuesta. Se deberán considerar las solicitaciones entre el tablero y los accesorios del tablero u otros componentes.

Se recomienda utilizar acción compuesta para mejorar la rigidez y economía de las estructuras.

7.4.2 DRENAJE DE LOS TABLEROS

La superficie del tablero deberá tener pendientes transversales y longitudinales de acuerdo con lo especificado en el ***Artículo 1.4.3.7***

En el diseño de los tableros se deberán considerar los efectos estructurales de las aberturas para drenaje.

7.4.3 ACCESORIOS DE HORMIGÓN

A menos que el Comitente especifique lo contrario, los cordones, parapetos, barreras y divisorias de hormigón deberían ser estructuralmente continuos. La consideración de su contribución estructural al tablero se debería limitar de acuerdo con los requisitos del ***Artículo 7.5.1.***

La experiencia indica que interrumpir los accesorios de hormigón en ubicaciones diferentes a las juntas del tablero, no satisface el propósito de aliviar las tensiones. En los parapetos de hormigón se han observado grandes fisuras, a distancias de apenas treinta centímetros (30 cm.) de las juntas abiertas. Un potencial aspecto negativo de la continuidad es el aumento de la fisuración en los accesorios.

7.4.4 APOYO DE LOS BORDES

A menos que el tablero se diseñe para soportar cargas de rueda en posiciones extremas con respecto a sus bordes, se deberán proveer apoyos en los bordes. Las vigas de borde no integrales deberán satisfacer los requisitos del ***Artículo 7.7.1.4.***

7.4.5 ENCOFRADOS PERDIDOS EN LOS VUELOS DEL TABLERO

En los vuelos de los tableros de hormigón no se deberán utilizar encofrados perdidos, excepto en el caso de los tableros metálicos con vanos llenos.

7.5 ESTADOS LÍMITES

7.5.1 REQUISITOS GENERALES

La contribución estructural aportada al tablero por un accesorio de hormigón se puede considerar para los estados límites de servicio y fatiga, pero no para los estados límites de resistencia o correspondientes a eventos extremos.

Excepto para los vuelos del tablero, si se satisfacen las condiciones especificadas en el ***Artículo 7.7.2*** se puede asumir que el tablero de hormigón satisface los requisitos para los estados límites de servicio, fatiga, y fractura y resistencia, y no será necesario que satisfaga los demás requisitos del presente artículo.

7.5.2 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

En los estados límites de servicio los tableros y sistemas de tableros se deberán analizar como estructuras totalmente elásticas y se deberán diseñar y detallar de manera de satisfacer los requisitos de la Sección 6. Para los tableros de emparrillado metálico y de hormigón se deberán considerar los efectos de la deformación excesiva del tablero, incluyendo las flechas.

Deformación del tablero se refiere a combadura local bajo las cargas de rueda, no a la deformación global de la superestructura.

Para estos sistemas de tablero, la flecha provocada por la sobrecarga más el incremento por sobrecarga dinámica no deberá ser mayor que los siguientes valores:

- $L/800$ en el caso de tableros sin tráfico peatonal,
- $L/1000$ en el caso de tableros con tráfico peatonal limitado, y
- $L/1200$ en el caso de tableros con tráfico peatonal significativo.

Donde:

L = longitud de tramo entre los centros de los apoyos

El principal objetivo de limitar las deformaciones excesivas del tablero es impedir la pérdida y desgaste de la superficie de rodamiento.

Típicamente, las deformaciones dinámicas son entre 15 y 20 por ciento de las deformaciones estáticas. Análisis realizados indican que para los sistemas de tablero, en lugar de los niveles de aceleración, se pueden utilizar las deformaciones estáticas.

7.5.3 ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA

No será necesario investigar la fatiga en los casos de:

• Tableros de hormigón.

Los tableros de emparrillado metálico, emparrillados llenos, emparrillados parcialmente llenos y emparrillados no llenos compuestos con losas de hormigón armado deberán satisfacer los requisitos del Artículo 5.6.2.1.8

Los tableros de hormigón, salvo aquellos utilizados en aplicaciones multiviga, se deberán investigar para los estados límites de fatiga como se especifica en el Artículo 6.5.3.

7.5.4 ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA

En los estados límites de resistencia los tableros y sistemas de tablero se pueden analizar ya sea como estructuras elásticas o como estructuras inelásticas, y se deberán diseñar y detallar de manera de satisfacer los requisitos de la Sección 6.

7.5.5 ESTADOS LÍMITES CORRESPONDIENTES A EVENTOS EXTREMOS

Los tableros se deberán diseñar para las solicitaciones transmitidas por el tráfico y las barandas combinadas utilizando las cargas, procedimientos de análisis y estados límites especificados en el ***Capítulo 11***. Para satisfacer este requisito se pueden utilizar ensayos de aceptación que satisfagan el ***Capítulo 11.***

7.6 ANÁLISIS

7.6.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS

Para los diferentes estados límites estará permitido utilizar los métodos de análisis elástico aproximados especificados en el Artículo 5.6.2.1, los métodos refinados especificados en el Artículo 5.6.3.2 o el método de diseño empírico para losas de hormigón especificado en el Artículo 7.7, de acuerdo con lo permitido por el Artículo 7.5.

No se debe interpretar que los métodos analíticos aquí presentados excluyen otros enfoques analíticos, siempre y cuando éstos hayan sido aprobados por el Comitente.

7.6.2 CARGAS

Las cargas, la posición de las cargas, el área de contacto de los neumáticos y las combinaciones de cargas deberán ser como se especifica en los requisitos de la ***Sección 4***.

7.7 LOSAS DE TABLERO DE HORMIGÓN

7.7.1 REQUISITOS GENERALES

7.7.1.1 Mínima Altura y Recubrimiento

A menos que el Comitente apruebe una altura menor, la altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm.

El mínimo recubrimiento de hormigón deberá satisfacer los requisitos del Artículo 6.12.3.

En el caso de losas cuya altura es menor que 1/20 de la longitud del tramo de diseño, se debería considerar aplicar pretensado en la dirección del tramo a fin de controlar la fisuración.

Las tolerancias constructivas se deben considerar cuidadosamente en el caso de los tableros de poca altura.

Los requisitos de mínimo recubrimiento de hormigón se basan en mezclas de hormigón tradicionales y en la ausencia de recubrimientos protectores tanto sobre el hormigón como sobre el acero en su interior. Una combinación de mezclas especiales, recubrimientos protectores, clima seco o moderado, y la ausencia de productos químicos corrosivos puede justificar una reducción de estos requisitos, siempre que el Comitente así lo apruebe.

7.7.1.2 Acción Compuesta

Los conectores de corte se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos del ***Capítulo 6***, en el caso de vigas de hormigón.

7.7.1.3 Tableros Oblicuos

Si el ángulo de oblicuidad del tablero es menor o igual que 25º, la armadura principal se puede disponer en la dirección de la oblicuidad; caso contrario, esta armadura se deberá colocar de forma perpendicular a los elementos de apoyo principales.

La intención de este requisito es evitar que el tablero se fisure excesivamente, lo cual podría ocurrir como resultado de la ausencia de armadura suficiente actuando en la dirección de las tensiones principales de flexión, si la armadura tiene un fuerte ángulo de inclinación, tal como se ilustra en la Figura 7.7.1.3-1. El *límite, algo arbitrario, de 25º podría afectar el área de acero en un 10 por ciento.*

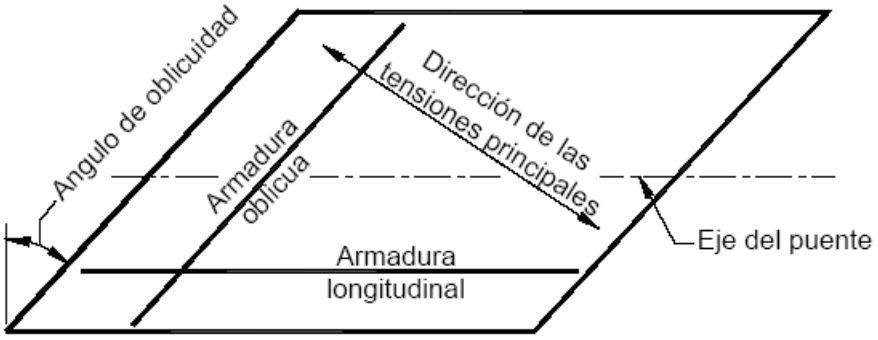


Figura 7.7.1.3-1 – Disposición de la armadura

7.7.1.4 Apoyo de los Bordes

A menos que se especifique lo contrario, en las líneas de discontinuidad el borde del tablero deberá estar reforzado o soportado por una viga u otro elemento lineal.

La viga u otro elemento deberán estar integrado o actuar de forma compuesta con el tablero. Las vigas de borde se pueden diseñar como vigas cuyo ancho se puede tomar como el ancho efectivo del tablero especificado en el Artículo 5.6.2.1.4.

Si la dirección principal del tablero es transversal, y/o si el tablero actúa de forma compuesta con una barrera de hormigón estructuralmente continua, no será necesario proveer la viga de borde adicional.

7.7.1.5 Diseño de Losas en Voladizo

La porción del tablero en voladizo se deberá diseñar para las cargas de impacto sobre las barandas de acuerdo con los requisitos del Artículo 4.3.2.4.5.

Se deberán investigar los efectos del punzonamiento debidos a las cargas de colisión de vehículos en la base exterior de los postes de barandas o barreras.

Para evitar las fallas debidas al corte por punzonamiento se puede utilizar cualquier combinación de los siguientes métodos: aumentar de la altura de la losa, utilizar armadura especial que se extienda

en un ancho de losa más allá de la baranda y utilizar placas base de mayor tamaño debajo de los postes de las barandas.

7.7.2 DISEÑO EMPÍRICO

7.7.2.1 Requisitos Generales

Los requisitos del presente Artículo 7.7.2, se refieren exclusivamente al procedimiento de diseño empírico para losas de tablero de hormigón soportadas por componentes longitudinales, y no se deberán aplicar a ningún otro artículo de la presente sección a menos que esto se permita expresamente.

En las estructuras continuas las barras longitudinales de la armadura isótropa pueden contribuir a resistir los momentos negativos en los apoyos internos.

Se han realizado numerosas investigaciones sobre el comportamiento de las losas de tablero de hormigón y se ha descubierto que la acción estructural primaria mediante la cual estas losas resisten las cargas de rueda concentradas no es la flexión, como se creía tradicionalmente, sino un estado membranal de tensiones internas denominado acción de arco interna. Esta acción es posible gracias a la fisuración del hormigón en la región de momento positivo de la losa de diseño y el desplazamiento hacia arriba del eje neutro en dicha porción de la losa. La acción es sostenida por esfuerzos membranales en el plano que se desarrollan como resultado del confinamiento lateral provisto por la losa de hormigón circundante, los accesorios rígidos y los elementos de apoyo que actúan de forma compuesta con la losa.

La acción de arco crea lo que se podría describir como un domo de compresión interno, cuya falla en general ocurre como resultado de tensiones excesivas alrededor del perímetro de la huella de las ruedas. El modo de falla resultante es de corte por punzonamiento, aunque la inclinación de la superficie de fractura es mucho menor que 45º debido a la presencia de los grandes esfuerzos de compresión en el plano asociados con la acción de arco.

Sin embargo, la acción de arco no puede resistir la totalidad de la carga de rueda. Resta una pequeña componente de flexión para la cual la mínima cantidad de armadura isótropa especificada es más que adecuada. El acero cumple una doble función: proporciona tanto resistencia local a la flexión como el confinamiento global necesario para desarrollar la acción de arco (Fang 1985; Holowka et al. 1980).

El diseño de tableros de hormigón armado utilizando el concepto de acción de arco interna dentro de los límites aquí especificados, ha sido verificado exhaustivamente mediante análisis no lineales por elementos finitos (Hewitt y deV Batchelor 1975; Fang et al. 1990). Es aceptable utilizar este análisis en lugar de realizar un cálculo de diseño más específico como base para el diseño.

Las losas que contienen la mínima armadura especificada han demostrado una insensibilidad prácticamente total frente a los desplazamientos diferenciales entre sus apoyos.

No es necesario repetir en la dirección perpendicular la armadura longitudinal adicional que se dispone para la losa en las regiones de momento negativo de las vigas continuas y los puentes tipo viga en exceso a la requerida como armadura isótropa de acuerdo con los requisitos del Artículo 7.7.2.5. Teóricamente, esta parte del tablero estará armado de forma ortótropa, pero esto no debilitará el tablero.

7.7.2.2 Aplicación

El diseño empírico para tableros de hormigón armado se puede utilizar solamente si se satisfacen las condiciones establecidas en el Artículo 7.7.2.4.

Los requisitos del presente artículo no se deberán aplicar a los vuelos del tablero.

El vuelo del tablero se debería diseñar para:

- Las cargas de rueda en el caso de tableros con barandas y barreras discontinuas usando el método de las fajas equivalentes,
- La carga lineal equivalente en el caso de tableros con barreras continuas como se especifica en el ***Artículo 4.6.1.3.4;*** y
- Las cargas de colisión (o impacto) utilizando un mecanismo de falla tal como se describe en el Artículo A11.2.

Ensayos físicos e investigaciones analíticas realizadas indican que el parámetro más importante relacionado con la resistencia de las losas de hormigón frente a las cargas de rueda es la relación entre la longitud efectiva de la losa y su altura.

7.7.2.3 Longitud Efectiva

A los fines del método de diseño empírico, la longitud efectiva de una losa se deberá considerar de la siguiente manera:

- Para losas construidas en forma monolítica con muros o vigas: distancia entre cara y cara, y
- Para losas apoyadas sobre vigas metálicas o de hormigón: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando los chaflanes.

Si los componentes de apoyo no están uniformemente espaciados, la longitud efectiva, $S_{efectiva}$, se deberá tomar como la mayor de las longitudes del tablero en las dos ubicaciones ilustradas en la Figura 7.7.2.3-1

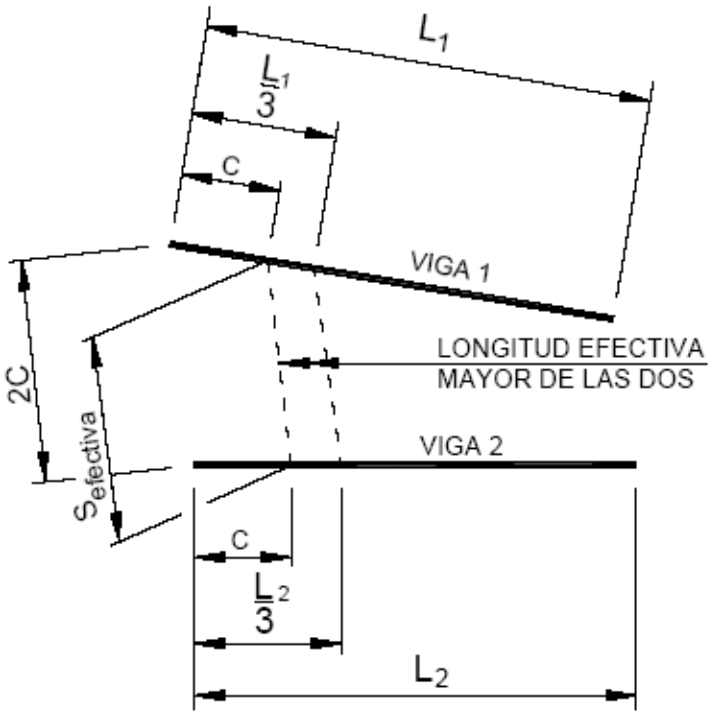


Figura 7.7.2.3-1 – Longitud efectiva para el caso de vigas que no están uniformemente espaciadas

7.7.2.4 Condiciones de Diseño

Para los fines del presente artículo, la altura de diseño de la losa deberá excluir la pérdida que se anticipa se producirá como resultado del pulido, texturado o desgaste.

El procedimiento de diseño empírico solamente se podrá utilizar si se satisfacen las siguientes condiciones:

- En la totalidad de la sección transversal se utilizan marcos transversales o diafragmas en las líneas de apoyo;
- En el caso de las secciones transversales que involucran unidades rígidas a la torsión, tales como las vigas cajón individuales separadas, se proveen diafragmas intermedios entre los cajones con una separación menor o igual que 8,00 m o bien, se investiga la necesidad de disponer armadura suplementaria sobre las almas para acomodar la flexión transversal entre los cajones y, en caso de ser necesaria, se la provee;
- Los componentes de apoyo son de hormigón y/o acero;
- El tablero se hormigona totalmente in situ y se cura al agua;
- La altura del tablero es uniforme, con la excepción de los acartelamientos en las alas de las vigas y otros aumentos de espesor localizados;
- La relación entre la longitud efectiva y la altura de diseño es menor o igual que 18,0 y mayor o igual que 6,0;
- La altura del núcleo de la losa es mayor o igual que 100 mm;
- La longitud efectiva, de acuerdo con lo especificado en el Artículo 7.7.2.3, es menor o igual que 4,10 m;

- La mínima altura de la losa es mayor o igual que 175 mm, excluyendo la superficie sacrificable cuando corresponda;
- Más allá del eje de la viga exterior la losa tiene un vuelo (voladizo) como mínimo igual a 5,0 veces la altura de la losa; esta condición se satisface si el vuelo es como mínimo igual a 3,0 veces la altura de la losa y hay una barrera de hormigón estructuralmente continua actuando de forma compuesta con el vuelo;
- La resistencia a la compresión especificada a 28 días del hormigón del tablero es mayor o igual que 28,0 MPa; y
- El tablero trabaja de forma compuesta con los componentes estructurales sobre los cuales se apoya.

Para los propósitos del presente artículo, en la región de momento negativo de las superestructuras continuas se deberán proveer como mínimo dos conectores de corte con una separación entre centros de 600 mm. En el caso de las vigas de hormigón, el uso de estribos que se extiendan hacia el interior del tablero se considerará suficiente para satisfacer este requisito.

En el caso de las secciones transversales que no son rígidas a la torsión, como por ejemplo las vigas en forma de T o doble T, para poder utilizar el método de diseño empírico no es necesario que haya marcos transversales intermedios.

El uso de vigas rígidas a la torsión separadas sin diafragmas intermedios puede provocar la situación ilustrada en la Figura 7.7.2.4-***1*** *donde hay desplazamiento relativo entre las vigas y donde la rotación de las vigas no es suficiente para aliviar el momento sobre las almas. Este momento puede o no requerir más armadura que la calculada de acuerdo con el método de diseño empírico para tableros.*

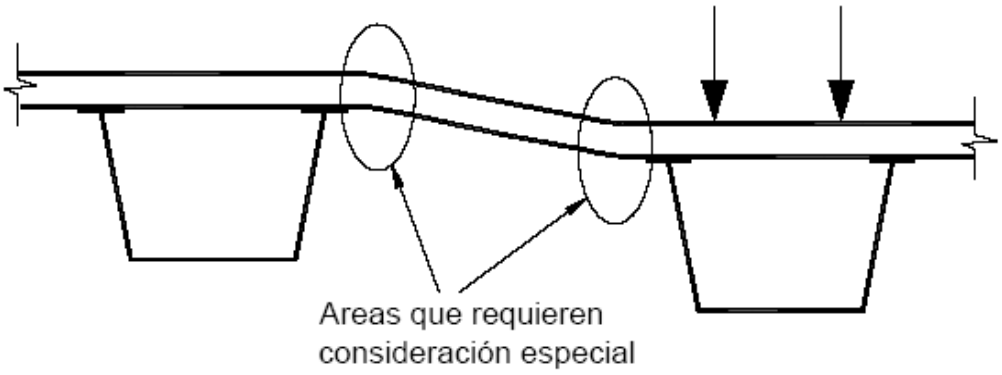


Figura 7.7.2.4-1 – Representación esquemática del efecto de los desplazamientos relativos en una sección transversal rígida a la torsión

La altura de 175 mm se considera un mínimo absoluto, considerando 50 mm de recubrimiento en la parte superior y 25 mm de recubrimiento en la parte inferior, con lo cual se obtiene un núcleo armado de 100 mm de altura como se ilustra en la Figura 7.7.2.4-2

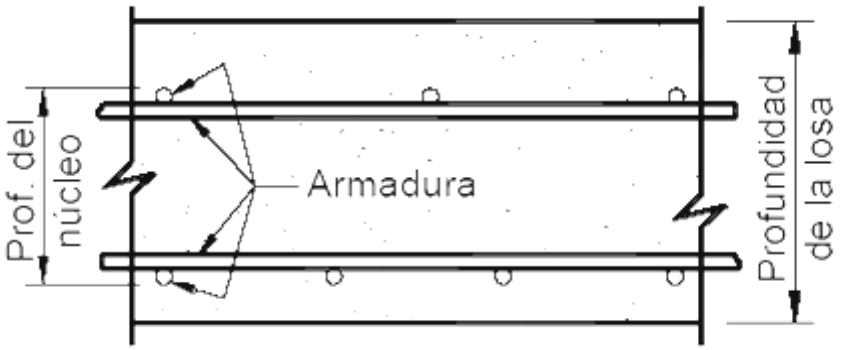


Figura 7.7.2.4-2 – Núcleo de una losa de hormigón

La intención del requisito que exige el vuelo o voladizo es asegurar que la losa esté confinada entre la primera y la segunda viga.

7.7.2.5 Armadura Requerida

En las losas diseñadas empíricamente se deberán disponer cuatro capas de armadura isótropa. Se deberá ubicar armadura tan próxima a las superficies exteriores como lo permitan los requisitos de recubrimiento. Se deberá proveer armadura en cada cara de la losa, con las capas más externas ubicadas en la dirección de la longitud efectiva. La mínima cantidad de armadura será de 0,570 mm^2/mm de acero para cada capa inferior y de 0,380 mm^2/mm de acero para cada capa superior. La separación del acero deberá ser menor o igual que 450 mm. Las armaduras deberán ser de acero Grado 420 o superior.

Toda la armadura deberá consistir en barras rectas, excepto que se podrán proveer ganchos donde sean requeridos.

Estará permitido utilizar tanto empalmes solapados como empalmes mecánicos. Los empalmes mecánicos deberán ser ensayados y aprobados para verificar que satisfagan los límites de resbalamiento del Artículo 6.11.5.2.2, Conexiones Mecánicas, y los requisitos de fatiga del Artículo 6.5.3.***4***, Empalmes Mecánicos o Soldados en las Armaduras.

Si el ángulo de oblicuidad es mayor que 25º, la armadura especificada en ambas direcciones se deberá duplicar en las zonas de los extremos del tablero. Cada zona de un extremo se deberá considerar como una distancia longitudinal igual a la longitud efectiva de la losa especificada en el Artículo 7.7.2.3.

Ensayos realizados, de acuerdo con la bibliografía especializada, indican que los requisitos de resistencia se satisfacen con 0,2 por ciento de armadura en cada una de cuatro capas en base a la profundidad efectiva d. Sin embargo, se especifica el valor conservador de 0,3 por ciento del área bruta (que corresponde a aproximadamente 0,570 mm^2/mm en una losa de 190 mm) para controlar mejor la fisuración en la región de momento positivo. Mediciones in situ indican tensiones muy bajas en el acero de momento negativo; esto se refleja mediante el requisito de 0,380 mm^2/mm, que corresponde a aproximadamente 0,2 por ciento de armadura. Otra intención de esta baja cuantía de armadura es evitar el descantillado del tablero que podría provocar la corrosión de las barras o alambres.

No se permite utilizar empalmes soldados por consideraciones de fatiga. Se pueden permitir empalmes mecánicos ensayados y pre-aprobados cuando no sea posible o deseable solapar la armadura, como ocurre frecuentemente en el caso de construcciones por etapas y ensanchamientos.

La intención de este requisito es controlar la fisuración.

Los puentes de vigas y losa con una oblicuidad mayor que 25º han evidenciado una tendencia a desarrollar fisuras por torsión debido a las deformaciones diferenciales en la zona de los extremos. La fisuración generalmente se limita a un ancho que se aproxima a la longitud efectiva.

7.7.2.6 Tableros con Encofrados Perdidos

Para los tableros fabricados con encofrados de metal corrugado se deberá asumir que la profundidad de diseño de la losa es igual a la mínima profundidad de hormigón.

No estará permitido utilizar encofrados perdidos de hormigón si se utiliza el método de diseño empírico para losas de hormigón.

Se ignora el hormigón en las canaletas del tablero metálico corrugado porque no hay evidencia que indique que éste contribuye de manera consistente a la resistencia del hormigón. Las armaduras no se deben apoyar directamente sobre un encofrado de metal corrugado.

El diseño empírico se basa en un confinamiento radial alrededor de la carga de rueda, el cual puede ser debilitado por la discontinuidad inherente de la armadura inferior en los bordes entre los paneles de encofrado. Algunos ensayos realizados en losas diseñadas a flexión con encofrados perdidos de hormigón indican un modo de falla por corte por punzonamiento, pero una resistencia algo menor que la proporcionada por las losas totalmente hormigonadas in situ. La causa de esta reducción es que la discontinuidad entre los paneles intercepta, y por lo tanto impide, la formación del tronco de cono donde ocurre corte por punzonamiento.

7.7.3 DISEÑO TRADICIONAL

7.7.3.1 Requisitos Generales

Los requisitos del presente artículo se deberán aplicar a las losas de hormigón que tienen cuatro capas de armadura, dos en cada dirección, y que satisfacen el Artículo 7.7.1.1. El diseño tradicional se basa en la flexión.

7.7.3.2 Armadura de Distribución

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

  1750/ S ≤ 50 por ciento

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

  3840/ S ≤ 67 por ciento

Donde:

S = longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva especificada en el Artículo 7.7.2.*3* en (mm)

7.7.4 ENCOFRADOS PERDIDOS

7.7.4.1 Requisitos Generales

Los encofrados perdidos se deberán diseñar de manera que permanezcan elásticos bajo las cargas constructivas.

La carga constructiva no se deberá considerar menor que el peso del encofrado más el peso de la losa de hormigón más $2{,}4 \times 10^{-3}$ MPa.

Las tensiones de flexión debidas a las cargas constructivas no mayoradas no deberán superar los siguientes valores:

- 75 por ciento de la tensión de fluencia del acero; ó
- 65 por ciento de la resistencia a la compresión a 28 días en el caso de hormigón comprimido o el módulo de rotura en tracción en el caso de paneles de hormigón pretensado utilizados como encofrados.

La deformación elástica provocada por el peso propio de los encofrados, el hormigón plástico y las armaduras no deberá superar los siguientes valores:

- Para encofrados cuya longitud de tramo es menor o igual que 3,00 m, la longitud de tramo del encofrado dividida por 180, pero nunca mayor que 13 mm; ó

- Para encofrados cuya longitud de tramo es mayor que 3,00 m, la longitud de tramo del encofrado dividida por 240, pero nunca mayor que 20 mm.

La intención de este artículo es evitar que durante la construcción los encofrados sufran flechas excesivas, lo cual provocaría un aumento no anticipado del peso de la losa de hormigón.

Se especifican límites para las flechas a fin de asegurar que el recubrimiento sobre el acero de las armaduras sea adecuado y para tomar en cuenta la totalidad de la carga permanente en el diseño.

7.7.4.2 Encofrados de Acero

Se deberá especificar que los paneles se deben unir mecánicamente en sus bordes comunes y sujetar a sus apoyos.

A menos que la documentación técnica especifique lo contrario, no estará permitido soldar los encofrados metálicos a los componentes de apoyo.

Los encofrados de acero no se deberán considerar compuestos con una losa de hormigón.

En el caso de los encofrados perdidos metálicos, una práctica habitual común consiste en considerar una tolerancia para el peso del encofrado y el hormigón adicional, agregando a la documentación técnica un requisito que establece que si el Contratista decide superar esta tolerancia, el propio Contratista será responsable por demostrar que las solicitaciones sobre el resto del puente son aceptables o por proveer resistencia adicional si fuera necesario, sin costo para el Comitente. La tolerancia que se ha utilizado tradicionalmente es de 7,19 × 10^{-4} MPa, pero este valor se debería revisar si la longitud de tramo de los encofrados es mayor que aproximadamente 3,00 m.

7.7.4.3 Encofrados de Hormigón

7.7.4.3.1 Altura

La altura de los encofrados perdidos de hormigón no deberá ser mayor que 55 por ciento de la altura de la losa de tablero terminada ni menor que 90 mm.

7.7.4.3.2 Armadura

Los paneles de hormigón utilizados como encofrados se pueden pretensar en la dirección del tramo de diseño.

Si un encofrado prefabricado se pretensa, los cables se pueden considerar como armadura principal en la losa de tablero.

Se deberán investigar las longitudes de transferencia y anclaje de los cables para las condiciones que se presentarán durante la construcción y en servicio.

No es necesario prolongar los cables de pretensado y/o las barras de armadura del panel prefabricado hacia el interior del hormigón colado in situ sobre las vigas.

Si se utiliza armadura inferior de distribución, esta armadura se puede colocar directamente en la parte superior de los paneles. Los empalmes de la armadura principal superior de la losa no se deberán ubicar sobre las juntas entre paneles.

El recubrimiento de hormigón debajo de los cables no debería ser menor que 20 mm.

Las longitudes de transferencia y anclaje de los cables recubiertos con compuestos epoxi que contienen partículas duras resistentes a los álcalis pueden ser menores que las correspondientes a los cables sin recubrimiento epoxi. Si se utilizan cables recubiertos con compuestos epoxi este valor se debería determinar mediante ensayos.

Ensayos realizados indican que no hay diferencia entre las construcciones en las cuales la armadura se extiende hacia el hormigón colado in situ sobre las vigas y aquellas en las cuales no lo hace (Bieschke y Klingner 1982). Sin embargo, la falta de extensión de la armadura puede afectar la distribución de las cargas transversales debido a una falta de continuidad al momento positivo sobre las vigas o puede provocar fisuración refleja en los extremos del panel. Además de la fisuración transversal, que generalmente se produce en las juntas entre paneles como resultado de la fluencia lenta y la contracción, es posible que la fisuración refleja no sea aceptable desde el punto de vista estético.

7.7.4.3.3 Fluencia Lenta y Contracción

La edad del hormigón de los paneles en el momento de colocar el hormigón in situ, deberá ser tal que se minimice la diferencia entre la contracción y fluencia lenta combinadas del panel prefabricado y la contracción del hormigón colado in situ.

Se deberá especificar que a la superficie superior de los paneles se le debe imprimir una rugosidad tal que asegure su acción compuesta con el hormigón colado in situ.

7.7.4.3.4 Material de Apoyo para los Paneles

Los extremos de los paneles utilizados como encofrados se deberán apoyar sobre un lecho continuo de mortero, o bien durante la construcción deberán estar soportados de manera tal que el hormigón colado in situ fluya hacia el espacio entre el panel y el componente de apoyo formando un lecho de hormigón.

Como soportes temporarios se pueden utilizar tornillos de fijación, placas de fibras bituminosas, collarines de neopreno, etc.

7.7.5 LOSAS DE TABLERO PREFABRICADAS SOBRE VIGAS

7.7.5.1 Requisitos Generales

Se pueden utilizar paneles de losa prefabricados tanto de hormigón armado como de hormigón pretensado. La altura de la losa, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm.

7.7.5.2 Tableros Prefabricados Unidos Transversalmente

Se podrán utilizar tableros flexionalmente discontinuos construidos de paneles prefabricados y unidos mediante llaves de corte. El diseño de la llave de corte y el mortero utilizado en la llave, deberán ser aprobados por el Comitente. Para el diseño del material de apoyo se pueden aplicar los requisitos del Artículo 7.7.4.3.4.

Las llaves de corte tienden a fisurarse debido a las cargas de rueda, alabeo y efectos ambientales, con lo cual hay pérdidas en las llaves y disminuye la transferencia de corte. Si es que se utiliza una sobrecapa, el movimiento relativo entre paneles adyacentes tiende a fisurarla. Por lo tanto, este tipo de construcción no es recomendable en zonas en las cuales el tablero podría estar expuesto a la acción de sales.

7.7.5.3 Tableros Prefabricados Postesados Longitudinalmente

Los componentes prefabricados se pueden colocar sobre vigas y unir entre sí mediante postesado longitudinal. La mínima tensión efectiva de pretensado promedio deberá ser mayor o igual que 1,7 MPa.

Se deberá especificar que la junta transversal entre los componentes y los volúmenes vacíos creados para acoplar las vainas de postesado se debe llenar con mortero sin retracción que tenga como mínimo una resistencia a la compresión a las 24 horas igual a 35 MPa.

Se deberán crear volúmenes vacíos en la losa alrededor de los conectores de corte; luego de completar el postesado estos vacíos se deberán llenar con el mismo mortero.

Los tableros a los cuales se les imprime continuidad flexional mediante postesado longitudinal son la solución preferida, ya que estos tableros se comportan de forma monolítica y se anticipa que requerirán menos mantenimiento a largo plazo.

Las vainas de postesado se deberían ubicar en el centro de la sección transversal de la losa. Se deberían crear volúmenes vacíos en las juntas para permitir el empalme de las vainas de postesado.

Los paneles se deberían colocar sobre las vigas sin utilizar mortero ni adhesivos a fin de permitir su movimiento relativo respecto de las vigas durante el pretensado. Los paneles se pueden colocar directamente sobre las vigas o bien, se los puede ubicar con ayuda de calces de material inorgánico u otros dispositivos de nivelación. Si los paneles no se disponen directamente sobre las vigas, el espacio que queda se debería llenar con mortero en el mismo momento que se llenan los vacíos creados para los conectores de corte.

7.7.6 LOSAS DE TABLERO EN CONSTRUCCIONES POR SEGMENTOS

7.7.6.1 Requisitos Generales

Los requisitos del presente artículo se deberán aplicar a las losas superiores de las vigas postesadas cuyas secciones transversales son tipo cajón de una o múltiples celdas. La losa se deberá analizar de acuerdo con los requisitos del **Artículo 5.6.2.1.6.**

7.7.6.2 Uniones en el Tablero

Las uniones en los tableros de los puentes construidos con segmentos prefabricados podrán ser uniones secas, superficies machimbradas con resina epoxi o uniones de hormigón colado in situ.

Las uniones secas sólo se deben utilizar en regiones en las cuales no se aplican sales anticongelantes.

La resistencia de las uniones de hormigón colado in situ no deberá ser menor que la del hormigón prefabricado. El ancho de la junta de hormigón deberá permitir el anclaje de la armadura en la junta o bien, el acople de las vainas si se utilizan, pero en ningún caso deberá ser menor que 300 mm.

Se ha observado que las juntas secas utilizadas en tableros, con o sin selladores no estructurales, permiten la infiltración de agua debido a la contracción, así como la fluencia lenta y el alabeo térmico de los segmentos. Tanto las uniones machimbradas con resina epoxi como las uniones de hormigón colado in situ permitidas por el presente artículo, deberían producir uniones herméticas al agua. Se cree que las juntas de cierre hormigonadas in situ de 300 mm. de ancho proveen un perfil de mejor transitabilidad cuando no se utilizan sobrecapas sobre el tablero.

Se deberían evitar las uniones combinadas en las cuales sólo se utiliza resina epoxi en la parte de las uniones machimbradas correspondiente al tablero.

SECCIÓN 8: FUNDACIONES

8.1 CAMPO DE APLICACIÓN

Los requisitos de esta sección se deberán aplicar para el diseño de zapatas, pilotes hincados y pilotes perforados.

Si se han de seleccionar procedimientos de cálculo de resistencia diferentes a los especificados en el presente documento, se deberá considerar la base probabilística de estas Especificaciones, la cual produce una combinación interrelacionada de las cargas, los factores de carga, los factores de resistencia y la confiabilidad estadística. Se pueden utilizar otros métodos, especialmente si estos métodos han sido reconocidos localmente y se consideran adecuados para las condiciones regionales, siempre que se considere la naturaleza estadística de los factores indicados anteriormente a través del uso consistente de la teoría de la confiabilidad y que sean aprobados por el Comitente.

La especificación de métodos de análisis y cálculo de resistencia para las fundaciones incluidas en el presente documento no implica que las verificaciones en obra y/o la reacción a las condiciones reales correspondientes a la obra ya no serán necesarias. Las prácticas tradicionales de diseño y construcción de las fundaciones siempre deben ser consideradas, aún cuando se diseñe de acuerdo con estas Especificaciones.

8.2 DEFINICIONES

Ancho de una fundación − Mínima dimensión en planta de un elemento de fundación.

Azuche − Pieza metálica que se coloca en el extremo de penetración de un pilote para protegerlo contra los daños durante el hincado y para facilitar su penetración a través de los materiales muy densos.

Caballete de pilotes − Tipo de caballete en el cual los pilotes trabajan como columnas.

Fundación profunda − Fundación que deriva su apoyo transfiriendo las cargas al suelo o la roca a una cierta profundidad debajo de la estructura ya sea por resistencia de punta, adherencia o fricción, o ambas.

Fundación superficial − Fundación que deriva su apoyo transfiriendo la carga directamente al suelo o la roca a poca profundidad.

Hundimiento − Comportamiento observado en algunos ensayos de carga de pilotes, donde el asentamiento del pilote continúa aumentando aún sin aumento de la carga.

Longitud de una fundación − Máxima dimensión en planta de un elemento de fundación.

Pilote − Unidad de fundación profunda relativamente esbelta, total o parcialmente empotrada en el terreno, que se instala hincando, perforando, barrenando, inyectando o de alguna otra manera y que deriva su capacidad del suelo que lo rodea y/o de los estratos de suelo o roca debajo de su punta.

Pilote combinado de fricción y punta − Pilote que deriva su capacidad de la contribución tanto de la resistencia de punta desarrollada en la punta del pilote como de la resistencia movilizada a lo largo del fuste.

Pilote de carga − Pilote cuyo propósito es soportar carga axial por fricción o resistencia de punta.

Pilote de fricción − Pilote cuya capacidad de carga se deriva principalmente de la resistencia del suelo movilizada a lo largo del fuste del pilote.

Pilote de punta − Pilote cuya capacidad de carga se deriva principalmente de la resistencia del material de fundación sobre el cual se apoya la punta del pilote.

Pilote inclinado − Pilote hincado con un ángulo de inclinación respecto de la vertical para lograr mayor resistencia a las cargas laterales.

Pilote perforado − Unidad de fundación profunda, total o parcialmente empotrada en el terreno, que se construye colando hormigón fresco en un pozo perforado con o sin armadura de acero. Los pilotes perforados derivan su capacidad del suelo que los rodea y/o de los estratos de suelo o roca debajo de su punta. Los pilotes perforados también se conocen como pozos de fundación, pozos romanos o pilares perforados.

Relación de sobreconsolidación (OCR) − Se define como la relación entre la presión de preconsolidación y la tensión efectiva vertical actual.

Roca competente − Masa de roca con discontinuidades cuya abertura es menor o igual que 3,2 mm.

RQD (Rock Quality Designation) − Designación de la calidad de la roca.

Superficies de deslizamiento (slickensides) − Superficies pulidas y ranuradas que se producen en las rocas y suelos arcillosos como resultado de desplazamientos por corte a lo largo de un plano.

Tensión efectiva − Tensión neta a través de los puntos de contacto de las partículas de suelo, generalmente considerada equivalente a la tensión total menos la presión del agua intersticial.

Tensión total − Presión total ejercida en cualquier dirección, tanto por el suelo como por el agua.

Tubificación − Erosión progresiva del suelo provocada por la filtración de agua que produce un tubo abierto en el suelo a través del cual el agua puede fluir de manera descontrolada y peligrosa.

Zapata aislada − Apoyo individual para las diferentes partes de una unidad de la subestructura; la fundación correspondiente se denomina fundación mediante zapatas.

Zapata combinada − Zapata que soporta más de una columna.

8.3 SIMBOLOGÍA

Las unidades indicadas a continuación de cada definición son unidades sugeridas. Se podrán utilizar otras unidades consistentes con las expresiones evaluadas.

A = área efectiva de la zapata para la determinación del asentamiento elástico de una zapata sometida a cargas excéntricas (mm^2)

A_p = área de la punta de un pilote hincado o de la base de un pilote perforado (mm^2)

A_s = área superficial del fuste de un pilote (mm^2)

A_{soc} = área de la perforación para un pilote perforado empotrado en roca (mm^2)

A_u = área de levantamiento de un pilote perforado con base acampanada (mm^2)

a_{si} = perímetro del pilote en el punto considerado (mm)

B = ancho de la zapata (mm); ancho del grupo de pilotes (mm)

B' = ancho efectivo de la zapata (mm)

C_{ae} = coeficiente de asentamiento secundario estimado a partir de resultados de ensayos de consolidación realizados en laboratorio sobre muestras de suelo inalterado (adimensional)

C_c = índice de compresión (adimensional)

C_{ce} = relación de compresión (adimensional)

C_{cr} = índice de recompresión (adimensional)

C_o = resistencia a la compresión uniaxial de la roca (MPa)

CPT = ensayo de penetración de cono

C_{re} = relación de recompresión (adimensional)

C_v = coeficiente de consolidación (mm^2/año)

C_{w1}, C_{w2} = factores de corrección que consideran el efecto del agua freática (adimensionales)

c = cohesión del suelo (MPa); resistencia al corte no drenada (MPa)

C_q, c_γ = factor de compresibilidad del suelo (adimensional)

c_1 = resistencia al corte no drenada del estrato de suelo superior (MPa)

c_2 = resistencia al corte del estrato de suelo inferior (MPa)

c^* = cohesión del suelo correspondiente a la tensión efectiva reducida para corte por punzonamiento (MPa)

D = ancho o diámetro de un pilote hincado (mm); diámetro de un pilote perforado (mm)

D' = profundidad efectiva de un grupo de pilotes (mm)

D_b = profundidad de empotramiento de un pilote en un estrato portante (mm)

D_f = profundidad de empotramiento de la fundación, considerada entre la superficie del terreno y el fondo de la fundación (mm)

D_i = ancho o diámetro del pilote en el punto considerado (mm)

D_p = diámetro de la punta de un pilote perforado (mm); diámetro de la campana (mm)

D_s = diámetro de la perforación cuando el pilote o pilote perforado está empotrado en roca (mm)

D_w = profundidad hasta la superficie del agua considerada a partir de la superficie del terreno (mm)

d = factor de profundidad para estimar la capacidad de punta de los pilotes en roca (adimensional)

d_q = factor de profundidad (adimensional)

E_c = módulo de elasticidad del hormigón (MPa)

E_i = módulo de elasticidad de la roca intacta (MPa)

E_m = módulo estimado de la masa de roca (MPa); módulo de la masa de roca (MPa)

E_o = módulo de la roca intacta (MPa)

E_p = módulo de elasticidad del pilote (MPa)

E_r = módulo de elasticidad de la roca in situ (MPa)

E_s = módulo del suelo (MPa)

e_B = excentricidad de la carga paralela al ancho de la zapata (mm)

e_L = excentricidad de la carga paralela a la longitud de la zapata (mm)

e_o = relación de vacíos correspondiente a la tensión efectiva vertical inicial (adimensional)

F_r = factor de reducción que se aplica a la resistencia de punta de los pilotes perforados de gran diámetro (adimensional)

f'_c = resistencia a la compresión del hormigón a 28 días (MPa)

f_s = fricción de la camisa medida a partir de un ensayo de penetración de cono (MPa)

f_{si} = resistencia unitaria por fricción de la camisa determinada mediante un ensayo de penetración de cono en el punto considerado (MPa)

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2)

H = componente horizontal de las cargas inclinadas (N); distancia entre las puntas de los pilotes y la parte superior del estrato más bajo (mm)

H_c = altura de un estrato de suelo compresible (mm)

H_d = altura del recorrido de drenaje más largo en un estrato de suelo compresible (mm)

H_s = altura de una masa de suelo inclinada (mm); profundidad embebida de un pilote o pilote perforado empotrado en roca (mm)

H_{s2} = distancia entre el fondo de la zapata y la parte superior del segundo estrato de suelo (mm)

h_i = intervalo de longitud en el punto considerado (mm)

I = factor de influencia que considera la longitud embebida efectiva de un grupo de pilotes (adimensional)

I_p = coeficiente de influencia que toma en cuenta la rigidez y dimensiones de la zapata (adimensional); momento de inercia del pilote (mm^4)

I_p = coeficiente de influencia (adimensional)

i_q, i_γ = factores de inclinación de la carga (adimensionales)

K = factor de transferencia de carga (adimensional)

K_b = coeficiente para apoyo en roca determinado mediante un ensayo presiométrico (adimensional)

K_c = factor de corrección que considera la fricción de la camisa en arcilla (adimensional)

K_e = relación de modificación de módulo (adimensional)

K_s = factor de corrección que considera la fricción de la camisa en arena (adimensional)

K_{sp} = coeficiente de capacidad de carga adimensional (adimensional)

k = coeficiente de capacidad de carga empírico (adimensional)

L = longitud de la fundación (mm)

L' = longitud efectiva de la zapata (mm)

L_f = profundidad hasta el punto considerado al medir la fricción de la camisa (mm)

L_i = profundidad hasta la mitad del intervalo de longitud en el punto considerado (mm)

LL = límite líquido del suelo

N = número de golpes en un Ensayo de Penetración Estándar (SPT) (golpes/300 mm)

N = número de golpes promedio (no corregido) de un SPT a lo largo del fuste del pilote (golpes/300 mm)

N_c = factor de capacidad de carga (adimensional)

N_q, N_γ = factores de capacidad de carga (adimensionales)

N_{cm}, N_{qm} = factores de capacidad de carga modificados (adimensionales)

N_{cm}, N_{qm}, N_{ym} = factores de capacidad de carga modificados (adimensionales)

N_{corr} = número de golpes del SPT corregido (golpes/300 mm)

N_{corr} = valor promedio del número de golpes corregido del SPT (golpes/300 mm)

N_m = factor de capacidad de carga (adimensional)

N_{ms} = parámetro de la roca (adimensional)

N_u = factor de adherencia contra el levantamiento de la campana (adimensional)

$N_{\gamma m}$ = factor de capacidad de carga modificado (adimensional)

N_1 = resistencia del ensayo SPT, corregida para considerar la profundidad (golpes/300 mm); número de intervalos entre la superficie del terreno y un punto 8D por debajo de la superficie del terreno

N_2 = número de intervalos entre un punto ubicado 8D por debajo de la superficie del terreno y la punta del pilote

n_h = tasa de aumento del módulo del suelo en función de la profundidad (MPa/mm)

PL = límite plástico del suelo

p_L = presión límite obtenida a partir del resultado de un ensayo presiométrico (MPa)

p_o = presión horizontal total a la profundidad a la cual se realiza el ensayo presiométrico (MPa)

p_1 = presión límite determinada a partir de ensayos presiométricos promediados en una distancia igual a 2,0 diámetros por encima y por debajo de la base (MPa)

Q_{ep} = resistencia pasiva del suelo disponible durante la totalidad de la vida de diseño de la estructura (N)

Q_g = resistencia nominal de un grupo de pilotes (N)

Q_L = resistencia lateral nominal de un pilote individual (N)

Q_{Lg} = resistencia lateral nominal de un grupo de pilotes (N)

Q_n = resistencia nominal (N)

Q_p = carga nominal soportada por la punta de un pilote (N)

Q_R = resistencia mayorada (N)

Q_s = carga nominal soportada por el fuste de un pilote (N)

Q_{sbell} = resistencia nominal contra el levantamiento de un pilote perforado con base acampanada (N)

Q_{SR} = resistencia lateral nominal de los pilotes perforados empotrados en roca (N)

Q_{ug} = resistencia nominal contra el levantamiento de un grupo de pilotes (N)

Q_{ult} = capacidad de carga total nominal (N)

Q_T = máxima resistencia al corte entre la fundación y el suelo (N)

q = presión de fundación neta aplicada a 2Db/3 (MPa)

q_c = resistencia a la penetración del cono estático (MPa); resistencia media a la penetración del cono estático en una profundidad B debajo de la zapata equivalente (MPA)

q_{c1} = mínima resistencia media a la penetración del cono estático en una profundidad igual a yD debajo de la punta de un pilote (MPa)

q_{c2} = mínima resistencia media a la penetración del cono estático en una distancia igual a 8D por encima de la punta del pilote (MPa)

$q_{\square}$ = resistencia de punta límite (MPa)

q_n = capacidad de carga nominal (MPa)

q_o = tensión vertical en la base del área cargada (MPa)

q_p = resistencia de punta unitaria nominal (MPa)

q_{pr} = resistencia de punta unitaria nominal reducida (MPa)

q_R = capacidad de carga mayorada (MPa)

q_s = resistencia al corte unitaria (MPa); resistencia superficial unitaria nominal (MPa)

q_{sbell} = resistencia unitaria nominal contra el levantamiento de un pilote perforado con base acampanada (MPa)

q_u = resistencia media a la compresión uniaxial del núcleo rocoso (MPa)

q_{ult} = capacidad de carga nominal (MPa)

q_1 = capacidad de carga última de una zapata apoyada en el estrato superior de un sistema de dos capas, suponiendo que el estrato superior tiene espesor infinito (MPa)

q_2 = capacidad de carga última de una zapata ficticia que tiene el mismo tamaño y geometría que la zapata real pero que está apoyada sobre la superficie del segundo estrato (estrato inferior) de un sistema de dos capas (MPa)

R_i = factor de reducción que considera el efecto de la inclinación de las cargas (adimensional)

r = radio de una zapata circular, o B/2 para una zapata cuadrada (mm)

r_o = presión vertical total inicial a nivel de la fundación (MPa)

S_c = asentamiento por consolidación (mm)

S_e = asentamiento elástico (mm)

SPT = ensayo de penetración estándar

S_s = asentamiento secundario (mm)

S_u = resistencia al corte no drenada (MPa)

$_u S$ = resistencia media al corte no drenada a lo largo del fuste del pilote (MPa)

S_c, S_q, S_γ = factores de forma (adimensionales)

s_d = separación de las discontinuidades (mm)

T = factor de tiempo (adimensional)

t = tiempo para que ocurra un porcentaje determinado de asentamiento por consolidación unidimensional (años)

t_d = ancho de las discontinuidades (mm)

t_1, t_2 = intervalos de tiempo arbitrarios utilizados para determinar Ss (años)

V = componente vertical de las cargas inclinadas (N)

W_g = peso de un bloque formado por suelo, pilotes y cabezal (N)

X = ancho de un grupo de pilotes (mm)

Y = longitud de un grupo de pilotes (mm)

Z = longitud embebida total de un pilote (mm)

z = profundidad por debajo de la superficie del terreno (mm)

α = factor de adherencia que se aplica a Su (adimensional)

α_E = factor de reducción (adimensional)

β = coeficiente que relaciona la tensión vertical efectiva y la fricción superficial unitaria de un pilote o pilote perforado (adimensional)

β_m = índice de punzonamiento (adimensional)

β_z = factor que considera la geometría y la rigidez de la zapata (adimensional)

γ = densidad del suelo (kg/m^3)

δ = ángulo de la resistencia al corte entre suelo y pilote (º)

η = factor de eficiencia para un grupo de pilotes o pilotes perforados (adimensional)

λ = coeficiente empírico que relaciona el empuje pasivo lateral del suelo y la fricción superficial unitaria de un pilote (adimensional)

μ_c = factor de reducción que se aplica a los asentamientos por consolidación para tomar en cuenta los efectos tridimensionales (adimensional)

ρ = asentamiento de un grupo de pilotes (mm)

ρ_{base} = asentamiento de la base de un pilote perforado (mm)

ρ_e = acortamiento elástico de un pilote perforado (mm)

ΣP_i = carga de trabajo en la parte superior de una perforación para instalar un pilote empotrado en roca (N)

σ'_f = tensión efectiva vertical final del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata (MPa)

σ'_o = tensión efectiva vertical inicial del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata (MPa)

σ'_p = máxima tensión efectiva vertical histórica del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata (MPa)

σ'_{pc} = tensión efectiva vertical actual del suelo, no incluyendo la tensión adicional debida a las cargas de las zapatas (MPa)

σ_v = tensión vertical total al nivel de la riostra (MPa)

σ'_v = tensión efectiva vertical (MPa)

ϕ = factor de resistencia

ϕ_{ep} = factor de resistencia para el empuje pasivo

ϕ_f = ángulo de fricción interna del suelo (º)

ϕ_g = factor de resistencia para la capacidad de carga de un grupo de pilotes que falla como una unidad compuesta por los pilotes y el bloque de suelo contenido dentro de los pilotes; factor de resistencia para un grupo de pilotes

ϕ_L = factor de resistencia para las cargas laterales en un grupo de pilotes (adimensional)

ϕ_q = factor de resistencia para la capacidad de carga total de un pilote para aquellos métodos que no diferencian entre la resistencia total y las contribuciones individuales de la resistencia de punta y la resistencia lateral

ϕ_{qs} = factor de resistencia para la capacidad lateral de un pilote para aquellos métodos que dividen la resistencia de un pilote en una resistencia de punta y una resistencia lateral

ϕ_{qp} = factor de resistencia para la capacidad de punta de un pilote para aquellos métodos que dividen la resistencia de un pilote en una resistencia de punta y una resistencia lateral

ϕ_T = factor de resistencia para el corte entre el suelo y la fundación

ϕ_u = factor de resistencia para la capacidad contra el levantamiento de un pilote individual

ϕ_{ug} = factor de resistencia para la capacidad contra el levantamiento de un grupo de pilotes

ϕ'_1 = ángulo de fricción interna del estrato de suelo superior correspondiente a la tensión efectiva (º)

ϕ^* = ángulo de fricción interna del suelo correspondiente a la tensión efectiva reducida para corte por punzonamiento (º)

8.4 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO

8.4.1 EXPLORACIÓN DE SUELOS

Se deberán realizar estudios de suelos para cada elemento de la subestructura, a fin de obtener la información necesaria para el diseño y la construcción de las fundaciones. La extensión de los estudios se deberá basar en las condiciones subsuperficiales, el tipo de estructura y los requisitos del proyecto. El programa de exploración deberá ser lo suficientemente exhaustivo como para revelar la

naturaleza y los tipos de depósitos de suelo y/o formaciones rocosas encontrados, las propiedades de los suelos y/o rocas, el potencial de licuefacción y las condiciones del agua freática.

Se deberán realizar sondeos en las ubicaciones donde irán las pilas y estribos, en una cantidad y hasta una profundidad suficiente para establecer perfiles transversales y longitudinales confiables de los estratos subyacentes. Se deberán tomar muestras del material encontrado, las cuales se deberán conservar para futura referencia y/o ensayos. Se deberán preparar registros de los sondeos con un nivel de detalle suficiente que permita ubicar los estratos de los materiales, los resultados de los ensayos de penetración, el agua freática, cualquier acción artesiana y el lugar donde se tomaron las muestras.

Se deberá prestar particular atención a la detección de vetas blandas y de poco espesor que pudieran encontrarse en los límites de los estratos.

Si el Comitente así lo requiere, se deberán tapar los sondeos y los orificios producto de los ensayos de penetración para impedir la contaminación del agua.

Los estudios de suelo se deberán realizar hasta encontrar un material competente que tenga una capacidad de carga adecuada, o hasta una profundidad en la cual las tensiones adicionales debidas a la carga estimada de las zapatas sea menor que 10 por ciento de la tensión efectiva debida a la sobrecarga de suelo existente, cualquiera sea la que resulte mayor. Si a escasa profundidad se encuentra un lecho de roca, el sondeo deberá avanzar como mínimo 3,00 m hacia el interior del lecho de roca o hasta la profundidad correspondiente al nivel de fundación proyectado, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

Se deberán realizar ensayos en laboratorio y/o in situ para determinar las características de resistencia, deformación y flujo de los suelos y/o rocas y establecer si son adecuados para la fundación seleccionada.

El programa de exploración de suelos debe permitir obtener información suficiente para analizar la estabilidad y el asentamiento de las fundaciones con respecto a:

- *Formaciones geológicas;*
- *Ubicación y espesor de las unidades de suelo y roca;*
- *Propiedades físicas de las unidades de suelo y roca, incluyendo su densidad, resistencia al corte y compresibilidad; y*
- *Condiciones del agua freática.*

8.4.2 ENSAYOS EN LABORATORIO

8.4.2.1 Requisitos Generales

Los ensayos en laboratorio se deberán realizar de acuerdo con las normas establecidas en la presente Norma: ***"MANUAL DE CARRETERAS DEL PARAGUAY"*** o de acuerdo con las normas provistas por el Comitente, y pueden incluir los siguientes ensayos para suelos y rocas.

8.4.2.2 Ensayos para Suelos

Los ensayos de suelos realizados en laboratorio pueden incluir:

- Contenido de agua
- Gravedad específica
- Distribución granulométrica
- Límite líquido y límite plástico
- Ensayo de corte directo
- Ensayo de compresión no confinado
- Ensayo triaxial no consolidado no drenado
- Ensayo triaxial consolidado no drenado
- Ensayo de consolidación
- Ensayo de permeabilidad

Comprender las propiedades de los suelos es fundamental para poder utilizar los actuales métodos para el diseño de fundaciones y obras de tierra.

El propósito de los ensayos de laboratorio es obtener los datos básicos con los cuales clasificar los suelos y determinar sus propiedades.

8.4.2.3 Ensayos para Rocas

Los ensayos de rocas realizados en laboratorio pueden incluir:

- Determinación de módulos de elasticidad
- Ensayo de compresión triaxial
- Ensayo de compresión no confinada
- Ensayo de resistencia a la tracción por compresión diametral

8.4.3 ENSAYOS IN SITU

8.4.3.1 Requisitos Generales

Se pueden realizar ensayos in situ para obtener los parámetros de deformación y resistencia de los suelos o rocas de fundación a utilizar en el diseño y/o análisis. Los ensayos se deberán realizar de acuerdo con las normas recomendadas por AASHTO, y pueden incluir tanto ensayos de suelo in situ como ensayos de roca in situ.

8.4.3.2 Ensayos de Suelos Realizados In Situ

Los ensayos de suelos realizados in situ incluyen:

- Ensayo de Penetración Estándar
- Ensayo de Penetración Estática (Cono Estático)
- Ensayo del Molinete
- Ensayo Presiométrico
- Ensayo con Placa de Carga
- Ensayo de Pozo (Permeabilidad)

8.4.3.3 Ensayos de Rocas Realizados In Situ

Los ensayos realizados in situ pueden incluir:

- Deformabilidad y resistencia de rocas débiles mediante un ensayo de compresión uniaxial in situ
- Determinación de la resistencia al corte directo de las discontinuidades de las rocas
- Módulo de deformación de una masa de roca usando el método de la placa de carga flexible
- Módulo de deformación de una masa de roca usando un ensayo de tesado radial
- Módulo de deformación de una masa de roca usando el método de la placa de carga rígida
- Determinación de la tensión y el módulo de deformación utilizando el método del gato plano
- Tensión en rocas usando el método de fractura hidráulica

8.5 ESTADOS LÍMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA

8.5.1 REQUISITOS GENERALES

Esta sección contiene aclaraciones específicas correspondientes a las fundaciones.

8.5.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

El diseño de las fundaciones para el estado límite de servicio deberá incluir:

- Los asentamientos;
- Los desplazamientos laterales;
- La capacidad de carga estimada usando la presunta presión de contacto; y
- La estabilidad global.

La consideración de los asentamientos se deberá basar en criterios de transitabilidad y economía.

La evaluación de la estabilidad global de los taludes con o sin unidades de fundación, se debería realizar en el estado límite de servicio en base a la Combinación de Cargas correspondiente a Estado Límite de Servicio I y un factor de resistencia adecuado. En ausencia de mejor información, el factor de resistencia ϕ se podrá tomar como:

- Cuando los parámetros geotécnicos están bien definidos y el talud no soporta ni contiene un elemento estructural …….. 0,85
- Cuando los parámetros geotécnicos se basan en información limitada, ó cuando el talud soporta o contiene un elemento estructural …….. 0,65

En los puentes en los cuales la superestructura y la subestructura no están integradas, los asentamientos se pueden corregir tesando y calzando los apoyos. El ***Artículo 1.4.2.3*** *del Título I, Mantenimiento; establece requisitos de tesado para estos puentes.*

Se debería comparar el costo que implicaría limitar los movimientos de las fundaciones contra el costo de diseñar la superestructura de modo que pueda tolerar mayores movimientos o contra el costo de corregir las consecuencias de los movimientos realizando mantenimiento. Esto permitirá determinar el mínimo costo correspondiente a la vida útil del puente. El Comitente puede establecer requisitos más severos.

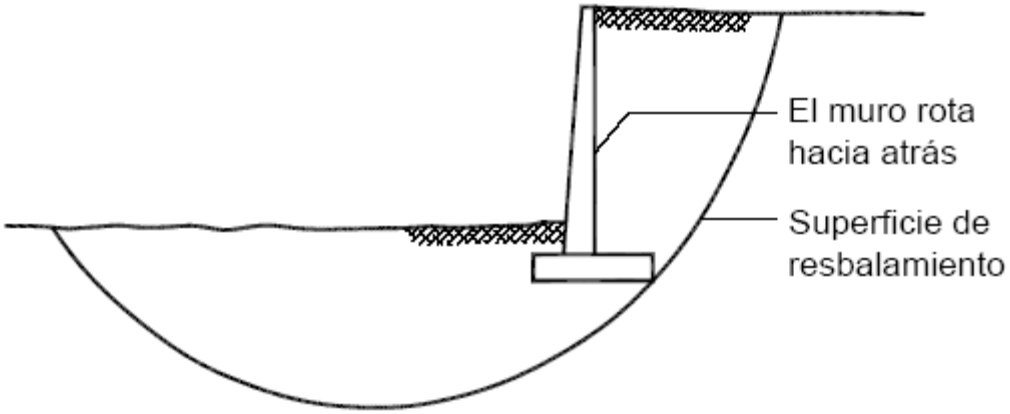


Figura 8.5.2-1 – Falla por estabilidad global de un muro de sostenimiento

La ***Figura 8.5.2-1*** ilustra una falla por estabilidad global de un muro de sostenimiento. La estabilidad global es un tema relacionado con la estabilidad de taludes, y por lo tanto debe ser considerada en las verificaciones en estado límite de servicio.

8.5.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

El diseño de las fundaciones para el estado límite de resistencia deberá incluir:

- Capacidad de carga, excepto la presión de contacto presunta;
- Pérdida de contacto excesiva;
- Resbalamiento en la base de la zapata;
- Pérdida de apoyo lateral; y
- Capacidad estructural.

Las fundaciones se deberán dimensionar de manera tal que la resistencia minorada sea mayor o igual que las solicitaciones correspondientes a las cargas mayoradas especificadas en la ***Sección 4.***

8.5.4 ESTADOS LÍMITE CORRESPONDIENTES A EVENTOS EXTREMOS

Cuando corresponda, las fundaciones se deberán diseñar para eventos extremos.

Los eventos extremos incluyen la inundación de control para socavación, la colisión de vehículos y embarcaciones y otras situaciones específicas del predio, que el Ingeniero determine que es necesario incluir.

8.5.5 FACTORES DE RESISTENCIA

Los factores de resistencia para los diferentes tipos de sistemas de fundación en el estado límite de resistencia, se deberán tomar como se especifica en las **Tablas 8.5.5-1 a 8.5.5-3,** a menos que se encuentren disponibles valores específicos correspondientes a la región.

Cuando se especifican fundaciones con pilotes, la documentación técnica deberá especificar el nivel de verificación in situ de la capacidad de los pilotes. La verificación in situ especificada deberá ser consistente con el valor de λv, tomado de la **Tabla 8.5.5-2.**

Los factores de resistencia para el estado límite de servicio se deberán considerar iguales a 1,0.

Estos valores de resistencia no se aplican a la resistencia estructural, para la cual se deberían utilizar los de la ***Sección 6***.

Cuando se anticipa que el hincado de los pilotes se hará con dificultad, se debería considerar una reducción adicional de *Pn*.

Antes se consideraba un factor de reducción aproximadamente igual a 0,875 cuando se anticipaba una dificultad moderada para el hincado, y un factor aproximadamente igual a 0,75 cuando se anticipaba que el hincado de los pilotes sería difícil.

Cuando un componente del puente está siendo "empujado" por el suelo, como por ejemplo los muros de retención de los estribos integrales, o bien "estirado" hacia el suelo, como por ejemplo los macizos de anclaje, el factor de resistencia para el empuje pasivo del suelo asociado con la capacidad de carga se debe adoptar como se especifica en la **Tabla 8.5.5-1**. Por otro lado, si se utiliza el empuje pasivo del suelo para determinar las solicitaciones sobre otros componentes del puente, por ejemplo los momentos flectores en los componentes de un estribo integral, es conservador asumir que está disponible la máxima resistencia pasiva, es decir, $\phi = 1,0$.

Tabla 8.5.5-1 – Factores de Resistencia para el Estado Límite de Resistencia de las Fundaciones Superficiales

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga y empuje pasivo		Arena:	
		• Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos SPT	0,45
		• Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos de penetración (CPT)	0,55
		• Método racional -	
		usando ϕ_f estimado a partir de datos de ensayos SPT	0,35
		usando ϕ_f estimado a partir de datos de ensayos CPT	0,45
		Arcilla	
		• Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos CPT	0,50
		• Método racional -	
		usando la resistencia al corte medida en ensayos en laboratorio	0,60
		usando la resistencia al corte medida en ensayos de molinete in situ	0,60
		usando la resistencia al corte estimada a partir de datos de ensayos CPT	0,50
		Roca	
		• Procedimiento semiempírico, Carter y Kulhawy (1988)	0,60
		Ensayo con placa de carga	0,55

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Resbalamiento		Hormigón prefabricado colocado sobre arena	
		usando ϕ_f estimado a partir de datos de ensayos SPT	0,90
		usando ϕ_f estimado a partir de datos de ensayos CPT	0,90
		Hormigón colado en obra sobre arena	
		usando ϕ_f estimado a partir de datos de ensayos SPT	0,80
		usando ϕ_f estimado a partir de datos de ensayos CPT	0,80
	ϕ_τ	El resbalamiento en arcilla es controlado por la resistencia de la arcilla si la resistencia al corte de la arcilla es menor que 0,5 veces la tensión normal, y es controlado por la tensión normal si la resistencia al corte de la arcilla es mayor que 0,5 veces la tensión normal (ver Figura 10.6.3.3-1, la cual fue desarrollada para el caso en que hay al menos 150 mm de material granular compactado debajo de la zapata).	
		Arcilla (cuando la resistencia al corte es menor que 0,5 veces la presión normal)	
		usando la resistencia al corte medida en ensayos en laboratorio	0,85
		usando la resistencia al corte medida en ensayos in situ	0,85
		usando la resistencia al corte estimada a partir de datos de ensayos CPT	0,80
		Arcilla (cuando la resistencia es mayor que 0,5 veces la presión normal)	0,85
		Suelo sobre suelo	1,0
	ϕ_{ep}	Componente de empuje pasivo del suelo de la resistencia al resbalamiento	0,50

Tabla 8.5.5-2 – Factores de Resistencia para el Estado Límite de Resistencia Geotécnica en Pilotes Hincados Cargados Axialmente

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga última de pilotes hincados individuales	Resistencia friccional: Arcilla	
	método α (*Tomlinson* 1987)	$0,70\lambda_v$
	método β (*Esrig y Kirby* 1979, y método de Nordlund aplicado a suelos cohesivos)	$0,50\lambda_v$
	método λ (*Vijayvergiya y Focht* 1972)	$0,55\lambda_v$
	Resistencia de punta: Arcilla y Roca	
	Arcilla (*Skempton* 1951)	$0,70\lambda_v$
	Roca (*Canadian Geotechnical Society* 1985)	$0,50\lambda_v$
	Resistencia friccional y resistencia de punta: Arena	
	Método SPT	$0,45\lambda_v$
	Método CPT	$0,55\lambda_v$
	Análisis por ecuación de onda asumiendo la resistencia al hincado	$0,65\lambda_v$
	Ensayo de carga	$0,80\lambda_v$
Falla en bloque	Arcilla	0,65
Resistencia contra el levantamiento de pilotes hincados individuales	método α	0,60
	método β	0,40
	método λ	0,45
	método SPT	0,35
	método CPT	0,45
	Ensayo de carga	0,80
Resistencia contra el levantamiento de grupos de pilotes hincados	Arena	0,55
	Arcilla	0,55
Método para controlar la instalación de los pilotes y verificar su capacidad durante o después del hincado a ser especificado en la documentación técnica		Valor de λ_v
Fórmulas para hincado de pilotes, por ejemplo, ENR, ecuación sin medición de onda de tensión durante el hincado		0,80
Gráfica de carga obtenida mediante análisis de ecuación de onda sin medición de onda de tensión durante el hincado		0,85
Mediciones de onda de tensión en 2% a 5% de los pilotes, capacidad verificada mediante métodos simplificados, por ejemplo analizador de hincado de pilotes		0,90
Mediciones de onda de tensión en 2% a 5% de los pilotes, capacidad verificada mediante métodos simplificados, por ejemplo analizador de hincado de pilotes y ensayo de carga estática para verificar la capacidad		1,00
Mediciones de onda de tensión en 2% a 5% de los pilotes, capacidad verificada mediante métodos simplificados, por ejemplo analizador de hincado de pilotes y análisis CAPWAP para verificar la capacidad		1,00
Mediciones de onda de tensión en 10% a 70% de los pilotes, capacidad verificada mediante métodos simplificados, por ejemplo analizador de hincado de pilotes		1,00

Tabla 8.5.5-3 – Factores de Resistencia para el Estado Límite de Resistencia Geotécnica en Pilotes Perforados Cargados Axialmente

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga última de pilotes perforados individuales	Resistencia lateral en arcilla	Método α (*Reese y O'Neill* 1988)	0,65
	Resistencia de la base en arcilla	Tensión total (*Reese y O'Neill* 1988)	0,55
	Resistencia lateral en arena	Touma y Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros y Reese (1977) Reese y Wright (1977) Reese y O'Neill (1988)	Ver discusión en el Articulo 10.8.3.4
	Resistencia de la base en arena	Touma y Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros y Reese (1977) Reese y Wright (1977) Reese y O'Neill (1988)	Ver discusión en el Articulo 10.8.3.4
	Resistencia lateral en roca	Carter y Kulhawy (1988) Horvath y Kenney (1979)	0,55 0,65
	Resistencia de la base en roca	Canadian Geotechnical Society (1985) Método de la presión (*Canadian Geotechnical Society* 1985)	0,50 0,50
	Resistencia lateral y resistencia de punta	Ensayo de carga	0,80
Falla en bloque	Arcilla		0,65
Resistencia contra el levantamiento de pilotes perforados individuales	Arcilla	Método α (*Reese y O'Neill* 1988) Pilotes perforados con base acampanada (*Reese y O'Neill* 1988)	0,55 0,50
	Arena	Touma y Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros y Reese (1977) Reese y Wright (1977) Reese y O'Neill (1988)	Ver discusión en el Articulo 10.8.3.7
	Roca	Carter y Kulhawy (1988) Horvath y Kenney (1979)	0,45 0,55
		Ensayo de carga	0,80
Resistencia contra levantamiento de grupos de pilotes perforados		Arena Arcilla	0,55 0,55

8.6 ZAPATAS

8.6.1 CONSIDERACIONES GENERALES

8.6.1.1 Requisitos Generales

Los requisitos del presente artículo se aplican al diseño de zapatas aisladas y, cuando corresponda, a las zapatas combinadas. Se deberá prestar particular atención a las zapatas construidas sobre rellenos.

Las zapatas se deberían diseñar de manera que la presión debajo de la zapata sea tan uniforme como sea posible. La distribución de la presión del suelo deberá ser consistente con las propiedades del suelo o la roca y la estructura y con los principios establecidos de la mecánica de suelos y de rocas.

El asentamiento de un relleno incorrectamente colocado o compactado alrededor de las pilas de un puente puede provocar un aumento sustancial de las cargas en las zapatas debido a la fuerza de fricción descendente que ejerce sobre la pila el relleno que se asienta, es decir, fricción superficial negativa.

8.6.1.2 Profundidad

La profundidad de las zapatas se deberá determinar considerando la naturaleza de los materiales de fundación y la posibilidad de socavación. Las zapatas ubicadas en cruces sobre cursos de agua, se deberán fundar como mínimo a una profundidad de 600 mm por debajo de la máxima profundidad de socavación anticipada como se especifica en el ***artículo 1.2 del Título I***

Las zapatas que no están expuestas a la acción de las corrientes de agua, se deberán fundar sobre una fundación firme que se haya protegido contra las heladas sobre-excavando el material susceptible a las heladas hasta un nivel debajo de la línea de las heladas.

Se debería considerar el uso ya sea de un geotextil o bien, de una capa de filtro granular graduado para reducir la susceptibilidad a la tubificación en el rip-rap o relleno detrás de los estribos.

Cuando las zapatas se fundan sobre roca se debe prestar particular atención al efecto de las voladuras. Cuando se realizan voladuras en formaciones rocosas competentes y altamente resistentes típicamente la roca se fractura hasta cierta profundidad debajo de la superficie final de la roca.

Las voladuras pueden reducir la resistencia a la socavación dentro de la zona de roca inmediatamente debajo de la base de la zapata.

La evaluación de las fuerzas de filtración y los gradientes hidráulicos es fundamental para el diseño de las excavaciones para las fundaciones que se extienden por debajo del nivel freático.

Las fuerzas de filtración ascendentes que actúan en el fondo de las excavaciones pueden provocar tubificación en los suelos granulares densos o levantamiento en los suelos granulares sueltos, y esto puede provocar inestabilidad de la base. Estos problemas se pueden controlar mediante un drenaje adecuado, típicamente utilizando pozos o puntas filtrantes (well points).

El drenaje de las excavaciones en suelos granulares sueltos puede provocar el asentamiento del terreno circundante. Si hay estructuras adyacentes que pudieran resultar dañadas por tales asentamientos o si el costo del drenaje es demasiado elevado, se podrían utilizar métodos para cortar la filtración, tales como tablestacados o muros interceptores.

8.6.1.3 Anclaje

Las zapatas que están fundadas sobre superficies de roca maciza lisas inclinadas y que no están restringidas por medio de una sobrecarga de material resistente, se deberán anclar de manera efectiva utilizando anclajes para roca, bulones para roca, clavijas, barras de trabazón u otros medios adecuados.

Las voladuras tienen una elevada probabilidad de sobre-excavar y/o fragmentar la roca por debajo del nivel de la zapata. En consecuencia, se debería proveer un anclaje efectivo entre la roca y la zapata, como por ejemplo el que proveen los anclajes, los bulones o las barras de trabazón para roca.

8.6.1.4 Nivel Freático

Las fundaciones se deberán diseñar considerando el máximo nivel freático anticipado.

Se deberá considerar la influencia del nivel freático sobre la capacidad de carga de los suelos o rocas y sobre los asentamientos de la estructura. Si hay fuerzas de filtración, éstas también se deberán incluir en los análisis.

8.6.1.5 Levantamiento

Si las fundaciones están sujetas a fuerzas de levantamiento, se deberá investigar tanto la resistencia al arrancamiento como la resistencia estructural de las fundaciones.

8.6.1.6 Estructuras Cercanas

Cuando las fundaciones se colocan adyacentes a estructuras existentes, se deberá investigar la influencia de las estructuras existentes sobre el comportamiento de la fundación y el efecto de la fundación sobre las estructuras existentes.

8.6.2 MOVIMIENTO Y PRESIÓN DE CONTACTO EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

8.6.2.1 Requisitos Generales

En el estado límite de servicio se deberá investigar el movimiento de las fundaciones tanto, en la dirección del asentamiento vertical como en la dirección del desplazamiento lateral.

Se deberá evaluar el desplazamiento lateral de una estructura:

• Si hay cargas horizontales o inclinadas,

• Si la fundación está dispuesta sobre un terraplén inclinado,

• Si existe la posibilidad de pérdida de apoyo de la fundación debido a la erosión o socavación; o

• Si los estratos portantes tienen una inclinación significativa.

Las deformaciones elásticas ocurren rápidamente y por lo general son pequeñas. Normalmente estas deformaciones se desprecian en el diseño. Los cambios de volumen asociados con la reducción del contenido de agua del subsuelo se denominan consolidación; la consolidación se puede estimar y medir. En todos los suelos se produce asentamiento por consolidación. En los suelos no cohesivos la consolidación ocurre rápidamente y en general, no se puede distinguir de la deformación elástica.

En los suelos cohesivos, tales como las arcillas, la consolidación puede producirse durante un período de tiempo considerable.

Diferentes cargas pueden afectar significativamente la magnitud de los asentamientos o desplazamientos laterales de los suelos. Para estimar los asentamientos se deberían considerar los siguientes factores:

• La relación entre la carga sostenida o de larga duración y la carga total,

• La duración de las cargas sostenidas; y

• El intervalo de tiempo durante el cual se produce el asentamiento o desplazamiento lateral.

En los suelos cohesivos los asentamientos por consolidación dependen del tiempo; en consecuencia, las cargas transitorias tendrán un efecto despreciable. Sin embargo, en los suelos no cohesivos en los cuales la permeabilidad es lo suficientemente elevada, las cargas transitorias pueden producir deformación elástica. Debido a que en los suelos sin cohesión la deformación a menudo ocurre durante la construcción, es decir durante la etapa de aplicación de las cargas, la estructura puede acomodar esta deformación en cierta medida, dependiendo del tipo de estructura y el método constructivo utilizado.

En los suelos no cohesivos o granulares la deformación frecuentemente ocurre tan pronto como se aplican las cargas. En consecuencia, en los suelos no cohesivos los asentamientos debidos a las cargas transitorias pueden ser significativos y por lo tanto, deben ser incluidos en los análisis de asentamiento.

8.6.2.2 Criterios para el Movimiento

8.6.2.2.1 Requisitos Generales

Se deberán desarrollar criterios para el movimiento vertical y horizontal que sean consistentes con el tipo y la función de la estructura, su vida de servicio anticipada y las consecuencias de los movimientos inaceptables sobre el comportamiento de la estructura. Los criterios de movimiento admisible se deberán establecer mediante procedimientos empíricos o mediante análisis estructurales, o bien considerando ambos tipos de métodos.

La experiencia indica que los puentes pueden acomodar asentamientos mayores que los que tradicionalmente se permiten o anticipan en el diseño. Este acomodo es acompañado por fluencia lenta, relajación y redistribución de las solicitaciones.

Los criterios de asentamiento no se deberían permitir distorsiones angulares entre fundaciones adyacentes mayores que 0,008 en tramos simples ni mayores que 0,004 en tramos continuos (Moulton et al. 1985; Barker et al. 1991). Puede ser necesario adoptar distorsiones angulares límite menores luego de considerar:

- *El costo de mitigación mediante fundaciones de mayor tamaño, realineación y reconstrucción,*
- *La transitabilidad,*
- *Consideraciones estéticas, y*
- *Consideraciones de seguridad.*

8.6.2.2.2 Cargas

El asentamiento inmediato se deberá determinar utilizando la combinación de cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I, según se especifica en la **Tabla 4.5.1-1**. Los asentamientos dependientes del tiempo en los suelos cohesivos se pueden determinar utilizando sólo las cargas permanentes.

Se deberán investigar los asentamientos provocados por la carga de terraplenes detrás de los estribos del puente.

8.6.2.2.3 Análisis de los Asentamientos

8.6.2.2.3 a Requisitos Generales

Los asentamientos de las fundaciones se deberían estimar utilizando análisis de deformaciones basados en los resultados de ensayos en laboratorio o ensayos in situ.

Los parámetros del suelo usados en los análisis se deberían seleccionar de manera que reflejen el historial de carga del terreno, la secuencia de la construcción y el efecto de la estratificación del suelo.

Se deberán considerar tanto los asentamientos totales como los asentamientos diferenciales, incluyendo los efectos dependientes del tiempo.

El asentamiento total, incluyendo el asentamiento elástico, el asentamiento por consolidación y el asentamiento secundario, se puede tomar como:

$$S\,t = S\,e + S\,c + S\,s \qquad (8.6.2.2.3a\text{-}1)$$

Donde:

Se = asentamiento elástico (mm)

Sc = asentamiento por consolidación (mm)

Ss = asentamiento secundario (mm)

Cuando corresponda, también se deberían considerar otros factores que pudieran afectar el asentamiento, como por ejemplo las cargas de terraplenes y las cargas laterales y/o excéntricas y, para las zapatas en suelos granulares, las cargas que originan las vibraciones debidas a las sobrecargas dinámicas.

La distribución del aumento de la tensión vertical debajo de las zapatas circulares (o cuadradas) y las zapatas rectangulares largas, es decir, zapatas en las cuales $L > 5B$, se puede estimar utilizando la **Figura 8.6.2.2.3a-1.**

El asentamiento inmediato, que debido al método que se utiliza para calcularlo algunas veces se denomina asentamiento elástico, es la deformación instantánea de la masa de suelo que ocurre al

cargar el suelo. En los suelos cohesivos prácticamente saturados o saturados, la carga aplicada es inicialmente soportada por la presión del agua intersticial. A medida que la carga aplicada hace que el agua intersticial salga de los vacíos del suelo, la carga se transfiere al esqueleto del suelo. El asentamiento por consolidación es la compresión gradual del esqueleto del suelo a medida que el agua intersticial sale de los vacíos del suelo. El asentamiento secundario ocurre como resultado de la deformación plástica del esqueleto del suelo bajo una tensión efectiva constante.

Los asentamientos inmediatos predominan en los suelos no cohesivos y en los suelos cohesivos insaturados, mientras que los asentamientos por consolidación predominan en los suelos cohesivos de grano fino que tienen un grado de saturación mayor que aproximadamente 80 por ciento. El asentamiento secundario es una consideración fundamental en los suelos altamente plásticos o que contienen depósitos orgánicos.

Para las zapatas en roca, la principal componente de deformación es el asentamiento elástico, a menos que la roca o sus discontinuidades exhiban un comportamiento notablemente dependiente del tiempo.

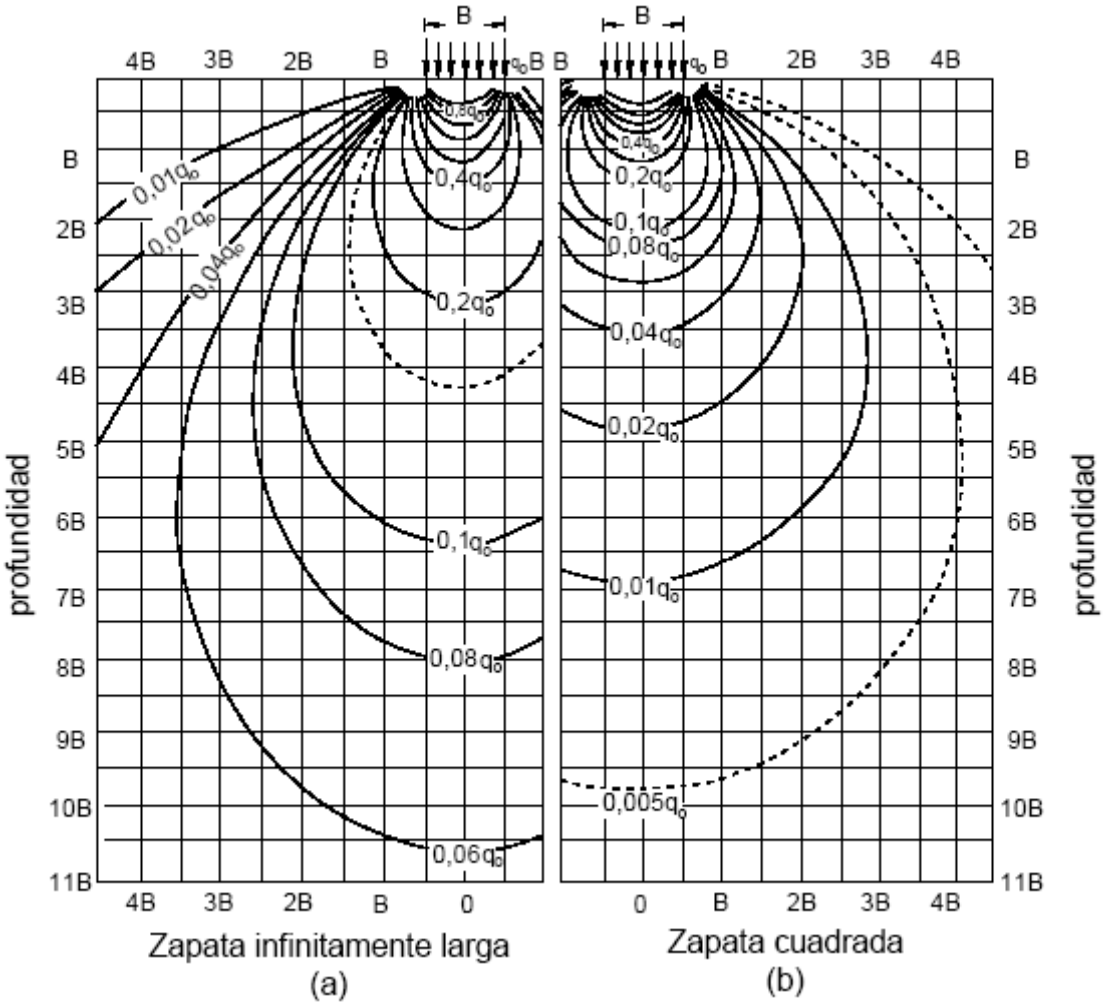


Figura 8.6.2.2.3a-1 - Curvas de tensión vertical de Boussinesq para zapatas continuas y zapatas cuadradas, modificadas según Sowers (1979)

8.6.2.2.3 b Asentamiento de las Zapatas en Suelos no Cohesivos

Los asentamientos de las zapatas en suelos no cohesivos se pueden estimar utilizando procedimientos empíricos o la teoría de la elasticidad.

Aunque se recomiendan métodos para determinar el asentamiento de los suelos no cohesivos, la experiencia indica que los asentamientos pueden variar considerablemente dentro de una misma obra, y esta variación es imposible de predecir mediante cálculos convencionales.

Los asentamientos de los suelos no cohesivos ocurren esencialmente tan pronto como se carga la fundación. En consecuencia, su importancia para el comportamiento de la mayoría de las estructuras de puentes será pequeña debido a que los asentamientos ocurren antes de construir los elementos críticos del puente.

El asentamiento elástico de las zapatas en suelos no cohesivos se puede estimar utilizando la siguiente expresión:

$$S_e = \frac{q_0 (1 - \nu^2) \sqrt{A}}{E_s \beta_z} \qquad \text{(8.6.2.2.3b-1)}$$

Donde:

q_o = intensidad de la carga (MPa)

A = área de la zapata (mm^2)

E_s = módulo de Young del suelo, considerado como se especifica en la ***Tabla 8.6.2.2.3b-1*** en lugar de los resultados de ensayos en laboratorio (MPa)

β_z = factor de forma considerado como se especifica en la ***Tabla 8.6.2.2.3b-2*** (adimensional)

ν = coeficiente de Poisson, considerado como se especifica en la **Tabla 8.6.2.2.3b-*1*** en lugar de los resultados de ensayos en laboratorio (adimensional)

A menos que E_s varíe significativamente con la profundidad, E_s se debería determinar a una profundidad de alrededor de 1/2 a 1/3 de B por debajo de la zapata. Si el módulo del suelo varía significativamente con la profundidad, para E_s se puede utilizar un promedio ponderado.

En la **Tabla 8.6.2.2.3b-*1*** se utiliza la siguiente nomenclatura:

N = resistencia del ensayo de penetración estándar (SPT)

N_1 = SPT corregido para considerar la profundidad

S_u = resistencia al corte no drenada (MPa)

q_c = resistencia del ensayo de penetración de cono (MPa)

Las distribuciones de tensiones utilizadas para calcular el asentamiento elástico suponen que la zapata es flexible y que está apoyada sobre un estrato de suelo homogéneo de profundidad infinita. El asentamiento debajo de una zapata flexible varía entre un máximo cerca del centro y un mínimo en el borde iguales a aproximadamente 50 por ciento y 64 por ciento del máximo en el caso de zapatas rectangulares y circulares, respectivamente. Para las zapatas rígidas se asume que el perfil de asentamiento es uniforme en todo el ancho de la zapata.

Es difícil estimar con precisión el asentamiento elástico, ya que los análisis se basan en un único valor del módulo del suelo. Por lo tanto, para seleccionar un valor apropiado del módulo del suelo se debería considerar la influencia de la estratificación del suelo, la presencia de un lecho rocoso a baja profundidad y la presencia de zapatas adyacentes.

Para las zapatas con cargas excéntricas el área, A, se debería calcular en base a las dimensiones reducidas de la zapata como se especifica en el **Artículo 8.6.3.1.5.**

Tabla 8.6.2.2.3 b-1 – Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988)

Tipo de Suelo	Rango de valores típicos: Módulo de Young, E_s (MPa)	Coeficiente de Poisson, v (adimensional)	Estimación de E_s a partir de N: Tipo de suelo	E_s (MPa)
Arcilla:				
Blanda sensible	2,4 - 15	0,4 - 0,5 (no drenada)	Limos, limos arenosos, mezclas levemente cohesivas	0,4 N_1
Medianamente rígida a rígida	15 - 50		Arenas limpias finas a medias y arenas levemente limosas	0,7 N_1
Muy rígida	50 - 100		Arenas gruesas y arenas con poca grava	1,0 N_1
			Grava arenosa y gravas	1,1 N_1
Loes	15 - 60	0,1 - 0,3	Grava arenosa y gravas	1,1 N_1
Limo	2 - 20	0,3 - 0,35		
Arena fina:			Estimación de E_s a partir de S_u	
Suelta	7,5 - 10	0,25		
Medianamente densa	10 - 20			
Densa	20 - 25		Arcilla blanda sensible	400 S_u - 1000 S_u
Arena:			Arcilla medianamente rígida a rígida	1500 S_u - 2400 S_u
Suelta	10 - 25	0,20 - 0,35	Arcilla muy rígida	3000 S_u - 4000 S_u
Medianamente densa	25 - 50			
Densa	50 - 75	0,30 - 0,40		
Grava:			Estimación de E_s a partir de q_c	
Suelta	25 - 75	0,2 - 0,35	Suelos arenosos	4 q_c
Medianamente densa	75 - 100			
Densa	100 - 200	0,3 - 0,4		

Tabla 8.6.2.2.3 b-2 – Factores de forma y rigidez (EPRI 1983)

L/B	Flexible, β_z (promedio)	Rígido, β_z
Circular	1,04	1,13
1	1,06	1,08
2	1,09	1,10
3	1,13	1,15
5	1,22	1,24
10	1,41	1,41

8.6.2.2.3 c Asentamiento de las Zapatas en Suelos Cohesivos

Para las fundaciones en suelos cohesivos rígidos el asentamiento elástico se puede determinar usando la ***Ecuación 8.6.2.2.3 b-1***.

Para las fundaciones en suelos cohesivos se deberán investigar tanto, los asentamientos inmediatos como los asentamientos por consolidación. En las arcillas altamente plásticas y orgánicas los asentamientos secundarios pueden ser significativos y por lo tanto, se deberán incluir en el análisis.

Cuando los resultados de los ensayos realizados en laboratorio se expresan en términos de la relación de vacíos (e), el asentamiento por consolidación de las zapatas en suelos cohesivos saturados o prácticamente saturados se puede considerar como:

- Para suelos inicialmente sobreconsolidados (es decir, $\sigma'_p > \sigma'_o$):

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1+e_0)}\right]\left[\left(C_{cr}\log\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} + C_c\log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}\right)\right] \qquad (8.6.2.2.3c\text{-}1)$$

- Para suelos inicialmente normalmente consolidados (es decir, $\sigma'_p = \sigma'_o$):

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(+e_0)}\right]\left[\left(C_c \log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}\right)\right] \qquad \text{(8.6.2.2.3 c-2)}$$

- Para suelos inicialmente subconsolidados (es decir, $\sigma'_p < \sigma'_o$):

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(+e_0)}\right]\left[C_c \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}}\right)\right] \qquad \text{(8.6.2.2.3 c-3)}$$

Cuando los resultados de los ensayos realizados en laboratorio se expresan en términos de la deformación unitaria vertical, ε_v, el asentamiento por consolidación se puede considerar como:

- Para suelos inicialmente sobreconsolidados (es decir, $\sigma'_p > \sigma'_o$):

$$S_c = H_c\left[C_{re} \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0}\right) + C_{ce} \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}\right)\right] \qquad \text{(8.6.2.2.3 c-4)}$$

- Para suelos inicialmente normalmente consolidados (es decir, $\sigma'_p = \sigma'_o$):

$$S_c = H_c C_{ce} \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}\right) \qquad \text{(8.6.2.2.3 c-5)}$$

- Para suelos inicialmente subconsolidados (es decir, $\sigma'_p < \sigma'_o$)

$$S_c = H_c C_{ce} \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}}\right) \qquad \text{(8.6.2.2.3 c-6)}$$

Donde:

H_c = altura del estrato de suelo compresible (mm)

e_o = relación de vacíos para la tensión efectiva vertical inicial (adimensional)

C_{cr} = índice de recompresión determinado como se especifica en la ***Figura 8.6.2.2.3 c-1*** (adimensional)

C_c = índice de compresión determinado como se especifica en la ***Figura 8.6.2.2.3 c-1*** (adimensional)

C_{ce} = relación de compresión determinada como se especifica en la ***Figura 8.6.2.2.3 c-2*** (adimensional)

C_{re} = relación de recompresión determinada como se especifica en la ***Figura 8.6.2.2.3 c-2*** (adimensional)

σ'_p = máxima tensión efectiva vertical histórica del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata (MPa)

σ'_o = tensión efectiva vertical inicial del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata (MPa)

σ'_f = tensión efectiva vertical final del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata (MPa)

σ'_{pc} = tensión efectiva vertical actual del suelo, sin incluir la tensión adicional debida a las cargas de la zapata (MPa)

En la práctica, la mayoría de las zapatas en suelos cohesivos están fundadas más en arcillas sobreconsolidadas, y los asentamientos se pueden estimar usando la teoría de la elasticidad (Baguelin et al. 1978) o el método del módulo tangente (Janbu 1963, 1967). Los asentamientos de las zapatas en arcilla sobreconsolidada generalmente ocurren aproximadamente un orden de magnitud más rápido que en los suelos sin preconsolidación, y es razonable asumir que ocurren tan pronto como se aplican las cargas.

En raras ocasiones un estrato de suelo cohesivo puede exhibir una presión de preconsolidación menor que el valor calculado de la presión debida a la sobrecarga de suelo existente. En estos casos, se dice que el suelo está subconsolidado, ya que aún no ha alcanzado un estado de equilibrio bajo la tensión debida a la sobrecarga aplicada.

Esta condición puede haber sido provocada por una reciente disminución del nivel freático. En este caso, ocurrirá asentamiento por consolidación debido a la carga adicional de la estructura y el asentamiento que está ocurriendo para llegar a un estado de equilibrio. El asentamiento por consolidación total debido a estas dos componentes se puede estimar utilizando las ***Ecuaciones (8.6.2.2.3 c-3) ó (8.6.2.2.3 c-6).***

Para tomar en cuenta la disminución de la tensión a medida que aumenta la profundidad debajo de una zapata y las variaciones de la compresibilidad del suelo en función de la profundidad, el estrato compresible se debería dividir en incrementos verticales (típicamente de 1,50 a 3,00 m para la mayoría de las zapatas de ancho normal utilizadas en aplicaciones viales) y se debería analizar separadamente el asentamiento por consolidación de cada incremento. El valor total de S_c es la sumatoria del Sc, para cada incremento.

La magnitud del asentamiento por consolidación depende de las propiedades de consolidación del suelo (es decir, C_c [o bien C_{cE}] y C_{cr} [o bien C_{rE}], la presión de preconsolidación (σ'_p), la tensión efectiva vertical actual (σ'_o) y la tensión efectiva vertical final después de la aplicación de cargas adicionales (σ'_f). La condición del suelo ilustrada en las ***Figuras 8.6.2.2.3 c-1 y 8.6.2.2.3 c-2*** *corresponde a un suelo sobreconsolidado ($\sigma'_o < \sigma'_p$), es decir, un suelo que estuvo cargado previamente por los estratos que yacían sobre él, la disecación, la disminución del nivel freático, glaciaciones o algún otro proceso geológico. Si $\sigma'_o = \sigma'_p$ el suelo se denomina normalmente consolidado. Debido a que C_{cr} típicamente es igual a 0,05C_c a 0,10C_c, para poder estimar el asentamiento por consolidación de manera confiable, es necesario comprender plenamente el historial de las presiones a las cuales ha estado sometido el depósito de suelo.*

La confiabilidad de las estimaciones del asentamiento por consolidación también depende de la calidad de la muestra utilizada para el ensayo de consolidación y de la exactitud con la cual se conocen o estiman los cambios de σ'_p en función de la profundidad. Como se ilustra en la ***Figura 8.6.2.2.3 c-A****, la pendiente de la curva e versus log σ'_p y la ubicación de σ'_p se pueden ver fuertemente afectadas por la calidad de las muestras utilizadas para los ensayos de consolidación en laboratorio. En general, el uso de muestras de baja calidad dará por resultado una sobreestimación del asentamiento por consolidación. Típicamente el valor de σ'_p variará con la profundidad como se ilustra en la* ***Figura 8.6.2.2.3 c-B****.*

Si no se conoce la variación de σ'_p en función de la profundidad (por ejemplo, si para el perfil del suelo se realizó solamente un ensayo de consolidación), es posible que los asentamientos reales sean mayores o menores que el valor calculado en base a un único valor de σ'_p.

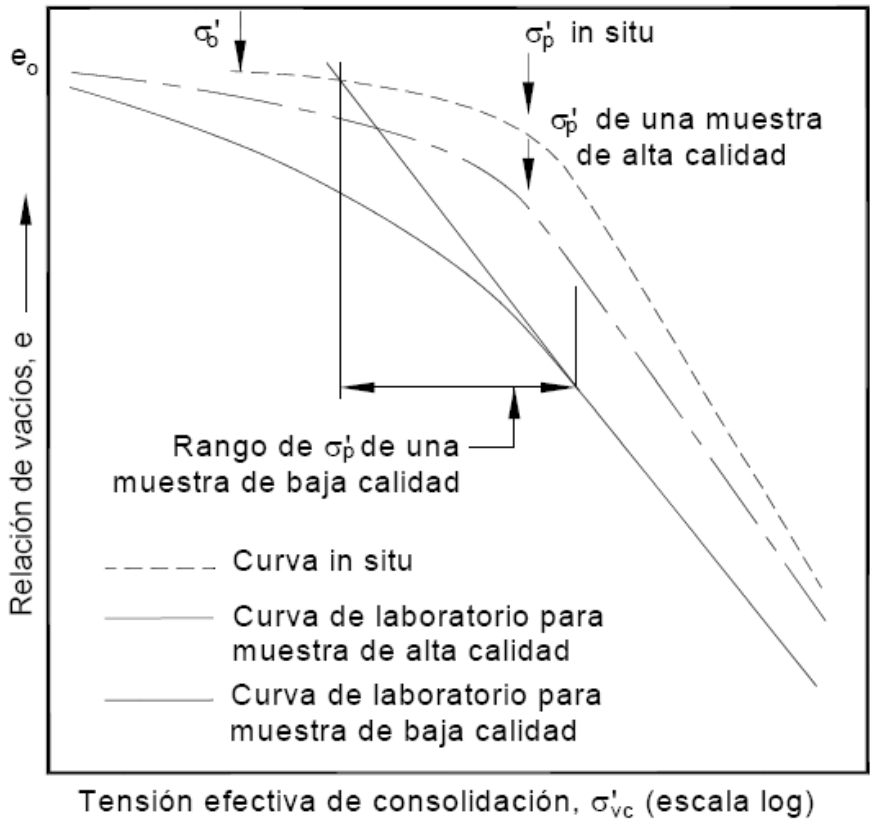


Figura 8.6.2.2.3 c-A – Influencia de la calidad de la muestra sobre la consolidación (Holtz y Kovacs 1981)

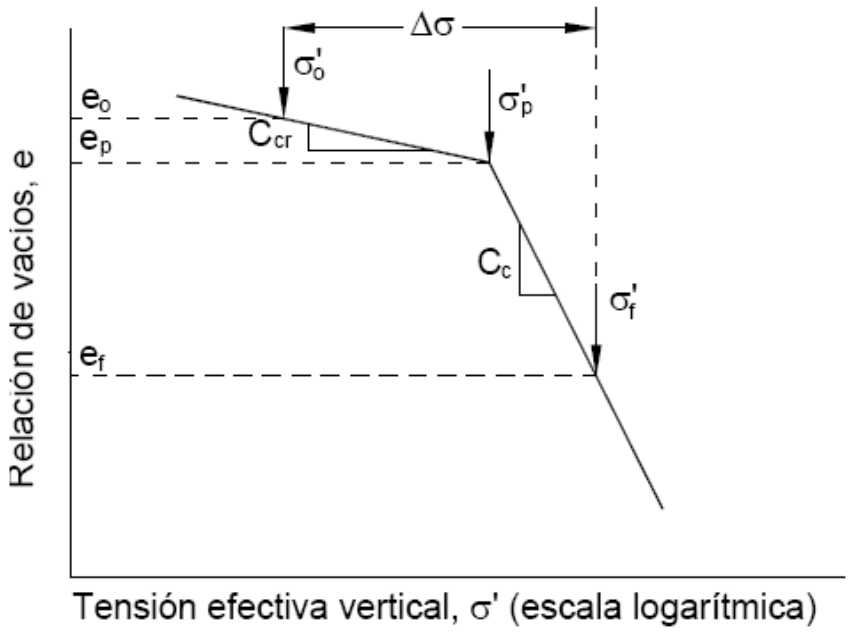


Figura 8.6.2.2.3 c-1 – Típica curva de compresión por consolidación para suelo sobreconsolidado - Relación de vacíos en función de la tensión efectiva vertical (EPRI 1983)

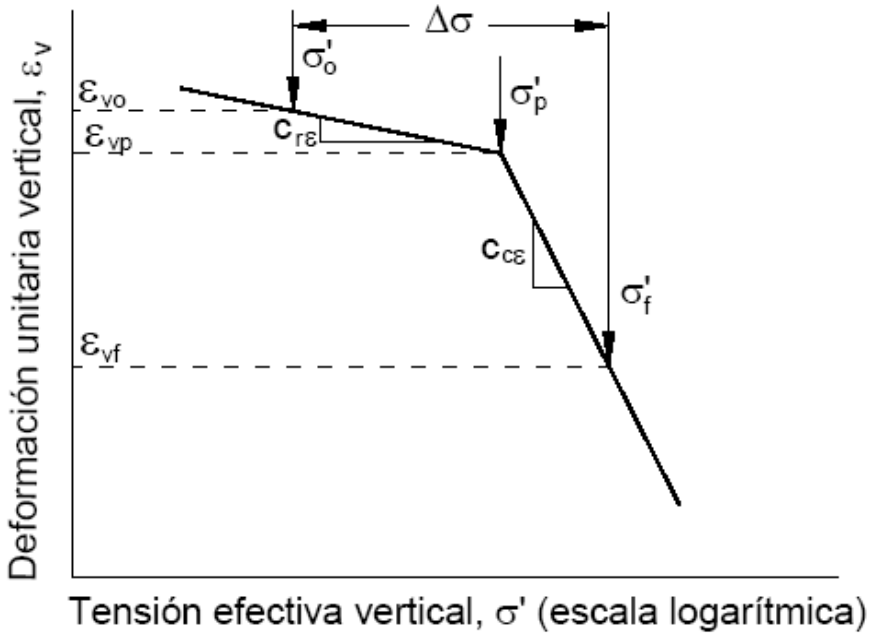


Figura 8.6.2.2.3 c-2 – Típica curva de compresión por consolidación para suelo sobreconsolidado – Deformación específica vertical en función de la tensión efectiva vertical (EPRI 1983)

Si el ancho de la zapata es pequeño con relación al espesor del suelo compresible, se deberá considerar el efecto de la carga tridimensional, el cual se puede tomar como:

$$S_{c\,(3-D)} = \mu_c S_{c\,(1-D)} \qquad \text{(8.6.2.2.3 c-7)}$$

Donde:

μ_c = factor de reducción tomado como se especifica en la ***Figura 8.6.2.2.3 c-3*** (adimensional)

$S_{c\,(1\text{-}D)}$ = asentamiento por consolidación unidimensional (mm)

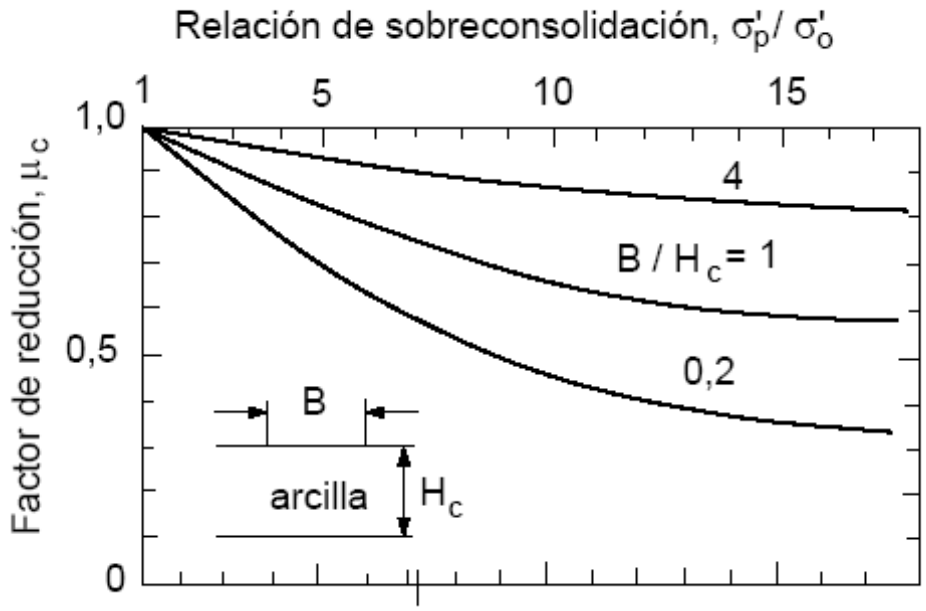


Figura 8.6.2.2.3 c-3 – Factor de reducción para considerar los efectos del asentamiento por consolidación tridimensional, EPRI (1983)

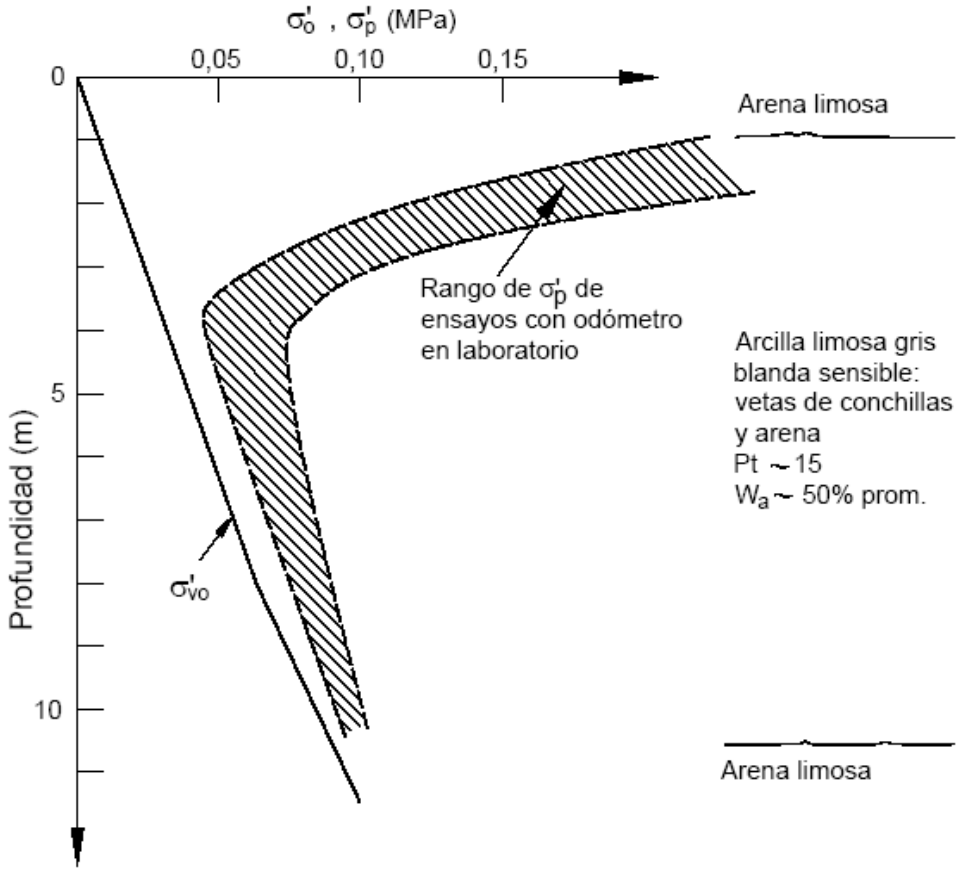


Figura 8.6.2.2.3 c-B – Típica variación de la presión de preconsolidación en función de la profundidad (Holtz y Kovacs 1981)

La altura del recorrido de drenaje es la mayor distancia entre cualquier punto de un estrato compresible y un estrato con drenaje en la parte superior y/o inferior de la unidad de suelo compresible. Cuando un estrato compresible está ubicado entre dos estratos de drenaje, H_d es igual a la mitad de la altura real del estrato. Cuando un estrato compresible está adyacente a un único estrato de drenaje, H_d es igual a la altura real del estrato.

Los cálculos para predecir la velocidad de consolidación en base a resultados de ensayos en laboratorio generalmente tienden a sobreestimar el tiempo real requerido para que la consolidación ocurra in situ. Esta sobreestimación se debe principalmente a:

• La presencia de estratos de drenaje de poco espesor dentro del estrato compresible que no fueron observados durante la exploración del suelo o no se consideraron en el cálculo del asentamiento;

• Los efectos de la disipación tridimensional de las presiones del agua intersticial in situ, antes que la disipación unidimensional que imponen los ensayos de consolidación en laboratorio y que se suponen en los análisis; y

• Los efectos de la alteración de las muestras, que tiende a reducir la permeabilidad de las muestras ensayadas en laboratorio.

El tiempo (*t*) necesario para alcanzar un porcentaje determinado del asentamiento por consolidación unidimensional estimado se puede tomar como:

$$t = \frac{TH_d^2}{c_v} \qquad (8.6.2.2.3c\text{-}8)$$

Donde:

T = factor de tiempo que se toma como se especifica en la ***Figura 8.6.2.2.3 c-4*** (adimensional)

H_d = altura del recorrido de drenaje más largo en un estrato de suelo compresible (mm)

c_v = coeficiente que se toma de los resultados de ensayos de consolidación realizados en laboratorio sobre muestras de suelo inalterado o de mediciones in situ utilizando dispositivos tales como una sonda o un cono piezométrico (mm^2/año).

El asentamiento secundario de las zapatas en suelos cohesivos se puede tomar como:

$$S_s = C_{ae} H_c \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \qquad (8.6.2.2.3c\text{ -}9)$$

Donde:

*t*1 = tiempo en el cual comienza el asentamiento secundario, típicamente en un tiempo equivalente al 90 por ciento del grado de consolidación promedio (años)

*t*2 = tiempo arbitrario que podría representar la vida de servicio de la estructura (años)

Cae = coeficiente estimado a partir de los resultados de ensayos de consolidación realizados en laboratorio sobre muestras de suelo inalteradas (adimensional).

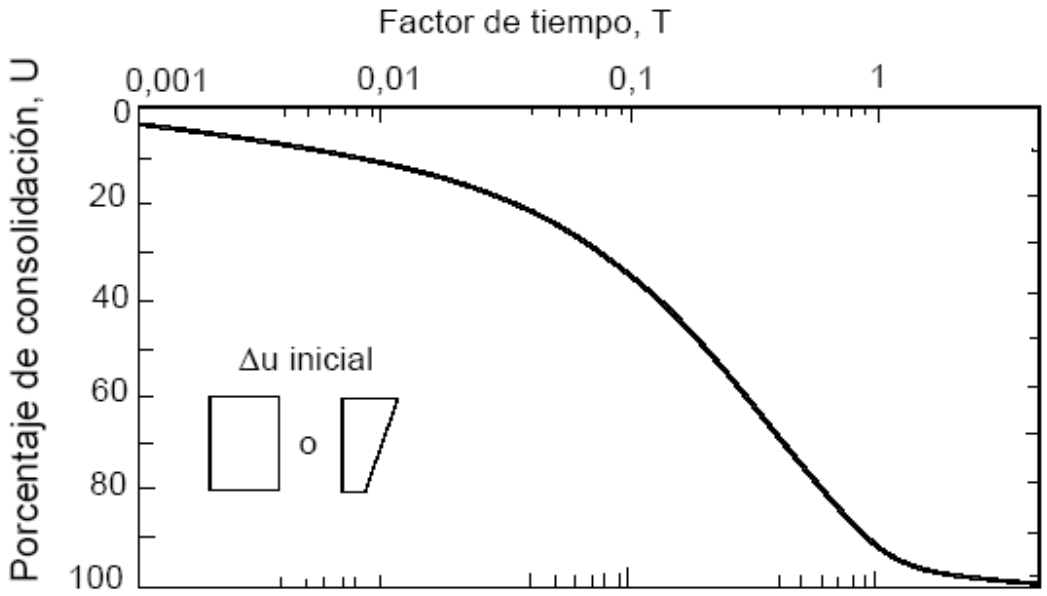


Figura 8.6.2.2.3 c-4 - Porcentaje de consolidación en función del factor de tiempo, T, EPRI (1983)

El asentamiento secundario se produce como resultado del reajuste continuo del esqueleto del suelo bajo cargas sostenidas. El asentamiento secundario es más importante para las arcillas altamente plásticas y los suelos orgánicos y micáceos. Aún no se comprende totalmente el mecanismo de los asentamientos secundarios, particularmente en el caso de las arcillas altamente plásticas y orgánicas. En consecuencia, los asentamientos secundarios calculados se deben considerar exclusivamente como estimaciones aproximadas.

8.6.2.2.3 d Asentamiento de las Zapatas en Roca

Para las zapatas en roca competente, diseñadas de acuerdo con el ***Artículo 8.6.3.2.2,*** generalmente se puede asumir que los asentamientos elásticos son menores que 15 mm. Si los asentamientos elásticos de esta magnitud no son aceptables o si la roca no es competente, se deberá realizar un análisis del asentamiento en base a las características de la masa de roca.

Si la roca está fisurada o triturada y no se satisfacen los criterios para determinar que la roca es competente, en el análisis del asentamiento se deberán considerar la influencia del tipo de roca, el estado de las discontinuidades y el grado de meteorización.

El asentamiento elástico de las zapatas en roca fisurada o triturada se puede tomar como:

- Para zapatas circulares (o cuadradas):

$$\rho = q_0 \left(1 - \nu^2\right) \frac{rI_p}{E_m} \qquad \text{(8.6.2.2.3 d-1)}$$

Donde:

$$I_p = \frac{\left(\sqrt{\pi}\right)}{\beta_z} \qquad \text{(8.6.2.2.3 d-2)}$$

- Para zapatas rectangulares:

$$\rho = q_0 \left(1 - \nu^2\right) \frac{BI_p}{E_m} \qquad \text{(8.6.2.2.3 d-3)}$$

Donde:

$$I_p = \frac{\left(L/B\right)^{1/2}}{\beta_z} \qquad \text{(8.6.2.2.3 d-4)}$$

Y donde:

q_o = tensión vertical en la base del área cargada (MPa)

v = coeficiente de Poisson (adimensional)

r = radio de una zapata circular o $B/2$ en el caso de las zapatas cuadradas (mm)

I_p = coeficiente de influencia que toma en cuenta la rigidez y las dimensiones de la zapata (adimensional)

E_m = módulo de la masa de roca (MPa)

β_z = factor que toma en cuenta la geometría y la rigidez de la zapata (adimensional)

Para las zapatas rígidas, los valores de I_p se pueden calcular usando los valores de β_z indicados en la ***Tabla 8.6.2.2.3 b-2***. Si no hay resultados de ensayos en laboratorio disponibles, para los tipos de roca habituales los valores del coeficiente de Poisson, , se pueden tomar como se indica en la ***Tabla 8.6.2.2.3 d-1***.

La determinación del módulo de la masa de roca, *Em*, se debería basar en resultados de ensayos in situ y en laboratorio. Alternativamente, los valores de *Em* se pueden estimar multiplicando el módulo de la roca intacta, *Eo*, obtenido mediante ensayos de compresión uniaxial por un factor de reducción, αE, que toma en cuenta la frecuencia de las discontinuidades según el *RQD* (designación de la calidad de la roca, según sus siglas en inglés), utilizando la siguiente relación (*Gardner* 1987):

$$E_m = \alpha_E E_o \qquad (8.6.2.2.3\ d\text{-}5)$$

Donde:

$$\alpha_E = 0{,}0231\ (RQD) - 1{,}32 \geq 0{,}15 \qquad (8.6.2.2.3\ d\text{-}6)$$

En la mayoría de los casos alcanza con determinar el asentamiento utilizando la presión media debajo de la zapata.

Cuando las fundaciones están sujetas a una carga muy elevada o cuando la tolerancia para el asentamiento es muy pequeña, el asentamiento de las zapatas en roca se puede estimar utilizando la teoría de la elasticidad. En estos análisis se debería emplear la rigidez de la masa de roca.

La precisión con la cual se pueden estimar los asentamientos utilizando la teoría de la elasticidad depende de la precisión del módulo de elasticidad estimado para la masa de roca, Em. En algunos casos el valor de Em se puede estimar mediante correlación empírica con el valor del módulo de elasticidad de la roca intacta entre fisuras. Si las condiciones de la masa de roca son inusuales o pobres puede ser necesario determinar su módulo de elasticidad a partir de ensayos in situ, tales como ensayos con placa de carga y ensayos presiométricos.

Para el diseño preliminar o cuando es imposible obtener datos de ensayos específicos del predio, se pueden utilizar diferentes lineamientos para estimar los valores de *Eo*, tales como los que se indican en la ***Tabla 8.6.2.2.3 d-2.*** Para los análisis preliminares o para el diseño final en aquellos casos en los cuales no hay resultados de ensayos in situ disponibles, para estimar *Em* se debería utilizar un valor $\alpha E = 0{,}15$.

La magnitud de los asentamientos por consolidación y secundarios en las masas rocosas que contienen vetas blandas u otros materiales con características de asentamiento dependientes del tiempo se puede estimar aplicando los procedimientos especificados en el ***Artículo 8.6.2.2.3 c***.

Tabla 8.6.2.2.3 d-1 – Coeficiente de Poisson para rocas intactas, modificado según Kulhawy (1978)

			Coeficiente de Poisson, *v*			Desviación estándar
Tipo de roca	No. de valores	No. de tipos de roca	Máximo	Mínimo	Promedio	
Granito	22	22	0,39	0,09	0,20	0,08
Gabro	3	3	0,20	0,16	0,18	0,02
Diabasa	6	6	0,38	0,20	0,29	0,06
Basalto	11	11	0,32	0,16	0,23	0,05
Cuarcita	6	6	0,22	0,08	0,14	0,05
Mármol	5	5	0,40	0,17	0,28	0,08
Gneis	11	11	0,40	0,09	0,22	0,09
Esquisto	12	11	0,31	0,02	0,12	0,08
Arenisca	12	9	0,46	0,08	0,20	0,11
Limonita	3	3	0,23	0,09	0,18	0,06
Lutita	3	3	0,18	0,03	0,09	0,06
Caliza	19	19	0,33	0,12	0,23	0,06
Dolostona	5	5	0,35	0,14	0,29	0,08

Tabla 8.6.2.2.3 d-2 – Módulos de elasticidad para rocas intactas, modificados según Kulhawy (1978)

			Módulo de Elasticidad, E_o (MPa × 10^3)			Desviación estándar
Tipo de roca	No. de valores	No. de tipos de roca	Máximo	Mínimo	Promedio	
Granito	26	26	100,0	6,410	52,70	3,55
Diorita	3	3	112,0	17,100	51,40	6,19
Gabro	3	3	84,1	67,600	75,80	0,97
Diabasa	7	7	104	69,000	88,30	1,78
Basalto	12	12	84,1	29,000	56,10	2,60
Cuarcita	7	7	88,3	36,500	66,10	2,32
Mármol	14	13	73,8	4,000	42,60	2,49
Gneiss	13	13	82,1	28,500	61,10	2,31
Pizarra	11	2	26,1	2,410	9,58	0,96
Esquisto	13	12	69,0	5,930	34,30	3,18
Filita	3	3	17,3	8,620	11,80	0,57
Arenisca	27	19	39,2	0,620	14,70	1,19
Limonita	5	5	32,8	2,620	16,50	1,65
Lutita	30	14	38,6	0,007	9,79	1,45
Caliza	30	30	89,6	4,480	39,30	3,73
Dolostona	17	16	78,6	5,720	29,10	3,44

8.6.2.2.4 Pérdida de Estabilidad Global

Se deberá investigar la estabilidad global en el estado límite de servicio utilizando los requisitos del ***Artículo 4.4.1***.

Se pueden emplear métodos o análisis de equilibrio que utilicen el método de análisis de estabilidad de taludes de Bishop modificado, de Janbu simplificado, de Spencer u otro de aceptación generalizada.

La investigación de la estabilidad global es particularmente importante para las fundaciones ubicadas próximas a:

- Un talud natural o sobre terreno inclinado,
- Un terraplén o una excavación,
- Un cuerpo de agua,
- Una explotación minera, o
- Un muro de sostenimiento.

El modo de falla será determinado por las condiciones del suelo en la proximidad de la zapata. Cuando las condiciones del suelo son relativamente homogéneas y estas condiciones se extienden debajo de la zapata, la superficie de falla crítica probablemente será curva.

Cuando las condiciones sub-superficiales incluyen una zona o estrato particularmente débil o una superficie rocosa inclinada a poca profundidad, la superficie de falla crítica probablemente será plana. En muchos casos es necesario analizar ambos modos de falla para determinar cuál es el modo de falla más crítico.

Aún cuando la estabilidad global sea satisfactoria, puede ser necesario realizar exploraciones, ensayos y análisis especiales para los estribos de puentes o muros de sostenimiento construidos sobre suelos blandos si la consolidación y/o el estrechamiento lateral de los suelos blandos pueden provocar un asentamiento a largo plazo inaceptable o el movimiento lateral de los estribos.

8.6.2.3 Presión de Contacto en el Estado Límite de Servicio

8.6.2.3.1 Valores Presuntos para la Presión de Contacto

El uso de valores presuntos se deberá basar en el conocimiento de las condiciones geológicas en el predio del puente o en el área próxima al predio del puente.

A menos que haya disponibles datos regionales más apropiados, se pueden utilizar los valores presuntos indicados en la **Tabla 8.6.2.3.1-A**. *Estos valores representan presiones de contacto admisibles y se aplican solamente en el estado límite de servicio.*

Tabla 8.6.2.3.1-A – Presiones de contacto admisibles presuntas para zapatas en el Estado Límite de Servicio (Modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy, 1982)

TIPO DE MATERIAL DE APOYO	CONSISTENCIA IN SITU	PRESIÓN DE CONTACTO (MPa)	
		Rango normal	Valor de uso recomendado
Roca cristalina ígnea y metamórfica maciza: grafito, diorita, basalto, gneis, conglomerado bien cementado (la condición "sana" permite fisuras menores)	Roca muy dura sana	5,7 a 9,6	7,7
Roca metamórfica foliada: lutita, esquisto (la condición "sana" permite fisuras menores)	Roca dura sana	2,9 a 3,8	3,4
Roca sedimentaria: lutitas duras cementadas, limonita, arenisca, caliza sin cavidades	Roca dura sana	1,4 a 2,4	1,9
Lecho rocoso meteorizado o fisurado de cualquier tipo, excepto rocas fuertemente arcillosas (lutita)	Roca de dureza media	0,77 a 1,1	0,96
Lutita compactada u otra roca fuertemente arcillosa en condición sana	Roca de dureza media	0,77 a 1,1	0,96
Mezcla bien graduada de suelos granulares finos y gruesos: till glacial, tosca, morena (GW-GC, GC, SC)	Muy densa	0,77 a 1,1	0,96
Grava, mezcla de grava y arena, mezclas de grava y canto rodado (GW, GP, SW, SP)	Muy densa Medianamente densa a densa Suelta	0.57 a 0,96 0,38 a 0,67 0,19 a 0,57	0,67 0,48 0,29
Arena gruesa a media y con poca grava (SW, SP)	Muy densa Medianamente densa a densa Suelta	0,38 a 0,57 0,19 a 0,38 0,096 a 0,29	0,38 0,29 0,14
Arena fina a media, arena media a gruesa limosa o arcillosa (SW, SM, SC)	Muy densa Medianamente densa a densa Suelta	0,29 a 0,48 0,19 a 0,38 0,096 a 0,19	0,29 0,24 0,22
Arena fina, arena media a fina limosa o arcillosa (SP, SM, SC)	Muy densa Medianamente densa a densa Suelta	0,29 a 0,48 0,19 a 0,38 0,096 a 0,19	0,29 0,24 0,22
Arcilla inorgánica homogénea, arcilla arenosa o limosa (CL, CH)	Muy rígida a dura Medianamente rígida a rígida Blanda	0,29 a 0,57 0,096 a 0,29 0,048 a 0,096	0,38 0,19 0,048
Limo inorgánico, limo arenoso o arcilloso, limo-arcilla-arena fina estratificados (ML, MH)	Muy rígida a dura Medianamente rígida a rígida Blanda	0,19 a 0,38 0,096 a 0,029 0,048 a 0,096	0,29 0,14 0,048

8.6.2.3.2 Procedimientos Semi-empíricos para Determinar la Presión de Contacto

La presión de contacto de la roca se puede determinar usando una correlación empírica con el RQD o el Sistema de Clasificación Geomecánico de las Masas de Roca, RMR, o bien el Sistema de Clasificación de las Masas Rocosas del Instituto Geotécnico Noruego, NGI. Al utilizar estos procedimientos semi-empíricos se deberá tomar en cuenta la experiencia local.

Si el valor de la presión de contacto admisible recomendado es mayor ya sea que la resistencia a la compresión no confinada de la roca o que la tensión admisible del hormigón, la presión de contacto admisible se deberá tomar como el menor valor entre la resistencia a la compresión no confinada de la roca y la tensión admisible del hormigón. La tensión admisible del hormigón se puede tomar como 0,3*f'c*.

La correlación empírica indicada en la ***Tabla 8.6.2.3.2-A*** se puede utilizar para estimar la presión de contacto admisible de las zapatas en roca competente (*Peck et al*. 1974). El valor del RQD de la ***Tabla 8.6.2.3.2-A*** se debe tomar como el RQD promedio de la roca en una profundidad *B* debajo de la base de la zapata.

Tabla 8.6.2.3.2-A – Presiones de Contacto Admisibles de las Rocas - Estado Límite de Servicio (de acuerdo con *Peck et al*. 1974)

RQD	Presión de Contacto Admisible (MPa)
100	28,70
90	19,20
75	11,50
50	6,23
25	2,87
0	0,96

8.6.3 RESISTENCIA EN EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

8.6.3.1 Capacidad de Carga de los Suelos debajo de las Zapatas

8.6.3.1.1 Requisitos Generales

La capacidad de carga se deberá determinar en base a la altura más elevada que se anticipa alcanzará el nivel freático en la ubicación de la zapata.

La capacidad de carga minorada, q_R, en el estado límite de resistencia se deberá tomar como:

$$q_R = \phi q_n = \phi q_{ult} \qquad (8.6.3.1.1\text{-}1)$$

Donde:

ϕ = factor de resistencia especificado en el ***Artículo 8.5.5***

$q_n = q_{ult}$ = capacidad de carga nominal (MPa)

Si las cargas son excéntricas, en todas las ecuaciones, tablas y figuras referentes a la capacidad de carga en lugar de las dimensiones globales *L* y *B* se deberán utilizar las dimensiones efectivas de la zapata *L'* y *B'* como se especifica en el ***Artículo 8.6.3.1.5***

La posición de la napa freática puede afectar significativamente la capacidad de carga de los suelos, ya que afecta la resistencia al corte y la densidad de los suelos de fundación. En general, cuando un suelo está sumergido disminuye la resistencia efectiva al corte si se trata de materiales no cohesivos (o granulares), y además disminuye la resistencia a largo plazo (condición drenada) si se trata de suelos arcillosos. Por otra parte, las densidades de los suelos sumergidos son aproximadamente iguales a la mitad de las densidades correspondientes a los mismos suelos bajo condiciones secas. Por lo tanto, cuando un suelo se sumerge puede ocurrir una significativa reducción de la capacidad de carga, y es fundamental analizar la capacidad de carga usando la hipótesis de la altura más elevada que se anticipa alcanzará el nivel freático durante la vida de servicio de la estructura.

La confiabilidad de las estimaciones de la capacidad de carga depende en gran medida de la precisión con la cual se determinan los parámetros del suelo tales como la resistencia al corte, no drenada, o el ángulo de fricción interna. En consecuencia, los valores de los factores de resistencia varían dependiendo del método mediante el cual se determina la resistencia del suelo, tal como se indica en la ***Tabla 8.5.5-1.***

8.6.3.1.2 Estimación Teórica

8.6.3.1.2 a Requisitos Generales

La capacidad de carga nominal se debería estimar en base a los parámetros del suelo utilizando teorías reconocidas de la mecánica de suelos. Los parámetros del suelo usados en los análisis, deberán ser representativos de la resistencia al corte del suelo bajo las condiciones subsuperficiales y de carga consideradas.

La capacidad de carga nominal de las zapatas en suelos no cohesivos se deberá evaluar empleando análisis de tensiones efectivas y parámetros de resistencia correspondientes al suelo en condición drenada.

La capacidad de carga nominal de las zapatas en suelos cohesivos se deberá evaluar empleando análisis de tensiones totales y parámetros de resistencia correspondientes al suelo en condición no drenada. En aquellos casos en los cuales los suelos cohesivos pudieran ablandarse y perder resistencia en función del tiempo, la capacidad de carga de los suelos también se deberá evaluar para las condiciones de carga permanente usando análisis de tensiones efectivas y parámetros de resistencia correspondientes al suelo en condición drenada.

Para las zapatas en suelos compactados, la capacidad de carga nominal, se deberá evaluar utilizando análisis de tensiones totales o efectivas, cualquiera que sea el que resulte más crítico.

Siempre que sea necesario estimar la capacidad de carga nominal de suelos cohesivos (tales como las arcillas) y de suelos compactados mediante análisis de tensiones efectivas se deberá aplicar la ***Ecuación 8.6.3.1.2 c-1.***

Si es posible que ocurra una falla por corte localizado o punzonamiento, la capacidad de carga nominal se podrá estimar usando los parámetros de resistencia al corte reducidos c^* y ϕ^* en las ***Ecuaciones 8.6.3.1.2 b-1 y 8.6.3.1.2 c-1***. Los parámetros de corte reducidos se pueden tomar como:

$$c^* = 0{,}67c \qquad (8.6.3.1.2\ a\text{-}1)$$

$$\phi^* = \tan^{-1}(0{,}67 \tan \phi) \qquad (8.6.3.1.2\ a\text{-}2)$$

Donde:

c^* = cohesión del suelo correspondiente a la tensión efectiva reducida para corte por punzonamiento (MPa)

ϕ^* = ángulo de fricción interna del suelo correspondiente a la tensión efectiva reducida para corte por punzonamiento (º)

Si el perfil del suelo contiene un segundo estrato de suelo con propiedades diferentes que afectan la resistencia al corte a una distancia debajo de la zapata menor que H_{CRIT}, la capacidad de carga del

sistema de suelos, se deberá determinar usando los requisitos para sistemas de suelos de dos capas indicados en el presente documento. La distancia H_{CRIT} se puede tomar como:

$$H_{CRIT} = \frac{3B \ln\left(\frac{q_1}{q_2}\right)}{2\left[1+\frac{B}{L}\right]} \qquad \text{(8.6.3.1.2 a-3)}$$

Donde:

q_1 = capacidad de carga última de una zapata apoyada en el estrato superior de un sistema de dos capas, suponiendo que el estrato superior es infinitamente grueso (MPa)

q_2 = capacidad de carga última de una zapata ficticia que tiene el mismo tamaño y geometría que la zapata real pero que está apoyada en la superficie del segundo estrato (estrato inferior) de un sistema de dos capas (MPa)

B = ancho de la zapata (mm)

L = longitud de la zapata (mm)

Siempre que sea posible se deberían evitar las zapatas con bases inclinadas. Cuando no se pueda evitar el uso de una zapata con base inclinada, la capacidad de carga nominal determinada de acuerdo con los requisitos aquí especificados se deberá reducir adicionalmente utilizando las correcciones para zapatas con base inclinada disponibles en la literatura.

En la **Figura 8.6.3.1.2a-1** *se ilustran los tres modos de falla por corte (corte generalizado, corte localizado y punzonamiento).*

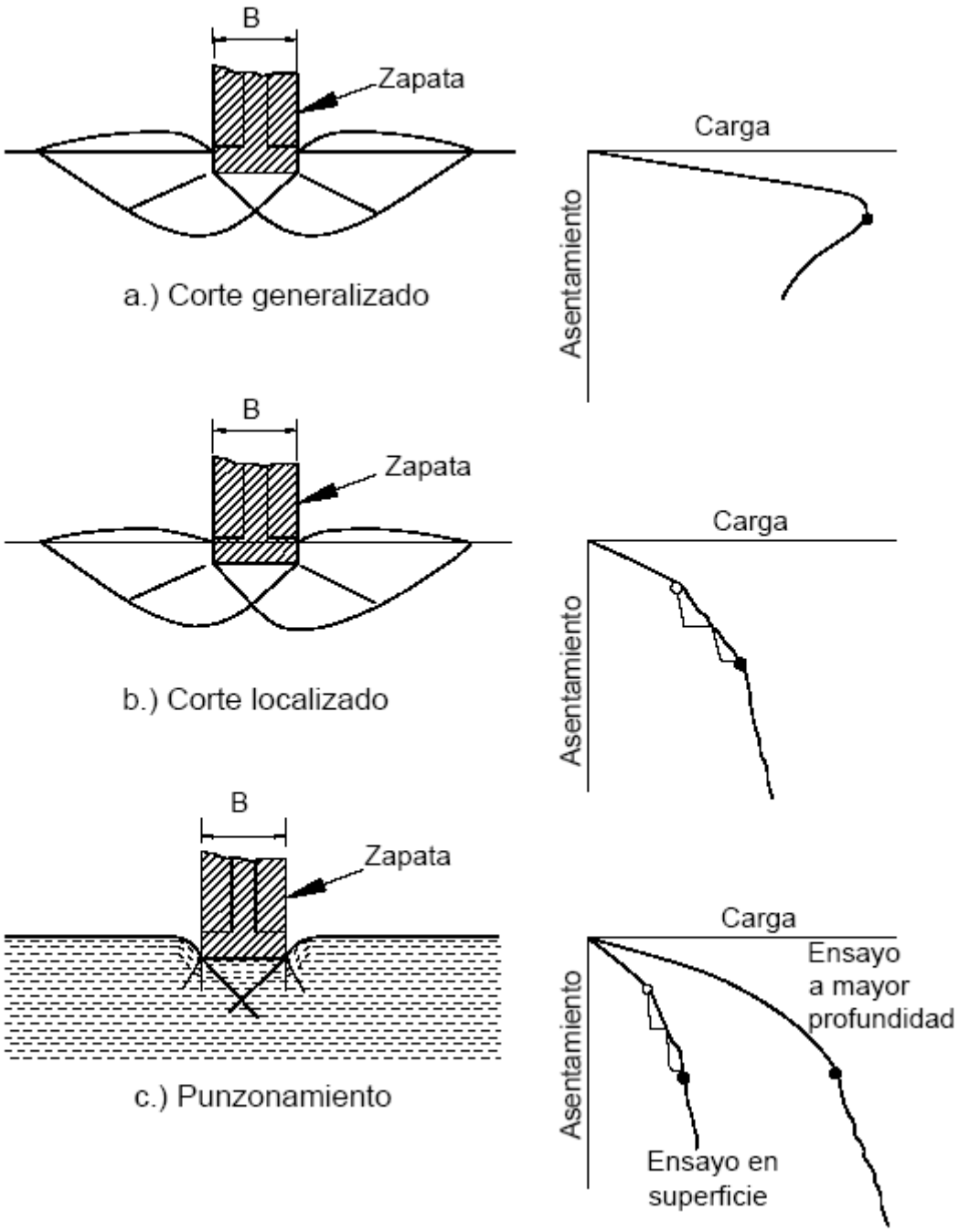


Figura 8.6.3.1.2 a-1 – Modos de falla relacionados con la capacidad de carga para zapatas en suelo (Vesic 1963)

Las fallas por corte generalizado se caracterizan por una superficie de falla bien definida que se extiende hasta la superficie del terreno y son acompañadas por una rotación e inclinación súbita de la zapata y el abultamiento del suelo a ambos lados de la misma. Las fallas por corte generalizado se

producen en suelos relativamente incompresibles y en arcillas normalmente consolidadas saturadas cuando están cargadas en condición no drenada.

Las fallas por corte localizado se caracterizan por una superficie de falla similar a la correspondiente a las fallas por corte generalizado pero que no se prolonga hasta la superficie del terreno sino que termina en algún punto del suelo debajo de la zapata. Las fallas por corte localizado son acompañadas por la compresión vertical del suelo debajo de la zapata y el abultamiento visible del suelo adyacente a la zapata, pero no por la rotación o inclinación súbita de la zapata. La falla por corte localizado es una condición de transición entre la falla por corte generalizado y la falla por punzonamiento. Las fallas por punzonamiento, se caracterizan por la presencia de corte vertical alrededor del perímetro de la zapata y son acompañadas por un movimiento vertical de la zapata y la compresión del suelo inmediatamente debajo de la misma, pero no afectan el suelo fuera del área cargada. Las fallas por punzonamiento ocurren en suelos sueltos o compresibles, en suelos débiles bajo condiciones de carga lenta (drenada) y en arenas densas, en el caso de zapatas profundas sujetas a cargas elevadas.

El modo de falla para cada zapata en particular depende fundamentalmente de la compresibilidad del suelo y de la profundidad de la zapata. En la **Figura 8.6.3.1.2 a-2,** se ilustra la relación entre la profundidad de una zapata, el modo de falla y la densidad relativa para el caso de zapatas en arena.

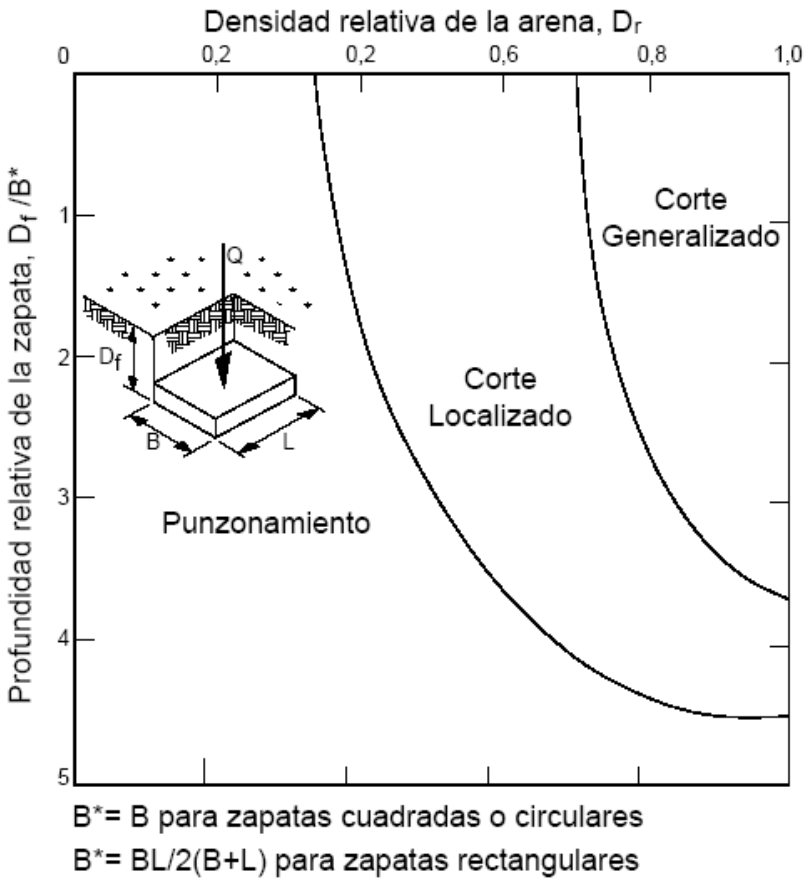


Figura 8.6.3.1.2 a-2 – Modos de falla relacionados con la capacidad de carga - Zapatas en arena

Se han realizado algunos esfuerzos intentando modificar la ecuación general para la capacidad de carga de manera que considere la compresibilidad del suelo mediante factores de rigidez determinados en base a un índice de rigidez. El índice de rigidez es un parámetro que relaciona el módulo de corte del suelo con la resistencia y la tensión vertical y que se puede utilizar para predecir el modo de falla. Sin embargo, las investigaciones realizadas por Ismael y Vesic (1981) indican que esta técnica es excesivamente conservadora para las zapatas profundas, y que el enfoque de Terzaghi consistente en utilizar parámetros reducidos para la resistencia al corte es bastante precisa o en todo caso levemente conservadora.

La capacidad de carga de las zapatas en suelo se debería evaluar utilizando para la resistencia al corte del suelo parámetros representativos de la resistencia al corte del suelo bajo las condiciones de carga que se están analizando. La capacidad de carga de las zapatas apoyadas en suelos granulares, se debería evaluar tanto, para condiciones de carga permanente como para condiciones de sobrecargas de corta duración utilizando métodos de análisis en base a tensiones efectivas y los parámetros de resistencia al corte correspondientes al suelo drenado. La capacidad de carga de las zapatas apoyadas en suelos cohesivos, se debería evaluar para condiciones de sobrecargas de corta duración utilizando métodos de análisis en base a tensiones totales y los parámetros de resistencia al corte correspondientes al suelo no drenado.

Además, la capacidad de carga de las zapatas apoyadas en suelos cohesivos, los cuales podrían ablandarse y perder resistencia con el paso del tiempo, se debería evaluar para condiciones de carga permanente utilizando métodos de análisis en base a tensiones efectivas y los parámetros de resistencia al corte correspondientes al suelo drenado.

8.6.3.1.2 b Arcillas Saturadas

La capacidad de carga nominal de un estrato de arcilla saturada, en MPa, determinada a partir de la resistencia al corte, no drenado, se puede tomar como:

$$q_{ult} = cN_{cm} + g\gamma D_f N_{qm} \times 10^{-9} \quad \text{(8.6.3.1.2 b-1)}$$

Donde:

$c = Su$ = resistencia al corte no drenada (MPa)

N_{cm}, N_{qm} = factores de capacidad de carga modificados que dependen de la geometría de la zapata, la profundidad empotrada, la compresibilidad del suelo y la inclinación de las cargas (adimensionales)

γ = densidad total (húmeda) de la arcilla (kg/m^3)

Df = profundidad de empotramiento considerada hasta el fondo de la zapata (mm)

Los factores de capacidad de carga, N_{cm} y N_{qm}, se pueden tomar como:

• Para $Df / B \leq 2,5$ $B / L \leq 1$ y $H / V \leq 0,4$

$$N_{cm} = N_c\left[1+0,2\left(D_f / B\right)\right]\left[1+0,2\left(B / L\right)\right]\left[1-1,3\left(H / V\right)\right] \quad \text{(8.6.3.1.2 b-2)}$$

• Para $D_f / B > 2,5$ y $H/V \leq 0,4$

$$N_{cm} = N_c\left[1+0,2\left(B / L\right)\right]\left[1-1,3\left(H / V\right)\right] \quad \text{(8.6.3.1.2 b-3)}$$

Donde:

N_c = 5,0 para la **Ecuación 8.6.3.1.2b-2** en suelo relativamente plano

= 7,5 para la **Ecuación 8.6.3.1.2b-3** en suelo relativamente plano

= N_{cq} de la ***Figura 8.6.3.1.2 b-1*** para zapatas sobre terreno inclinado o adyacente a terreno inclinado

N_{qm} = 1,0 para arcilla saturada y terreno relativamente plano

= 0,0 para zapatas sobre terreno inclinado o adyacentes a terreno inclinado

En la ***Figura 8.6.3.1.2 b-1*** el número de estabilidad, *Ns*, se deberá tomar como:

• Para $B < Hs$

$Ns = 0$ (8.6.3.1.2b-4)

• Para $B \geq Hs$

$Ns = [g\ \gamma\ H_s / c\ ]\times 10^{-9}$ (8.6.3.1.2b-5)

Donde:

B = ancho de la zapata (mm)

L = longitud de la zapata (mm)

H = carga horizontal no mayorada (N)

Hs = altura de la masa de terreno inclinado (mm)

V = carga vertical no mayorada (N)

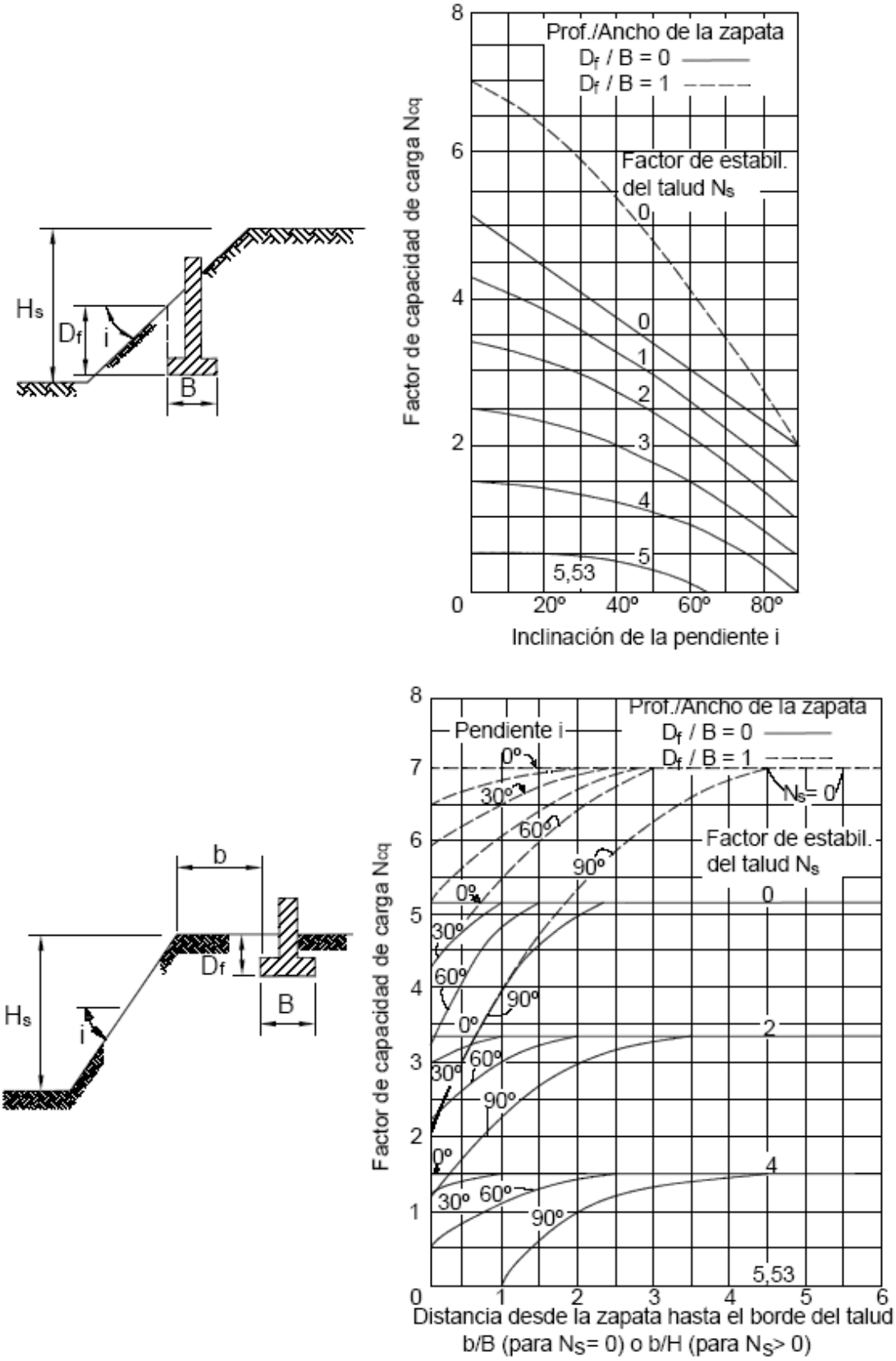


Figura 8.6.3.1.2 b-1 – Factores de capacidad de carga modificados para zapatas en suelos cohesivos y sobre o adyacentes a terreno inclinado (Meyerhof 1957)

Bowles (1988), presenta un enfoque numérico racional para determinar un factor de capacidad de carga modificado, Ncq, para zapatas ubicado sobre una pendiente o próximas a una pendiente.

Vesic (1970), desarrolló una solución rigurosa para el factor de capacidad de carga modificado, Nm, para el caso de un estrato de arcilla blanda sobre un estrato de arcilla dura. Esta solución está dada por la siguiente expresión:

$$N_m = \frac{kN_c^*\left(N_c^* + \beta_m - 1\right)A}{BC - \left(kN_c^* + \beta_m - 1\right)\left(N_c^* + 1\right)}$$ *(8.6.3.1.2 b-6)*

Donde:

$$A = \left[(k+1)N_c^{*2} + (1 + k\beta_m)N_c^* - 1\right]$$ *(8.6.3.1.2 b-7)*

$$B = \left[k(k+1)N_c^* + k + \beta_m - 1\right]$$ *(8.6.3.1.2 b-8)*

$$x\ B = \left[k(k+1)N_c^* + k + \beta_m - 1\right]$$ *(8.6.3.1.2b-9)*

- Para zapatas circulares o cuadradas:

$$\beta_m = \frac{B}{4H}$$

(8.6.3.1.2 b-10)

$$N_c^* = 6{,}17$$

Para zapatas corridas:

$$\beta_m = \frac{B}{2H} \qquad (8.6.3.1.2\ b\text{-}11)$$

$$N_c^* = 5{,}14$$

Bm= se conoce como índice de punzonamiento.

Cuando una zapata apoyada en un sistema formado por dos estratos de suelo cohesivo está sujeta a una condición de carga no drenada, la capacidad de carga nominal se puede determinar utilizando la **Ecuación 8.6.3.1.2 b-1** con las siguientes interpretaciones:

*c*1 = resistencia al corte no drenada del estrato de suelo superior como se ilustra en la ***Figura 8.6.3.1.2 b-2*** (MPa)

$N_{cm} = N_m$, un factor de capacidad de carga como se especifica a continuación (adimensional)

N_{qm} = 1,0 (adimensional)

Si el estrato portante yace sobre un suelo cohesivo más rígido *Nm,* se puede tomar como se especifica en la ***Figura 8.6.3.1.2 b-3.***

Si el estrato portante yace sobre un suelo cohesivo más blando *Nm* se puede tomar como:

$$\beta_m = \frac{B}{2H} \qquad (8.6.3.1.2b\text{-}12)$$

$$N_c^* = 5{,}14$$

Donde:

$$\beta_m = \frac{BL}{2(B+L)H_{s2}} \qquad (8.6.3.1.2b\text{-}13)$$

κ = *c*2/*c*1

*c*1 = resistencia al corte del estrato de suelo superior (MPa)

*c*2 = resistencia al corte del estrato de suelo inferior (MPa)

*Hs*2 = distancia desde el fondo de la zapata hasta la parte superior del segundo estrato de suelo (mm)

sc = 1,0 para zapatas continuas

$$= 1 + \frac{B}{L}\left(\frac{N_{qm}}{N_c}\right)$$ Para zapatas rectangulares con (8.6.3.1.2b-14)

$$L \leq 5B$$

- Para zapatas rectangulares con *L* < 5*B*

Donde:

Nc = factor de capacidad de carga determinado de acuerdo con la presente (adimensional)

Nqm = factor de capacidad de carga determinado de acuerdo con la presente (adimensional)

Si un sistema formado por dos estratos de suelo cohesivo está sujeto a una condición de carga drenada, la capacidad de carga nominal se deberá determinar utilizando la **Ecuación 8.6.3.1.2c-4.**

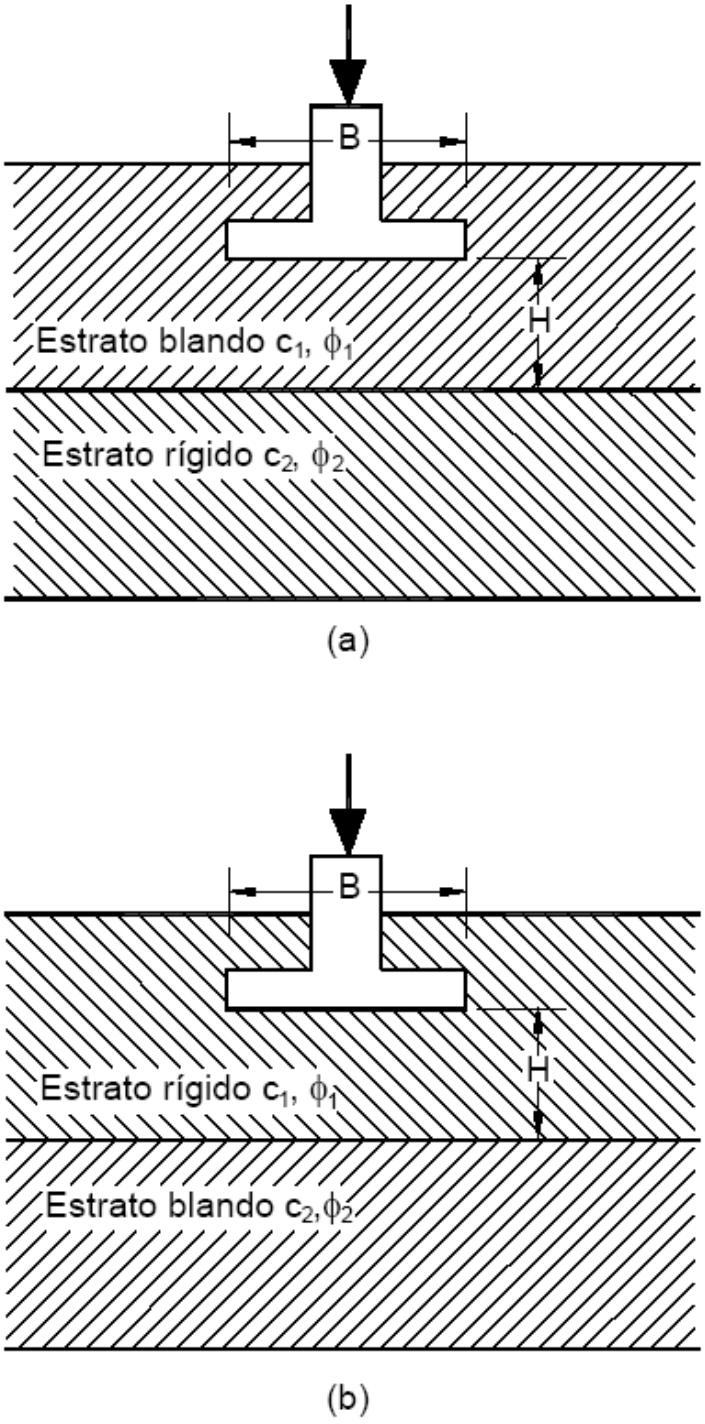


Figura 8.6.3.1.2 b-2 - Perfiles de suelos con dos estratos

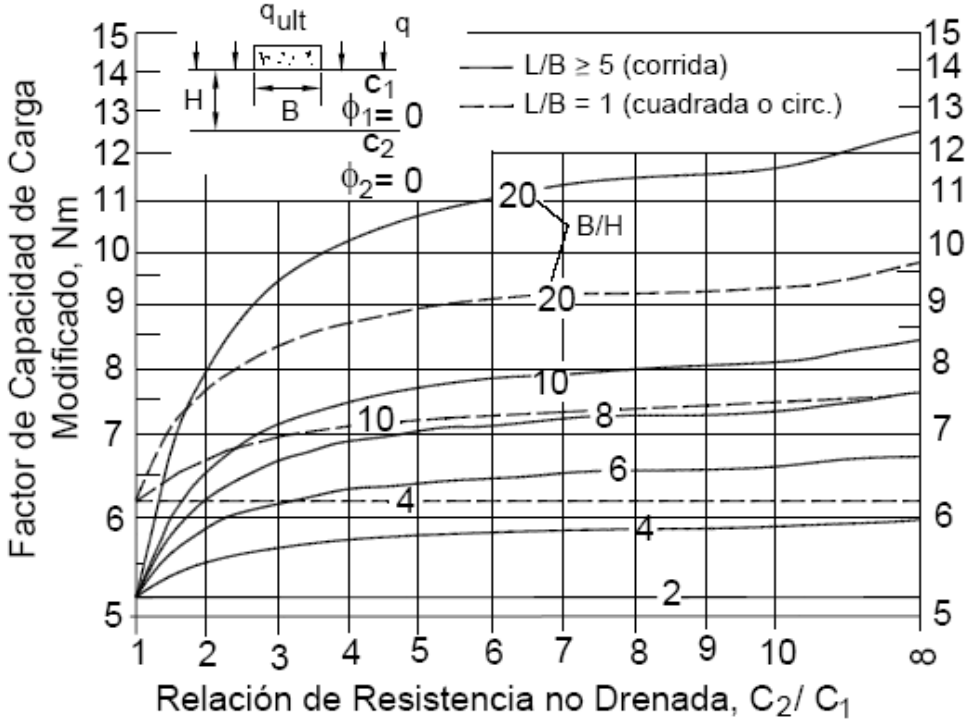


Figura 8.6.3.1.2 b-3 – Factor de capacidad de carga modificado para sistemas formados por dos estratos de suelo cohesivo en los cuales hay un estrato de suelo más blando sobre un estrato de suelo más rígido (EPRI 1983)

8.6.3.1.2 c Suelos no Cohesivos

La capacidad de carga nominal de un estrato de suelo no cohesivo, tal como las arenas o gravas, en MPa, se puede tomar como:

$$q_{ult} = 0{,}5 g \gamma B C_{w1} N_{\gamma m} \times 10^{-9} + g \gamma C_{w2} D_f N_{qm} \times 10^{-9} \qquad (8.6.3.1.2c1)$$

Donde:

Df = profundidad de la zapata (mm)

γ= densidad total (densidad húmeda) de la arena o grava (kg/m^3)

B = ancho de la zapata (mm)

*Cw*1, *Cw*2 = coeficientes especificados en la ***Tabla 8.6.3.1.2c-1*** en función de *Dw* (adimensional)

DW = profundidad hasta la superficie del agua, considerada desde la superficie del terreno (mm)

Nγm = factor de capacidad de carga modificado (adimensional)

Tabla 8.6.3.1.2c-1 – Coeficientes *Cw*1 y *Cw*2 para diferentes profundidades del nivel freático

Dw	$Cw1$	$Cw2$
0,0	0,5	0,5
Df	0,5	1,0
> 1,5B + Df	1,0	1,0

Para posiciones intermedias del nivel freático los valores de C_{w1} y C_{w2} se pueden determinar interpolando entre los valores especificados en la ***Tabla 8.6.3.1.2c-1***. Los factores de capacidad de carga $N_{\gamma m}$ y N_{qm} se pueden tomar como:

$$N_{\gamma m} = N_\gamma s_\gamma c_\gamma i_\gamma \quad \text{(8.6.3.1.2c-2)}$$

$$N_{qm} = N_q s_q c_q i_q d_q \quad \text{(8.6.3.1.2c-3)}$$

Donde:

N_γ = factor de capacidad de carga como se especifica en la ***Tabla 8.6.3.1.2c-2*** para zapatas sobre terreno relativamente plano (adimensional)

= $N_{\gamma q}$ como se especifica en la ***Figura 8.6.3.1.2c-1*** para zapatas sobre o próximas a terreno inclinado (adimensional)

N_q = factor de capacidad de carga como se especifica en la ***Tabla 8.6.3.1.2c-2*** para terreno relativamente plano (adimensional)

= 0,0 para zapatas sobre o próximas a terreno inclinado (adimensional)

S_q, S_γ = factores de forma especificados en las ***Tablas 8.6.3.1.2c-3 y 8.6.3.1.2c-4***, respectivamente (adimensionales)

c_q, c_γ = factores de compresibilidad del suelo especificados en las ***Tablas 8.6.3.1.2c-5 y 8.6.3.1.2c-6*** (adimensionales)

i_q, i_γ = factores de inclinación de la carga especificados en las ***Tablas 8.6.3.1.2c-7 y 8.6.3.1.2c-8*** (adimensionales)

d_q = factor de profundidad especificado en la ***Tabla 8.6.3.1.2c-9*** (adimensional)

Se deberán aplicar las siguientes interpretaciones:

- En las ***Tablas 8.6.3.1.2c-5 y 8.6.3.1.2c-6***, *q* se deberá tomar como la tensión efectiva vertical inicial a la profundidad de la zapata, es decir, la tensión vertical en el fondo de la zapata antes de la excavación, corregida para considerar la presión del agua.
- En las ***Tablas 8.6.3.1.2c-7 y 8.6.3.1.2c-8***, *H* y *V* se deberán tomar como las cargas horizontales y verticales no mayoradas, respectivamente.
- En la ***Tabla 8.6.3.1.2c-9***, los valores de d_q se deberán considerar aplicables si los suelos por encima del fondo de la zapata son tan competentes como los suelos debajo de la zapata. Si los suelos son más débiles, utilizar d_q =1,0.

Cuando la distancia vertical entre la base de la zapata y el nivel freático es menor que 1,5 veces el ancho de la zapata, la capacidad de carga se ve afectada. En el diseño se debería utilizar el nivel freático más alto anticipado.

A modo de alternativa a los valores especificados en la **Tabla 8.6.3.1.2c-2**, N_γ y N_q se pueden tomar como:

$$N_q = e^{\pi \tan\phi_f} \tan^2\left(45 + \frac{\phi_f}{2}\right) \qquad \text{(8.6.3.1.2c-4)}$$

Y la fórmula $N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\ \phi_f$ (8.6.3.1.2c-5)

A modo de alternativa a los valores especificados en la **Tabla 8.6.3.1.2c-3**, sq se puede tomar como:

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi_f \quad \text{(8.6.3.1.2c-6)}$$

A modo de alternativa a los valores especificados en la **Tabla 8.6.3.1.2c-4**, sγ se puede tomar como:

$$S_\gamma = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) \quad \text{(8.6.3.1.2c-7)}$$

Los valores especificados en las **Tablas 8.6.3.1.2c-5 y 8.6.3.1.2c-6,** cq y cγ, se pueden aproximar de manera razonable utilizando la expresión de Vesic (1969):

$$c_\gamma = c_q = e^{\left(-4.4+0.6\frac{B}{L}\right)\tan\phi_f + \frac{(3.07\,sen\phi_f)\log(2I_r)}{(1+sen\phi_f)}} \quad \text{(8.6.3.1.2c-8)}$$

Donde:

$$I_r = 2D_r\sqrt{\frac{Pa}{q}} \quad \text{(8.6.3.1.2c-9)}$$

Para lo cual:

D_f = densidad relativa en porcentaje como se especifica en las **Tablas 8.6.3.1.2c-5 y 8.6.3.1.2c-6**

q = presión efectiva debida a la sobrecarga de suelo (MPa)

p_a = presión atmosférica considerada como 0,101 MPa

A modo de alternativa a los valores especificados en la **Tabla 8.6.3.1.2c-7**, los factores de inclinación i_q e i_γ se pueden tomar como:

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^n \quad \text{(8.6.3.1.2c-10)}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{(n+1)} \quad \text{(8.6.3.1.2c-11)}$$

Para lo cual:

n = 2,50 para zapatas cuadradas

= 2,67 para zapatas en las cuales L/B = 2

= 3,00 para zapatas en las cuales L/B ≥ 10

Se pueden obtener valores de n intermedios por interpolación lineal.

A modo de alternativa a los valores especificados en la **Tabla 8.6.3.1.2c-8**, los factores de inclinación iq e iγ se pueden tomar como:

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^n \quad \text{(8.6.3.1.2c-12)}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{(n-1)} \quad \text{(8.6.3.1.2c-13)}$$

Para lo cual:

n = 2,50 para zapatas cuadradas

= 2,33 para zapatas en las cuales L/B = 2

= 2,00 para zapatas en las cuales L/B ≥ 10

Se pueden obtener valores de n intermedios por interpolación lineal.

A modo de alternativa a los valores especificados en la **Tabla 8.6.3.1.2c-9,** el factor de profundidad, d_q, se puede tomar como:

$$d_q = 1 + 2\tan\phi(1 - sen\phi)^2 \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right) \quad \text{(8.6.3.1.2c-14)}$$

Tabla 8.6.3.1.2c-2 – Factores de capacidad de carga *N*γ y *Nq* para zapatas en suelos no cohesivos (*Barker et al*. 1991)

Ángulo de Fricción, (ϕ_f) (°)	N_γ (adimensional)	N_q (adimensional)
28	17	15
30	22	18
32	30	23
34	41	29
36	58	38
38	78	49
40	110	64
42	155	85
44	225	115
46	330	160

Tabla 8.6.3.1.2c-3 – Factor de forma *sq* para zapatas en suelo no cohesivo (*Barker et al*. 1991)

Ángulo de Fricción, (ϕ_f) (deg)	S_q (adimensional)			
	$L/B = 1$	$L/B = 2$	$L/B = 5$	$L/B = 10$
28	1,53	1,27	1,11	1,05
30	1,58	1,29	1,11	1,06
32	1,62	1,31	1,12	1,06
34	1,67	1,34	1,13	1,07
36	1,73	1,36	1,14	1,07
38	1,78	1,39	1,16	1,08
40	1,84	1,42	1,17	1,08
42	1,90	1,45	1,18	1,09
44	1,96	1,48	1,19	1,10
46	2,03	1,52	1,21	1,10

Tabla 8.6.3.1.2c-4 – Factor de forma *sγ* para zapatas en suelo no cohesivo (*Barker et al*. 1991)

L/B	S_γ (adimensional)
1	0,60
2	0,80
5	0,92
10	0,96

Tabla 8.6.3.1.2c-5 – Factores de compresibilidad del suelo *cγ* y *cq* para zapatas cuadradas en suelo no cohesivo (*Barker et al*. 1991)

Densidad relativa, D_r (%)	Ángulo de fricción, (ϕ_f) (°)	$c_\gamma = c_q$ (adimensional)			
		q = 0,024 MPa	q = 0,048 MPa	q = 0,096 MPa	q = 0,192 MPa
20	28	1,00	1,00	0,92	0,89
30	32	1,00	1,00	0,85	0,77
40	35	1,00	0,97	0,82	0.75
50	37	1,00	0,96	0,81	0,73
60	40	1,00	0,86	0,72	0,65
70	42	0,96	0,80	0,66	0,60
80	45	0,79	0,66	0,54	0,48
100	50	0,52	0,42	0,35	0,31

Tabla 8.6.3.1.2c-6 – Factores de compresibilidad del suelo *cγ* y *cq* para zapatas corridas en suelo no cohesivo (*Barker et al*. 1991)

Densidad relativa, D_r (%)	Ángulo de fricción, (ϕ_f) (°)	$c_\gamma = c_q$ (adimensional)			
		q = 0,024 MPa	q = 0,048 MPa	q = 0,096 MPa	q = 0,192 MPa
20	28	0,85	0,75	0,65	0,60
30	32	0,80	0,68	0,58	0,53
40	35	0,76	0,64	0,54	0,49
50	37	0,73	0,61	0,52	0,47
60	40	0,62	0,52	0,43	0,39
70	42	0,56	0,47	0,39	0,35
80	45	0,44	0,36	0,30	0,27
100	50	0,25	0,21	0,17	0,15

Tabla 8.6.3.1.2c-7 – Factores de inclinación de la carga *iγ* e *iq* para cargas inclinadas en la dirección del ancho de la zapata (*Barker et al*. 1991)

H/V	i_γ (adimensional)			i_q (adimensional)		
	Corrida	*L/B* = 2	Cuadrada	Corrida	*L/B* = 2	Cuadrada
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,10	0,73	0,76	0,77	0,81	0,84	0,85
0,15	0,61	0,65	0,67	0,72	0,76	0,78
0,20	0,51	0,55	0,57	0,64	0,69	0,72
0,25	0,42	0,46	0,49	0,56	0,62	0,65
0,30	0,34	0,39	0,41	0,49	0,55	0,59
0,35	0,27	0,32	0,34	0,42	0,49	0,52
0,40	0,22	0,26	0,28	0,36	0,43	0,46
0,45	0,17	0,20	0,22	0,30	0,37	0,41
0,50	0,13	0,16	0,18	0,25	0,31	0,35
0,55	0,09	0,12	0,14	0,20	0,26	0,30
0,60	0,06	0,09	0,10	0,16	0,22	0,25
0,65	0,04	0,06	0,07	0,12	0,17	0,21
0,70	0,03	0,04	0,05	0,09	0,13	0,16

Tabla 8.6.3.1.2c-8 – Factores de inclinación de la carga *iγ* e *iq* para cargas inclinadas en la dirección del largo de la zapata (*Barker et al*. 1991)

H/V	i_γ (adimensional)			i_q (adimensional)		
	Corrida	*L/B* = 2	Cuadrada	Corrida	*L/B* = 2	Cuadrada
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,10	0,81	0,78	0,77	0,90	0,87	0,85
0,15	0,72	0,68	0,67	0,85	0,81	0,78
0,20	0,64	0,59	0,57	0,80	0,74	0,72
0,25	0,56	0,51	0,49	0,75	0,68	0,65
0,30	0,49	0,44	0,41	0,70	0,62	0,59
0,35	0,42	0,37	0,34	0,65	0,56	0,52
0,40	0,36	0,30	0,28	0,60	0,51	0,46
0,45	0,30	0,25	0,22	0,55	0,45	0,41
0,50	0,25	0,20	0,18	0,50	0,40	0,35
0,55	0,20	0,16	0,14	0,45	0,34	0,30
0,60	0,16	0,12	0,10	0,40	0,29	0,25
0,65	0,12	0,09	0,07	0,35	0,25	0,21
0,70	0,09	0,06	0,05	0,30	0,20	0,16

Tabla 8.6.3.1.2c-9 – Factor de profundidad *dq* para suelos no cohesivos (*Barker et al*. 1991)

Ángulo de fricción, (ϕ_f)	D_f/B (adimensional)	d_q (adimensional)
32	1	1,20
	2	1,30
	4	1,35
	8	1,40
37	1	1,20
	2	1,25
	4	1,30
	8	1,35
42	1	1,15
	2	1,20
	4	1,25
	8	1,30

Cuando una zapata apoyada en un sistema formado por dos estratos de suelo no cohesivo está sujeta a una condición de carga drenada, la capacidad de carga nominal se puede tomar como:

$$q_{ult} = \left[q_2 + \left(\frac{1}{K}\right) c_1' \cot g \phi_1' \right] e^{2\left[1+\frac{B}{L}\right] K \tan\phi_1' \left(\frac{H}{B}\right)} - \left(\frac{1}{K}\right) c_1' \cot \phi_1' \qquad (8.6.3.1.2c\text{-}15)$$

En la cual:

$$K = \frac{1 - sen^2 \phi_1'}{1 + sen^2 \phi_1'} \qquad (8.6.3.1.2c\text{-}16)$$

Si el estrato superior es un suelo no cohesivo y ϕ' está comprendido entre 25º y 50º, la **Ecuación (8.6.3.1.2c-15)** se reduce a:

$$q_{ult} = q_2 e^{0.67\left[1+\left(\frac{B}{L}\right)\right]\frac{H}{B}} \qquad (8.6.3.1.2c\text{-}17)$$

Donde:

c_1 = resistencia al corte no drenada del estrato de suelo superior como se ilustra en la ***Figura 8.6.3.1.2b-3*** (MPa)

q_2 = capacidad de carga última de una zapata ficticia que tiene el mismo tamaño y geometría que la zapata real pero que está apoyada sobre la superficie del segundo estrato (estrato inferior) de un sistema de dos capas (MPa)

ϕ'_1 = ángulo de fricción interna para la tensión efectiva del estrato de suelo superior (º)

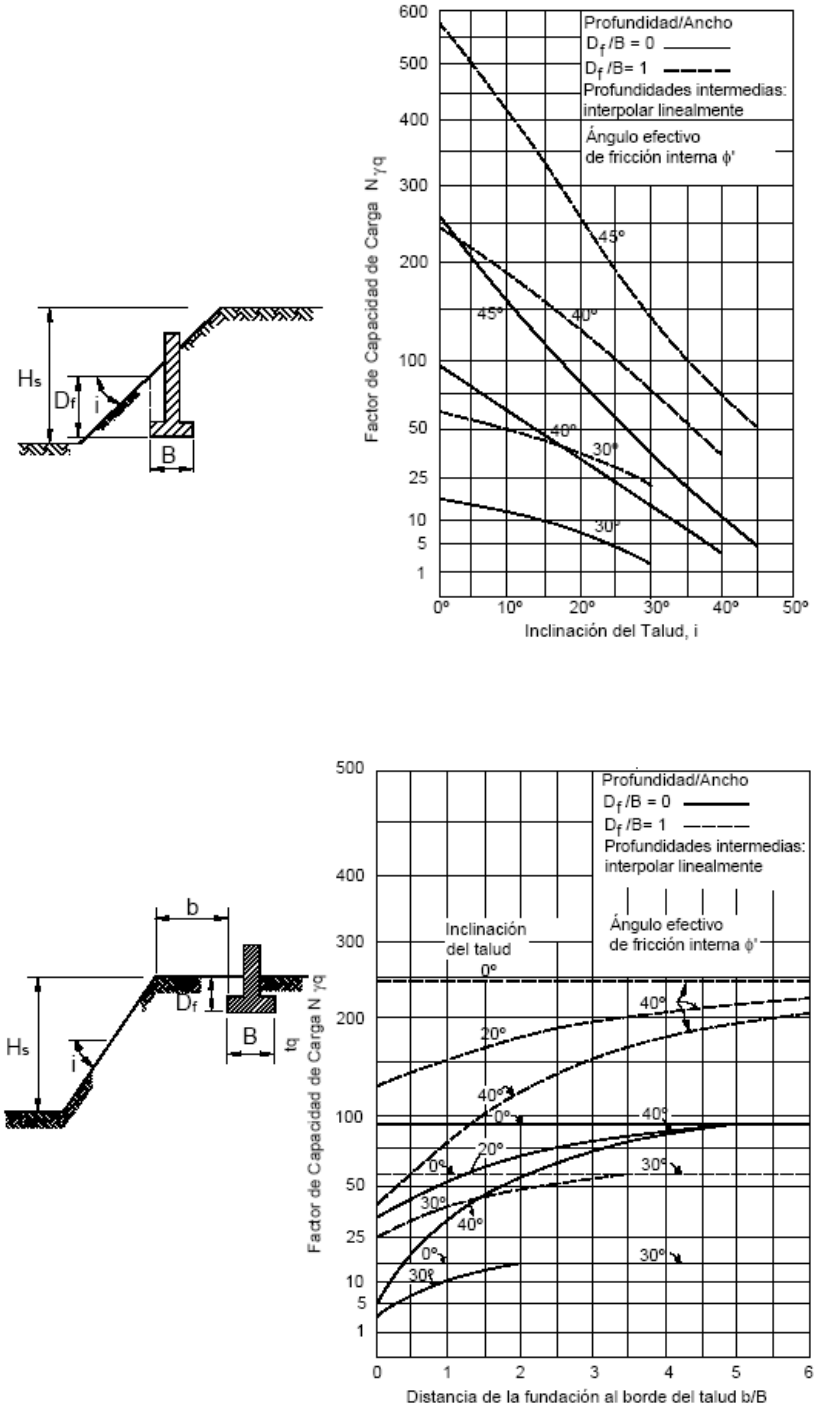


Figura 8.6.3.1.2c-1 – Factores de capacidad de carga modificados para zapatas en suelos no cohesivos o sobre o adyacentes a terreno inclinado (Meyerhof 1957)

8.6.3.1.3 Procedimientos Semiempíricos

8.6.3.1.3 a Requisitos Generales

La capacidad de carga nominal de los suelos de fundación se puede estimar a partir de los resultados de ensayos in situ o a partir de la resistencia observada en suelos similares. Al utilizar un determinado ensayo in situ e interpretar los resultados de ensayo se deberán tomar en cuenta las experiencias locales. Se pueden utilizar los siguientes ensayos in situ:

- Ensayo de penetración estándar (SPT), y
- Ensayo presiométrico.

8.6.3.1.3 b Usando Ensayos SPT

La capacidad de carga nominal en arena, en MPa, determinada en base a los resultados de ensayos SPT se puede tomar como:

$$q_{ult} = 3.2 \times 10^{-5} \bar{N}_{corr} B \left(C_{W1} + C_{W2} \frac{D_f}{B} \right) R_i \qquad \text{(8.6.3.1.3b-1)}$$

Donde:

$\bar{N}_{corr}$ = valor promedio del número de golpes corregido del SPT dentro del rango de profundidad comprendido entre la base de la zapata y 1,5*B* debajo de la zapata (número de golpes/300)

B = ancho de la zapata (mm)

C_{w1}, C_{w2} = factores de corrección que consideran el efecto del agua subterránea, como se especifica en la ***Tabla 8.6.3.1.2c-1*** (adimensional)

D_f = profundidad empotrada de la zapata considerada hasta el fondo de la zapata (mm)

R_i = factor de reducción que considera el efecto de la inclinación de la carga, especificado en las ***Tablas 8.6.3.1.3b-1 y 8.6.3.1.3b-2*** (adimensional)

H = carga horizontal no mayorada que se utiliza para determinar la relación *H*/*V* en las ***Tablas 8.6.3.1.3b-1 y 8.6.3.1.3b-2*** (N) o (N/mm)

V = carga vertical no mayorada que se utiliza para determinar la relación *H*/*V* en las ***Tablas 8.6.3.1.3b-1 y 8.6.3.1.3b-2*** (N) o (N/mm)

Debido a lo difícil que resulta obtener muestras de arena no alteradas, la mejor manera de estimar la capacidad de carga nominal de las zapatas en arena consiste en utilizar procedimientos semiempíricos.

Si la carga es inclinada se puede producir una falla ya sea por resbalamiento de la zapata a lo largo de su base o bien, por corte generalizado del suelo subyacente. Cuando hay una componente horizontal, el tamaño de las zonas teóricas que definen la superficie de deslizamiento debajo de la zapata se reduce.

Los factores de inclinación de la carga especificados en las **Tablas 8.6.3.1.3b-1 y 8.6.3.1.3b-2** fueron desarrollados para suelos no cohesivos y resultan conservadores cuando se los aplica a suelos cohesivos. Los factores incluyen un aumento de la resistencia proporcionado por la resistencia al corte de la sobrecarga de suelo. Si la sobrecarga de suelo consiste en relleno suelto o un material más débil que el estrato portante, se debería despreciar la resistencia al corte adicional proporcionada por la sobrecarga de suelo, es decir, se deberían utilizar la columna correspondiente a Df/B = 0.

Se utilizan cargas no mayoradas para conservar el ángulo de inclinación de la resultante. Si se utilizan cargas mayoradas la superficie de falla debajo de la zapata podría ser diferente a la debida a las cargas aplicadas, y en consecuencia, el resultado puede volverse excesivamente conservador.

Tabla 8.6.3.1.3b-1 – Factor de inclinación de la carga, *Ri*, para zapatas cuadradas

H/V	Factor de Inclinación de la Carga, R_i		
	$D_f/B = 0$	$D_f/B = 1$	$D_f/B = 5$
0,0	1,00	1,00	1,00
0,10	0,75	0,80	0,85
0,15	0,65	0,75	0,80
0,20	0,55	0,65	0,70
0,25	0,50	0,55	0,65
0,30	0,40	0,50	0,55
0,35	0,35	0,45	0,50
0,40	0,30	0,35	0,45
0,45	0,25	0,30	0,40
0,50	0,20	0,25	0,30
0,55	0,15	0,20	0,25
0,60	0,10	0,15	0,20

Tabla 8.6.3.1.3b-2 – Factor de inclinación de la carga, *Ri*, para zapatas rectangulares

H/V	Factor de inclinación de la carga, R_i		
	Carga inclinada en la dirección del ancho		
	$D_f/B = 0$	$D_f/B = 1$	$D_f/B = 5$
0,0	1,00	1,00	1,00
0,10	0,70	0,75	0,80
0,15	0,60	0,65	0,70
0,20	0,50	0,60	0,65
0,25	0,40	0,50	0,55
0,30	0,35	0,40	0,50
0,35	0,30	0,35	0,40
0,40	0,25	0,30	0,35
0,45	0,20	0,25	0,30
0,50	0,15	0,20	0,25
0,55	0,10	0,15	0,20
0,60	0,05	0,10	0,15

Tabla 8.6.3.1.3b-2 (Cont.) – Factor de inclinación de la carga, *Ri*, para zapatas rectangulares

H/V	Factor de inclinación de la carga, R_i		
	Carga inclinada en la dirección de la longitud		
	$D_f/B = 0$	$D_f/B = 1$	$D_f/B = 5$
0,0	1,00	1,00	1,00
0,10	0,80	0,85	0,90
0,15	0,70	0,80	0,85
0,20	0,65	0,70	0,75
0,25	0,55	0,65	0,70
0,30	0,50	0,60	0,65
0,35	0,40	0,55	0,60
0,40	0,35	0,50	0,55
0,45	0,30	0,45	0,50
0,50	0,25	0,35	0,45
0,55	0,20	0,30	0,40
0,60	0,15	0,25	0,35

8.6.3.1.3 c Uso de Resultados de Ensayos Presiométricos

La capacidad de carga nominal de los suelos de fundación, en MPa, determinada en base a resultados de ensayos Presiométricos, se puede tomar como:

$$q_{ult} = r_0 + k(p_L - p_0)\bar{R}_i \qquad (8.6.3.1.3c\text{-}1)$$

Donde:

r_o = presión vertical total inicial en el nivel de fundación (MPa)

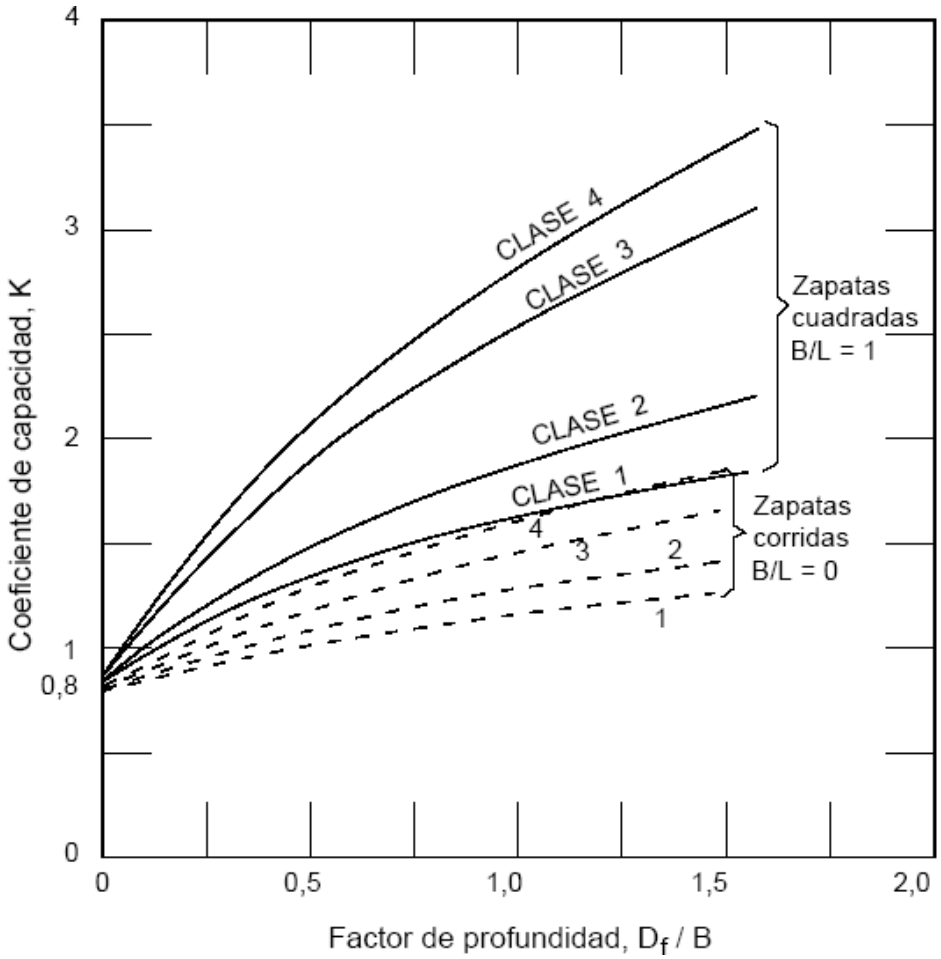
k = coeficiente de capacidad de carga empírico de la Figura 8.6.3.1.3c-1 (adimensional)

p_L = valor promedio de las presiones límite obtenidas a partir de ensayos presiométricos realizados en una profundidad comprendida entre 1,5B por debajo y 1,5B por encima del nivel de fundación (MPa)

p_o = presión horizontal total a la profundidad a la cual se realiza en ensayo presiométrico (MPa)

R_i = factor de corrección que considera la inclinación de la carga, según se especifica en las ***Tablas 8.6.3.1.3b-1 y 8.6.3.1.3b-2*** (adimensional)

Si el valor de p_L varía significativamente en la profundidad comprendida entre 1,5B por encima y 1,5B por debajo del nivel de fundación, el promedio se debería determinar utilizando técnicas especiales.



Tipo de suelo	Consistencia o densidad	$(p_L - p_o)$ (MPa)	Clase
Arcilla	Blanda a muy firme	< 1,1	1
	Rígida	0,77 - 3,8	2
Arena y Grava	Suelta	0,38 - 0,77	2
	Muy densa	2,9 - 5,8	4
Limo	Suelto a medianamente denso	< 0,67	1
	Denso	1,1 - 2,9	2
Roca	Muy baja resistencia	0,96 - 2,9	2
	Baja resistencia	2,9 - 5,8	3
	Resistencia media a elevada	5,7 - 9,6+	4

Figura 8.6.3.1.3c-1 – Valores del coeficiente de capacidad empírico, k (Canadian Geotechnical Society 1985)

8.6.3.1.4 Ensayos con Placa de Carga

La capacidad de carga nominal se puede determinar mediante ensayos con placa de carga, listados en el ***Artículo 8.4.3.2***, siempre que se hayan realizados estudios de suelos adecuados para determinar el perfil del suelo debajo de la fundación.

La capacidad de carga nominal determinada a partir de un ensayo de carga se puede extrapolar a zapatas adyacentes si el perfil del suelo es similar.

La profundidad de influencia de los ensayos de carga es limitada y por lo tanto, estos ensayos pueden no revelar la consolidación a largo plazo de los suelos.

8.6.3.1.5 Efecto de la Excentricidad de la Carga

Si las cargas son excéntricas respecto del baricentro de la zapata, en el diseño geotécnico para determinar el asentamiento o la capacidad de carga se deberá utilizar un área efectiva reducida $B' \times L'$ comprendida dentro de los límites físicos de la zapata. La presión de contacto de diseño sobre el área efectiva se deberá suponer uniforme.

El área efectiva reducida deberá ser concéntrica con la carga.

Las dimensiones reducidas para una zapata rectangular cargada de forma excéntrica se pueden tomar como:

$$B' = B - 2e_B \qquad (8.6.3.1.5\text{-}1)$$

$$L' = L - 2e_L \qquad (8.6.3.1.5\text{-}2)$$

Donde:

e_B = excentricidad paralela a la dimensión B (mm)

e_L = excentricidad paralela a la dimensión L (mm)

Las zapatas sujetas a cargas excéntricas se deberán diseñar de manera de asegurar que:

- La capacidad de carga minorada sea mayor o igual que las solicitaciones debidas a las cargas mayoradas, y
- Para las zapatas en suelos, la excentricidad de la zapata, evaluada en base a las cargas mayoradas, sea menor que 1/4 de la correspondiente dimensión de la zapata, B o L.

En el diseño estructural de una fundación cargada excéntricamente se deberá utilizar una presión de contacto de distribución triangular o trapezoidal basada en las cargas mayoradas.

Para las zapatas no rectangulares, se deberían utilizar procedimientos similares basados en los principios arriba especificados.

La ***Figura 8.6.3.1.5-1,*** ilustra las dimensiones reducidas para una zapata rectangular y una zapata circular.

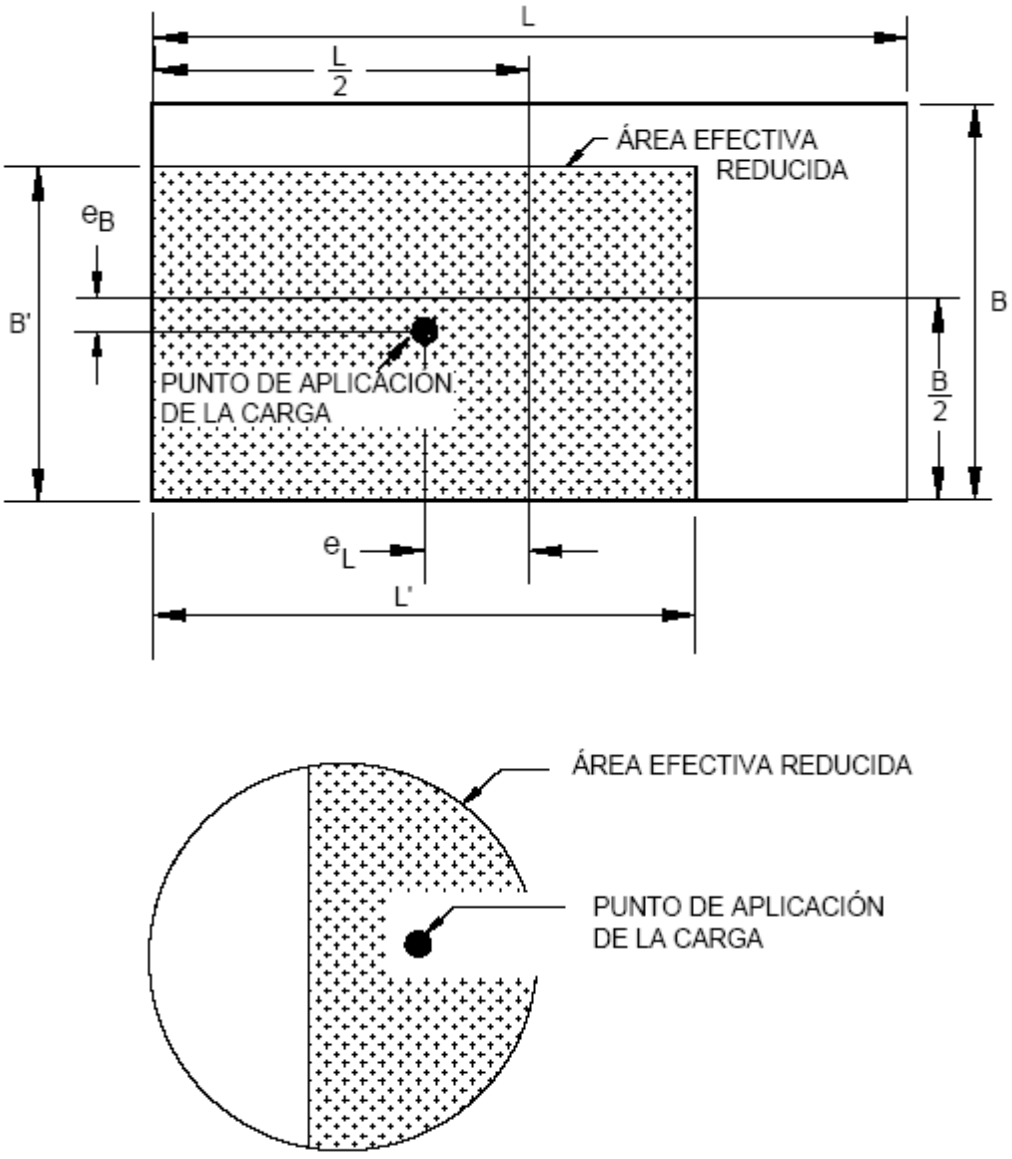


Figura 8.6.3.1.5-1 – Dimensiones reducidas de una zapata rectangular y una zapata circular

A los fines del diseño estructural, generalmente se asume que la presión de contacto varía linealmente a lo largo del fondo de la zapata. Esta hipótesis da por resultado una presión de contacto de distribución triangular o trapezoidal ligeramente conservadora.

Para las zapatas que no son rectangulares, como por ejemplo para la zapata circular ilustrada en la ***Figura 8.6.3.1.5-1***, el área efectiva reducida siempre está cargada de forma concéntrica y se puede estimar por aproximación y utilizando el criterio profesional, asumiendo una zapata rectangular reducida que tenga la misma área y baricentro que la porción sombreada de la zapata circular ilustrada en la ***Figura 8.6.3.1.5-1***.

8.6.3.2 Capacidad de Carga de las Rocas

8.6.3.2.1 Requisitos Generales

Los métodos utilizados para diseñar zapatas en roca deberán considerar la presencia, orientación y condición de las discontinuidades, perfiles de meteorización y otros perfiles similares según sean aplicables a cada predio en particular.

Para las zapatas en roca competente puede que sea aplicable confiar en análisis simples y directos basados en las resistencias a la compresión uniaxial de la roca y el RQD. Roca competente se define como una masa de roca con discontinuidades cuya abertura es menor o igual que 3,2 mm. Para las zapatas en roca menos competente, se deberán realizar investigaciones y análisis más detallados para tomar en cuenta los efectos de la meteorización y la presencia y condición de las discontinuidades.

8.6.3.2.2 Procedimientos Semi- empíricos

La capacidad de carga nominal de la roca se puede determinar utilizando una correlación empírica con el Sistema de Clasificación Geomecánico de las Masas Rocosas, RMR, o con el Sistema de Clasificación de las Masas de Roca del Instituto Geotécnico Noruego, NGI. Al utilizar estos procedimientos semi-empíricos se deberán considerar las experiencias locales.

La presión de contacto mayorada de la fundación, no se deberá adoptar mayor que la capacidad de carga minorada del hormigón de la zapata.

La capacidad de carga de una roca fisurada o triturada se puede estimar utilizando el procedimiento semi-empírico. Este procedimiento se basa en la resistencia a la compresión no confinada obtenida ensayando un testigo de roca intacta.

Dependiendo de la calidad de la masa de roca medida en términos del sistema RMR o el NGI, la capacidad de carga última de una masa de roca, varía entre una pequeña fracción y seis veces la resistencia a la compresión no confinada de los testigos de roca intacta.

8.6.3.2.3 Método Analítico

La capacidad de carga nominal de las fundaciones sobre roca se deberá determinar utilizando principios establecidos de la mecánica de rocas en base a los parámetros de resistencia de la masa rocosa. También se deberá considerar la influencia de las discontinuidades sobre el modo de falla.

Dependiendo de la separación relativa de las fisuras y la estratificación de la roca, las fallas relacionadas con la capacidad de carga de las fundaciones en roca pueden tomar diversas formas. Excepto para el caso de una masa de roca con fisuras cerradas, los modos de falla son diferentes a los modos de falla de los suelos.

8.6.3.2.4 Ensayo de Carga

Cuando resulte adecuado, se pueden realizar ensayos de carga para determinar la capacidad de carga nominal de las fundaciones en roca.

8.6.3.2.5 Limitaciones para la Excentricidad de las Cargas

Si una zapata en roca competente está sujeta a cargas excéntricas, para la investigación de todos los estados límite, la distribución de la presión de contacto se deberá considerar triangular o trapezoidal, según corresponda.

La excentricidad de las cargas, en base a las cargas mayoradas, deberá ser menor o igual que tres octavos (3/8) de las correspondientes dimensiones de la zapata, *B* o *L*.

8.6.3.3 Falla por Resbalamiento

Se deberá investigar la falla por resbalamiento en el caso de las zapatas que soportan cargas inclinadas y/o que están fundadas sobre una pendiente.

Para las fundaciones en suelos arcillosos, se deberá considerar la posible presencia de una luz de retracción entre el suelo y la fundación. Si se incluye la resistencia pasiva como parte de la resistencia al corte requerido para resistir el resbalamiento, también se deberá considerar la posible eliminación futura del suelo delante de la fundación.

La resistencia minorada contra la falla por resbalamiento, en N, se puede tomar como:

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau + \phi_{ep} Q_{ep} \qquad (8.6.3.3\text{-}1)$$

Donde:

ϕ_τ= factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación especificado en la ***Tabla 8.5.5-1***

Q_τ = resistencia nominal al corte entre el suelo y la fundación (N)

ϕ_{ep} = factor de resistencia para la resistencia pasiva especificado en la ***Tabla 8.5.5-1***

Q_{ep} = resistencia pasiva nominal del suelo disponible durante la totalidad de la vida de diseño de la estructura (N)

Las fallas por resbalamiento ocurren cuando las solicitaciones debidas a las cargas con componente horizontal, superan el valor más crítico entre la resistencia al corte minorada de los suelos o la resistencia al corte minorada en la interfaz entre el suelo y la fundación.

Para las zapatas en suelos no cohesivos la resistencia al resbalamiento depende de la rugosidad de la interfaz entre la fundación y el suelo.

Las magnitudes del empuje activo del suelo y la resistencia pasiva dependen del tipo de material de relleno, del movimiento del muro y del esfuerzo de compactación.

Su magnitud se puede estimar utilizando los procedimientos descriptos en los ***Capítulos 4 y 9***.

En la mayoría de los casos el movimiento de la estructura y su fundación será pequeño. En consecuencia, si en la resistencia se incluye la resistencia pasiva, su magnitud habitualmente se toma como 50 por ciento de la máxima resistencia pasiva, como se indica en la ***Tabla 8.5.5-1.***

Q_R, Q_n y Q_{ep} se expresan en newtons. Para los elementos diseñados en base a una longitud unitaria estos valores se expresarán en newtons por unidad de longitud.

Si el suelo debajo de la zapata es no cohesivo:

$$Q_\tau = V \tan \delta \qquad (8.6.3.3\text{-}2)$$

Para lo cual:

$\tan \delta = \tan \phi_f$ para hormigón colado contra suelo

$= 0{,}8 \tan \phi_f$ para zapatas de hormigón prefabricado

Donde:

ϕ_f = ángulo de fricción interna del suelo (º)

V = esfuerzo vertical total (N)

Para zapatas apoyadas sobre arcilla, la resistencia al resbalamiento se puede tomar como el menor valor entre:

- La cohesión de la arcilla, ó
- Si las zapatas están apoyadas sobre al menos 150 mm de material granular compactado, un medio de la tensión normal en la interfaz entre la zapata y el suelo, como se ilustra en la ***Figura 8.6.3.3-1*** para el caso de muros de sostenimiento. En la ***Figura 8.6.3.3-1*** se utiliza la siguiente simbología:

q_s = resistencia al corte unitaria, igual a S_u o $0{,}5\sigma'_v$, cualquiera sea el valor que resulte menor

Q_τ = área debajo del diagrama de q_s (área sombreada)

S_u = resistencia al corte no drenada (MPa)

σ'_v = tensión vertical efectiva (MPa)

Cuando las zapatas son coladas in situ generalmente las bases de las zapatas resultan rugosas. Las zapatas de hormigón prefabricado pueden tener bases no rugosas.

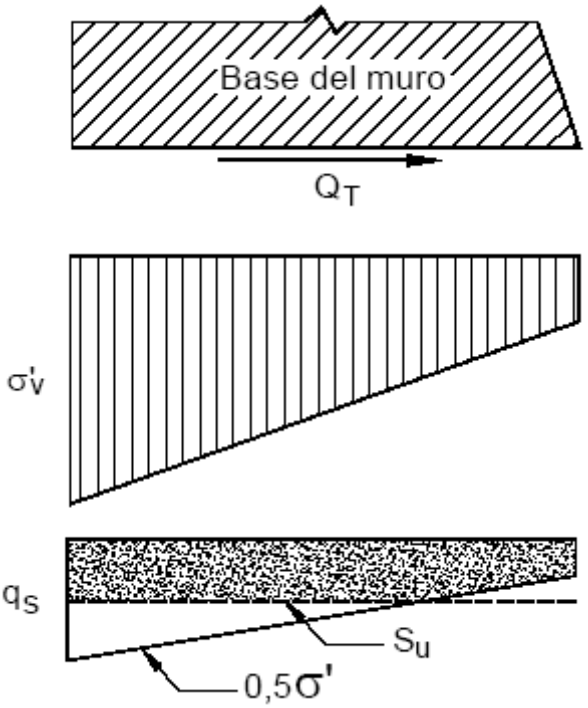


Figura 8.6.3.3-1 – Procedimiento para estimar la resistencia al resbalamiento de muros en arcilla

8.6.4 DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural de las zapatas deberá satisfacer los requisitos indicados en el ***Artículo 6.13.3.***

8.7 PILOTES HINCADOS

8.7.1 REQUISITOS GENERALES

8.7.1.1 Uso

Se debería considerar el uso de pilotes cuando no sea posible fundar zapatas sobre roca, material cohesivo rígido o material granular a un costo razonable. En las ubicaciones donde las condiciones del suelo normalmente permitirían utilizar zapatas pero en las cuales existe el potencial de erosión, se pueden utilizar pilotes como una medida de protección contra la socavación.

8.7.1.2 Penetración de los Pilotes

La penetración requerida para los pilotes, se debería determinar en base a la resistencia a las cargas verticales y laterales y el desplazamiento tanto, del pilote como de los materiales subsuperficiales. En general, a menos que se tope con un rechazo, la penetración de diseño de cualquier pilote debería ser mayor o igual que 3,00 m en suelo cohesivo duro o material granular denso, y mayor o igual que 6,00 m en suelo cohesivo blando o material granular suelto.

A menos que se tope con un rechazo, los pilotes para caballetes deberán penetrar una distancia como mínimo igual a un tercio de la longitud del pilote que no tiene apoyo lateral.

Los pilotes utilizados para penetrar un estrato superior blando o suelto que se encuentra sobre un estrato duro o firme, deberán penetrar el estrato firme una distancia suficiente para limitar el movimiento de los pilotes y lograr capacidades de carga suficientes.

8.7.1.3 Resistencia

Los pilotes se deberán diseñar de manera que tengan capacidades de carga y resistencias estructurales adecuadas, asentamientos tolerables y desplazamientos laterales tolerables.

La capacidad de carga de los pilotes se debería determinar mediante métodos de análisis estático en base a la interacción suelo-estructura, ensayos de carga, el uso un analizador durante el hincado de los pilotes u otra técnica de medición de onda de tensión.

La resistencia de los pilotes se debería determinar mediante una adecuada combinación de estudios de suelo, ensayos en laboratorio y/o in situ, métodos analíticos, ensayos de carga y análisis del historial de comportamientos anteriores. También se deberán considerar los siguientes factores:

- La diferencia entre la resistencia de un pilote individual y la de un grupo de pilotes;
- La capacidad de los estratos subyacentes para soportar la carga del grupo de pilotes;
- Los efectos del hincado de los pilotes sobre las estructuras adyacentes;
- La posibilidad de socavación y sus consecuencias; y

- La transmisión de esfuerzos del suelo al consolidarse, como por ejemplo la fricción negativa.

Los factores de resistencia que se aplican a las capacidades de los pilotes obtenidas a partir de ensayos de carga in situ o en base al analizador del hincado, deberán ser como se especifica en la ***Tabla 8.5.5-2*.**

8.7.1.4 Efecto del Asentamiento del Terreno y Cargas de Fricción Negativa

Se deberá considerar el posible desarrollo de fricción negativa en los pilotes cuando:

- Los predios yacen sobre arcillas compresibles, limos o turbas;
- Recientemente se ha colocado relleno sobre la superficie anterior; y
- El nivel freático se ha reducido considerablemente.

Al investigar la capacidad de carga y el asentamiento de las fundaciones con pilotes las cargas de fricción negativa, se deberán considerar como una carga.

Si un depósito de suelo en el cual o a través del cual se han instalado pilotes está sujeto a consolidación y asentamiento en relación con los pilotes, en los pilotes se inducen fuerzas de fricción negativa. Las cargas de fricción negativa inducidas tienden a reducir la capacidad utilizable de los pilotes.

Como se explicó en el **Artículo 4.2.2.5**, la fricción negativa es una carga mientras que la fricción superficial es una resistencia. Las cargas de fricción negativa no se combinan con las cargas temporarias, ya que las cargas temporarias provocan un movimiento descendente del pilote con respecto al suelo, ocasionando la reducción temporaria o eliminación de las cargas de fricción negativa.

La fricción negativa solamente es un tema relacionado con la capacidad de los pilotes en aquellos casos en los cuales hay un pilote totalmente de punta en un suelo muy denso o duro o en roca, donde la capacidad del pilote es normalmente controlada por la resistencia estructural del pilote y donde los asentamientos del pilote son despreciables. En todos los demás casos de pilotes apoyados en suelos compresibles, donde la capacidad del pilote es controlada por la resistencia de punta y la adherencia o fricción del fuste, la fricción negativa se puede considerar como un tema relacionado con asentamiento.

Las cargas de fricción negativa se pueden determinar cómo se especifica en el ***Artículo 8.7.3.3,*** invirtiendo la dirección de los esfuerzos de fricción superficial. Al evaluar la capacidad de carga en el estado límite de resistencia, a la carga permanente vertical mayorada aplicada a la fundación profunda se deberán sumar las cargas de fricción negativa mayoradas.

Al evaluar el asentamiento en el estado límite de servicio, a la carga permanente vertical aplicada a la fundación profunda, se deberán sumar las cargas de fricción negativa.

Observaciones in situ de pilotes existentes demuestran que la magnitud de la fricción negativa es función de la tensión efectiva que actúa sobre el pilote y se puede calcular de manera similar al cálculo de la resistencia positiva del fuste.

Cuando se diseña para fricción negativa, las cargas de fricción no se deben combinar con las cargas temporarias.

Por lo tanto, junto con las cargas de fricción negativa sólo es necesario incluir las cargas permanentes, siempre que las cargas temporarias sean menores que las cargas de fricción negativa.

Las fuerzas de fricción negativa se pueden reducir aplicando una delgada capa bituminosa sobre la superficie del pilote.

En el estado límite de resistencia, el tema de los factores de carga y factores de resistencia a aplicar a la fricción negativa y la fricción superficial requiere del juicio profesional.

Para determinar la longitud del pilote afectada por las fuerzas de fricción negativa es necesario localizar el denominado plano neutro. El plano neutro se define como el plano en el cual el asentamiento del pilote y el asentamiento del suelo son iguales, como se ilustra en la ***Figura 8.7.1.4-2****. Por encima del plano neutro el suelo carga al fuste con fricción superficial negativa. Por debajo del plano neutro el pilote deriva apoyo del suelo y en consecuencia, la carga total del pilote disminuye. En la* ***Figura 8.7.1.4-2*** *se ilustra la distribución de la carga y la resistencia en el pilote, en base a las cargas no mayoradas.*

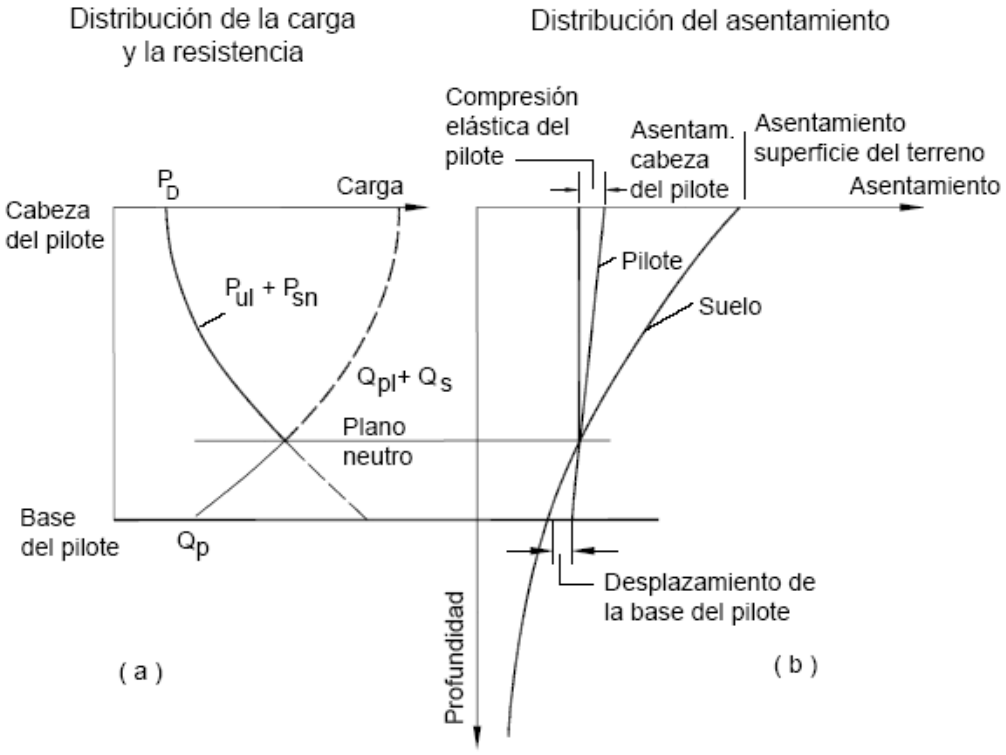


Figura 8.7.1.4-1 – Representación esquemática de las cargas, asentamiento y plano neutro de un pilote

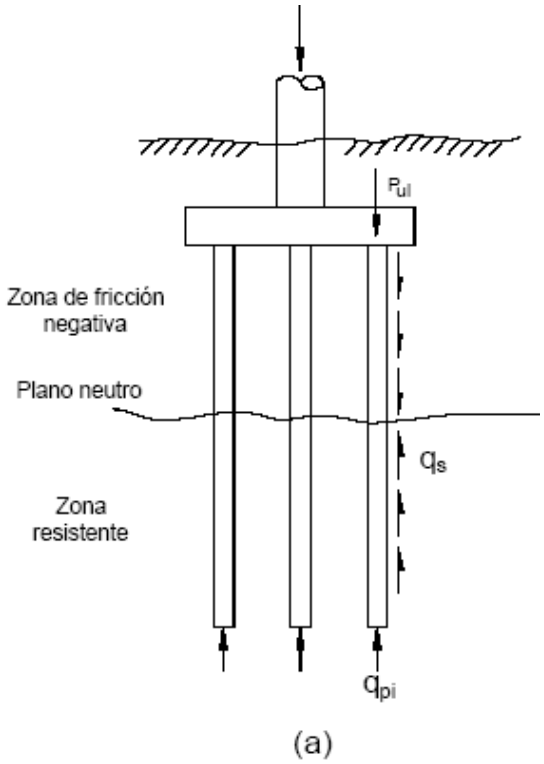


Figura 8.7.1.4-2 – Representación esquemática de las cargas mayoradas en pilotes con fricción negativa

8.7.1.5 Separación, Luces Libres y Longitud Embebida de los Pilotes

Las separaciones entre los centros de los pilotes no deberán ser menores que el mayor valor entre 750 mm o 2,5 veces el diámetro o el ancho de los pilotes. La distancia entre el lateral de un pilote y el borde más próximo del cabezal deberá ser mayor que 225 mm.

Las partes superiores de los pilotes se deberán extender como mínimo 300 mm hacia el interior de los cabezales una vez que se ha retirado todo el material dañado de los pilotes. Si el pilote está unido al cabezal mediante barras o cables embebidos, el pilote se debería extender como mínimo 150 mm hacia el interior del cabezal. Si hay una viga de hormigón armado colada in situ que se utiliza como cabezal soportada por pilotes, el recubrimiento de hormigón en los laterales de los pilotes deberá ser mayor que 150 mm, más una tolerancia para considerar la falta de alineación admisible de los pilotes, y los pilotes se deberán extender como mínimo 150 mm hacia el interior del cabezal. Si la armadura de los pilotes está anclada en un cabezal que satisface los requisitos del ***Artículo 6.13.4.1***, esta extensión puede ser menor que 150 mm.

8.7.1.6 Pilotes Inclinados

Se deben evitar los pilotes inclinados si se anticipan cargas de fricción negativa.

Se pueden utilizar pilotes inclinados si la resistencia lateral de los pilotes verticales no es adecuada para contrarrestar los esfuerzos horizontales transmitidos a la fundación o si es necesario aumentar la rigidez de la estructura en su conjunto.

El grado de inclinación dependerá del tipo de pilote y de la magnitud de las cargas laterales. Se pueden hincar pilotes con ángulos de inclinación de hasta uno en horizontal por dos en vertical (*Tomlinson* 1987). La mayor eficiencia se logra utilizando pilotes inclinados en direcciones opuestas.

Se pueden utilizar procedimientos elástico-lineales para resolver los esfuerzos en los pilotes y los desplazamientos en los grupos de pilotes que se pueden modelar en dos dimensiones.

8.7.1.7 Nivel Freático y Flotabilidad

La capacidad de carga se deberá determinar usando el nivel freático consistente con el nivel utilizado para calcular las solicitaciones debidas a las cargas. En el diseño se deberá considerar el efecto de la presión hidrostática.

A menos que el pilote esté apoyado sobre roca, la resistencia de punta depende fundamentalmente de la sobrecarga efectiva, la cual se ve afectada en forma directa por el nivel freático. Para condiciones de carga drenada, la tensión efectiva vertical, $\sigma'v$, está relacionada con el nivel del agua subterránea y por lo tanto, afecta la capacidad del fuste.

8.7.1.8 Protección contra el Deterioro

Como mínimo, se deberán considerar los siguientes tipos de deterioro:

- Ataque por sulfatos, cloruros y ácidos de las fundaciones con pilotes de hormigón; y
- Descomposición de los pilotes de madera provocada por los ciclos de humedecimiento y secado o por la acción de insectos u organismos marinos.

Las siguientes condiciones se deberían considerar indicadores de una situación de potencial deterioro o corrosión de los pilotes:

- Resistividad menor que 1000 ohm-cm;
- pH menor que 5,5;

- pH comprendido entre 5,5 y 8,5 en suelos con elevado contenido de material orgánico;
- Concentraciones de sulfatos superiores a 1000 ppm;
- Suelos de relleno y rellenos de cenizas;
- Suelos sujetos a drenajes mineros o industriales;
- Áreas con una mezcla de suelos de alta resistividad y suelos de elevada alcalinidad y baja resistividad; y
- Presencia de insectos (pilotes de madera).

Las siguientes condiciones del agua se deberían considerar indicadores de una situación de potencial deterioro o corrosión de los pilotes:

- Contenido de cloruros superior a 500 ppm;
- Concentración de sulfatos superior a 500 ppm;
- Escurrimientos mineros o industriales;
- Elevado contenido de material orgánico;
- pH menor que 5,5;
- Presencia de organismos marinos; y
- Pilotes expuestos a ciclos de humedecimiento y secado.

Si se sospecha la presencia de desechos químicos, se deberá considerar la realización de un análisis químico exhaustivo de muestras de suelo y agua subterránea.

El deterioro de los pilotes de hormigón se puede reducir utilizando procedimientos de diseño adecuados. Estos procedimientos incluyen el uso de hormigón denso impermeable, cemento pórtland resistente a los sulfatos, aumento del recubrimiento del acero, incorporación de aire, mezcla de hormigón con contenido reducido de cloruros, protección catódica y armadura con recubrimiento epoxi. Los pilotes que están continuamente sumergidos son menos susceptibles al deterioro. La ***Sección 4.5.2*** *de la norma ACI 318, indica las máximas relaciones agua-cemento para condiciones de exposición especiales. La* ***Sección 4.5.3*** *de ACI 318, contiene un listado de los tipos de cemento apropiados para diferentes tipos de exposición a los sulfatos.*

Para el hormigón pretensado, la norma ACI 318 recomienda un contenido máximo de iones cloruros solubles en agua de 0,06 por ciento en masa de cemento.

La protección catódica del acero de las armaduras y el acero de pretensado se puede utilizar como un medio para proteger al hormigón contra los efectos de la corrosión.

Este proceso induce un flujo eléctrico desde un ánodo hacia un cátodo y reduce la corrosión. Puede ser necesario utilizar una fuente de corriente continua externa. Sin embargo, la protección catódica requiere que el acero sea eléctricamente continuo, lo cual hace necesario interconectar todos los elementos. Esta interconexión es costosa y generalmente excluye el uso de protección catódica para los pilotes de hormigón.

En algunos casos, se ha determinado que el uso de recubrimientos epoxi en los pilotes puede ser útil para resistir la corrosión. Es importante asegurar que el recubrimiento sea continuo.

8.7.1.9 Levantamiento

Las fundaciones con pilotes diseñadas para resistir levantamiento, se deberían verificar para determinar su resistencia al arrancamiento y la capacidad estructural de los pilotes para soportar tensiones de tracción.

Las fuerzas de levantamiento pueden ser provocadas por cargas laterales, efectos de la flotabilidad y la presencia de suelos expansivos. La conexión del pilote al cabezal afecta su capacidad estructural para resistir el levantamiento y por lo tanto también, debería ser investigada.

8.7.1.10 Longitudes Estimadas

En los planos se deberán indicar las longitudes estimadas para los pilotes de cada subestructura, las cuales se deberán basar en una cuidadosa evaluación de la información disponible sobre el suelo, cálculos de capacidad estática y lateral y/o experiencias anteriores.

8.7.1.11 Altura Mínima y Estimada de la Punta

Los planos deberán indicar las alturas mínimas y estimadas para la punta de los pilotes de cada subestructura.

Las alturas estimadas para las puntas de los pilotes deberán reflejar la cota donde se puede obtener la capacidad última requerida para el pilote. Las alturas mínimas para la punta de los pilotes, deberán reflejar la penetración requerida para soportar las cargas laterales del pilote, incluyendo, cuando corresponda, la consideración de la socavación y/o la penetración de estratos de suelo superiores inadecuados.

8.7.1.12 Pilotes que Atraviesan Terraplenes Construidos de Relleno

Los pilotes que se han de hincar a través de un terraplén deberán penetrar como mínimo 3000 mm en el suelo original, a menos que a una penetración menor ocurra rechazo o haya un estrato de apoyo competente. El relleno utilizado para construir terraplenes deberá consistir en un material seleccionado que no obstruya la penetración de los pilotes hasta la profundidad requerida. El tamaño máximo de cualquier partícula del relleno deberá ser menor o igual que 150 mm. Cuando sea necesario, se deberá especificar la realización de una perforación previa o de inicio en las ubicaciones donde irán los pilotes, particularmente en el caso de pilotes de desplazamiento.

8.7.1.13 Pilotes de Prueba

Se deberán considerar pilotes de prueba para cada subestructura, a fin de determinar las características de instalación de los pilotes, evaluar la capacidad de los pilotes en función de su

profundidad y establecer las longitudes para poder realizar el pedido de los pilotes al proveedor. Los pilotes se pueden ensayar mediante ensayos de carga estática, ensayos dinámicos, estudios de factibilidad del hincado, o una combinación de estos ensayos, en base al conocimiento de las condiciones del subsuelo. El número de pilotes de prueba requerido puede ser mayor en el caso de subsuelos de condiciones no uniformes. Puede no ser necesario utilizar pilotes de prueba si existe experiencia previa con el mismo tipo de pilotes y se conoce la capacidad de carga última de los pilotes en condiciones de subsuelo similares.

8.7.1.14 Monitoreo Dinámico

Para los pilotes instalados en condiciones de subsuelo complicadas, tales como suelos con presencia de obstrucciones y cantos rodados o lechos rocosos con pendientes muy pronunciadas, se puede especificar un monitoreo dinámico para verificar que se satisfaga la capacidad estructural de los pilotes. También se puede utilizar monitoreo dinámico para verificar la capacidad geotécnica cuando la envergadura del proyecto y otras limitaciones hagan impracticable la realización de ensayos de carga estática.

8.7.1.15 Máximas Tensiones de Hincado Admisibles

Las cargas de hincado se pueden estimar mediante monitoreo dinámico de la fuerza y aceleración en la cabeza del pilote durante su hincado.

Las máximas cargas de hincado para pilotes hincados superiormente, deberán ser menores o iguales que las siguientes resistencias minoradas, siendo la nomenclatura y los factores de resistencia como se especifica en el Capítulo 6.

• Pilotes de hormigón:

1. Compresión: $0{,}85\phi\ f'_c A_c$
2. Tracción: $0{,}70\ \phi F_y A_s$

• Pilotes de hormigón pretensado:

1. Compresión: $\phi\ (0{,}85\ f'_c - f_{pe})\ A_c$
2. Tracción – Ambientes normales: $\phi(0.25\sqrt{f'_c} - f_{pe})A_c$
3. Tracción – Ambientes fuertemente corrosivos: $\phi\ f_{pe} A_{ps}$

• Pilotes de madera:

1. Compresión: $\phi F_{co} A$
2. Tracción: N/A

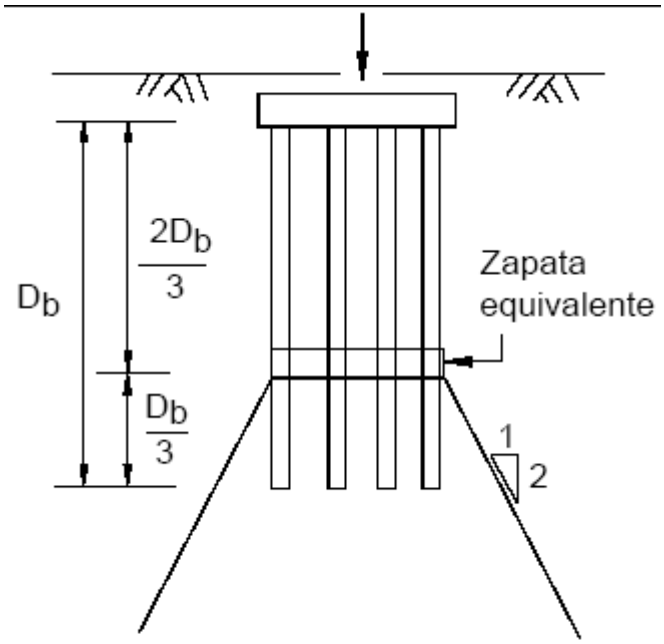
8.7.2 MOVIMIENTO Y CAPACIDAD DE CARGA EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

8.7.2.1 Requisitos Generales

A los fines del cálculo de los asentamientos de un grupo de pilotes, se deberá asumir que las cargas actúan sobre una zapata equivalente ubicada a dos tercios de la profundidad embebida de los pilotes en el estrato que proporciona apoyo, como se ilustra en la ***Figura 8.7.2.1-1***.

Para los pilotes en suelos no cohesivos, el asentamiento de las fundaciones se deberá investigar utilizando todas las cargas aplicables de la Combinación de Cargas para el Estado Límite de Servicio I especificadas en la ***Tabla 4.5.1- 1***. Para los pilotes en suelos cohesivos, la Combinación de Cargas para el Estado Límite de Servicio I también se deberá utilizar con todas las cargas aplicables, excepto que se podrán omitir las cargas temporarias.

Para evaluar el desplazamiento lateral de las fundaciones se deberán utilizar todas las combinaciones de cargas de los estados límites de servicio aplicables especificados en la ***Tabla 4.5.1-1***.



(a)

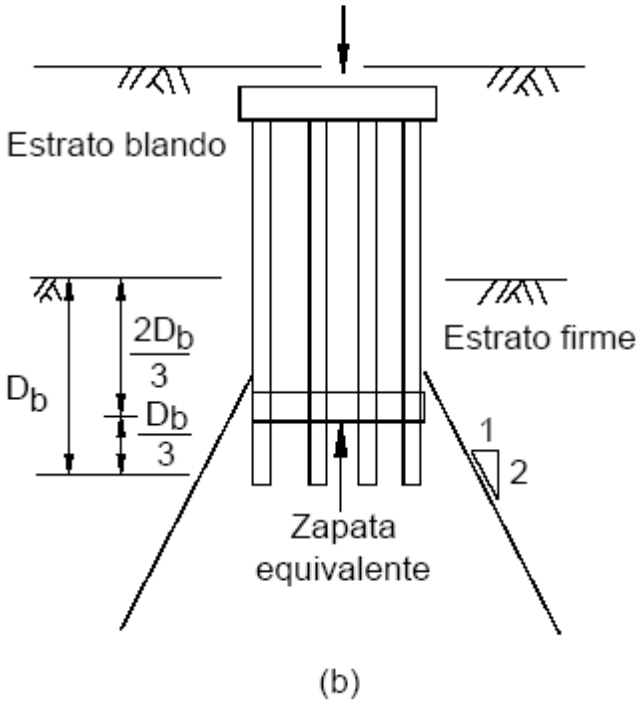


Figura 8.7.2.1-1 – Ubicación de la zapata equivalente (Duncan y Buchignani 1976)

8.7.2.2 Criterio para el Desplazamiento Lateral

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 8.6.2.2***.

Los movimientos laterales de diseño deberán ser menores o iguales que 38 mm.

8.7.2.3 Asentamiento

8.7.2.3.1 Requisitos Generales

El asentamiento de una fundación con pilotes no deberá ser mayor que el asentamiento admisible, seleccionado de acuerdo con el ***Artículo 8.6.2.2.***

8.7.2.3.2 Suelos Cohesivos

Para estimar el asentamiento de un grupo de pilotes se deberán utilizar los procedimientos utilizados para las fundaciones superficiales, usando la ubicación de la zapata equivalente especificada en la ***Figura 8.7.2.1-1***.

8.7.2.3.3 Suelos No Cohesivos

El asentamiento de los grupos de pilotes en suelos no cohesivos se puede estimar utilizando los resultados de ensayos in situ y la ubicación de la zapata equivalente especificada en la ***Figura 8.7.2.1-1.***

El asentamiento de los grupos de pilotes en suelos no cohesivos se puede tomar como:

Usando ensayos SPT:

$$\rho = \frac{360 q I \sqrt{X}}{N_{corr}} \qquad (8.7.2.3.3\text{-}1)$$

Para lo cual:

$$\rho = \frac{q\,X\,I}{2q_e} \qquad (8.7.2.3.3\text{-}2)$$

$$I = 1 - 0.125\frac{D'}{X} \geq 0.5 \qquad (8.7.2.3.3\text{-}3)$$

$$N_{corr} = \left[0.77 \log\left(\frac{1.92}{\sigma'_v}\right)\right] N \qquad (8.7.2.3.3\text{-}4)$$

Donde:

q = presión neta de fundación aplicada a 2*Db*/3, como se ilustra en la ***Figura 8.7.2.1-1***; esta presión es igual a la carga aplicada en la parte superior del grupo dividida por el área de la zapata equivalente y no incluye el peso de los pilotes ni del suelo entre los pilotes (MPa)

X = ancho o menor dimensión del grupo de pilotes (mm)

ρ = asentamiento del grupo de pilotes (mm)

I = factor de influencia que considera la longitud embebida efectiva de un grupo de pilotes (adimensional)

D' = profundidad efectiva tomada como 2*Db*/3 (mm)

Db = profundidad embebida de los pilotes en un estrato que proporciona apoyo, como se especifica en la ***Figura 8.7.2.1-1*** (mm)

Ncorr = promedio representativo del número de golpes del SPT corregido para considerar la sobrecarga de suelo en una profundidad *X* debajo de la zapata equivalente (golpes/300 mm)

N = número de golpes medidos del SPT en el área donde se determina el asentamiento (golpes/300 mm)

σ'*v* = tensión vertical efectiva (MPa)

qc = resistencia media a la penetración del cono estático en una profundidad *X* debajo de la zapata equivalente (MPa)

8.7.2.4 Desplazamiento Lateral

El desplazamiento lateral de una fundación con pilotes, deberá ser menor o igual que el desplazamiento lateral admisible, seleccionado de acuerdo con el ***Artículo 8.7.2.2***.

El desplazamiento lateral de los grupos de pilotes se deberá estimar utilizando procedimientos que consideren la interacción suelo-estructura.

8.7.2.5 Valores Presuntos para la Resistencia de Punta

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 8.6.2.3***.

8.7.3 RESISTENCIA EN EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

8.7.3.1 Requisitos Generales

Las resistencias que se deberán considerar incluyen:

- La capacidad de carga de los pilotes,
- La resistencia contra el levantamiento de los pilotes,
- El punzonamiento de los pilotes a través de suelo resistente hacia un estrato más débil, y
- La resistencia estructural de los pilotes.

Estos requisitos y los factores de resistencia asociados se aplican a la resistencia geotécnica de los pilotes. La resistencia estructural se debería basar en los requisitos aplicables de la Sección 6.

8.7.3.2 Pilotes Cargados Axialmente

Se deberá dar preferencia a los procedimientos de diseño basados en análisis estáticos en combinación con un monitoreo in situ durante el hincado o ensayos de carga.

Los resultados de los ensayos de carga se pueden extrapolar a las subestructuras adyacentes para las cuales las condiciones del subsuelo son similares. La capacidad de carga de los pilotes se puede estimar usando métodos analíticos o métodos basados en ensayos in situ.

La capacidad de carga minorada de los pilotes, Q_R, se puede tomar como:

$$QR = \phi\ Qn = \phi q\ Qult \qquad (8.7.3.2\text{-}1)$$

O bien

$$Q_R = \phi\ Q_n = \phi qp\ Q\,p + \phi qs\ Q_s \qquad (8.7.3.2\text{-}2)$$

Para lo cual:

$$Q\,p = q\,p\,A\,p \qquad (8.7.3.2\text{-}3)$$

$$Q\,s = q\,s\,A\,s \qquad (8.7.3.2\text{-}4)$$

Donde:

ϕ_q = factor de resistencia para la capacidad de carga de un pilote individual especificado en el ***Artículo 8.5.5,*** para aquellos métodos que no diferencian entre la resistencia total y la contribución individual de la resistencia de punta y la resistencia a fricción

Q_{ult} = capacidad de carga de un pilote individual (N)

Q_p = resistencia de punta del pilote (N)

Q_s = resistencia a fricción del pilote (N)

q_p = resistencia de punta unitaria del pilote (MPa)

q_s = resistencia a fricción unitaria del pilote (MPa)

A_s = área superficial del fuste del pilote (mm^2)

A_p = área de la punta del pilote (mm^2)

ϕ_{qp} = factor de resistencia para la resistencia de punta especificado en la ***Tabla 8.5.5-,*** para aquellos métodos que dividen la resistencia de un pilote en una contribución de la resistencia de punta y una contribución de la resistencia a fricción

ϕ_{qs} = factor de resistencia para la resistencia a fricción especificada en la ***Tabla 8.5.5-2,*** para aquellos métodos que dividen la resistencia de un pilote en una contribución de la resistencia de punta y una contribución de la resistencia a fricción.

La capacidad de carga de un pilote en suelo se deriva de la resistencia de punta y/o la resistencia lateral, es decir, la fricción superficial. Tanto, la resistencia de punta como la resistencia a fricción se desarrollan en respuesta al desplazamiento de la fundación. Es poco probable que los máximos valores de ambas resistencias ocurran para el mismo desplazamiento. La resistencia a fricción típicamente se moviliza plenamente con desplazamientos de aproximadamente 2,5 a 10 mm. Sin embargo, la capacidad de punta se moviliza una vez que el pilote se asienta aproximadamente el 8 por ciento de su diámetro (*Kulhawy et al.* 1983).

El valor de ϕ_q depende del método utilizado para estimar la capacidad de carga del pilote y puede ser diferente para las resistencias de punta y por fricción.

8.7.3.3 Estimaciones Semi-empíricas de la Resistencia de los Pilotes

8.7.3.3.1 Requisitos Generales

Se pueden utilizar tanto, métodos basados en tensiones totales como en tensiones efectivas, siempre que se encuentren disponibles los parámetros de resistencia del suelo apropiados. Los factores de resistencia para la resistencia a fricción y para la resistencia de punta, estimados, utilizando métodos semi-empíricos, deberán ser como se especifica en la ***Tabla 8.5.5-2***.

8.7.3.3.2 Resistencia a Fricción

Se pueden utilizar uno o más de los tres procedimientos especificados a continuación, según corresponda.

8.7.3.3.2 a Método α

El método α, basado en tensiones totales, se puede utilizar para relacionar la adherencia entre el pilote y una arcilla con la resistencia no drenada de la arcilla. La fricción superficial nominal unitaria, en MPa, se puede tomar como:

$q_s = \alpha S_u$ (8.7.3.3.2 a-1)

Donde:

S_u = resistencia al corte no drenada promedio (MPa)

α = factor de adherencia aplicado a S_u (adimensional)

Se puede asumir que el factor de adherencia, α, varía en función de la resistencia no drenada, S_u, como se ilustra en la ***Figura 8.7.3.3.2 a-1***.

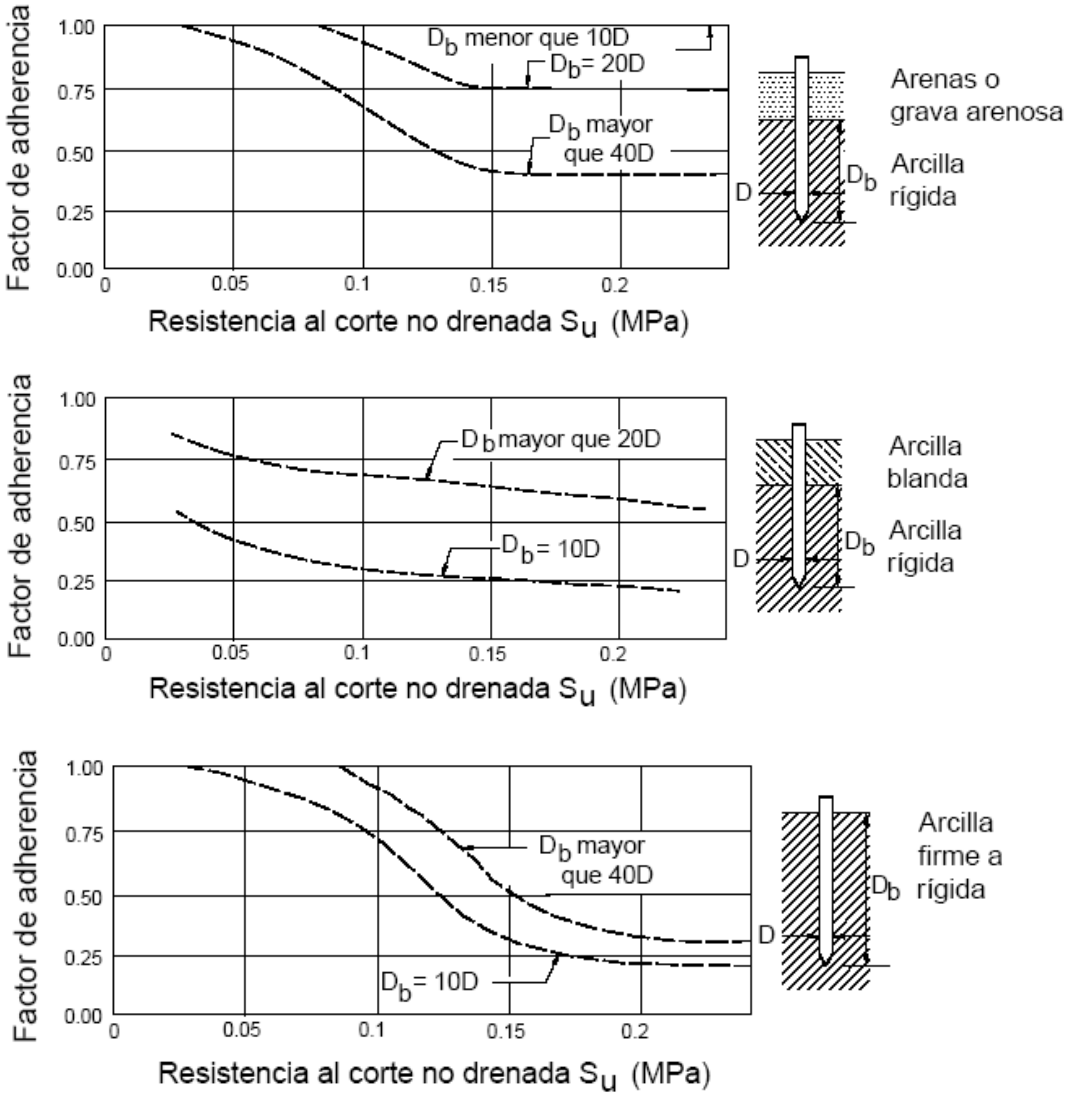


Figura 8.7.3.3.2 a-1 – Curvas de diseño para determinar los factores de adherencia para pilotes hincados en suelos arcillosos (Tomlison 1987)

8.7.3.3.2 b Método β

El método β, basado en tensiones efectivas, se puede utilizar para predecir la fricción superficial de pilotes prismáticos. La fricción superficial unitaria nominal, en MPa, se puede relacionar con las tensiones efectivas del suelo de la siguiente manera:

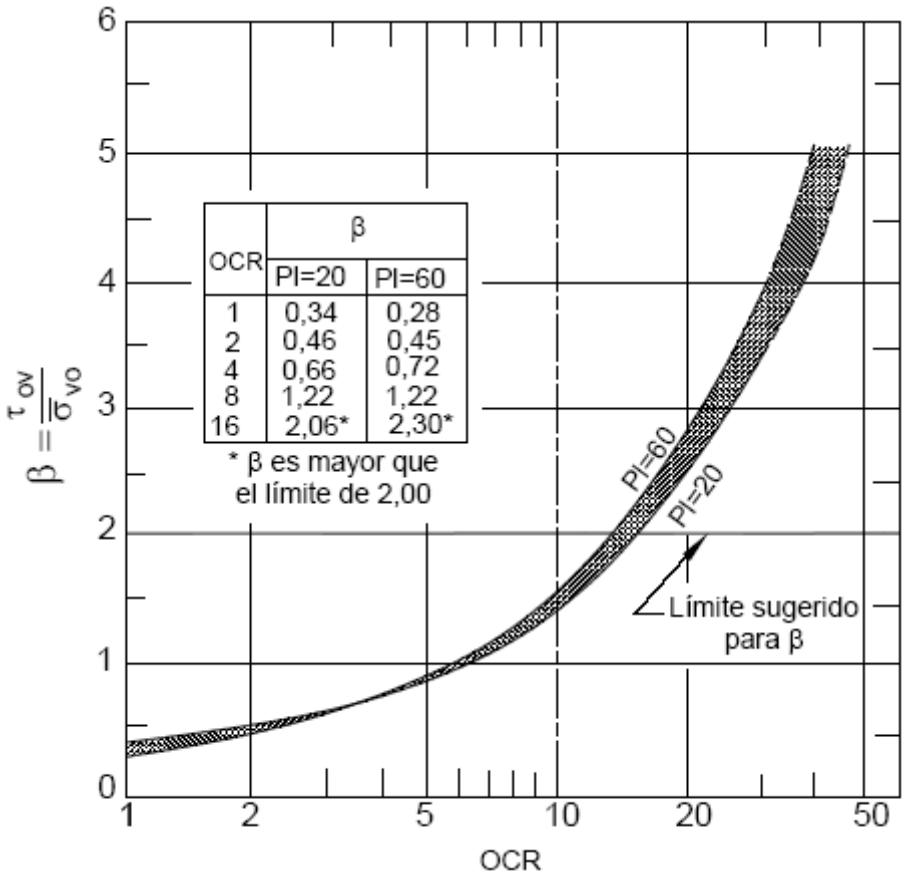
$$q_s = \beta \quad \sigma'_v \qquad (8.7.3.3.2b\text{-}1)$$

Donde:

σ'_v = tensión efectiva vertical (MPa)

β = factor tomado de la ***figura 8.7.3.3.2 b-1***

Se ha determinado que el método β funciona mejor para pilotes en arcillas normalmente consolidadas y ligeramente sobreconsolidadas.



OCR	β PI=20	β PI=60
1	0,34	0,28
2	0,46	0,45
4	0,66	0,72
8	1,22	1,22
16	2,06*	2,30*

Figura 8.7.3.3.2 b-1 – β vs. OCR para pilotes de desplazamiento (Esrig y Kirby 1979)

8.7.3.3.2 c Método λ

El método λ, basado en tensiones efectivas, se puede utilizar para relacionar la fricción superficial unitaria, en MPa, con el empuje pasivo del suelo de la siguiente manera:

$$q_s = \lambda \left(\sigma'_v + 2S_u \right) \qquad \text{(8.7.3.3.2c-1)}$$

Donde:

$\sigma'_v + 2S_u$ = empuje pasivo lateral del suelo (MPa)

λ = coeficiente empírico tomado de la ***Figura 8.7.3.3.2 c-1*** (adimensional)

El valor de λ disminuye con la longitud del pilote y fue determinado empíricamente, examinando los resultados de ensayos de carga realizados sobre pilotes tubulares de acero.

λ

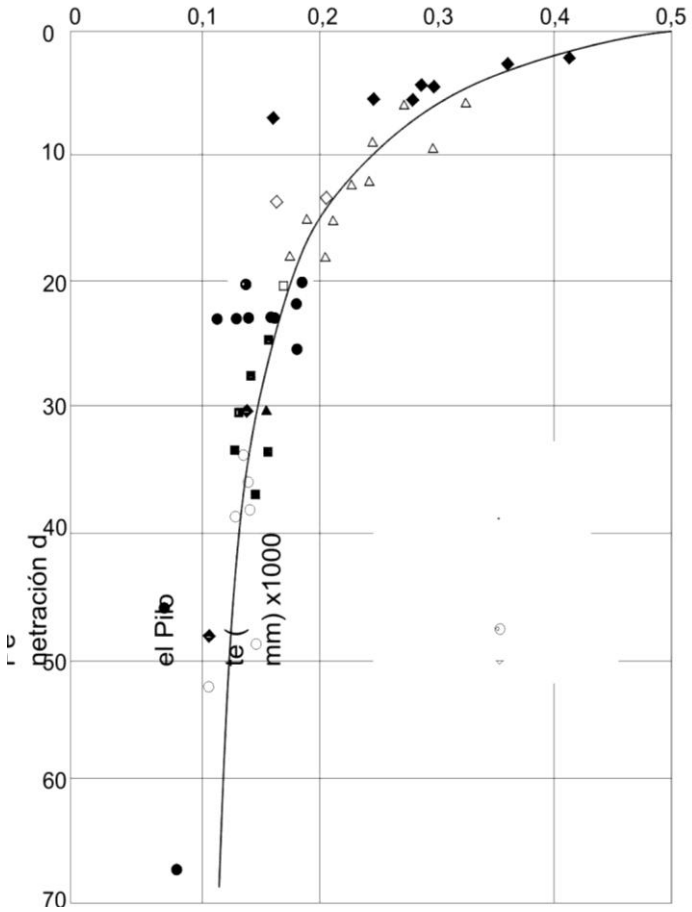


Figura 8.7.3.3.2 c-1 – Coeficiente λ para pilotes tubulares hincados (Vijayvergiya y Focht 1972)

8.7.3.3.3 Resistencia de Punta

La resistencia de punta unitaria nominal de los pilotes en arcilla saturada, en MPa, se puede tomar como:

$q_p = 9\ S_u$ (8.7.3.3.3-1)

S_u = resistencia al corte no drenada de la arcilla cerca de la base del pilote (MPa)

8.7.3.4 Resistencia de los Pilotes Estimada en Base a Ensayos In Situ

8.7.3.4.1 Requisitos Generales

Los factores de resistencia a utilizar para la resistencia a fricción y la resistencia de punta estimadas usando métodos in situ, deberán ser como se especifica en la ***Tabla 8.5.5-2***.

El uso de ensayos in situ para suelos no cohesivos está ampliamente difundido, ya que es muy difícil obtener muestras de buena calidad de este tipo de suelos. Los parámetros obtenidos de ensayos in situ se pueden utilizar para estimar la resistencia de punta y la resistencia a fricción de los pilotes.

8.7.3.4.2 Usando Ensayos SPT

Este método se deberá aplicar solamente a las arenas y limos no plásticos.

8.7.3.4.2 a Resistencia de Punta

La resistencia de punta unitaria nominal, en MPa, para pilotes hincados hasta una profundidad D_b en un estrato de suelo no cohesivo se puede tomar como:

$$q_p = \frac{0.038 N_{corr} D_b}{D} \leq q_\lambda \qquad \text{(8.7.3.4.2a-1)}$$

Para lo cual:

$$N_{corr} = \left[0.77 \log\left(\frac{1.92}{\sigma'_v} \right) \right] N \qquad \text{(8.7.3.4.2a-2)}$$

Donde:

N_{corr} = número de golpes representativo del SPT cerca de la punta del pilote corregido para considerar la presión debida a la sobrecarga de suelo, σ'_v (golpes/300 mm)

N = número de golpes del ensayo SPT (golpes/300 mm)

D = ancho o diámetro del pilote (mm)

D_b = profundidad de penetración en el estrato portante (mm)

q_ℓ = resistencia de punta límite considerada como $0{,}4N_{corr}$ para el caso de arenas y $0{,}3N_{corr}$ para limo no plástico (MPa)

8.7.3.4.2 b Fricción Superficial

La fricción superficial nominal de los pilotes en suelos no cohesivos, en MPa, se puede tomar como:

- Para pilotes de desplazamiento hincados:

$q_s = 0{,}0019\ \tilde{N}$ (8.7.3.4.2 b-1)

- Para pilotes que no son de desplazamiento (por ejemplo pilotes de acero en forma de H):

$q_s = 0{,}00096\ \tilde{N}$ (8.7.3.4.2b-2)

Donde:

q_s = fricción superficial unitaria para pilotes hincados (MPa)

$\tilde{N}$ = número de golpes promedio (no corregido) del SPT a lo largo del fuste del pilote (golpes/300 mm)

Los pilotes de desplazamiento, es decir los pilotes de sección maciza o sección hueca que tienen cerrado uno de sus extremos, desplazan un volumen relativamente grande de suelo durante la penetración. Los pilotes que no son de desplazamiento generalmente tienen secciones transversales de área pequeña, como por ejemplo los pilotes de acero en forma de H y los pilotes tubulares abiertos que no se taponan. El taponamiento ocurre cuando el suelo entre las alas de un pilote metálico en forma de H o el suelo en el interior de un pilote tubular abierto se adhiere completamente al pilote y desciende junto con el pilote a medida que procede el hincado.

8.7.3.5 Pilotes que Apoyan sobre Roca

El factor de resistencia para la resistencia de punta de los pilotes que apoyan sobre roca, se deberá tomar como se especifica en la ***Tabla 8.5.5-2***.

Cuando, tanto el ancho del pilote como la separación de las discontinuidades de la roca son mayores que 300 mm y cuando las discontinuidades no rellenas tienen un ancho menor que 6,4 mm o las discontinuidades rellenas con suelo o escombros de roca tienen un ancho menor que 25 mm, la resistencia de punta unitaria nominal, q_p, de los pilotes hincados en roca, en MPa, se puede tomar como:

$q_p = 3 q_u K_{sp} d$ (8.7.3.5-1) (Ecuación de la Canadian Geotechnical Society (1985)).

Para lo cual:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s_d}{D}}{10\sqrt{1 + 300\frac{t_d}{S_d}}} \qquad (8.7.3.5\text{-}2)$$

Cuando este método es aplicable, las rocas generalmente son tan sanas que será la capacidad estructural la que determine el diseño (*Fellenius et al*. 1989).

$d = 1 + 0{,}4\ H_s / D_s \leq 3{,}4$

Donde:

q_u = resistencia promedio a la compresión uniaxial del núcleo rocoso (MPa)

d = factor de profundidad (adimensional)

K_{sp} = coeficiente de capacidad de carga de la ***Figura 8.7.3.5-1*** (adimensional)

s_d = separación de las discontinuidades (mm)

t_d = ancho de las discontinuidades (mm)

D = ancho del pilote (mm)

H_s = profundidad embebida de un pilote empotrado en roca, considerada igual a 0,0 para pilotes que apoyan sobre la parte superior del lecho rocoso (mm)

D_s = diámetro de la perforación para el pilote empotrado en roca (mm)

Este método no se podrá aplicar a rocas blandas estratificadas, como por ejemplo, lutitas débiles o calizas débiles.

Los pilotes que apoyan sobre rocas débiles, se deberán diseñar tratando la roca blanda como si fuera suelo, de acuerdo con el ***Artículo 8.7.3.3*** para los pilotes que apoyan sobre material cohesivo y de acuerdo con el ***Artículo 8.7.3.4*** para los pilotes que apoyan sobre material no cohesivo.

Las rocas débiles incluyen algunas lutitas y calizas de grano fino u otras rocas meteorizadas de baja calidad. No hay ninguna definición cuantitativa de aceptación generalizada para el término "débil;" por este motivo, para determinar si una roca es débil será necesario aplicar el criterio y la experiencia profesional. Para estos materiales rocosos débiles se pueden aplicar los mismos métodos semi empíricos descriptos para suelos cohesivos y no cohesivos.

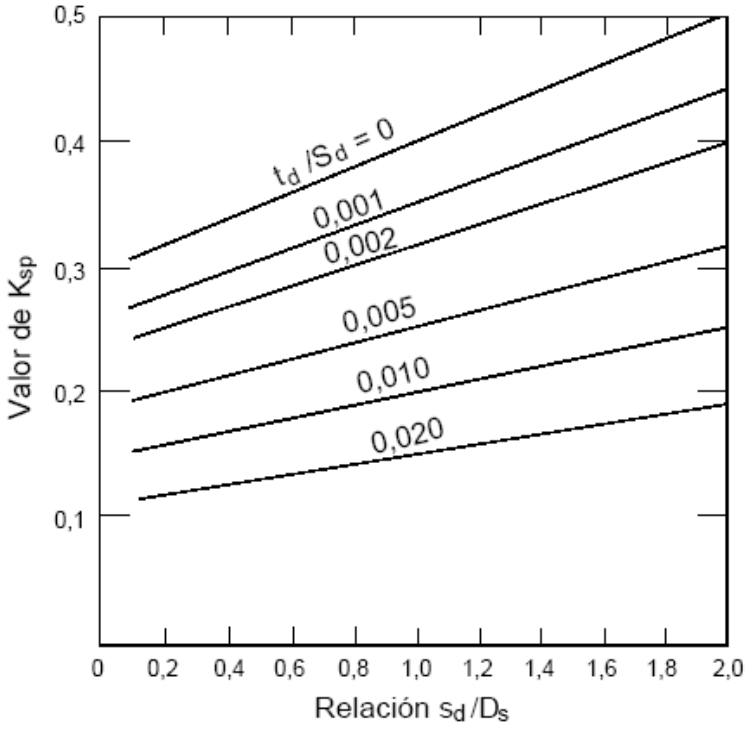


Figura 8.7.3.5-1 - Coeficiente de capacidad de carga (Canadian Geotechnical Society 1985)

8.7.3.6 Ensayos de Carga y Monitoreo In Situ de los Pilotes

Los ensayos de compresión, tracción y carga lateral de los pilotes deberán realizarse de acuerdo con las siguientes normas:

- Método de Ensayo para Pilotes bajo Carga Estática de Compresión Axial - ASTM D 1143
- Método de Ensayo de Pilotes Individuales bajo Carga Estática de Tracción Axial - ASTM D 3689
- Método de Ensayo de Pilotes bajo Cargas Laterales - ASTM D 3966

El factor de resistencia para la resistencia axial y la capacidad contra el levantamiento axial de los pilotes que se obtienen a partir de ensayos de carga deberá ser como se especifica en la ***Tabla 8.5.5-2***.

Los ensayos realizados in situ utilizando un analizador del hincado deberán satisfacer la siguiente norma:

- Método de Ensayo para el Ensayo Dinámico de Alta
- Deformación de Pilotes - ASTM D 4945

El factor de resistencia para la resistencia axial que se obtiene en base al analizador del hincado de los pilotes deberá ser como se especifica en la ***Tabla 8.5.5-2***.

8.7.3.7 Levantamiento

8.7.3.7.1 Requisitos Generales

Se deberá considerar el levantamiento cuando las solicitaciones, calculadas en base a la combinación de cargas para el estado límite correspondiente, sean de tracción.

Cuando los pilotes están sujetos a levantamiento se deberían investigar tanto, la resistencia al arrancamiento de los pilotes como la capacidad estructural de los pilotes para resistir tracción y transmitirla a la fundación.

8.7.3.7.2 Resistencia contra el Levantamiento de Pilotes Individuales

La resistencia contra el levantamiento de un pilote individual se deberá estimar de manera similar a la utilizada para estimar la resistencia por fricción superficial de los pilotes en compresión especificada en los ***Artículos 8.7.3.3 y 8.7.3.4***.

La resistencia mayorada contra el levantamiento, en N, se puede tomar como:

$$Q_R = \phi \quad Q_n = \phi_u Q_s \quad (8.7.3.7.2\text{-}1)$$

Donde:

Q_s = capacidad nominal contra el levantamiento debida a la resistencia del fuste (N)

ϕ_u = factor de resistencia para la capacidad contra el levantamiento especificado en la ***Tabla 8.5.5-2***

La solicitación mayorada que actúa en cualquier pilote que forma parte de un grupo se puede estimar utilizando el procedimiento tradicional en base a la resistencia elástica de los materiales para una sección transversal solicitada por empuje y momento. Las propiedades de la sección transversal se deberían basar en el pilote considerado como un área unitaria.

Los factores de resistencia para tracción axial son menores que los correspondientes a compresión. Uno de los motivos es que los pilotes traccionados descargan el suelo; esto reduce la tensión efectiva debida a la sobrecarga de suelo y por lo tanto, también reduce la resistencia por fricción superficial contra el levantamiento del pilote.

8.7.3.7.3 Resistencia contra el Levantamiento de Grupos de Pilotes

La resistencia mayorada contra el levantamiento de un grupo de pilotes, en N, se puede tomar como:

$Q_R = \phi \ Q_n = \phi_{ug} Q_{ug}$ (8.7.3.7.3-1)

Donde:

ϕ_{ug} = factor de resistencia especificado en la ***Tabla 8.5.5- 2***

Q_{ug} = resistencia nominal contra el levantamiento del grupo de pilotes (N)

La resistencia contra el levantamiento de un grupo de pilotes, Q_{ug}, se deberá tomar como el menor de los siguientes valores:

• La sumatoria de las resistencias contra el levantamiento de los pilotes individuales; o

• La capacidad contra el levantamiento del grupo de pilotes considerado como un bloque único.

Para los grupos de pilotes en suelo no cohesivo, el peso del bloque que será levantado se deberá determinar utilizando para la carga una distribución con una pendiente de 1 en 4, desde la base del grupo de pilotes, tal como se ilustra en la ***Figura 8.7.3.7.3-1***. Para los suelos ubicados debajo del nivel freático se deberán utilizar los pesos unitarios sumergidos.

Para los suelos cohesivos el bloque utilizado para resistir el levantamiento en corte no drenado se deberá tomar de la ***Figura 8.7.3.7.3-2***. La resistencia nominal contra el levantamiento del grupo se puede tomar como:

$$Q_n = Q_{ug} = (2XZ + 2YZ)\bar{S}_u + W_g \qquad \text{(8.7.3.7.3-2)}$$

Donde:

X = ancho del grupo de pilotes, como se ilustra en la ***Figura 8.7.3.7.3-2*** (mm)

Y = longitud del grupo de pilotes, como se ilustra en la ***Figura 8.7.3.7.3-2*** (mm)

Z = profundidad del bloque de suelo debajo del cabezal de los pilotes considerada como se ilustra en la ***Figura 8.7.3.7.3-2*** (mm)

$\bar{S}_u$ = resistencia al corte no drenada promedio a lo largo del fuste de los pilotes (MPa)

W_g = peso del bloque formado por el suelo, los pilotes y el cabezal (N)

El factor de resistencia para la capacidad nominal contra el levantamiento de un grupo de pilotes, Q_{ug}, determinada como la sumatoria de las resistencias de los pilotes individuales se deberá tomar igual que para la capacidad contra el levantamiento de pilotes individuales tal como se especifica en la ***Tabla 8.5.5-2***.

El factor de resistencia para la capacidad contra el levantamiento de un grupo de pilotes considerado como un bloque único se deberá tomar como se especifica en la ***Tabla 8.5.5-2*** para grupos de pilotes en arcilla y arena.

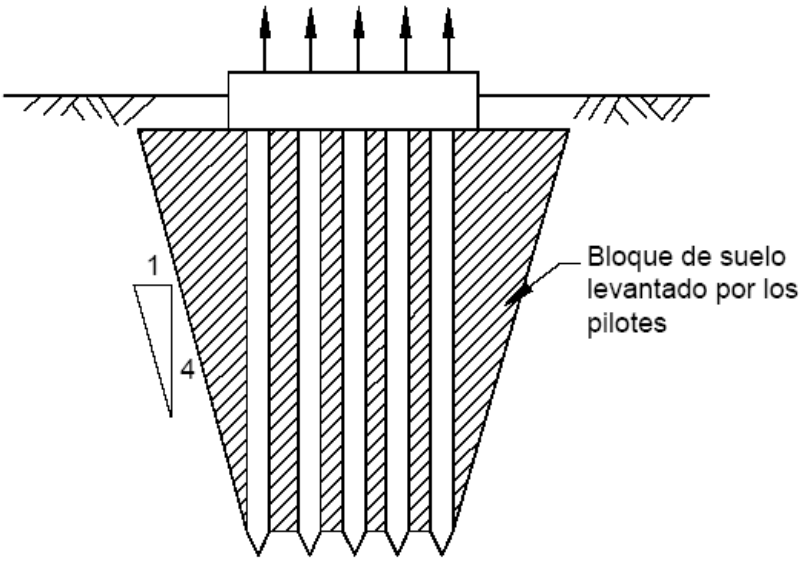


Figura 8.7.3.7.3-1 - Levantamiento de un grupo de pilotes poco separados en suelos no cohesivos (Tomlinson 1987)

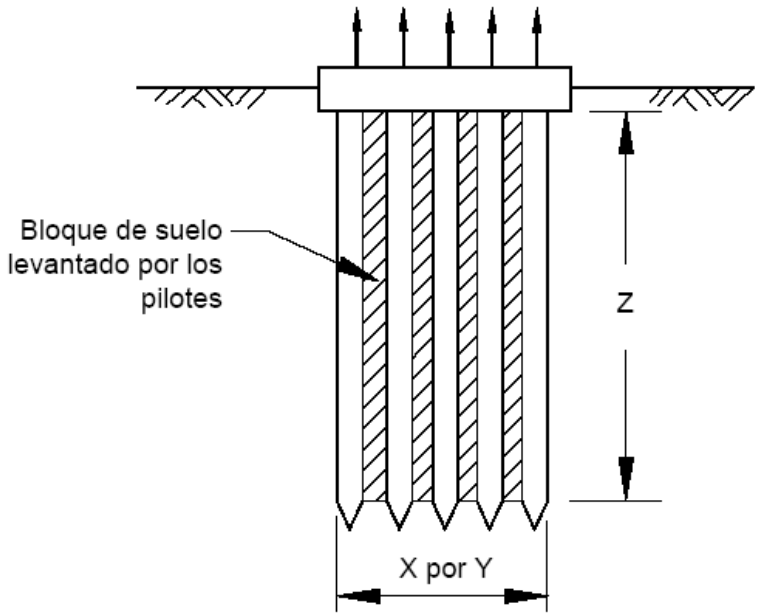


Figura 8.7.3.7.3-2 - Levantamiento de un grupo de pilotes en suelos cohesivos (Tomlinson 1987)

8.7.3.8 Cargas Laterales

Los pilotes sujetos a cargas laterales deberán tener sus cabezas fijadas al cabezal. El suelo alterado o los vacíos creados durante el hincado de los pilotes se deberán reemplazar por material granular compactado.

En el diseño de los pilotes cargados lateralmente se deberán considerar los efectos de la interacción suelo-estructura o roca-estructura entre los pilotes y el terreno, incluyendo el número y la separación de los pilotes de cada grupo.

La resistencia de los pilotes a las cargas laterales generalmente está determinada por los criterios de desplazamiento lateral en el estado límite de servicio, tal como se especifica en el ***Artículo 8.7.2***, o bien, por la falla estructural de los pilotes en el estado límite de resistencia.

La respuesta de los pilotes frente a las cargas laterales se puede estimar mediante análisis P-Y. Cuando un grupo de pilotes está sujeto a cargas laterales los pilotes interactúan a través del suelo que los separa. Como resultado de esta interacción, los grupos de pilotes experimentan flechas mayores que los pilotes individuales solicitados por la misma carga lateral por pilote, y también son mayores los momentos flectores en los pilotes del grupo.

8.7.3.9 Capacidad de Carga de los Pilotes Inclinados

La capacidad de carga de un grupo de pilotes que contiene pilotes inclinados se puede determinar tratando los pilotes inclinados como si fueran pilotes verticales.

8.7.3.10 Resistencia a la Carga Axial de los Grupos de Pilotes

8.7.3.10.1 Requisitos Generales

La resistencia minorada de un grupo de pilotes, en N, se deberá tomar como:

$Q_R = \phi \ Q_n = \phi_g Q_g$ (8.7.3.10.1-1)

Donde:

Q_g = resistencia nominal del grupo (N)

ϕ_g = factor de resistencia para el grupo especificado en el presente documento

8.7.3.10.2 Suelo Cohesivo

Si el cabezal se encuentra en contacto firme con el terreno, no se requerirá ninguna reducción de la eficiencia.

Si el cabezal no se encuentra en contacto firme con el terreno y si el suelo es rígido, tampoco se requerirá ninguna reducción de la eficiencia.

Si el cabezal no se encuentra en contacto firme con el terreno y si el suelo en la superficie es blando, la resistencia individual de cada pilote se deberá multiplicar por un factor de eficiencia η, el cual se deberá tomar como:

- η = 0,65 cuando la separación entre los centros de los pilotes es igual a 2,5 diámetros
- η = 1,0 cuando la separación entre los centros de los pilotes es igual a 6,0 diámetros

Para separaciones intermedias el valor de η se puede determinar por interpolación lineal.

La resistencia del grupo deberá ser igual al menor de los siguientes valores:

- La sumatoria de las resistencias individuales modificadas de cada pilote del grupo, o
- La resistencia de un pilar equivalente formado por los pilotes y el bloque de suelo dentro del área limitada por los pilotes.

Al determinar el pilar equivalente:

- Para determinar la resistencia a fricción se deberá utilizar la totalidad de la resistencia al corte de suelo,
- Para determinar la resistencia de punta se deberá utilizar la totalidad del área de la base del pilar equivalente, y
- Se deberá ignorar la resistencia adicional del cabezal.

El factor de resistencia para un pilar o bloque de falla equivalente deberá ser como se indica en la ***Tabla 8.5.5-2*** y se deberá aplicar ya sea que el cabezal esté o no en contacto con el terreno. Los factores de resistencia para la resistencia del grupo de pilotes calculada usando la sumatoria de las resistencias individuales son iguales a los utilizados para la resistencia de pilotes aislados, tal como se indica en la ***Tabla 8.5.5-2.***

La eficiencia de un grupo de pilotes en suelos cohesivos puede ser menor que la eficiencia de los pilotes individuales, debido a las zonas en las cuales se superponen las deformaciones por corte en el suelo que rodea los pilotes.

En los suelos cohesivos la resistencia de un grupo de pilotes depende de si el cabezal está en contacto firme con el terreno por debajo del mismo. Si el cabezal está en contacto firme con el terreno, el grupo de pilotes y el suelo entre los pilotes se comportan como una unidad.

Cuando las separaciones entre los pilotes son pequeñas puede prevalecer un mecanismo de falla en forma de bloque, mientras que cuando las separaciones son mayores, los pilotes pueden fallar en forma individual. Es necesario verificar los mecanismos de falla y diseñar para el caso con el cual se obtenga la menor capacidad.

Para un grupo de pilotes de ancho *X*, longitud *Y* y profundidad *Z* como el que se ilustra en la ***Figura 8.7.3.10.2-1***, la capacidad de carga para la falla en bloque está dada por la siguiente expresión:

$$Q_g = (2X + 2Y)Z\bar{S}_u + XYN_cS_u \qquad (8.7.3.10.2\text{-}1)$$

Para la cual:

Para $\underline{Z} \leq 2{,}5$:

X

$$N_c = 5\left(1 + \frac{0.2X}{Y}\right)\left(1 + \frac{0.2Z}{X}\right) \qquad (8.7.3.10.2\text{-}2)$$

Para $\underline{Z} > 2{,}5$:

X

$$N_c = 7.5\left(1+\frac{0.2X}{Y}\right) \qquad (8.7.3.10.2\text{-}3)$$

$\bar{S}_u$ = resistencia al corte no drenada promedio a lo largo de la profundidad de penetración de los pilotes (MPa)

S_u = resistencia al corte no drenada en la base del grupo (MPa)

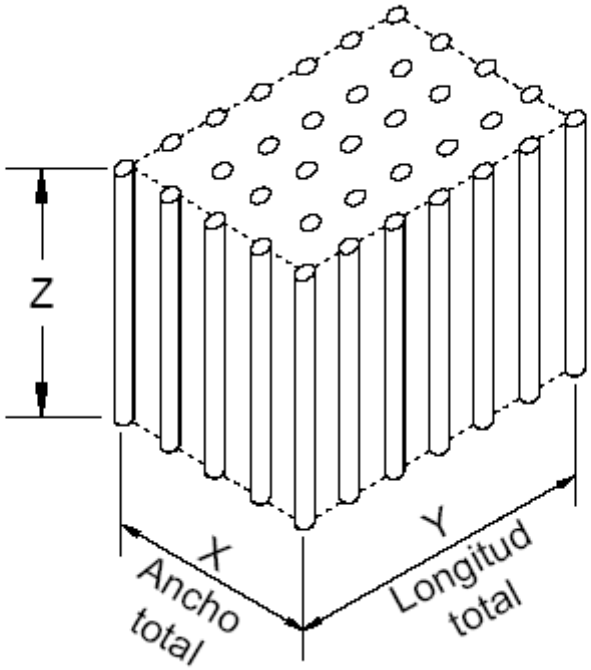


Figura 8.7.3.10.2-1 – Grupo de pilotes actuando como una fundación en bloque

8.7.3.10.3 Suelo No Cohesivo

La capacidad de carga de los grupos de pilotes en suelo no cohesivo será la sumatoria de las capacidades de todos los pilotes que componen el grupo. Ya sea que el cabezal de los pilotes esté o no en contacto con el terreno, el factor de eficiencia, η, deberá ser igual a 1,0.

El factor de resistencia es igual que para los pilotes individuales, tal como se especifica en la ***Tabla 8.5.5-2***.

En el caso de los pilotes hincados en arena, debido al aumento de densidad que provoca el hincado, la resistencia del grupo nunca es menor que la sumatoria de las capacidades de los pilotes

individuales. Por este motivo, para los grupos de pilotes en arena el factor de eficiencia siempre se considera igual a 1,0.

8.7.3.10.4 Grupos de Pilotes en Suelo Resistente sobre Suelo Débil o Compresible

Si un grupo de pilotes está embebido en un depósito de suelo resistente que yace sobre un depósito más débil, se deberá considerar el potencial de falla por punzonamiento de las puntas de los pilotes en el estrato de suelo más débil.

Si el estrato de suelo subyacente consiste en un suelo compresible más débil, se deberá considerar la posible ocurrencia de grandes asentamientos en dicho estrato más débil.

En ausencia de referencias locales, la investigación de la capacidad de los suelos blandos subyacentes se puede basar en el cálculo de la carga sobrepuesta, asumiendo que la distribución de la presión se ensancha por debajo de las puntas de los pilotes proyectando el área limitada por las puntas de los pilotes con una pendiente de 2 vertical en 1 horizontal. La resistencia a cualquier profundidad por debajo de las puntas de los pilotes se deberá determinar en base al tamaño proyectado de una zapata idealizada. La capacidad de carga se deberá basar en los criterios especificados en el presente documento para zapatas.

8.7.3.11 Resistencia de los Grupos de Pilotes a las Cargas Laterales

La resistencia mayorada de un grupo de pilotes a las cargas laterales, en N, se deberá tomar como:

$$Q_R = \phi \quad Q_n = \phi \quad Q_{Lg} = \eta \, \phi_L \, Q_L \qquad (8.7.3.11\text{-}1)$$

Donde:

Q_L = resistencia lateral nominal de un pilote individual (N)

Q_{Lg} = resistencia lateral nominal del grupo de pilotes (N)

ϕ_L = factor de resistencia para el grupo de pilotes especificado en la ***Tabla 8.5.5-2***

η = factor de eficiencia del grupo de acuerdo con lo definido en el presente documento

La resistencia individual de cada pilote se deberá multiplicar por un factor de eficiencia, el cual se deberá tomar como:

- η = 0,75 para suelo no cohesivo
- η = 0,85 para suelo cohesivo

La resistencia lateral del grupo se deberá tomar como la sumatoria de las resistencias individuales modificadas de cada uno de los pilotes que componen el grupo.

La capacidad lateral de un grupo de pilotes es menor que la sumatoria de las capacidades individuales de los pilotes que componen el grupo. Este efecto de grupo, conocido como interacción pilote-suelo-pilote, hace que un grupo de pilotes experimente flechas mayores que los pilotes individuales solicitados por la misma carga lateral por pilote y hace que los momentos flectores en los pilotes del grupo sean mayores.

8.7.4 DISEÑO ESTRUCTURAL

8.7.4.1 Requisitos Generales

El diseño estructural de los pilotes hincados de hormigón, se deberá realizar de acuerdo con los requisitos de la ***Sección 6.***

El diseño de pilotes que soportan exclusivamente carga axial requiere una tolerancia para las excentricidades no intencionales. Estas excentricidades se consideran a través del uso de las ecuaciones del ***Artículo 6.7.4.4*** para columnas de hormigón que ya tienen una tolerancia para la excentricidad.

8.7.4.2 Pandeo de los Pilotes

Los pilotes que atraviesan agua o aire se deberán suponer empotrados a una cierta profundidad debajo del nivel del terreno. La estabilidad se deberá determinar de acuerdo con los requisitos para elementos comprimidos establecidos en la Sección 6, usando una longitud de pilote equivalente igual a la longitud sin apoyo lateral, más una longitud embebida hasta el punto donde se asume que el pilote está empotrado.

La profundidad hasta el punto donde se asume que el pilote está empotrado se puede tomar como:

- Para las arcillas:

$$1.4\left|\frac{E_p I_p}{E_s}\right|^{0.25} \quad (mm) \qquad (8.7.4.2\text{-}1)$$

- Para las arenas:

$$1.8\left|\frac{E_p I_p}{n_h}\right|^{0.2} \quad (mm) \qquad (8.7.4.2\text{-}2)$$

Donde:

E_p = módulo de elasticidad del pilote (MPa)

I_p = momento de inercia del pilote (mm^4)

E_s = módulo del suelo para las arcillas = 67 S_u (MPa)

S_u = resistencia al corte no drenada de las arcillas (MPa)

n_h = tasa de incremento del módulo del suelo en función de la profundidad para las arenas como se especifica en la ***Tabla 8.7.4.2-1*** (MPa/mm)

Tabla 8.7.4.2-1 - Tasa de incremento del módulo del suelo en función de la profundidad, nh, (MPa/mm) para la arena

CONSISTENCIA	SECA O HÚMEDA	SUMERGIDA
Suelta	$9{,}4 \times 10^{-3}$	$4{,}7 \times 10^{-3}$
Media	0,025	0,013
Densa	0,063	0,031

En las ***Ecuaciones 8.7.4.2-1 y 8.7.4.2-2,*** se asume que la condición de carga es exclusivamente de carga axial y también se asume que los pilotes están empotrados en sus extremos. Debido a que las ecuaciones calculan la profundidad hasta el empotramiento a partir de la superficie del terreno, el Ingeniero deberá determinar las condiciones de borde en la parte superior del pilote a fin de determinar la longitud sin apoyo lateral del pilote.

8.8 PILOTES PERFORADOS

8.8.1 REQUISITOS GENERALES

8.8.1.1 Campo de Validez

Los requisitos de la presente sección, se deberán aplicar al diseño de todos los pilotes perforados, excepto a los pilotes perforados que se construyen con barrenas continuas y se hormigonan a medida que se extrae la barrena.

Los pilotes perforados pueden ser una alternativa económica frente a las fundaciones con zapatas o pilotes hincados, particularmente cuando no es posible construir zapatas sobre un estrato de suelo o roca adecuado a una profundidad razonable, o cuando no es viable utilizar pilotes hincados. Los

pilotes perforados pueden ser una alternativa económica frente a las zapatas, si la profundidad de socavación es importante. También se puede considerar el uso de pilotes perforados para resistir elevadas cargas laterales o de levantamiento, si las tolerancias para la deformación son pequeñas.

Los puentes levadizos o basculantes son un ejemplo de un tipo de puente para el cual sería deseable que las deformaciones fueran pequeñas.

De acuerdo con el mecanismo principal del cual derivan su resistencia a las cargas, los pilotes perforados se clasifican ya sea como pilotes perforados flotantes (resistiendo cargas por fricción), es decir, pilotes que transfieren la carga fundamentalmente por resistencia lateral, o bien, como pilotes perforados de punta, es decir, pilotes que transfieren la carga fundamentalmente por resistencia de punta.

8.8.1.2 Profundidad Embebida

La profundidad embebida de los pilotes perforados deberá ser suficiente para proporcionar capacidades de carga vertical y lateral adecuadas y desplazamientos aceptables.

La parte superior de un pilote perforado generalmente debe estar a una distancia no mayor que aproximadamente 100 mm de la superficie del terreno en el caso de las estructuras sobre suelo seco, y no más de 150 mm por encima de la cota normal del agua en el caso de las estructuras en agua. Esto mejorará su proceso constructivo.

8.8.1.3 Diámetro de los Fustes y Bases Ensanchadas

Cuando un pilote perforado empotrado en roca requiere encamisado a través de los suelos que yacen sobre la roca, la documentación técnica deberá especificar que el diámetro de la perforación para empotramiento en roca debe ser como mínimo 150 mm menor que el diámetro interior del encamisado. Para los pilotes empotrados en roca que no requieren encamisado a través de los suelos que yacen sobre la roca, el diámetro de la perforación para empotramiento en roca puede ser igual al diámetro del pilote en la zona que atraviesa el suelo.

En los suelos cohesivos rígidos, se puede utilizar una base ensanchada o campana en la punta del pilote para aumentar la superficie de contacto de la punta y así reducir la presión unitaria o proveer resistencia adicional contra las cargas de levantamiento.

Si antes de colocar el hormigón se limpia e inspecciona el fondo del pilote, se podrá considerar que la totalidad de la superficie de la base es efectiva para transferir carga.

Al realizar perforaciones para empotrar pilotes en roca es habitual utilizar un encamisado que atraviesa la zona de suelo y soporta temporalmente el suelo. Este encamisado permite la inspección de la perforación y materializa un sello a lo largo de la zona de contacto suelo-roca, minimizando así la infiltración de agua subterránea hacia la perforación. En consecuencia, es necesario que el

diámetro de la perforación en roca sea menor que el tamaño nominal del encamisado, ya que esto permitirá asentar la camisa e insertar los equipos para perforar la roca.

Si fuera viable, se debería considerar extender el pilote hasta una mayor profundidad a fin de evitar las dificultades y costos relacionados con la excavación del ensanchamiento de las bases.

8.8.1.4 Resistencia

Serán aplicables los requisitos del ***Artículo 8.7.1.3*** y la ***Tabla 8.5.5-3***, sustituyendo el término "Pilote" por el término "Pilote perforado" cuando corresponda.

El método constructivo puede afectar la resistencia del pilote perforado y deberá ser considerado como parte del proceso de diseño. Los pilotes perforados se deberán construir utilizando el método seco, con camisa o húmedo, o bien una combinación de estos métodos. En todos los casos la excavación del pozo, la colocación del hormigón y todos los demás aspectos de la construcción de los pilotes se deberán realizar de acuerdo con los requisitos de las presentes Especificaciones y el documento ***Manual de Carreteras del Paraguay, Especificaciones de Construcción***.

El método constructivo utilizado puede afectar considerablemente el comportamiento de las fundaciones con pilotes perforados, particularmente en lo que respecta a la resistencia lateral. El Ingeniero debería considerar los efectos de las condiciones del suelo y el agua freática sobre las operaciones de construcción de los pilotes y delinear, si fuera necesario, el método constructivo general que se deberá seguir a fin de asegurar el comportamiento anticipado.

Debido a que los pilotes perforados derivan su capacidad de la resistencia lateral y de punta, las cuales dependen de la condición de los materiales en contacto directo con los pilotes, es importante que los procedimientos constructivos sean consistentes con las condiciones de los materiales supuestas en el diseño. El ablandamiento, aflojamiento u otros cambios en las condiciones del suelo y la roca atribuibles al método constructivo utilizado podrían provocar una reducción de la capacidad de los pilotes y un aumento de su desplazamiento. Por lo tanto, la evaluación de los efectos del procedimiento constructivo sobre la resistencia de los pilotes perforados se debería considerar un aspecto significativo del diseño. El uso de lechadas, los pilotes de diámetro variable y los métodos de inyección también son factores que pueden afectar la resistencia de los pilotes perforados.

Los parámetros del suelo se deberían variar sistemáticamente de manera de modelar el rango de condiciones anticipado. Tanto la resistencia vertical como la resistencia lateral se deberían evaluar de este modo.

8.8.1.5 Fricción Negativa

Se deberán evaluar las cargas de fricción negativa, de acuerdo con lo especificado en el ***Artículo***

8.7.1.4.

Para los pilotes de punta en los cuales la fricción negativa es una consideración relacionada con el estado límite de resistencia, los factores de carga para la carga de fricción negativa deberán ser la inversa del factor de resistencia utilizado por el método para estimar la resistencia a fricción, según lo especificado en la ***Tabla 8.5.5-3***.

Un movimiento descendente relativo del suelo de alrededor de 2,5 a 12,0 mm es suficiente para movilizar plenamente la carga de fricción negativa en un pilote perforado.

Las cargas de fricción negativa se pueden estimar utilizando el método α, como se describe en el ***Artículo 8.8.3.3.1****, para calcular la resistencia a fricción positiva.*

Al igual que en el caso de la resistencia a fricción positiva, los 1,50 m superiores y una longitud inferior supuesta igual a un diámetro del fuste no contribuyen a las cargas de fricción negativa. Si se utiliza el método α, se debería considerar una tolerancia para un posible aumento de la resistencia al corte no drenada a medida que ocurre la consolidación.

8.8.1.6 Separación de los Pilotes de un Grupo

La separación entre los centros de los pilotes perforados debería ser el mayor valor entre 3,0 diámetros o la separación requerida para evitar la interacción entre pilotes adyacentes.

Si se requieren separaciones menores, la documentación técnica deberá especificar la secuencia constructiva y se deberán evaluar los efectos de interacción entre pilotes adyacentes.

Puede ser necesario utilizar separaciones mayores si se anticipa que las operaciones de perforación serán dificultosas.

8.8.1.7 Pilotes Perforados Inclinados

Se debería evitar el uso de pilotes perforados inclinados.

Si se requiere mayor resistencia lateral se debería considerar aumentar el diámetro de los pilotes o bien aumentar el número de pilotes perforados.

Debido a los problemas asociados con la estabilidad de los pilotes durante la excavación, instalación y retiro del encamisado, la instalación de la jaula de armadura y la colocación del hormigón, los pilotes perforados inclinados son mucho más difíciles de construir que los pilotes perforados verticales.

8.8.1.8 Nivel Freático y Flotabilidad

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 8.7.1.7***, Nivel Freático y Flotabilidad, según corresponda.

8.8.1.9 Levantamiento

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 8.7.1.9***, Levantamientos, según corresponda.

Los pilotes perforados diseñados para suelos expansivos se deberán prolongar hacia el interior de suelos estables frente a la humedad hasta una profundidad suficiente para proporcionar un anclaje adecuado para resistir el levantamiento. También se debería proveer una luz suficiente entre la superficie del terreno y el fondo de los cabezales o vigas que conectan los pilotes a fin de evitar la aplicación de cargas de levantamiento en la conexión pilote/cabezal provocadas por el hinchamiento del suelo.

Para evaluar las potenciales cargas de levantamiento en pilotes perforados que atraviesan suelos expansivos es necesario evaluar el potencial de hinchamiento del suelo y la extensión de los estratos de suelo que pueden afectar al pilote. En la **Tabla 8.8.1.9-1,** se presenta un método razonablemente confiable para identificar el potencial de hinchamiento. Este método clasifica el potencial de hinchamiento en función de los límites de Atterberg, la succión del suelo y el hinchamiento porcentual obtenido de ensayos con odómetro (*Reese y O'Neill* 1988). El espesor del estrato potencialmente expansivo se debe identificar mediante:

- Estudio de muestras de suelo tomadas de perforaciones para determinar la presencia de agrietamiento, superficies de deslizamiento o estructuras en bloque, y las variaciones de color; y
- Ensayos en laboratorio para determinar los perfiles de contenido de humedad del suelo.

Tabla 8.8.1.9-1 - Método para identificar suelos potencialmente expansivos

Límite Líquido, LL (%)	Límite Plástico, PL (%)	Succión del Suelo (MPa)	Potencial de Hinchamiento (%)	Clasificación del Potencial de Hinchamiento
> 60	> 35	> 0,38	> 1,5	Elevado
50 – 60	25 – 35	0,14 – 0,38	0,5 – 1,5	Marginal
< 50	< 25	< 0,14	< 0,5	Bajo

8.8.2 MOVIMIENTO EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

8.8.2.1 Requisitos Generales

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 8.7.2.1*** según corresponda. Se deberá utilizar la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I de la ***Tabla 4.5.1-1*** según corresponda.

Para estimar los asentamientos en estado límite de servicio de los pilotes perforados en arcilla solamente, se deberán considerar las cargas permanentes. Para estimar los asentamientos de los pilotes perforados en suelo granular las cargas temporarias, se deberán sumar a las cargas permanentes.

Generalmente el asentamiento de los pilotes perforados instalados en arena y roca es pequeño, o bien, ocurre de forma bastante rápida. Sin embargo, el asentamiento de los pilotes en arcilla puede ocurrir durante un período de tiempo más prolongado, a medida que las arcillas se consolidan.

8.8.2.2 Criterios para el Movimiento Lateral

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 8.7.2.2,*** Criterio para el Desplazamiento Lateral, según corresponda.

8.8.2.3 Asentamiento

8.8.2.3.1 Requisitos Generales

El asentamiento de una fundación con pilotes perforados individuales o grupos de pilotes perforados, no deberá superar los criterios de movimiento seleccionados de acuerdo con el ***Artículo 8.6.2.2***.

8.8.2.3.2 Asentamiento de Pilotes perforados Individuales

El asentamiento de un pilote perforado individual se deberá estimar considerando:

- El asentamiento inmediato,
- El asentamiento por consolidación si el pilote está construido en suelos cohesivos, y
- La compresión axial del pilote perforado.

Reese y O'Neill (1988) resumieron datos adimensionales sobre la relación carga-asentamiento de pilotes perforados, como se ilustra en las ***Figuras 8.8.2.3.2-1 a 8.8.2.3.2-4.*** *Las* ***Figuras 8.8.2.3.2-1*** *y* ***8.8.2.3.2-2,*** *muestran curvas carga-asentamiento para el caso de carga transferida por fricción lateral y carga transferida de punta por pilotes perforados en suelos cohesivos. Las* ***Figuras 8.8.2.3.2-3 y 8.8.2.3.2-4,*** *muestran cuervas similares para pilotes en suelos no cohesivos. Estas curvas constituyen una guía útil para estimar los asentamientos inmediatos de los pilotes perforados.*

Los valores de las curvas carga-asentamiento para carga resistida por fricción lateral se obtuvieron a diferentes profundidades, tomando en cuenta el acortamiento elástico del pilote. Aunque en los pilotes relativamente cortos el acortamiento elástico puede ser pequeño, este acortamiento puede ser bastante importante en pilotes de mayor longitud. La magnitud del acortamiento elástico de los pilotes perforados varía dependiendo de su profundidad.

Las ***Figuras 8.8.2.3.2-1 y 8.8.2.3.2-2,*** *no reflejan los asentamientos a largo plazo de los pilotes perforados en arcilla. Los asentamientos por consolidación se deberían sumar a los asentamientos inmediatos. Sin embargo, debido a que generalmente los pilotes perforados se instalan en suelos fuertemente sobreconsolidados, por lo general, los asentamientos por consolidación son pequeños.*

Los asentamientos inducidos por las cargas soportadas por resistencia de punta son diferentes para los pilotes en suelos no cohesivos y en suelos cohesivos. Aunque la curva carga-desplazamiento de los pilotes perforados en suelos cohesivos típicamente presenta un quiebre bien definido, con frecuencia los pilotes en suelos no cohesivos no evidencian una falla bien definida para ningún desplazamiento determinado. La carga de los pilotes perforados en suelos no cohesivos continúa aumentando a medida que el asentamiento aumenta más allá del 5 por ciento del diámetro de la base.

En el caso de los pilotes perforados en suelos cohesivos, Q_p típicamente se moviliza completamente con desplazamientos de entre 2 y 5 por ciento del diámetro de la base. La resistencia de punta unitaria se define arbitrariamente como la presión de contacto requerida para provocar un asentamiento igual al 5 por ciento del diámetro del pilote, aún cuando este valor no corresponda a la falla total del suelo debajo de la base del pilote perforado.

Las curvas de las ***Figuras 8.8.2.3.2-1 y 8.8.2.3.2-3*** *también muestran los asentamientos para los cuales se moviliza la resistencia lateral. En el caso de los pilotes perforados en suelos cohesivos, Q_s típicamente se moviliza completamente con desplazamientos de entre 0,2 y 0,8 por ciento del diámetro del pilote. En el caso de pilotes perforados en suelos no cohesivos este valor es de entre 0,1 y 1,0 por ciento.*

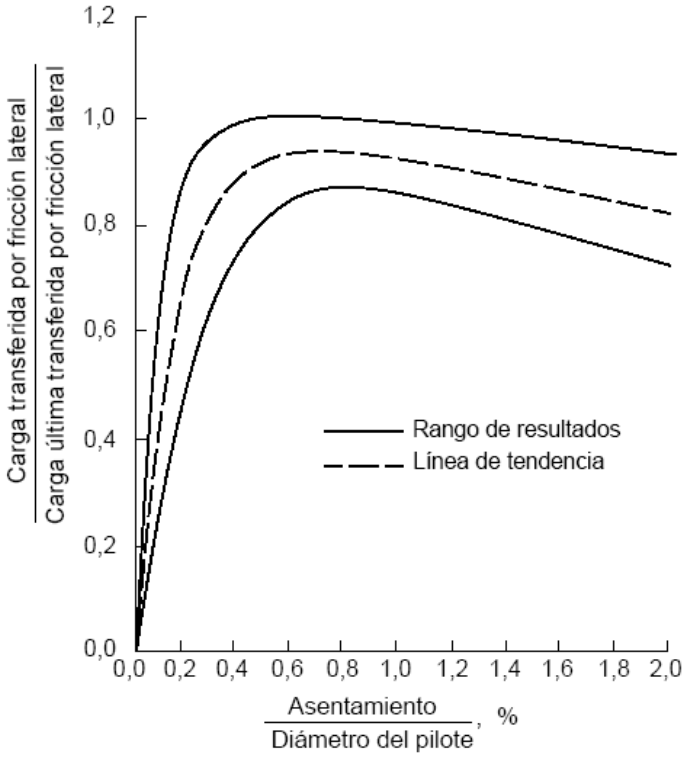


Figura 8-8.2.3.2-1 - Transferencia de carga por fricción lateral (normalizada) en función del asentamiento - Suelos cohesivos (Reese y O'Neill 1988)

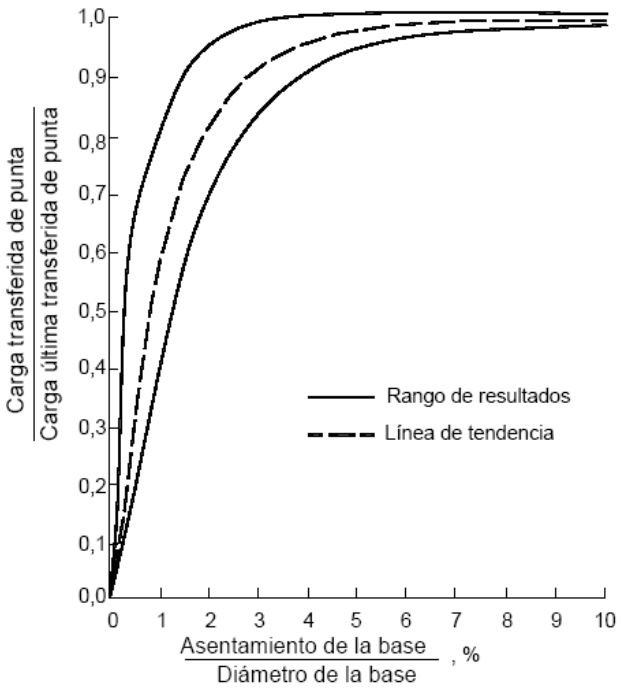


Figura 8.8.2.3.2-2 Transferencia de carga de punta (normalizada) en función del asentamiento – Suelos cohesivos (Reese y O'Neill 1988)

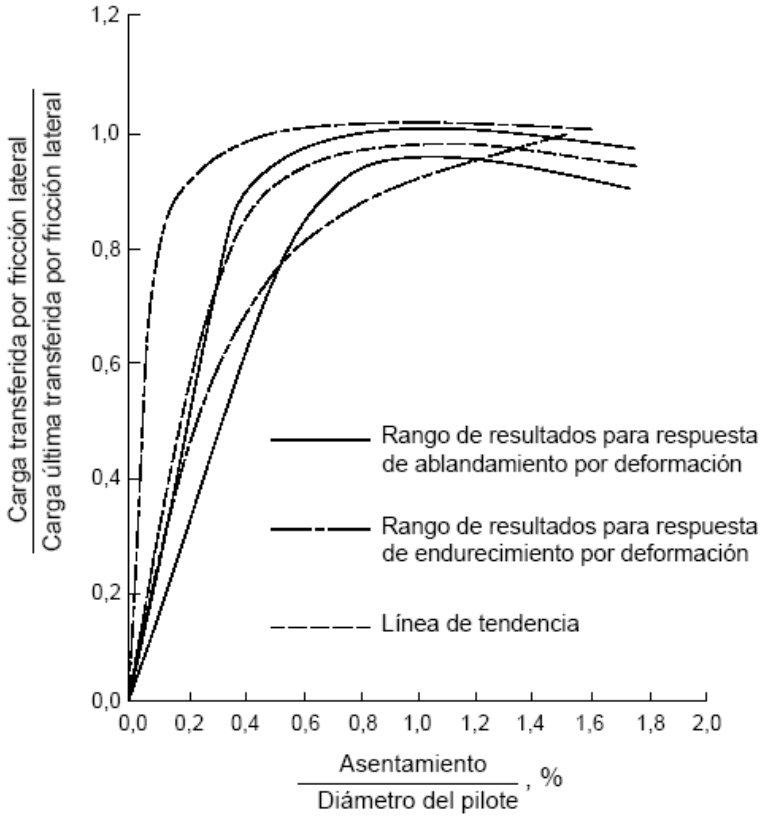


Figura 8.8.2.3.2-3 - Transferencia de carga por fricción lateral (normalizada) en función del asentamiento - Suelo no cohesivo (Reese y O'Neill 1988)

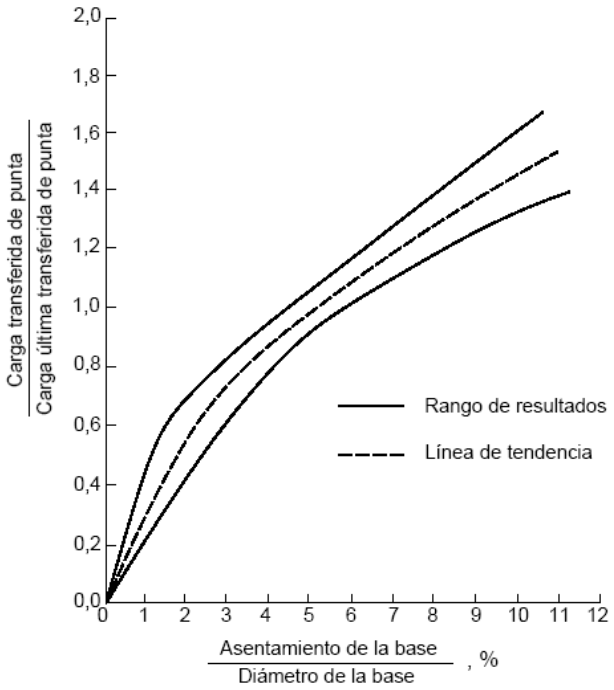


Figura 8.8.2.3.2-4 - Transferencia de carga de punta (normalizada) en función del asentamiento - Suelo no cohesivo (Reese y O'Neill 1988)

8.8.2.3.3 Asentamiento de un Grupo de Pilotes Perforados

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 8.7.2.3,*** Asentamiento, según corresponda.

8.8.2.4 Desplazamiento Lateral

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 8.7.2.4,*** Desplazamiento Lateral, según corresponda.

El desplazamiento lateral de los pilotes perforados individuales y de los grupos de pilotes perforados se puede estimar utilizando los análisis P-Y.

Si el diseño estructural es sensible a la rigidez de los pilotes, los planos deberían indicar tanto, el diámetro de diseño como el máximo diámetro aceptable para los pilotes perforados.

8.8.3 RESISTENCIA EN EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

8.8.3.1 Requisitos Generales

Se deberá aplicar el estado límite de resistencia del ***Artículo 8.7.3.1***, Requisitos generales.

8.8.3.2 Pilotes Perforados Cargados Axialmente

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 8.7.3.2,*** Pilotes cargados Axialmente y la ***Tabla 8.5.5-3,*** según corresponda.

8.8.3.3 Estimaciones Semi-empíricas de la Resistencia de los Pilotes Perforados en Suelos Cohesivos

Se pueden utilizar métodos semi-empíricos para estimar la resistencia de los pilotes perforados en suelos cohesivos.

Los pilotes perforados en suelos cohesivos se deberían diseñar mediante métodos basados en tensiones totales y efectivas para condiciones de carga no drenada y drenada, respectivamente.

Los pilotes perforados en suelos no cohesivos se deberían diseñar mediante métodos basados en tensiones efectivas para condiciones de carga drenada o mediante métodos empíricos en base a resultados de ensayos realizados in situ.

Los factores de resistencia para la resistencia lateral y de punta se deberán tomar como se especifica en la ***Tabla 8.5.5-3***.

8.8.3.3.1 Determinación de la Resistencia a Fricción Utilizando el Método α

La resistencia a fricción unitaria nominal, en MPa, de los pilotes perforados en suelo cohesivo cargados bajo condiciones de carga no drenadas se puede tomar como:

$q_s = \alpha \ S_u$ (8.8.3.3.1-1)

Donde:

S_u = resistencia al corte media en condición no drenada (MPa)

α = factor de adherencia (adimensional)

Se deberá considerar que la siguiente porción de los pilotes perforados, ilustrada en la ***Figura 8.8.3.3.1-1,*** no contribuye al desarrollo de resistencia por fricción superficial:

- Como mínimo los 1,50 m superiores de cualquier pilote perforado;
- En el caso de los pilotes rectos, una longitud inferior del pilote que se toma igual al diámetro del fuste;
- La periferia de los extremos acampanados, si corresponde; y
- Una distancia por encima del extremo acampanado que se toma igual al diámetro del fuste.

Los valores de α para las porciones de los pilotes perforados excavados en seco en pozos abiertos o encamisados, deberán ser como se especifica en la ***Tabla 8.8.3.3.1-1***.

Tabla 8.8.3.3.1-1 – Valores de α para determinar la resistencia lateral en suelo cohesivo (*Reese y O'Neill* 1988)

Su (MPa)	α
< 0,2	0,55
0,20 - 0,30	0,49
0,30 - 0,40	0,42
0,40 - 0,50	0,38
0,50 - 0,60	0,35
0,60 - 0,70	0,33
0,70 - 0,80	0,32
0,80 - 0,90	0,31
> 0,90	Tratar como roca

El método α se basa en tensiones totales.

El factor de adherencia es un factor empírico que se usa para correlacionar los resultados de ensayos de carga a escala real con una propiedad material o característica de un suelo cohesivo. Generalmente el factor de adherencia se relaciona con Su y se obtiene a partir de los resultados de ensayos de carga a escala real realizados en pilotes hincados y pilotes perforados. El uso de este enfoque asume que el valor de Su medido es correcto y que todo el comportamiento del pilote relacionado con la construcción y la carga se puede agrupar en un único parámetro.

Ninguna de estas hipótesis es correcta en sentido estricto, pero aún así el enfoque se utiliza en vista de su simplicidad.

Al estimar Qs se ignoran los 1,50 m superiores del pilote con el objetivo de tomar en cuenta los efectos de los cambios de humedad estacionales, las perturbaciones que se producen durante la etapa constructiva, las cargas laterales cíclicas y las bajas tensiones laterales del hormigón recién colocado. También se ignora una longitud igual a 1,0 diámetros a partir de la punta del pilote o la parte superior de la base ensanchada, ya que en el suelo próximo a estas regiones del pilote se desarrollan fisuras por tracción, con la consecuente reducción de la tensión y resistencia laterales.

Las campanas o ensanchamientos construidos en arcilla rígida fisurada con frecuencia sufren un asentamiento suficiente para provocar la formación de una luz sobre la campana que eventualmente se llenará de suelo desmoronado. El desmoronamiento tenderá a aflojar el suelo inmediatamente encima de la campana y disminuirá la resistencia lateral a lo largo de la parte inferior del fuste.

Muchas veces para los pilotes hincados se considera que el valor de α varía en función de Su. Para los pilotes perforados se recomienda utilizar valores de α como se indica en la **Tabla 8.8.3.3.1-1**, determinados en base al análisis de resultados de ensayos de carga a escala real. Esta recomendación supone eliminar los 1,50 m superiores y la longitud igual a 1,0 diámetro de la longitud total del fuste al realizar el análisis de los resultados de los ensayos de carga. Los ensayos de carga se realizaron en suelos cohesivos no sensibles. Por lo tanto, si los pilotes se construyen en arcillas sensibles, los valores de α pueden ser diferentes a los indicados en la **Tabla 8.8.3.3.1-**1. Se pueden utilizar otros valores de α, siempre que dichos valores se basen en los resultados de ensayos de carga.

Puede ser necesario incrementar la profundidad de 1,50 m si el pilote se instala en arcilla expansiva, si se anticipa socavación a profundidades mayores que 1,50 m, si hay una deformación importante de la superficie del terreno provocada por las cargas laterales o si hay otras cargas a largo plazo o factores constructivos que así lo requieran.

Se ha detectado una reducción de la longitud efectiva del fuste que contribuye a la resistencia lateral, y esta reducción ha sido atribuida al alivio de la tensión horizontal en la región de la punta del pilote que se produce como consecuencia del desarrollo de tensiones radiales salientes en el talón durante la movilización de la resistencia de punta. La influencia de este efecto se puede extender entre 1,0 y 2,0 diámetros del fuste por encima de la punta. Debido a la falta de

transferencia de carga en la punta del pilote, si L/D es mayor que 25,0 la efectividad de las bases ensanchadas será limitada.

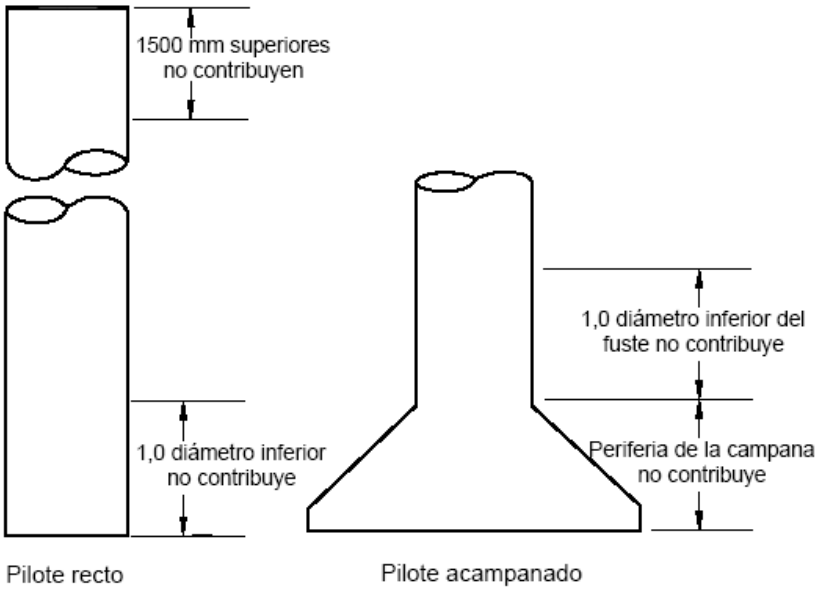


Figura 8.8.3.3.1-1 - Explicación de las zonas de los pilotes perforados que no se consideran al calcular la resistencia a la fricción (Reese y O'Neill 1988)

8.8.3.3.2 Resistencia de Punta

Para los pilotes perforados cargados axialmente en suelo cohesivo, la resistencia de punta unitaria nominal, en MPa, se puede tomar como:

$q_p = N_c S_u \leq 4{,}0$ (8.8.3.3.2-1)

Para lo cual:

$$N_c = 6\left[1+0.2(Z/D)\right] \leq 9 \qquad (8.8.3.3.2\text{-}2)$$

Donde:

D = diámetro del pilote perforado (mm)

Z = penetración del pilote perforado (mm)

S_u = resistencia al corte no drenada (MPa)

El valor de S_u se deberá determinar a partir de los resultados de ensayos in situ y/o en laboratorio de muestras no alteradas obtenidas en una profundidad de 2,0 diámetros por debajo de la punta del pilote. Si el suelo a 2,0 diámetros debajo de la punta tiene S_u < 0,024 MPa, el valor de N_c se deberá reducir en un tercio.

Para los pilotes perforados en arcillas con S_u > 0,096 MPa y D > 1,90 m y para los cuales no se evaluarán los asentamientos, el valor de q_p se deberá reducir a q_{pr} de la siguiente manera:

$$q_{pr} = q_p F_r \qquad \text{(8.8.3.3.2-3)}$$

Para lo cual:

$$F_r = \frac{760}{12.0aD_p + 760b} \leq 1.0 \qquad \text{(8.8.3.3.2-4)}$$

$$a = 0.0071 + 0.0021\frac{Z}{D_p} \leq 0.015 \qquad \text{(8.8.3.3.2-5)}$$

$$b = 1.45\sqrt{2.0S_u} \qquad \text{(8.8.3.3.2-6)}$$

Con 0,5 ≤ b ≤ 1,5

Donde:

D_p = diámetro de la punta (mm)

El valor límite de 4,0 MPa para q_p y q_{pr} no es un límite teórico sino un límite basado en valores máximos medidos.

Se puede utilizar un valor límite mayor siempre que se base en los resultados de un ensayo de carga.

No se recomienda utilizar la **Ecuación (8.8.3.3.2-1)** para estimar la resistencia de punta de los pilotes perforados de diámetro mayor que 1,90 m, ya que las deformaciones requeridas para movilizar plenamente el valor de Qp calculado por lo general serán mayores que las admisibles para estructuras viales. Por lo tanto, para el caso de pilotes de gran diámetro fundados sobre arcilla rígida a dura, el valor límite para la resistencia de punta se debería reducir de acuerdo con lo indicado en la **Ecuación (8.8.3.3.2-3).**

8.8.3.4 Estimación de la Resistencia de los Pilotes Perforados en Suelos No Cohesivos

8.8.3.4.1 Requisitos Generales

La capacidad de carga nominal de los pilotes perforados en suelos no cohesivos se deberá estimar utilizando métodos aplicables identificados en el presente documento, o bien, otros métodos aceptados regionalmente que satisfagan el ***Artículo 8.1***. La capacidad de carga minorada se debería determinar considerando cualquier experiencia previa disponible bajo condiciones sean similares.

La resistencia al corte de los suelos no cohesivos se puede caracterizar mediante un ángulo de fricción interna, ϕ_f, o bien, se puede relacionar empíricamente con el número de golpes del SPT, N. A continuación se presentan métodos para estimar la resistencia a fricción y de punta. En todos los casos se deberá considerar la experiencia previa y aplicar el criterio profesional.

8.8.3.4.2 Resistencia a Fricción

La resistencia nominal de los pilotes perforados en arena se puede determinar utilizando cualquiera de los cinco métodos especificados en la ***Tabla 8.8.3.4.2-1.*** Solamente se podrán utilizar valores más elevados si estos valores son verificados mediante ensayos de carga.

La resistencia lateral de los pilotes perforados en arena se puede estimar utilizando:

- El ángulo de fricción, ϕ_f; o
- El número de golpes del SPT, N.

En la ***Tabla 8.8.3.4.2-1*** se utiliza la siguiente simbología:

N = número de golpes del SPT no corregido (golpes/ 300 mm)

σ'_v = tensión vertical efectiva (MPa)

ϕ_f = ángulo de fricción interna de la arena (º)

K = factor de transferencia de carga (adimensional)

D_b = profundidad embebida del pilote perforado en el estrato de arena portante (mm)

β = coeficiente de transferencia de carga (adimensional)

z = profundidad por debajo del terreno (mm)

El ángulo de fricción interna de las arenas se puede relacionar con el número de golpes del SPT o con la resistencia a la penetración del cono. Si no hay datos específicos del predio disponibles, para el diseño preliminar se podrán utilizar los valores de la ***Tabla 8.8.3.4.2-2***.

Para el diseño final se deberían utilizar datos del suelo específicos del predio en cuestión.

Tabla 8.8.3.4.2-1 – Resumen de los procedimientos para estimar la resistencia lateral en arena, *qs*, MPa

REFERENCIA	DESCRIPCIÓN
Touma y Reese (1974)	$q_s = K\,\sigma'_v \tan\phi_f < 0{,}24$ MPa Para lo cual: $K = 0{,}7$ para $D_b \leq 7{,}50$ m $K = 0{,}6$ para $7{,}50\text{ m} < D_b \leq 12{,}00$ m $K = 0{,}5$ para $D_b > 12{,}00$ m
Meyerhof (1976)	$q_s = 0{,}00096\,N$
Quiros y Reese (1977)	$q_s = 0{,}0025\,N < 0{,}19$ MPa
Reese y Wright (1977)	para $N \leq 53$: $q_s = 0{,}0028\,N$ para $53 < N \leq 100$: $q_s = 0{,}00021\,(N - 53) + 0{,}15$
Reese y O'Neill (1988)	$q_s = \beta\,\sigma'_v \leq 0{,}19$ MPa para $0{,}25 \leq \beta \leq 1{,}2$ Para lo cual:

	$\beta = 1.5 - 7.7 \times 10^{-3} \sqrt{Z}\ z$

Tabla 8.8.3.4.2-2 – Ángulos de fricción interna de las arenas

CONSISTENCIA	ϕ_f	N (SPT)	q_c (MPa)
Muy suelta	< 30º	0 - 4	< 1,9
Suelta	30º -35º	4 - 10	1,9 - 3,8
Media	35º - 40º	10 - 30	3,8 - 11
Densa	40º - 45º	30 - 50	11 - 19
Muy densa	> 45º	> 50	> 19

8.8.3.4.3 Resistencia de Punta

La resistencia de punta nominal se puede calcular utilizando los procedimientos especificados en la ***Tabla 8.8.3.4.3-1***, en la cual se aplica la siguiente simbología:

N_{corr} = número de golpes del SPT corregido para considerar la presión debida a la sobrecarga de suelo, σ'_v (golpes/ 300 mm)

$= \left(0{,}77 \log_{10} (1{,}92 / \sigma'_v)\right) N$

N = número de golpes del SPT no corregido (golpes/ 300 mm)

D = diámetro del pilote perforado (mm)

D_p = diámetro de la punta del pilote perforado (mm)

D_b = profundidad embebida del pilote perforado en el estrato de arena portante (mm)

σ'_v = tensión vertical efectiva (MPa)

Para las bases que tienen un diámetro mayor que 1,27 m, q_p se debería reducir de la siguiente manera:

$$q_{pr} = \frac{1270}{D_p} q_p \qquad (8.8.3.4.3\text{-}1)$$

Ensayos de carga realizados indican que se requieren grandes asentamientos para movilizar la máxima resistencia de punta de los pilotes perforados en arena.

Debido a que la mayoría de las estructuras no admiten grandes asentamientos, los procedimientos para calcular la resistencia de punta unitaria, q_p, presentados en la **Tabla 8.8.3.4.3-1** se basan en un movimiento descendente igual ya sea a 25 mm (Touma y Reese 1974; Quiros y Reese 1977) o 5 por ciento del diámetro de la base (Reese y Wright 1977; Reese y O'Neill 1988).

La expresión de Meyerhof (1976), para determinar la resistencia de punta se basa en suponer que la resistencia de punta aumenta linealmente en función de la profundidad embebida hasta una profundidad límite igual a 10,0 diámetros del pilote; más allá de esta profundidad la resistencia de punta permanece constante.

Tabla 8.8.3.4.3-1 – Resumen de los procedimientos para estimar la resistencia de punta, *qp*, de los pilotes perforados en arena, MPa

REFERENCIA	DESCRIPCIÓN
Touma y Reese (1974)	Suelta – q_p (MPa) = 0,0 Medianamente densa - q_p (MPa) = $\frac{1,5}{k}$ Muy densa – q_p (MPa) = $\frac{3,8}{k}$ • k = 1 para D_p < 500 mm • k = 0,6 D_p para $D_p \geq$ 500 mm • Aplicable solamente si D_p > 10D
Meyerhof (1976)	q_p(MPa) = $\frac{0,013\ N_{corr}\ D_b}{D_p}$ < 0,13 N_{corr} para arena < 0,096 N_{corr} para limos no plásticos
Reese y Wright (1977)	q_p (MPa) = 0,064 N para $N \leq$ 60 q_p (MPa) = 3,8 para N > 60
Reese y O'Neill (1988)	q_p (MPa) = 0,057 N para $N \leq$ 75 q_p (MPa) = 4,3 para N > 75

8.8.3.5 Resistencia Axial en Roca

Al determinar la resistencia axial de los pilotes perforados empotrados en roca se puede ignorar la resistencia lateral de los depósitos de suelo que yacen sobre la roca.

Si la roca es degradable se deberá considerar el uso de procedimientos constructivos especiales, empotramientos de mayores dimensiones o empotramientos de menor resistencia.

Los factores de resistencia para los pilotes perforados empotrados en roca se deberán tomar como se especifica en la ***Tabla 8.5.5-3***.

Típicamente, la carga de compresión axial sobre un pilote perforado empotrado en roca es tomada exclusivamente por la resistencia lateral hasta que el asentamiento total del pilote es del orden de los 10 mm. Al llegar a este desplazamiento se moviliza la resistencia lateral última, Q_{SR}, y se produce resbalamiento entre el hormigón y la roca. Como consecuencia de este resbalamiento, cualquier carga adicional es transferida a la punta, y se asume que la resistencia lateral se reduce a 0,0.

Esta hipótesis es conservadora, ya que una porción de la resistencia lateral totalmente movilizada permanecerá aún después de la falla de la adherencia a lo largo de la interfaz pilote-empotramiento en roca (Reese y O'Neill 1988).

Cuando la capacidad de un empotramiento en roca se deriva de la resistencia lateral, los asentamientos dentro del empotramiento serán pequeños. Cuando la capacidad de un empotramiento en roca se deriva de la resistencia de punta, los asentamientos pueden llegar a ser importantes y se deberán verificar como parte integral del diseño.

El procedimiento de diseño presentado en el presente Artículo asume que:

- La roca está razonablemente sana,
- La resistencia de la roca medida durante la investigación del predio no se deteriorará durante la construcción, aún cuando se utilice agua u otros fluidos de perforación,
- El fluido de perforación utilizado no formará una película lubricada en los laterales de la perforación para el empotramiento, y
- El fondo de la perforación para el empotramiento se ha limpiado adecuadamente. Esto es particularmente importante si la capacidad del pilote perforado se basa en la resistencia de punta.
- Los pasos del procedimiento de diseño son los siguientes:

Paso 1

Estimar el asentamiento de la parte del pilote perforado que está empotrada en roca. Este asentamiento tiene dos componentes:

(a) Acortamiento elástico del pilote perforado, ρe (mm), que se puede tomar como:

$$P_e = \frac{(\Sigma P_i) H_s}{A_{soc} E_c} \qquad (8.8.3.5\text{-}1)$$

Donde:

H_s = profundidad del empotramiento (mm)

ΣP_i = carga de trabajo en la parte superior del empotramiento (N)

A_{soc} = área de la sección transversal del empotramiento (mm^2)

E_c = módulo de elasticidad del hormigón en el empotramiento, considerando la rigidez de cualquier armadura que hubiera (MPa)

(b) Asentamiento de la base del pilote perforado, ρ_{base} (mm), que se puede tomar como:

$$\rho_{base} = \frac{(\Sigma P_i) I_p}{D_s E_r} \qquad (8.8.3.5\text{-}2)$$

Donde:

I_p = coeficiente de influencia obtenido de la ***Figura 8.8.3.5-1*** (adimensional)

D_s = diámetro de la base del empotramiento en roca del pilote perforado (mm)

E_r = módulo de elasticidad de la roca in situ, tomando en cuenta las fisuras y su separación (MPa)

El módulo de elasticidad de la roca in situ, E_r, se puede tomar como:

$E_r = K_e E_i$ (8.8.3.5-3)

Donde:

E_i = módulo de la roca intacta determinado ya sea mediante ensayos o utilizando la ***Figura 8.8.3.5-2*** (MPa)

K_e = relación de modificación del módulo, relacionado con el RQD, como se ilustra en la ***Figura 8.8.3.5-3*** (adimensional)

Paso 2

Calcular $\rho_e + \rho_{base}$. Si la sumatoria es menor que 10 mm, calcular la capacidad de carga exclusivamente en base a la resistencia lateral ***(pasar al Paso 3)***. Si la sumatoria es mayor que 10 mm, calcular la capacidad de carga exclusivamente en base a la resistencia de la base ***(pasar al paso 4).***

Paso 3

Determinar la resistencia lateral de los pilotes perforados empotrados en roca de la siguiente manera:

- Si la resistencia a la compresión uniaxial de la roca es ≤ 1,9 MPa, la resistencia lateral unitaria (q_s) se puede tomar de acuerdo con Carter y Kulhawy (1988):

$Q_R = \phi \ \ Q_n = \phi_s Q_{SR}$

$q_s = 0{,}15\ q_u$ (8.8.3.5-4)

Donde q_u, es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca.

- Si la resistencia a la compresión uniaxial de la roca o del hormigón del pilote perforado es mayor que 1,9 MPa, q_s, se puede tomar de acuerdo con Horvath y Kenney (1979):

$$q_s = 0.21\sqrt{q_u} \qquad (8.8.3.5\text{-}5)$$

Donde q_s y q_u se expresan en MPa.

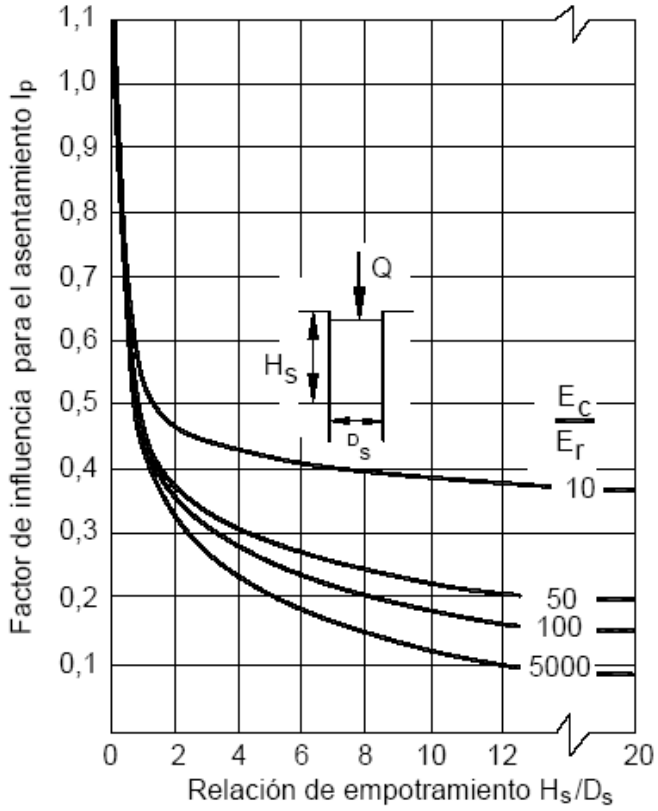


Figura 8.8.3.5-1 – Factor de influencia para el asentamiento elástico en función de la relación de empotramiento y la relación de módulos (de acuerdo con *Donald et al*. 1980, según la presentación de *Reese y O'Neill* 1988)

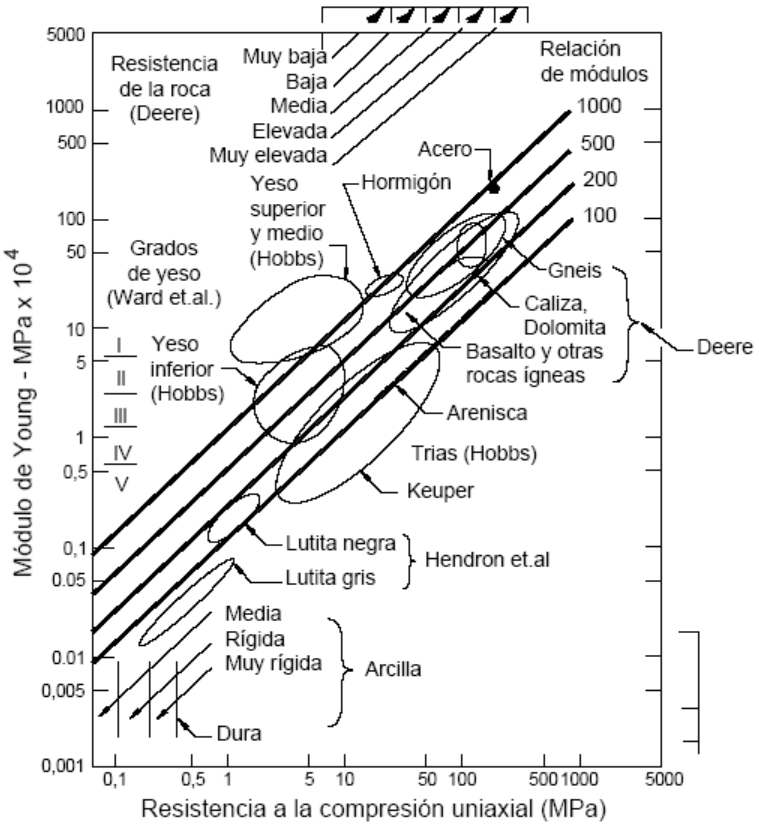


Figura 8.8.3.5-2 - Clasificación de las roca intactas (de acuerdo con Deer 1968, y Peck 1976, según la presentación de Reese y O'Neill 1988)

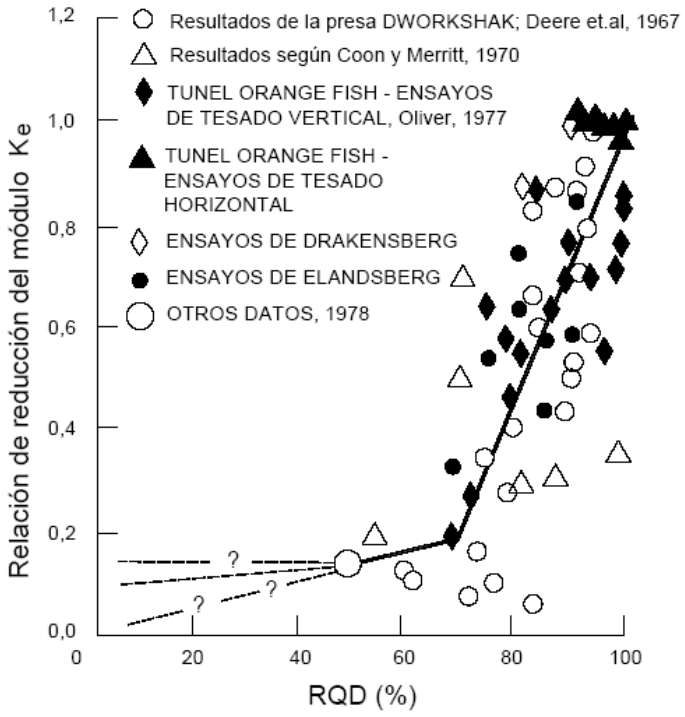


Figura 8.8.3.5-3 - Relación de reducción del módulo en función del RQD (de acuerdo con Bienawski 1984, según la presentación de Reese y O'Neill 1988)

Paso 4

La resistencia minorada de la base del empotramiento en roca de un pilote perforado se puede determinar a partir de la resistencia a la compresión uniaxial utilizando cualquier conjunto de unidades consistente (*Canadian Geotechnical Society* 1985) de la siguiente manera:

$Q_R = \phi \ Q_n = \phi_p Q_p$ (8.8.3.5-6)

q_p, la resistencia unitaria de la base, se puede tomar como se especifica en el ***Artículo 8.7.3.5***.

Alternativamente, la resistencia unitaria nominal de la base de los pilotes perforados empotrados en roca se puede determinar usando resultados de ensayos presiométricos (*Canadian Geotechnical Society*, 1985) de la siguiente manera:

$$q_p = K_b(p_1 - p_0) + \sigma_v \qquad (8.8.3.5\text{-}7)$$

Donde:

p_1 = presión límite determinada a partir de ensayos presiométricos promediados en una distancia igual a 2,0 diámetros por encima y por debajo de la base (MPa)

p_o = tensión horizontal total en reposo medida al nivel de la base (MPa)

σ_v = tensión vertical total al nivel de la base (MPa)

K_b = coeficiente que depende de la relación entre el diámetro y la profundidad del empotramiento en roca, como se indica en la ***Tabla 8.8.3.5-1***

ϕ = factor de resistencia especificado en la ***Tabla 8.5.5- 3.***

Tabla 8.8.3.5-1 Valores para Kb

H_s/D_s	0	1	2	3	5	7
K_b	0,8	2,8	3,6	4,2	4,9	5,2

8.8.3.6 Ensayos de Carga

Si se utilizan ensayos de carga, estos ensayos se deberán realizar utilizando pilotes perforados construidos del mismo modo y de dimensiones y materiales idénticos a los programados para los pilotes perforados a construir.

La resistencia minorada para la capacidad de compresión axial, la capacidad contra el levantamiento axial o la capacidad lateral se deberá tomar como se especifica en la ***Tabla 8.5.5-3.***

Para un proyecto de importancia en el cual se han de utilizar muchos pilotes perforados, puede resultar efectivo desde el punto de vista de los costos realizar un ensayo de carga a escala real para confirmar la respuesta del pilote ante las cargas.

Los ensayos de carga se deberían realizar siguiendo procedimientos establecidos por escrito y que hayan sido desarrollados a partir de normas aceptadas y modificados, según corresponda, para tomar en cuenta las condiciones particulares del predio.

Los ensayos de carga sobre pilotes perforados a escala real se realizan para obtener información referente a la capacidad de carga, la respuesta carga-desplazamiento y el comportamiento de los pilotes bajo cargas de diseño, y además permiten evaluar la validez de las hipótesis de diseño para un predio determinado.

Para ensayar los pilotes perforados se pueden modificar los procedimientos de ensayo de carga estándares para pilotes desarrollados por ASTM, especificados en el **Artículo 8.7.3.6.**

Se pueden llevar a cabo ensayos para compresión, levantamiento o carga lateral, o bien para cargas combinadas. Los ensayos de carga a escala real realizados in situ permiten obtener datos que incluyen los efectos de las condiciones particulares del suelo, la roca y el agua freática en el predio; las dimensiones del pilote perforado; y los procedimientos utilizados para construir el pilote.

Los resultados de los ensayos de carga a escala real pueden diferir aún cuando aparéntemente las condiciones del predio sean similares. En consecuencia, es necesario ser muy cuidadoso al generalizar y extrapolar los resultados de los ensayos a otras ubicaciones.

8.8.3.7 Resistencia contra el Levantamiento

8.8.3.7.1 Requisitos Generales

Se deberá considerar la resistencia contra el levantamiento cuando sobre los pilotes perforados actúen cargas ascendentes. Si los pilotes perforados están sujetos a fuerzas de levantamiento, se deberían investigar, tanto su resistencia al arrancamiento como su capacidad estructural y la resistencia de su conexión a los elementos que soporta.

8.8.3.7.2 Resistencia contra el Levantamiento de un Pilote Perforado Individual

La resistencia contra el levantamiento de un pilote perforado individual de lados verticales se puede estimar de manera similar a la utilizada para determinar la resistencia lateral de los pilotes perforados en compresión, tal como se especifica en los ***Artículos 8.8.3.3 y 8.8.3.4***.

Al determinar la resistencia contra el levantamiento de un pilote con base acampanada se puede despreciar la resistencia lateral por encima de la campana, y se puede asumir que la campana se comporta como un anclaje.

El factor de resistencia para la capacidad contra el levantamiento de los pilotes perforados se deberá tomar como se especifica en la ***Tabla 8.5.5-3.***

Los factores de resistencia para el levantamiento son menores que los correspondientes a compresión axial. Esto se debe en parte a que los pilotes perforados traccionados descargan el suelo, reduciendo la tensión efectiva debida a la sobrecarga de suelo y por tanto, la resistencia lateral contra el levantamiento del pilote, tal como se discutió en el ***Artículo 8.7.3.7.***

La capacidad minorada contra el levantamiento de un pilote perforado con base acampanada en suelo cohesivo, Q_R, se puede determinar de la siguiente manera:

$$Q_R = \phi \; Q_n = \phi \; Q_{sbell} \qquad (8.8.3.7.2\text{-}1)$$

Para lo cual:

$$Q_{sbell} = q_{sbell} Au \qquad (8.8.3.7.2\text{-}2)$$

Donde:

$q_{sbell} = N_u S_u$ (MPa)

$A_u = \pi \left(D_p^{\,2} - D^2 \right) / 4$ (mm^2)

N_u = factor de adherencia contra el levantamiento (adimensional)

D_p = diámetro de la campana (mm)

D_b = profundidad embebida en el estrato de fundación (mm)

D = diámetro del fuste (mm)

S_u = resistencia al corte no drenada promediada en una distancia igual a 2,0 diámetros de la campana ($2D_p$) por encima de la base (MPa)

ϕ = factor de resistencia especificado en la ***Tabla 8.5.5- 3***

Si el suelo ubicado sobre el estrato de fundación es expansivo, S_u se deberá promediar sobre la menor profundidad entre $2{,}0D_p$ sobre el fondo de la base o la profundidad de penetración del pilote en el estrato de fundación.

Se puede asumir que el valor de N_u varía linealmente entre 0,0 para D_b/D_p = 0,75 y 0,8 para D_b/D_p = 0,25 (siendo D_b la profundidad debajo del estrato de fundación). La parte superior del estrato de fundación se debería tomar en la base de la zona en la cual se producen cambios de humedad estacionales.

Este método no incluye la contribución a la resistencia contra el levantamiento debido a la succión del suelo y el peso del pilote.

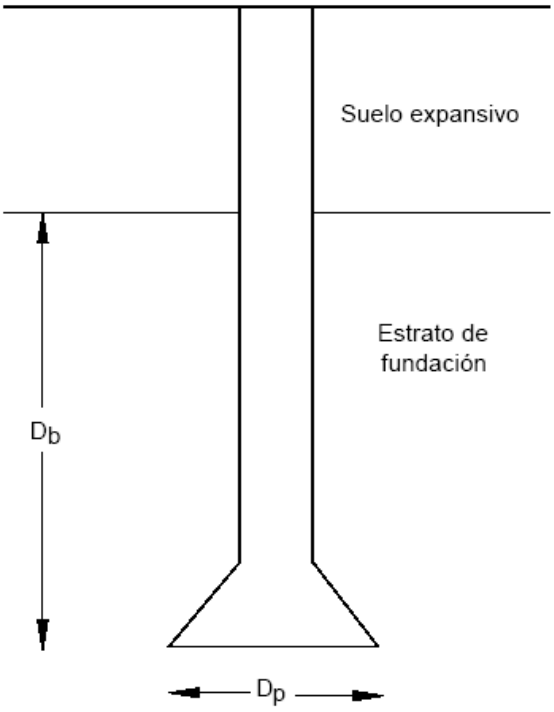


Figura 8.8.3.7.2-1 – Levantamiento de un pilote perforado con base acampanada

8.8.3.7.3 Resistencia contra el Levantamiento de un Grupo de Pilotes Perforados

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 8.7.3.7.3,*** Resistencia contra el Levantamiento de Grupos de Pilotes.

Los factores de resistencia para la resistencia contra el levantamiento de los grupos de pilotes perforados se deberán tomar como se especifica en la ***Tabla 8.5.5-3.***

8.8.3.8 Cargas Laterales

El diseño de los pilotes perforados cargados lateralmente deberá tomar en cuenta los efectos de la interacción entre el pilote y el terreno, incluyendo el número de pilotes en el grupo.

Las cabezas de los pilotes perforados deberán estar fijadas al cabezal.

El diseño de los pilotes perforados cargados lateralmente en general es determinado por el criterio de movimiento lateral del ***Artículo 8.8.2*** o por la falla estructural del pilote perforado, ***Artículo 8.8.4.*** Ver el ***Artículo 8.7.3.8***.

8.8.3.9 Capacidad de un Grupo de Pilotes Perforados

8.8.3.9.1 Requisitos Generales

Se deberá considerar la posible reducción de la resistencia debida al efecto de grupo.

Cuando se perfora un orificio para un pilote a una distancia menor que tres diámetros de un pilote existente se reducen las tensiones efectivas tanto, contra los lados como contra la base del pilote existente. En consecuencia, las capacidades individuales de los pilotes perforados de un grupo tienden a ser menores o iguales que las correspondientes capacidades de los pilotes aislados.

8.8.3.9.2 Suelo Cohesivo

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 8.7.3.10.2***.

El factor de resistencia para la capacidad de un grupo de pilotes que se determina en base a un pilar o bloque de falla equivalente, se deberá tomar como se especifica en la ***Tabla 8.5.5-3*** y se deberá aplicar ya sea que el cabezal esté o no en contacto con el terreno.

Los factores de resistencia para la capacidad de un grupo de pilotes que se calcula como la sumatoria de las resistencias de los pilotes perforados individuales son iguales a los que se aplican para la capacidad de pilotes perforados aislados.

La eficiencia de los grupos de pilotes perforados en suelo cohesivo puede ser menor que la de los pilotes individuales debido a las zonas en las cuales se superponen las deformaciones por corte en el suelo que rodea a los pilotes.

8.8.3.9.3 Suelo No Cohesivo

Independientemente del contacto del cabezal de los pilotes con el terreno, la capacidad individual de cada pilote se deberá reducir aplicando un factor η para pilotes aislados, el cual se deberá tomar como:

- η= 0,65, cuando la separación entre los centros de los pilotes es igual a 2,5 diámetros
- η= 1,0, cuando la separación entre los centros de los pilotes es igual a 6,0 diámetros
- Para separaciones intermedias el valor de η se puede determinar por interpolación lineal.

Debido a la superposición de las zonas de corte en el suelo entre pilotes adyacentes y el aflojamiento del suelo durante la construcción, la capacidad de carga de un grupo de pilotes perforados en arena es menor que la sumatoria de las capacidades de los pilotes individuales. Los factores de reducción recomendados se basan en parte, en consideraciones teóricas y en parte, en resultados de ensayos de carga.

8.8.3.9.4 Grupos de Pilotes en Suelo Resistente sobre Suelo Compresible más Débil

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 8.7.3.10.4***, Grupos de Pilotes en suelo Resistente sobre Suelo Débil o Compresible.

8.8.4 DISEÑO ESTRUCTURAL

8.8.4.1 Requisitos Generales

El diseño estructural de los pilotes perforados se deberá realizar de acuerdo con los requisitos del Capítulo 6, correspondientes al diseño de hormigón armado.

8.8.4.2 Pandeo de los Pilotes Perforados

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 8.7.4.2***, Pandeo de los Pilotes***.***

8.8.5 DETALLES ESPECÍFICOS PARA PILOTES PERFORADOS

8.8.5.1 Requisitos Generales

Todos los pilotes perforados se deberán dimensionar en incrementos de diámetro de 100 mm y con un diámetro de fuste mínimo de 450 mm. Si el pilote ha de ser inspeccionado manualmente, el diámetro del pilote no debería ser menor que 750 mm. El diámetro de las columnas soportadas por los pilotes debería ser menor que el diámetro del pilote perforado.

Si el pilote y la columna tienen el mismo diámetro, es necesario reconocer que la tolerancia en la colocación de los pilotes es tal que probablemente resulte afectada la ubicación de la columna. El diámetro del pilote y la columna se deberían determinar en base a la tolerancia para la colocación del pilote, las secciones libres para la armadura de la columna y el pilote, y la factibilidad de colocar la armadura de la columna en el pilote. Una junta constructiva horizontal en el pilote a la altura donde termina la armadura de la columna hará que sea más sencillo colocar la armadura de la columna en el pilote.

Esta tolerancia en la construcción de pilotes también se puede trasladar al lugar donde la columna se conecta con la superestructura, lo cual podría afectar la alineación de las columnas.

8.8.5.2 Armadura

Si el potencial de carga lateral es despreciable los pilotes perforados se pueden armar exclusivamente para cargas axiales. Aquellas partes de los pilotes perforados que no tengan apoyo lateral se deberán diseñar como columnas de hormigón armado de acuerdo con el ***Artículo 6.7.4***. El acero de las armaduras se deberá prolongar como mínimo 3,00 m por debajo del plano donde el suelo provee empotramiento.

Si se utiliza un entubado permanente de acero consistente en un tubo liso de más de 3,0 mm de espesor, este entubado se puede considerar portante. Se debe tomar en cuenta una tolerancia para la corrosión.

Los pilotes construidos utilizando los procedimientos de aceptación generalizada habitualmente no están sometidos a tensiones tales que se supere la tensión admisible del hormigón. Sin embargo, las excepciones incluyen:

- Los pilotes empotrados en roca dura,
- Los pilotes solicitados por cargas laterales,
- Los pilotes sujetos a cargas de levantamiento debidas a suelos expansivos o a la aplicación directa de cargas de levantamiento, y
- Los pilotes con campanas de hormigón simple.

Es importante respetar los requisitos sobre separación de las armaduras y tamaño máximo de los agregados para asegurar que las mezclas de hormigón de alto asentamiento habitualmente

utilizadas para pilotes perforados puedan fluir fácilmente entre las barras de acero durante las operaciones de colocación del hormigón. La separación libre entre las barras de la jaula de armadura debería ser como mínimo cinco veces el tamaño máximo de los agregados del hormigón del pilote.

La jaula de armadura se debería centrar en la perforación utilizando dispositivos de centrado. Todos los dispositivos de centrado para la armadura deberían tener un recubrimiento epoxi o ser no metálicos.

Se puede considerar que un pilote tiene apoyo lateral:

- Debajo de la zona de licuefacción,
- Cuando está en roca, o
- 1,50 m por debajo de la superficie del terreno o la menor cota de socavación anticipada.

Apoyo lateral no significa empotramiento. El empotramiento ocurrirá algo por debajo de esta ubicación y depende de la rigidez del suelo portante.

La jaula de armadura ensamblada debería ser menor que el diámetro del orificio perforado para asegurar que el hormigón pueda fluir libremente alrededor de la armadura a medida que se coloca el hormigón.

8.8.5.3 Armadura Transversal

Se deberá diseñar armadura transversal para resistir las cargas debidas al flujo del hormigón fresco desde el interior de la jaula hacia las paredes del orificio excavado. La armadura transversal puede consistir en estribos transversales o armadura helicoidal.

8.8.5.4 Hormigón

Al especificar el hormigón para los pilotes se deberá considerar el tamaño máximo de los agregados, el asentamiento del hormigón, la colocación en seco o húmedo y la resistencia de diseño necesaria. El hormigón seleccionado debe ser capaz de ser colocado y compactado adecuadamente bajo las condiciones de construcción anticipadas. Se deberán especificar los detalles de armado de los pilotes. El tamaño máximo de los agregados deberá ser menor o igual que un quinto de la separación libre de la armadura del pilote.

8.8.5.5 Armadura hacia la Superestructura

En la unión del pilote con la superestructura se deberá proveer armadura suficiente para constituir una conexión adecuada. La longitud embebida de la armadura en el cabezal deberá satisfacer los requisitos para pilotes hormigonados in situ, de la ***Sección 6***.

8.8.5.6 Bases Ensanchadas

Las bases ensanchadas se deberán diseñar asegurando que el hormigón simple no esté solicitado por tensiones excesivas. La pendiente de los lados de la base ensanchada respecto de la vertical deberá ser menor o igual que 30º, y el diámetro inferior deberá ser menor o igual que tres veces el diámetro del fuste. El espesor del escalón inferior de la base ensanchada deberá ser mayor o igual que 150 mm.

SECCIÓN 9: ESTRIBOS, PILAS Y MUROS DE SOSTENIMIENTO

9.1 CAMPO DE APLICACIÓN

Esta sección contiene requisitos para el diseño de estribos y muros de sostenimiento. Contiene requisitos para muros de sostenimiento convencionales, muros tipo pantalla, muros anclados y muros modulares prefabricados.

9.2 DEFINICIONES

Estribo − Estructura que soporta el extremo de un tramo de puente y proporciona apoyo lateral para el material de relleno sobre el cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente. En la práctica se pueden utilizar diferentes tipos de estribos, incluyendo:

- *Estribo Corto* − Los estribos cortos están ubicados en o cerca de la parte superior de los rellenos utilizados como acceso al puente; la profundidad del muro de retención encima del asiento del puente es suficiente para acomodar la profundidad de la estructura y los apoyos que descansan sobre el asiento.
- *Estribo de Profundidad Parcial* − Los estribos de profundidad parcial están ubicados aproximadamente a la mitad de la profundidad de la pendiente frontal del terraplén de acceso. Su muro de retención encima del asiento y muros de ala de mayores dimensiones pueden retener material de relleno, o bien, la pendiente del terraplén puede continuar detrás del muro de retención encima del asiento del puente. En este último caso, debe haber una losa de acceso estructural o el diseño del tramo final debe cubrir el espacio sobre la pendiente del relleno y se deben proveer muros de cortina para cerrar el espacio abierto. Para este tipo de estructura se debe prever que sea posible realizar inspecciones.
- *Estribo de Profundidad Total* − Los estribos de profundidad total están ubicados aproximadamente en el frente de la base del terraplén de acceso, restringiendo la abertura debajo de la estructura.
- *Estribo Integral* − Los estribos integrales están rígidamente unidos a la superestructura y son soportados por zapatas o fundaciones profundas capaces de permitir los movimientos horizontales necesarios.

Muro Anclado − Estructura de sostenimiento típicamente compuesta por los mismos elementos que los muros tipo pantalla y que derivan resistencia lateral adicional de una o más filas de anclajes.

Muro Tipo Pantalla − Estructura de sostenimiento cuya resistencia lateral se deriva del empotramiento de elementos verticales tipo muro en voladizo y un sistema de revestimiento. Los elementos tipo muro verticales en voladizo pueden consistir en elementos discretos (por ejemplo, pilotes hincados o pilotes perforados unidos por un muro de revestimiento estructural (por ejemplo tablestacas, paneles u hormigón proyectado)). Alternativamente los elementos verticales y el muro

de revestimiento pueden ser continuos (por ejemplo tablestacado, paneles de muro tipo diafragma, o pantallas de pilotes hincados o perforados tangentes).

Pila − Parte de la estructura de un puente que provee un apoyo intermedio para la superestructura. Se pueden utilizar diferentes tipos de pilas, incluyendo:

- *Pilas Tipo Muro Macizo* − Las pilas tipo muro macizo se diseñan como si se tratara de columnas para las fuerzas y momentos que actúan respecto del eje débil y como si se tratara de pilares para las fuerzas y solicitaciones que actúan respecto del eje resistente. Estas pilas pueden tener su extremo superior articulado, empotrado o libre, pero habitualmente están empotradas en la base. Sin embargo, muchas veces las pilas cortas y robustas se articulan en la base para eliminar los elevados momentos que se desarrollarían por causa del empotramiento. Anteriormente los diseños más macizos eran considerados pilas de gravedad.
- *Pilas de Doble Muro* − Las pilas de doble muro consisten en dos muros independientes separados en la dirección del tráfico para proveer apoyo en el intradós continuo de las secciones de superestructura tipo cajón. Estos muros son integrales con la superestructura y también se deben diseñar para los momentos de la superestructura que se desarrollan debido a las sobrecargas y condiciones de montaje.
- *Pilas Tipo Caballete* − Las pilas tipo caballete consisten en dos o más columnas de secciones transversales macizas separadas transversalmente. Estas pilas se diseñan considerando acción de pórtico para las fuerzas que actúan respecto del eje resistente. En general estas pilas están empotradas en la base y no son integrales ni con la superestructura ni con un cabezal en la parte superior. Las columnas pueden estar soportadas por una zapata ensanchada o una zapata sobre pilotes; también pueden ser prolongaciones de los pilotes por encima del nivel del terreno.
- *Pilas de Una Sola Columna* − Las pilas de una sola columna, también conocidas como pilas " T" o pilas "tipo martillo," generalmente son soportadas en su base por una zapata ensanchada, una zapata sobre pilotes perforados o una zapata sobre pilotes hincados, y puede ser integral con la superestructura o bien proveerle a la estructura un apoyo independiente. Su sección transversal puede tener diferentes formas y la columna puede ser prismática o acampanada ya sea para formar el cabezal o para mejorar la unión con la sección transversal de la superestructura.
  Este tipo de pila permite evitar las complejidades de los apoyos oblicuos si se construyen de forma que sean integrales con la superestructura, y su apariencia reduce la masividad que muchas veces presentan otros tipos de estructuras.

- *Pilas Tubulares* − Sección de núcleo hueco que puede ser de acero, hormigón armado u hormigón pretensado. Su sección transversal le permite soportar las fuerzas y momentos que actúan sobre los elementos. Debido a su vulnerabilidad frente a las cargas laterales, el espesor de pared de las pilas tubulares deberá ser suficiente para soportar las fuerzas y momentos para todas las situaciones de carga que corresponda. Las pilas de configuración prismática se pueden prefabricar por secciones o pretensar a una vez que ya están instaladas.

Muro Modular Prefabricado – Estructura de sostenimiento que utiliza módulos de madera, hormigón armado o acero o bien cajones de acero o madera rellenos de suelo para resistir los empujes del suelo. Estos muros actúan como muros de sostenimiento de gravedad.

Muros de Sostenimiento de Gravedad y Semi-gravedad (Muros de Sostenimiento Rígidos Convencionales) – Estructuras que proveen apoyo lateral para una masa de suelo y que deben su estabilidad fundamentalmente a su peso propio y al peso del suelo ubicado directamente sobre su base.

En la práctica se pueden utilizar diferentes tipos de muros de sostenimiento de gravedad y semi-gravedad. Estos incluyen:

- Un muro de *gravedad* - es un muro cuya estabilidad depende exclusivamente del peso de la mampostería de ladrillos u hormigón y de cualquier suelo ubicado directamente sobre la mampostería. Apenas se coloca una cuantía nominal de acero cerca de las caras expuestas para evitar la fisuración superficial provocada por los cambios de temperatura.
- Un muro de *semi-gravedad* - es un poco más esbelto que un muro de gravedad; este tipo de muro requiere armadura en forma de barras verticales a lo largo de la cara interna y barras de armadura que se continúen hacia la fundación.
- En los muros de semi-gravedad también se debe disponer armadura de temperatura cerca de las caras expuestas.
- Un muro *en voladizo* - consiste en un alma de hormigón y una losa base de hormigón, siendo ambos elementos relativamente esbeltos y totalmente armados para resistir los momentos y cortes a los cuales están sujetos.
- Un muro *con contrafuertes* - consiste en una delgada losa de hormigón (generalmente vertical) que sirve como paramento, soportada del lado interno mediante losas o contrafuertes verticales que forman ángulos rectos respecto del paramento. Tanto el paramento como los contrafuertes están conectados a una losa de base, y el espacio por encima de la losa de base y entre los contrafuertes se rellena con suelo. Todas las losas están totalmente armadas.

9.3 SIMBOLOGÍA

9.3.1 SIMBOLOGÍA GENERAL

b = ancho unitario del refuerzo; ancho del módulo tipo cajón (mm)

D = profundidad embebida de diseño del elemento vertical (mm); diámetro de la barra o alambre (mm)

D_0 = profundidad embebida para la cual el empuje pasivo neto es suficiente para proveer equilibrio de momentos (mm)

d = diámetro del orificio perforado para el anclaje; desplazamiento lateral del muro (mm); relleno sobre el muro (mm)

F_T = fuerza resultante del empuje activo lateral del suelo (N/mm)

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2)

H = altura del muro (mm)

h = distancia vertical entre la superficie del terreno y la base del muro en la parte posterior del talón del muro (mm)

k_a = coeficiente de empuje activo del suelo (adimensional)

L = separación entre elementos verticales o apoyos del revestimiento (mm)

L_b = longitud de adherencia del anclaje (mm)

$M_{máx}$ = máximo momento flector en el elemento vertical o revestimiento (N-mm o N-mm/mm)

Q_n = resistencia nominal (última) del anclaje (N)

Q_R = resistencia minorada del anclaje (N)

$q_{máx}$ = máximo empuje unitario del suelo sobre la base de la fundación (MPa)

R = fuerza resultante en la base del muro (N/mm)

R_{BH} = relación de levantamiento de la base

R_n = resistencia nominal (N o N/mm)

R_R = resistencia minorada (N o N/mm)

S_u = resistencia al corte no drenada (MPa)

V_1 = peso de suelo soportado por el talón del muro, excluyendo el peso de la sobrecarga de suelo (N/mm)

V_2 = peso de la sobrecarga de suelo directamente sobre el talón del muro (N/mm)

W_1 = peso del alma del muro (N/mm)

W_2 = peso de la zapata o base del muro (N/mm)

x = separación entre elementos de apoyo vertical

β = inclinación de la superficie del relleno detrás del muro (º)

γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)

γ'_s = densidad efectiva del suelo (kg/m^3)

δ = ángulo de fricción en la interfase entre el muro y el relleno detrás del muro (º)

ϕ = factor de resistencia

ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción interna del suelo (º)

τ_n = tensión nominal de adherencia del anclaje (MPa)

9.4 PROPIEDADES DEL SUELO Y MATERIALES

9.4.1 REQUISITOS GENERALES

Los materiales utilizados como relleno detrás de un muro de sostenimiento deberán ser granulares y permitir el libre drenaje. Si los muros retienen suelos cohesivos in situ se deberá proveer drenaje adecuado para reducir la presión hidrostática detrás del muro.

9.4.2 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO

Se deberán aplicar los requisitos de los ***Artículos 1.3 del Título I y 8.4 del presente Título***.

9.5 ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA

9.5.1 REQUISITOS GENERALES

El diseño de los estribos, pilas y muros de sostenimiento deberá satisfacer los criterios especificados en el ***Artículo 9.5.2*** para el estado límite de servicio y los especificados en el ***Artículo 9.5.3*** para el estado límite de resistencia.

Los estribos, pilas y muros de sostenimiento se deberán diseñar de manera que soporten los empujes laterales del suelo y las presiones hidrostáticas, incluyendo el peso de cualquier sobrecarga de suelo, el peso propio del muro, los efectos de contracción y temperatura, de acuerdo con los principios generales establecidos en la presente sección.

Las estructuras de sostenimiento de tierra se deberán diseñar para una vida de servicio basada en la consideración de los potenciales efectos a largo plazo provocados por el deterioro de los materiales, infiltración, corrientes eléctricas desviadas y otros factores ambientales potencialmente adversos sobre los componentes materiales que constituyen la estructura. En la mayoría de las aplicaciones los muros de sostenimiento permanentes se deberían diseñar para una vida de servicio mínima de 75 años. Las aplicaciones en las cuales se utilizan muros de sostenimiento temporarios se definen como aquellas que tienen una vida de servicio menor o igual que 36 meses.

Para los muros de sostenimiento que soportan estribos de puentes, edificios, servicios públicos críticos u otras instalaciones en las cuales las consecuencias de un comportamiento inadecuado o la falla serían inaceptables se puede utilizar un mayor nivel de seguridad y/o una vida de servicio más prolongada, por ejemplo de 100 años.

Las estructuras permanentes se deberán diseñar de manera que conserven una apariencia agradable y que esencialmente no requieran mantenimiento durante la totalidad de la vida de servicio utilizada para el diseño.

9.5.2 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Los estribos, pilas y muros de sostenimiento se deberán investigar para ver si ocurrirán desplazamientos verticales y laterales excesivos en el estado límite de servicio; también se deberá verificar su estabilidad global en el estado límite de servicio. Los criterios para establecer cuáles son las deformaciones verticales y laterales admisibles para los muros de sostenimiento se deberán desarrollar en base al tipo de muro y a la función que ha de desempeñar, la vida de servicio anticipada y las consecuencias que implicarían los movimientos inaceptables para el muro y cualquier estructura cercana que pudiera resultar afectada, tanto estructural como estéticamente. La estabilidad global se deberá evaluar utilizando métodos de análisis basados en el equilibrio límite.

Los movimientos verticales de un muro se producen fundamentalmente como resultado del asentamiento del suelo debajo del mismo. En el caso de los muros de gravedad y semi-gravedad los movimientos laterales son el resultado de una combinación del asentamiento vertical diferencial entre el talón y el pie del muro y la rotación necesaria para desarrollar condiciones de empuje activo del suelo.

Para la investigación de los movimientos verticales del muro se deberán aplicar los requisitos de los ***Artículos 8.6.2.2, 8.7.2.2 y 8.8.2.2.***

Para los muros anclados las deflexiones se deberán estimar de acuerdo con los requisitos del ***Artículo 9.9.3.1.***

9.5.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

Los estribos y muros de sostenimiento se deberán investigar en los estados límites de resistencia utilizando la **Ecuación 3.2.1-1,** del ***Artículo 3.2.1***, para:

- Falla por capacidad de carga,
- Resbalamiento lateral,
- Pérdida excesiva de contacto en la base,
- Falla por arrancamiento de los anclajes o refuerzos del suelo, y
- Falla estructural.

9.5.4 RESISTENCIA REQUERIDA

Los estribos, pilas y estructuras de sostenimiento y sus fundaciones y demás elementos de apoyo se deberán dimensionar utilizando los métodos apropiados especificados en los ***Artículos 9.6, 9.7, 9.8***, ***9.9 o 9.10*** de manera que su resistencia satisfaga el ***Artículo 9.5.5.***

La resistencia minorada, R_R, calculada para cada uno de los estados límites aplicables deberá ser igual a la resistencia nominal, *Rn*, multiplicada por un factor de resistencia apropiado, ϕ, especificado en la ***Tabla 9.5.6-1.***

9.5.5 COMBINACIONES DE CARGAS Y FACTORES DE CARGA

Los estribos, pilas, estructuras de sostenimiento y sus fundaciones y demás elementos de apoyo se deberán dimensionar para todas las combinaciones de cargas aplicables especificadas en el ***Artículo 4.5.1.***

Las ***Figuras 9.5.5-1 y 9.5.5-2,*** ilustran cómo se aplican típicamente los factores de carga para producir las solicitaciones extremas totales mayoradas para evaluar la estabilidad externa de los muros de sostenimiento. Si es necesario considerar una sobrecarga, la fuerza mayorada debida a la sobrecarga generalmente se incluye sobre el relleno inmediatamente encima del muro solamente a los fines de evaluar la capacidad de carga de las fundaciones y el diseño de la estructura, tal como se ilustra en la ***Figura 9.5.5-3***. La sobrecarga debida a esta sobrecarga de suelo no se incluye encima del muro para evaluar la excentricidad, el resbalamiento u otros mecanismos de falla para los cuales esta sobrecarga de suelo representaría una contribución a la resistencia. De forma similar, la sobrecarga que actúa sobre el estribo de un puente se incluye solamente para evaluar la capacidad de carga de la fundación y el diseño de la estructura. El factor de carga correspondiente a la sobrecarga de suelo es igual, tanto, para las solicitaciones verticales como para las solicitaciones horizontales.

Las cargas y esfuerzos permanentes y transitorios ilustrados en las figuras incluyen, pero no se limitan a, los siguientes:

- Cargas permanentes:

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EH = empuje horizontal del suelo

ES = sobrecarga de suelo

EV = empuje vertical debido al peso propio del suelo de relleno

- Cargas transitorias:

LS = sobrecarga viva

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua

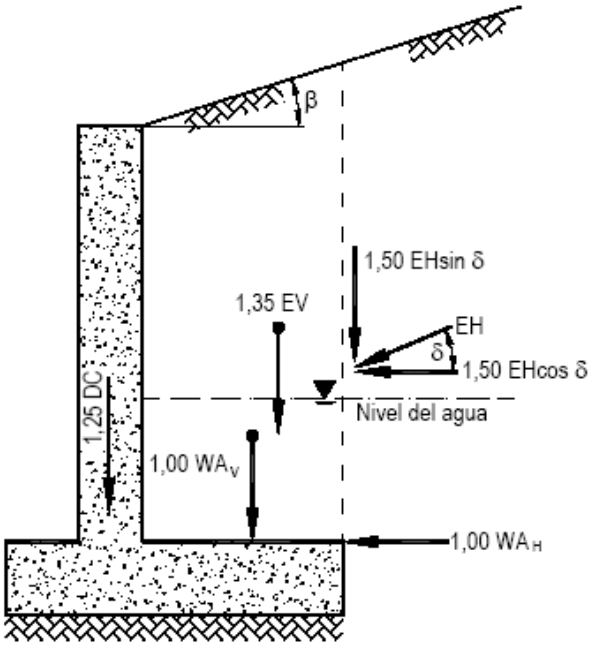


Figura 9.5.5-1 – Típica aplicación de los factores de carga para determinar la capacidad de carga

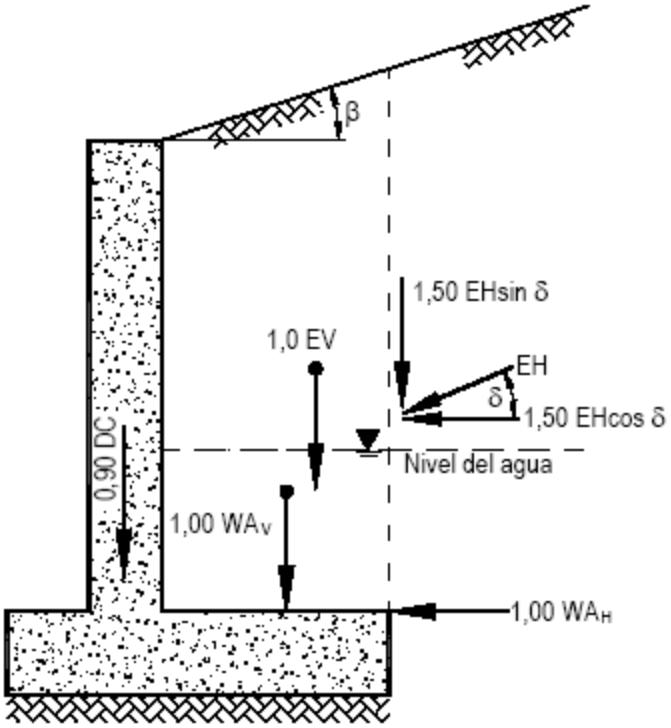


Figura 9.5.5-2 – Típica aplicación de los factores de carga para determinar el resbalamiento y la excentricidad

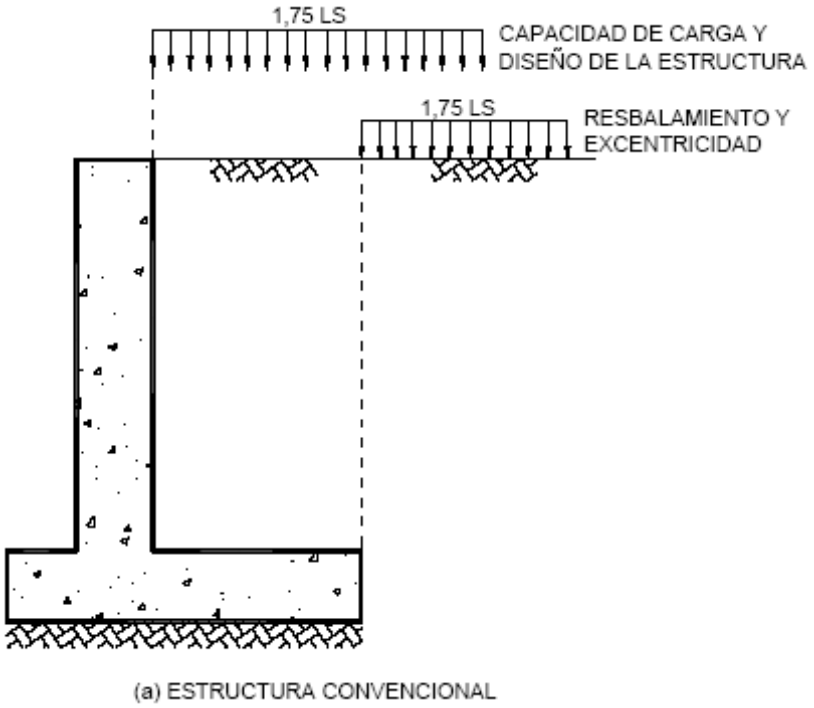


Figura 9.5.5-3 – Típica aplicación de las sobrecargas

9.5.6 FACTORES DE RESISTENCIA

Los factores de resistencia para el diseño geotécnico de las fundaciones se especifican en las ***Tablas 8.5.5-1 a 8.5.5-3 y en la Tabla 9.5.6-1.***

Si para estimar la resistencia se utilizan métodos diferentes a los indicados en las presentes Especificaciones, los factores de resistencia seleccionados deberán proveer la misma confiabilidad que los indicados en las ***Tablas 8.5.5-1 a 8.5.5-3*** y en la ***Tabla 9.5.6-1.***

Los elementos verticales tales como los muros tipo berlinés, las pantallas de pilotes tangenciales y los muros tipo zanja colada de hormigón se deberán tratar ya sea como fundaciones superficiales o como fundaciones profundas, según corresponda, a los fines de determinar la capacidad de carga, utilizando los procedimientos descriptos en los ***Artículos 8.6, 8.7 y 8.8.***

Para el diseño de muros temporarios se pueden incrementar un poco los factores de resistencia especificados, ya que esto es consistente con las mayores tensiones admisibles en las estructuras temporarias diseñadas por tensiones admisibles.

La evaluación de la estabilidad global de un muro con o sin una unidad de fundación se debería realizar en el estado límite de servicio en base a la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio I y un factor de resistencia apropiado.

Tabla 9.5.6-1 – Factores de resistencia para muros de sostenimiento permanentes

TIPO DE MURO Y CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Muros tipo pantalla y muros anclados		
Capacidad de carga de elementos verticales		Se aplica el artículo 8.5
Resistencia pasiva de elementos verticales		1.00
Resistencia al arrancamiento de los anclajes [1]	• Suelos no cohesivos (granulares) • Suelos cohesivos • Roca	0.65 [1] 0.70 [1] 0.50 [1]
Resistencia al arrancamiento de los anclajes [1]	• Cuando se realizan ensayos de verificación	1.00 [2]
Resistencia a la tracción de los tendones de anclajes	• Acero dulce (ejemplo barras ASTM A 615M) • Acero de alta resistencia (ejemplo barras ASTM A 722M)	0.90 [3] 0.80 [3]
Capacidad flexional de los elementos verticales		0.90

(1) Se aplica a las tensiones de adherencia unitarias últimas presuntas para el diseño preliminar solamente en el ***Artículo 9.9.4.2.***

(2) Se aplica cuando se realizan ensayos de verificación hasta una carga igual a 1,0 o más veces la carga de diseño mayorada en el anclaje.

(3) Se aplica a la máxima carga del ensayo de verificación para el anclaje. Para el acero dulce aplicar el factor de resistencia a *Fy*. Para el acero de alta resistencia aplicar el factor de resistencia a la resistencia a la tracción última garantizada.

(3) Se aplica a la sección transversal bruta menos el área sacrificable.

(3) Se aplica a los refuerzos en forma de malla conectados a un elemento de revestimiento rígido, por ejemplo, un panel o bloque de hormigón. Para los refuerzos en forma de malla conectados a un revestimiento flexible o que son continuos con el revestimiento utilizar el factor de resistencia correspondiente a refuerzos en forma de faja.

9.5.7 ESTADO LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO

Se deberán investigar las combinaciones de cargas y factores de carga aplicables especificados en la ***Tabla 4.5.1-1.*** A menos que se especifique lo contrario, al investigar el estado límite correspondiente a evento extremo todos los factores de resistencia se deberán considerar iguales a 1,0.

9.6 ESTRIBOS Y MUROS DE SOSTENIMIENTO CONVENCIONALES

9.6.1 CONSIDERACIONES GENERALES

9.6.1.1 Requisitos Generales

Los muros de sostenimiento rígidos de gravedad y semi-gravedad se pueden utilizar para subestructuras de puente o separación de taludes y generalmente se construyen para aplicaciones permanentes.

No se deberán utilizar muros rígidos de gravedad o semi-gravedad sin fundaciones profundas si el suelo/roca de apoyo tiene tendencia a sufrir asentamientos totales o diferenciales excesivos.

En la ***Figura 9.6.1.1-1*** se ilustran ejemplos de los dos tipos. Estos muros pueden ser efectivos tanto, para aplicaciones en desmonte como para en aplicaciones en terraplén.

Un asentamiento diferencial excesivo, según lo definido en el ***Artículo 9.6.2.2,*** puede provocar fisuración, tensiones de corte o flexión excesiva en el muro, o la rotación de la estructura del muro.

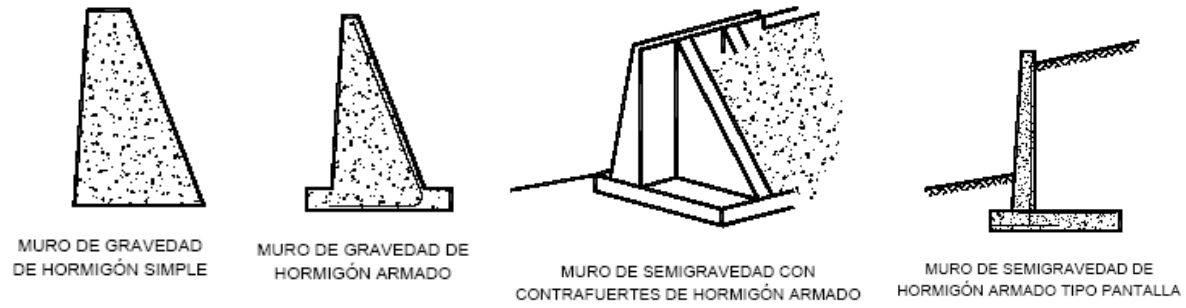


Figura 9.6.1.1-1 – Típicos muros rígidos de gravedad y semigravedad

9.6.1.2 Cargas

Los estribos y muros de sostenimiento se deberán investigar para las siguientes cargas:

- Los empujes laterales del suelo y las presiones hidrostáticas, incluyendo cualquier sobrecarga de suelo;
- El peso propio del estribo/muro de sostenimiento;
- Las cargas aplicadas por la superestructura del puente;
- Los efectos térmicos y la deformación por contracción.

Se deberán aplicar los requisitos de los ***Artículos 4.2.2 y 9.5.5***. Para los cálculos de estabilidad las cargas del suelo se deberán multiplicar por los factores de carga máximos y/o mínimos indicados en la ***Tabla 4.5.1-2***, según corresponda.

El diseño se deberá investigar considerando cualquier combinación de esfuerzos que pudiera producir la condición de carga más desfavorable.

Para el cálculo de las solicitaciones en los estribos el peso del material de relleno ubicado directamente sobre una cara posterior inclinada o escalonada o sobre la base de una zapata de hormigón armado se puede considerar parte del peso efectivo del estribo.

Si se utilizan zapatas, a menos que se utilice un método más exacto, la proyección posterior se deberá diseñar como un voladizo soportado por el alma del estribo y cargado con la totalidad del peso del material superpuesto.

Los rellenos cohesivos son difíciles de compactar. Debido a la fluencia lenta de los suelos cohesivos, los muros en los cuales se utilizan rellenos cohesivos diseñados para los empujes activos del suelo continuarán moviéndose gradualmente durante su vida de servicio, especialmente cuando la lluvia o una elevación del nivel freático mojen este relleno. Por lo tanto, aún cuando se tolere algo de movimiento en el muro, los muros con rellenos posteriores de suelo cohesivo se deberían diseñar considerando cuidadosamente cuál es la condición de carga más desfavorable, ya sea el caso activo o en reposo.

Se debe considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con el ***Artículo 4.2.2.3****. Se deberían implementar sistemas de drenaje adecuados a fin de evitar que se desarrollen fuerzas de infiltración detrás del muro. En ningún caso, se deberán utilizar arcillas altamente plásticas como relleno detrás de un muro de sostenimiento.*

9.6.1.3 Estribos Integrales

Estribo Integral – Los estribos integrales están rígidamente unidos a la superestructura y son soportados por zapatas o fundaciones profundas capaces de permitir los movimientos horizontales necesarios.

Los estribos integrales se deberán diseñar de manera que resistan y/o absorban las deformaciones por fluencia lenta, contracción y efectos térmicos de la superestructura.

Para determinar los potenciales movimientos de un estribo se deberán considerar los efectos de las variaciones de temperatura, la fluencia lenta y el acortamiento debido a la pérdida de pretensado a largo plazo.

No se deben construir estribos integrales sobre zapatas fundadas o enclavadas en roca a menos que un extremo del tramo pueda desplazarse libremente en dirección longitudinal.

Para evitar que ingrese agua detrás del estribo la losa de acceso deberá estar conectada directamente al estribo (no a los muros de ala), y se deberán tomar recaudos adecuados para permitir el drenaje del agua que pudiera quedar atrapada.

9.6.1.4 Muros de Ala

Los muros de ala se pueden diseñar de forma monolítica con los estribos o bien, se pueden separar de la pared del estribo mediante una junta de expansión y diseñar para que trabajen de forma independiente.

Las longitudes de los muros de ala se deberán calcular utilizando las pendientes requeridas para la carretera. Los muros de ala deberán tener una longitud suficiente para retener el terraplén de la carretera y proveer protección contra la corrosión.

9.6.1.5 Armadura

9.6.1.5.1 Estribos y Muros de Sostenimiento Convencionales

La armadura para resistir la formación de fisuras por temperatura y contracción se deberá diseñar como se especifica en el ***Artículo 6.10.8,*** Armadura de Contracción y temperatura.

9.6.1.5.2 Muros de Ala

Se deberán disponer barras de armadura adecuadas a través de toda la unión entre los muros de ala y los estribos para unirlos entre sí.

Estas barras se deberán prolongar hacia el interior del muro a cada lado de la unión una longitud suficiente para desarrollar la resistencia de las barras tal como se especifica para las barras de armadura, y su longitud deberá ser variable para evitar la generación de planos de debilidad en el hormigón en sus extremos. Si no se utilizan barras se deberá proveer una junta de expansión y el muro de ala se deberá construir de modo que esté "trabado" con el cuerpo del estribo.

9.6.1.6 Juntas de Expansión y Contracción

En los estribos y muros de sostenimiento convencionales se deberán proveer juntas de contracción a intervalos no mayores que 9,00 m y juntas de expansión a intervalos no mayores que 27,00 m. Todas las juntas se deberán llenar con un material aprobado que asegure que las juntas trabajen de forma apropiada. En los estribos las juntas deberán estar ubicadas aproximadamente a la mitad de la distancia entre los elementos longitudinales que apoyan sobre los estribos.

9.6.2 MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

9.6.2.1 Estribos

Se deberán aplicar los requisitos de los ***Artículos 8.6.2.2.3, 8.7.2.3, 8.8.2.3 y 9.5.2*** según corresponda.

9.6.2.2 Muros de Sostenimiento Convencionales

Se deberán aplicar los requisitos de los ***Artículos 8.6.2.2, 8.7.2.2, 8.8.2.2 y 9.5.2*** según corresponda.

En el caso de los muros de sostenimiento convencionales de hormigón armado la experiencia indica que un asentamiento del orden de 1 en 500 a 1 en 1000 puede producir tensiones excesivas en el muro.

9.6.2.3 Estabilidad Global

La estabilidad global de todos los muros de sostenimiento, el talud retenido y el suelo o roca de fundación se deberán evaluar utilizando métodos de análisis basados en el equilibrio límite. También se deberá investigar la estabilidad global de los taludes temporarios desmontados para facilitar la construcción. Para los estribos de puentes o muros de sostenimiento construidos sobre depósitos de suelo blando puede ser necesario realizar estudios, ensayos y análisis especiales.

La estabilidad global de los taludes de tierra con o sin unidad de fundación se deberá investigar para la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I, adoptando un factor de resistencia adecuado.

En ausencia de información más precisa, el factor de resistencia ϕ se podrá tomar como:

- Si los parámetros geotécnicos están bien definidos y el talud no soporta ni contiene un elemento estructural: …….. 0,75.
- Si los parámetros geotécnicos se basan en información limitada o si el talud contiene o soporta un elemento estructural: …… 0,65.

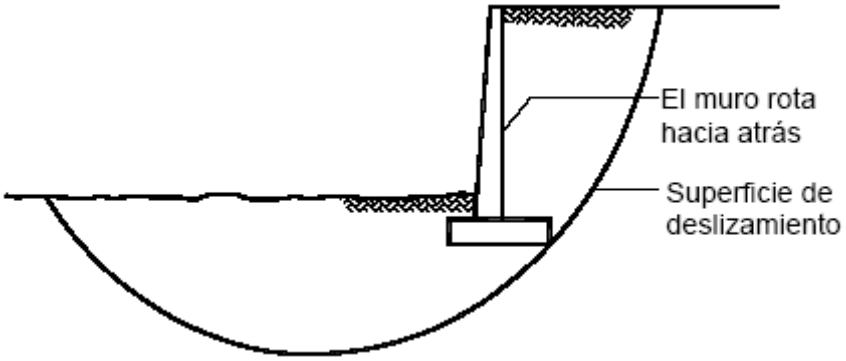


Figura 9.6.2.3-1 – Falla de un muro de sostenimiento por estabilidad global

La Figura 9.6.2.3-1, *muestra una falla por estabilidad global de un muro de sostenimiento. La estabilidad global es un tema relacionado con la estabilidad de taludes y, por lo tanto, se considera una verificación a realizar en el estado límite se servicio.*

9.6.3 CAPACIDAD DE CARGA Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

9.6.3.1 Requisitos Generales

Los estribos y muros de sostenimiento se deberán dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por aplastamiento, vuelco y deslizamiento.

También se deberá investigar la falla de las fundaciones profundas de acuerdo con los requisitos del ***Artículo 8.6.2.2.4.***

9.6.3.2 Capacidad de Carga

La capacidad de carga se deberá investigar en el estado límite de resistencia utilizando cargas y resistencias minoradas, y asumiendo las siguientes distribuciones de la presión del suelo:

- Si el muro es soportado por una fundación en suelo: la tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área de una base efectiva como se ilustra en la ***Figura 9.6.3.2-1***
  La tensión vertical se deberá calcular de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{\sum V}{B - 2e} \qquad (9.6.3.2\text{-}1)$$

Donde:

Σ *V* = sumatoria de las fuerzas verticales y las demás variables son como se define en la ***Figura 9.6.3.2-1.***

- Si el muro es soportado por una fundación en roca: la tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión distribuida linealmente sobre el área de una base efectiva como se ilustra en la ***Figura 9.6.3.2-2***. Si la resultante cae dentro del tercio central de la base:

$$\sigma_{v\max} = \frac{\sum V}{B}\left(1 + 6\frac{e}{B}\right) \qquad (9.6.3.2\text{-}2)$$

$$\sigma_{V\min} = \frac{\sum V}{B}\left(1 - 6\frac{e}{B}\right) \qquad (9.6.3.2\text{-}3)$$

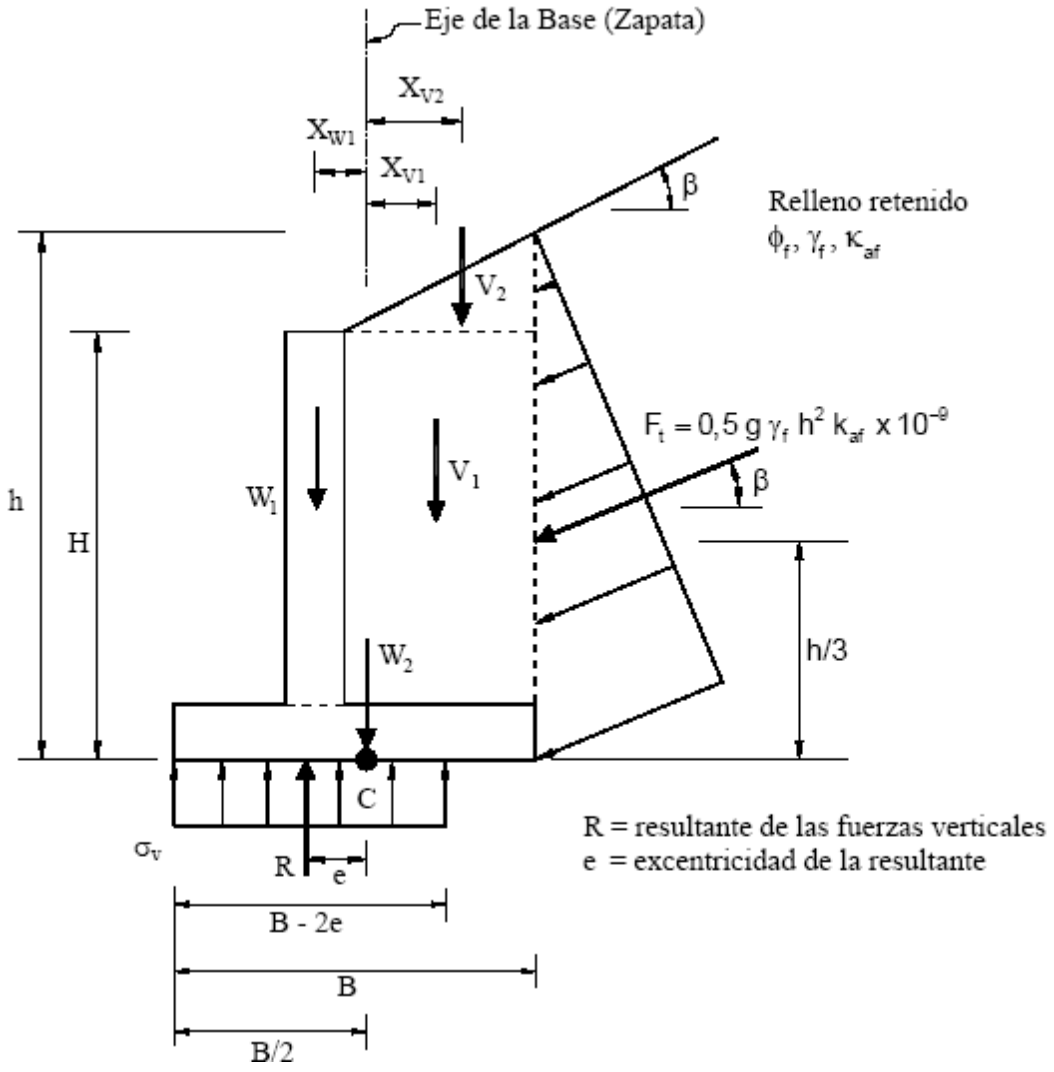
Donde, las variables son como se define en la ***Figura 9.6.3.2- 2***.

Si la resultante cae fuera del tercio central de la base:

$$\sigma_{v\max} = \frac{2\sum V}{3(B/2 - e)} \qquad (9.6.3.2\text{-}4)$$

$$\sigma_{v\min} = 0 \qquad (9.6.3.2\text{-}5)$$

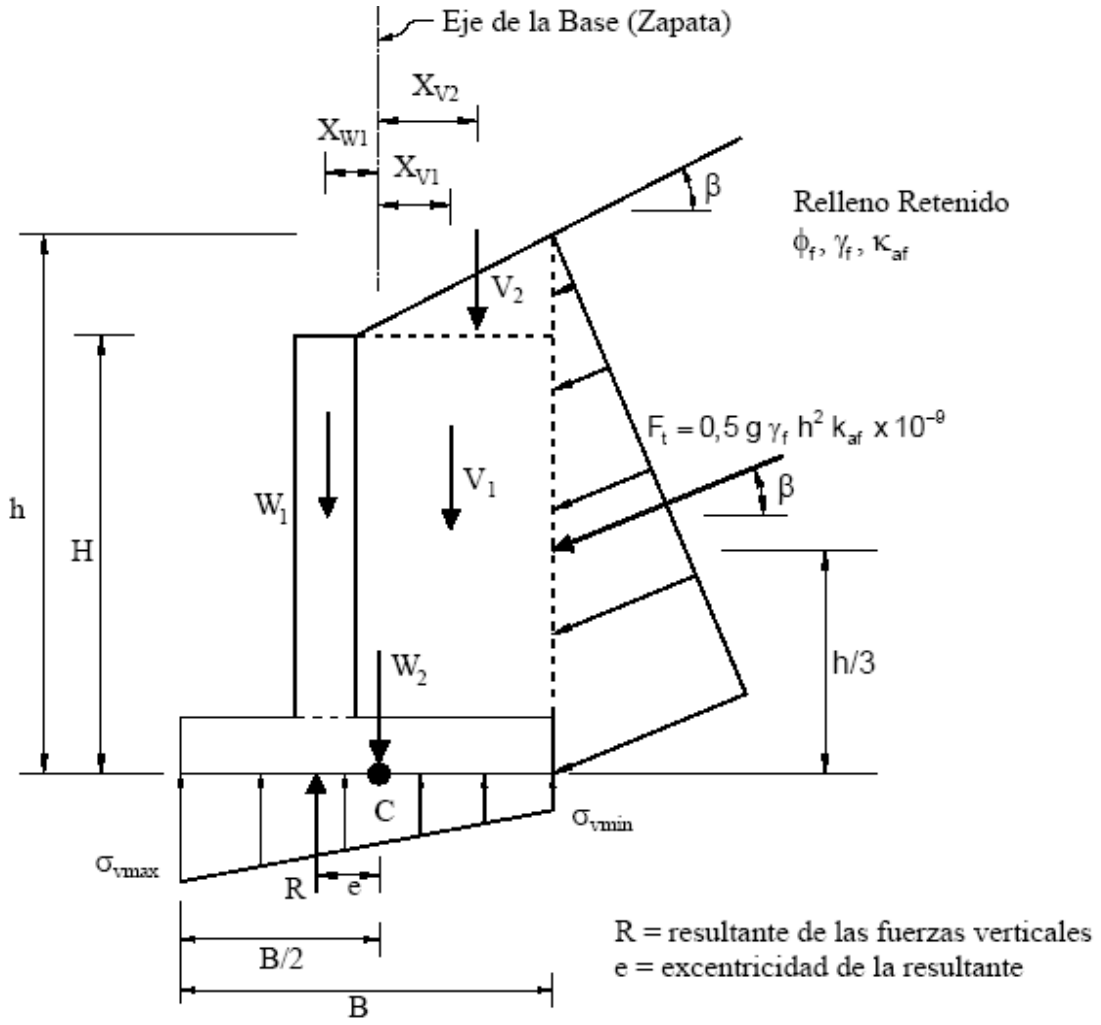
Donde, las variables son como se define en la ***Figura 9.6.3.2-2***.



Sumando momentos respecto del punto C :

$$e = \frac{(F_T\cos\beta)\,h/3 - (F_T\sin\beta)\,B/2 - V_1X_{V1} - V_2X_{V2} + W_1X_{W1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_T\sin\beta}$$

Figura 9.6.3.2-1 – Criterios para determinar la presión de contacto para el caso de muros de sostenimiento convencionales con fundaciones en suelo



Si e > B/6, σ_{vmin} bajará a cero, y a medida que "e" aumenta también aumenta la porción del talón de la zapata con tensión vertical nula.

Sumando momentos respecto del punto C :

$$e = \frac{(F_T \cos\beta)\, h/3 - (F_T \sin\beta)\, B/2 - V_1 X_{V1} - V_2 X_{V2} + W_1 X_{W1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_T \sin\beta}$$

Figura 9.6.3.2-2 – Criterios para determinar la presión de contacto para el caso de muros de sostenimiento convencionales con fundaciones en roca

9.6.3.3 Vuelco

En las fundaciones en suelo la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro del medio central del ancho de la base.

En las fundaciones en roca la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro de los tres cuartos centrales del ancho de la base.

Los criterios especificados para la ubicación de la resultante, junto con la investigación de la presión de contacto, reemplaza la investigación de la relación entre el momento estabilizador y el momento de vuelco. Ubicar la resultante dentro del medio central del ancho de la base en el caso de las fundaciones en suelo se basa en el uso de la distribución plástica de la presión de contacto para el estado límite.

9.6.3.4 Erosión Subsuperficial

En el caso de los muros construidos a lo largo de ríos y arroyos, durante el diseño se deberá evaluar la socavación de los materiales de fundación, tal como se especifica en el ***Artículo 4.3.6.4.2***. Si se anticipan condiciones potencialmente problemáticas, el diseño deberá incorporar medidas de protección adecuadas.

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 8.6.1.2.***

El gradiente hidráulico no deberá ser mayor que:

- Para limos y suelos cohesivos: 0,20
- Para otros suelos no cohesivos: 0,30

Si hay infiltración de agua debajo del muro se deberán considerar los efectos de las fuerzas de levantamiento e infiltración.

9.6.3.5 Resistencia Pasiva

Para los cálculos de estabilidad se deberá despreciar la resistencia pasiva, a menos que la base del muro se extienda por debajo de la profundidad de máxima socavación, regiones potencialmente afectadas por ciclos de congelamiento y deshielo u otras perturbaciones. En este último caso, sólo se deberá considerar efectiva la longitud embebida debajo de la mayor de estas profundidades.

Si para asegurar la adecuada estabilidad del muro se utiliza la resistencia pasiva, la resistencia pasiva calculada del suelo delante de los estribos y muros de sostenimiento convencionales deberá ser suficiente para impedir movimientos inaceptables del muro hacia delante.

La resistencia pasiva se deberá despreciar si el suelo que proporciona resistencia pasiva es o potencialmente puede ser blando, suelto o alterado, o si el suelo y el muro no están en contacto firme.

Es posible que ocurran deformaciones aceptables antes que se movilice la resistencia pasiva. Los muros que pueden tolerar muy poco o ningún movimiento se deberían diseñar para el empuje en reposo.

Los muros que se pueden mover alejándose de la masa de suelo se deberían diseñar para empujes intermedios entre la condición activa y en reposo, dependiendo de la magnitud de los movimientos admisibles. El movimiento requerido para llegar al mínimo empuje activo o al máximo empuje pasivo, depende de la altura del muro y del tipo de suelo. En la ***Tabla 9.6.3.5-1*** se indican algunos valores típicos de estos movimientos movilizadores en función de la altura del muro, donde:

Δ = movimiento de la parte superior del muro requerido para llegar al mínimo empuje activo o al máximo empuje pasivo por rotación o traslación lateral (mm)

H = altura del muro (mm)

Tabla 9.6.3.5-1 – Valores aproximados de los movimientos relativos requeridos para llegar a condiciones de empuje activo o pasivo del suelo (*Clough y Duncan* 1991)

Tipo de relleno	Valores de Δ/*H*	
	Activo	Pasivo
Arena densa	0,001	0,01
Arena de densidad media	0,002	0,02
Arena suelta	0,004	0,04
Limo compactado	0,002	0,02
Arcilla magra compactada	0,010	0,05

9.6.3.6 Resbalamiento

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 8.6.3.3,*** Falla por Resbalamiento***.***

9.6.4 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES

El diseño estructural de los elementos individuales y las fundaciones de los muros de sostenimiento se deberá realizar de acuerdo con los requisitos de la **Sección 6.**

Para determinar la distribución de la presión de contacto para el diseño estructural de las zapatas se deberán utilizar los requisitos del ***Artículo 8.6.3.1.5.***

9.6.5 DRENAJE

Se deberá proveer drenaje para los rellenos detrás de los estribos y muros de sostenimiento. Si no fuera posible proveer drenaje, el estribo o muro se deberá diseñar para las cargas debidas al empuje del suelo más la presión hidrostática total debida al agua en el relleno.

Instalar mechinales o drenes de paneles de materiales geocompuestos en la cara del muro no asegura condiciones totalmente drenadas. Los sistemas de drenaje se deberían diseñar de manera que puedan drenar completamente la totalidad del volumen de suelo retenido detrás de la cara del muro de sostenimiento.

9.7 PILAS DE PUENTE

9.7.1 SOLICITACIONES EN LAS PILAS DE PUENTE

Las pilas de puente se deberán diseñar de manera que transmitan a las fundaciones las cargas de la superestructura y las cargas que actúan sobre la propia pila. Las cargas y combinaciones de cargas deberán ser como se especifica en la ***Sección 4.***

El diseño estructural de las pilas de puente se deberá realizar de acuerdo con los requisitos de la **Sección 6.**

9.7.2 PROTECCIÓN DE LAS PILAS

9.7.2.1 Colisiones

Si existe la posibilidad de que se produzca la colisión de vehículos carreteros o embarcaciones contra la pila se debería realizar un análisis de riesgos adecuado a fin de determinar el grado de resistencia al impacto a proveer y/o el sistema de protección adecuado. Las fuerzas de colisión se deberán determinar como se especifica en los ***Artículos 4.4.1 y 4.4.2.***

9.7.2.2 Muros Para-choque

Los propietarios de un ferrocarril pueden requerir la construcción de muros para-choque si la pila se encuentra muy próxima al ferrocarril.

En general, el propietario del ferrocarril exigirá la construcción de un muro para-choque si la columna se encuentra a una distancia menor o igual que 7,60 m de las vías. Algunos propietarios también requieren un muro para-choque 2,00 m por encima de la parte superior de las vías entre columnas en el caso de cruces ferroviarios aéreos.

9.7.2.3 Socavación

Se deberá determinar el potencial de socavación y el diseño se deberá desarrollar de manera de minimizar las fallas atribuibles a esta condición tal como se especifica en el ***Artículo 4.3.6.4.***

9.7.2.4 Revestimiento del Borde de Ataque

Cuando corresponda, el borde de ataque de la pila se deberá diseñar de manera que efectivamente rompa o desvíe los acarreos flotantes.

9.8 MUROS TIPO PANTALLA

9.8.1 REQUISITOS GENERALES

Se puede considerar el uso de muros tipo pantalla como soporte temporal y permanente de masas de suelo y roca estables e inestables. La factibilidad de utilizar un muro tipo pantalla en una ubicación determinada se deberá determinar analizando si las condiciones del suelo y la roca dentro de la profundidad embebida del elemento vertical es adecuada para soportar el muro.

Dependiendo de las condiciones del suelo, en general los muros de menos de aproximadamente 3,00 a 4,60 m de altura son factibles. La excepción la constituyen los muros cilíndricos o pantallas de pilotes tangentes, para los cuales se pueden utilizar alturas mayores.

9.8.2 CARGAS

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 9.6.1.2.***

Para el diseño de los muros tipo pantalla a los empujes laterales se les deberá aplicar el factor de carga correspondiente al empuje lateral del suelo (*EH*).

*En el **Artículo 4.2.2.4.6** se indican las distribuciones de los empujes laterales del suelo para los muros tipo pantalla.*

9.8.3 MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

9.8.3.1 Movimiento

Se deberán aplicar los requisitos de los ***Artículos 8.7.2 y 8.8.2.*** Para seleccionar los empujes del suelo de diseño de acuerdo con los requisitos del ***Artículo 4.2.2.4*** se deberán considerar los efectos de los movimientos del muro sobre las instalaciones adyacentes.

*La **Tabla 9.6.3.5-1** del **artículo 9.6.3.5** indica valores aproximados de los movimientos relativos requeridos para llegar a condiciones de empuje activo en el suelo retenido y a condiciones de empuje pasivo en el suelo que proporciona resistencia.*

9.8.3.2 Estabilidad Global

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 9.6.2.3.***

9.8.4 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS DEL SUELO EN EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

9.8.4.1 Estabilidad Global

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 9.6.2.3.***

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 9.6.3.5.***

Los elementos verticales se deberán diseñar de manera que soporten la totalidad de los empujes de diseño debidos al suelo, las sobrecargas y la presión hidrostática entre los elementos. Al determinar la profundidad embebida necesaria para movilizar la resistencia pasiva se deberán considerar los planos de debilidad, como por ejemplo las superficies de deslizamiento (slickensides), los planos de estratificación y los grupos de fisuras que pudieran reducir la resistencia del suelo o la roca determinada mediante ensayos en laboratorio.

La profundidad embebida en roca intacta, incluyendo las rocas macizas y aquellas apreciablemente fisuradas que no deberían fallar a través de una superficie de fisuración, se deberá basar en la resistencia al corte de la masa rocosa.

El uso de elementos verticales discretos que penetren los planos de falla profundos puede proveer resistencia contra las fallas por estabilidad global. La magnitud de la resistencia dependerá del tamaño, tipo y separación de los elementos verticales utilizados.

La máxima separación entre elementos de apoyo verticales depende de la rigidez relativa de los elementos verticales. Típicamente se utilizan tramos de 1,80 a 3,00 mm, dependiendo del tipo y tamaño de los elementos utilizados como revestimiento.

Al determinar la profundidad embebida de los elementos de muro verticales se debería considerar la presencia de planos de debilidad en el suelo o la roca que potencialmente podrían provocar una reducción de la resistencia pasiva. En el caso de los suelos y rocas laminados, fisurados o fracturados, el diseño debería considerar la resistencia residual a lo largo de los planos de debilidad.

Además, si los planos de debilidad están orientados formando un ángulo diferente a (45º − ϕ'f/2) con respecto a la horizontal en el caso de suelo o diferente a 45º en el caso de roca, también se debería considerar la orientación de estos planos. Si el muro está ubicado sobre un escalón encima de una excavación más profunda, se debería considerar el potencial de falla por aplastamiento de una cuña de suelo o roca a través de los materiales intactos a lo largo de los planos de debilidad.

Para el diseño de los muros permanentes tipo pantalla con elementos verticales continuos se pueden utilizar las distribuciones simplificadas de los empujes del suelo indicadas en la **Figura 4.2.2.4.6-3** junto con el siguiente procedimiento (Teng 1962):

- Determinar la magnitud del empuje lateral que actúa sobre el muro debido al empuje del suelo, las sobrecargas y la presión hidrostática diferencial en la altura de diseño del muro utilizando ka1.

- Determinar la magnitud del empuje lateral que actúa sobre el muro debido al empuje del suelo, las sobrecargas y la presión hidrostática diferencial en la altura de diseño del muro utilizando ka2.

- Determinar mediante la siguiente expresión el valor x definido en la **Figura 4.2.2.4.6-3** para determinar la distribución del empuje pasivo neto delante del muro debajo de la altura de diseño:

$$x = \gamma k_{a2} \gamma'_{s1} H / (\phi k_{p2} - \gamma k_{a2} \gamma'_{s2}) \qquad (9.8.4.1\text{-}1)$$

Donde:

γ = factor de carga para el empuje horizontal del suelo, EH (adimensional)

k_{a2} = coeficiente de empuje activo para el suelo 2 (adimensional)

γ'_{s1} = densidad efectiva del suelo 1 (kg/m^3)

H = altura de diseño del muro (mm)

ϕ = factor de resistencia para la resistencia pasiva delante del muro (adimensional)

k_{p2} = coeficiente de empuje pasivo para el suelo 2 (adimensional)

γ'_{s2} = densidad efectiva del suelo 2 (kg/m^3)

- Sumar los momentos respecto del punto de aplicación de F (la base del muro) para determinar la profundidad embebida (Do) en la cual el empuje pasivo neto es suficiente para proveer equilibrio de momentos.

- Determinar la profundidad a la cual el corte en el muro es igual a cero, es decir, el punto en el cual las áreas de los diagramas de empuje activo y resistente son equivalentes.

- Calcular el máximo momento flector en el punto de corte nulo.

- Calcular la profundidad de diseño D = 1,2D_o para tomar en cuenta los errores inherentes a la distribución simplificada del empuje pasivo.

9.8.5 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES

9.8.5.1 Elementos Verticales del Muro

Los elementos de muro verticales se deberán diseñar para resistir todas las cargas debidas al empuje horizontal del suelo, las sobrecargas y la presión hidrostática.

Los elementos de muro verticales discretos incluyen los pilotes hincados, los pilotes perforados y los pilotes instalados en orificios pre-perforados.

Los máximos momentos flectores y cortes que actúan en los elementos de muro verticales se pueden determinar utilizando los diagramas de carga del **Artículo 4.2.2.4.6** junto con factores de carga y resistencia adecuados.

9.8.5.2 Revestimiento

La máxima separación entre elementos de muro verticales discretos se deberá determinar en base a la rigidez relativa de los elementos verticales y el revestimiento, el tipo y estado del suelo a soportar, y el tipo y estado del suelo en el cual están embebidos los elementos de muro verticales. El revestimiento se puede diseñar suponiendo apoyo simple entre los elementos, considerando o no la acción de arco del suelo.

Si se utiliza madera y las condiciones ambientales son propicias para el crecimiento de organismos que podrían producir descomposición, la madera se debería tratar con un conservante a presión, a menos que se utilice madera de una especie resistente a la descomposición que se considere

adecuada desde el punto de vista del riesgo de descomposición y la vida de servicio anticipada para la estructura.

En ausencia de otros métodos adecuados, para el diseño preliminar, los máximos momentos flectores en el revestimiento se pueden determinar de la siguiente manera:

- Para tramos simples sin acción de arco del suelo: $M_{máx} = 0{,}125\ pL^2$ (9.8.5.2-1)
- Para tramos simples con acción de arco del suelo: $M_{máx} = 0{,}083\ pL^2$ (9.8.5.2-2)
- Para tramos continuos sin acción de arco del suelo: $M_{máx} = 0{,}1\ pL^2$ (9.8.5.2-3)
- Para tramos continuos con acción de arco del suelo: $M_{máx} = 0{,}083\ pL^2$ (9.8.5.2-4)

Donde:

$M_{máx}$ = momento flector mayorado en un ancho unitario o altura unitaria del revestimiento (Nmm/ mm)

p = empuje lateral promedio mayorado, incluyendo el suelo, la sobrecarga y la presión hidrostática que actúa en la sección de revestimiento considerada (MPa/mm)

L = separación entre elementos verticales u otros apoyos del revestimiento (mm)

Si las variaciones del empuje lateral en función de la profundidad son importantes, para lograr mayor precisión se podrían construir diagramas de momento. El diseño del revestimiento puede variar con la profundidad.

La **Ecuación (9.8.5.2-1)** sólo es válida para el caso de revestimientos simplemente apoyados detrás de los cuales el suelo no se arqueará entre apoyos verticales, por ejemplo, en suelos cohesivos blandos o para revestimientos rígidos de hormigón en contacto firme con el suelo in situ.

La **Ecuación (9.8.5.2-2)** sólo es válida para el caso de revestimientos simplemente apoyados detrás de los cuales el suelo se arqueará entre apoyos verticales, por ejemplo, en suelos granulares o suelos cohesivos rígidos con un revestimiento flexible o rígido detrás del cual hay suficiente espacio para permitir la acción de arco del suelo in situ. Las **Ecuaciones (9.8.5.2-3) y (9.8.5.2-4)** son válidas para el caso de revestimientos continuos sobre varios apoyos verticales, por ejemplo, revestimientos de hormigón armado o proyectado.

9.8.5.3 Drenaje

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 4.2.2.3.***

La filtración se deberá controlar instalando un medio drenante detrás del revestimiento con orificios de salida en la base del muro o próximos a la base del muro. Los paneles de drenaje deberán mantener sus características incluso bajo los empujes del suelo y las sobrecargas de diseño, y se

deberán extender desde la base del muro hasta un nivel 300 mm por debajo del coronamiento del muro.

9.9 MUROS ANCLADOS

9.9.1 REQUISITOS GENERALES

Los muros anclados, cuyos elementos pueden ser portadores de patentes de uso, utilizan anclajes cementados, elementos de muro verticales y un revestimiento.

El uso de muros anclados, ilustrados en la ***Figura 9.9.1-1***, se puede considerar para proveer apoyo temporario o permanente para masas de suelo y roca estables e inestables.

La factibilidad de utilizar un muro anclado en una ubicación determinada se deberá determinar analizando si las condiciones del suelo y la roca dentro de la zona de tensado de los anclajes adherentes son adecuadas.

Si se coloca relleno detrás del muro, ya sea alrededor de la longitud no adherente o por encima de la misma, se deberán proveer diseños y especificaciones constructivas especiales para evitar dañar los anclajes.

La mínima distancia requerida entre la zona de adherencia y la zona activa detrás del muro, 1,50 m o H/5, es necesaria para asegurar que ninguna carga de la zona adherente se transfiera hacia la zona libre de carga por transferencia a través de la columna de mortero en la zona libre de carga.

Dependiendo de las condiciones del suelo, generalmente es necesario utilizar anclajes para soportar los muros tipo pantalla de más de aproximadamente 3,00 a 4,60 m de altura, ya sean temporarios o permanentes.

Los muros anclados que se construyen en cortes realizados en suelo o roca típicamente se construyen de arriba hacia abajo. Los muros anclados que se construyen en rellenos deben considerar la protección contra el daño de los anclajes que potencialmente pueden provocar el asentamiento del relleno y el subsuelo o las operaciones de compactación.

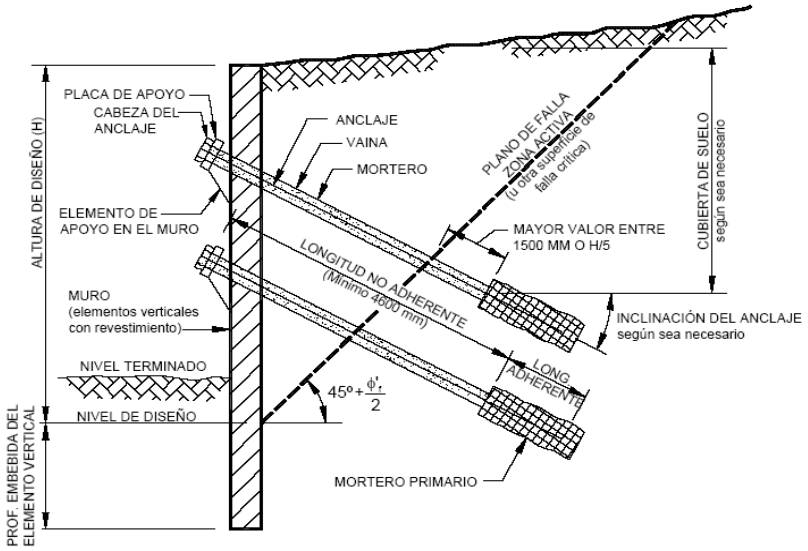


Figura 9.9.1-1 – Nomenclatura relacionada con los muros anclados y lineamientos para determinar la longitud embebida de los anclajes

9.9.2 CARGAS

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 9.6.1.2***, excepto que no será necesario considerar los efectos de la contracción y temperatura.

9.9.3 MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

9.9.3.1 Movimiento

Se deberán aplicar los requisitos de los ***Artículos 8.6.2, 8.7.2 y 8.8.2.***

En el desarrollo del diseño del muro se deberán considerar los efectos de los movimientos del muro sobre las instalaciones adyacentes.

El asentamiento de los elementos de muro verticales puede provocar la reducción de las cargas en los anclajes y por lo tanto, debe ser considerado en el diseño.

Los perfiles de asentamiento ilustrados en la **Figura 9.9.3.1-1** fueron recomendados por Clough y O'Rourke (1990) para estimar los asentamientos superficiales del terreno adyacente a excavaciones arriostradas o ancladas que ocurren durante la excavación y la construcción del arriostramiento. Otras actividades constructivas, tales como la eliminación del agua o la construcción de fundaciones profundas dentro de la excavación, o el uso de prácticas constructivas de baja calidad también pueden provocar asentamientos significativos. Las mediciones in situ utilizadas para desarrollar la **Figura 9.9.3.1-1** fueron seleccionadas por los autores de manera que no incluyeran movimientos atribuibles a otras actividades constructivas o a prácticas constructivas de baja calidad. Por lo tanto, estos movimientos se deberían estimar de forma separada.

Cuando aparezca en la definición de las diferentes curvas de la **Figura 9.9.3.1-1**, la relación de levantamiento de la base, R_{BH}, se deberá tomar como:

$$R_{BH} = \frac{5.1 S_u}{g \gamma_S H \times 10^{-9} + q_S} \qquad (9.9.3.1\text{-}1)$$

Donde:

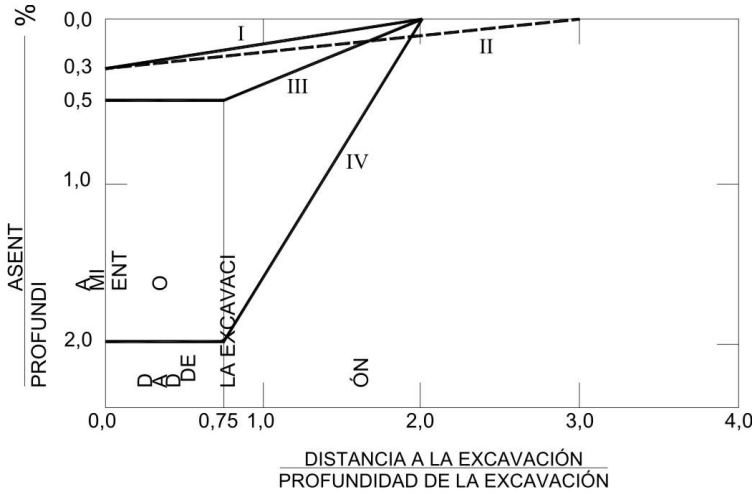
S_u = resistencia al corte no drenada del suelo cohesivo (MPa)

γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)

H = altura del muro (mm)

q_S = presión debida a la sobrecarga (MPa)

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2)



Curva I = Arena
Curva II = Arcilla rígida a muy dura
Curva III = Arcilla blanda a medianamente dura, $R_{BH} = 2{,}0$
Curva IV = Arcilla blanda a medianamente dura, $R_{BH} = 1{,}2$

Figura 9.9.3.1-1 – Perfiles de asentamiento detrás de muros arriostrados o anclados (adaptados a partir del trabajo de Clough y O'Rourke, 1990)

9.9.3.2 Estabilidad Global

Se deberán aplicar los requisitos del **Artículo 9.6.2.3.**

9.9.4 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS DEL SUELO

9.9.4.1 Capacidad de Carga

Se deberán aplicar los requisitos de los **Artículos 8.6.3, 8.7.3 y 8.8.3.**

La capacidad de carga se deberá determinar asumiendo que todas las componentes verticales de las cargas se transfieren a la sección embebida de los elementos de muro vertical.

En el caso de los elementos de muro verticales perforados in situ, por ejemplo para los muros tipo berlinés con elementos verticales perforados, que se construyen en arena, si para calcular la capacidad por fricción lateral se utiliza el método β, la profundidad z se debería tomar a partir del coronamiento del muro. Sin embargo, la tensión vertical debida a la sobrecarga σ'v se debería calcular con relación a la cota de la semialtura del muro expuesto, evaluando β y σ'v en el punto medio de cada estrato de suelo.

9.9.4.2 Capacidad contra el Arrancamiento de los Anclajes

Los anclajes pretensados se deberán diseñar para resistir el arrancamiento de la longitud adherente en suelo o roca. La resistencia mayorada al arrancamiento de los anclajes de eje recto en suelo o roca, Q_R, se determina de la siguiente manera:

$$Q_R = \phi Q_n = \phi \pi d \tau_a L_b \qquad (9.9.4.2\text{-}1)$$

Donde:

Q_r = factor de resistencia para el arrancamiento de los anclajes (adimensional)

Q_n = resistencia nominal contra el arrancamiento de los anclajes (N)

d = diámetro del orificio para el anclaje (mm)

τ_n = tensión nominal de adherencia del anclaje (MPa)

L_b = longitud de adherencia del anclaje (mm)

Para el diseño preliminar la resistencia de los anclajes se puede basar en los resultados de ensayos de carga de arrancamiento; se puede estimar en base a la revisión de datos geológicos,

perforaciones, muestras de suelo y roca, ensayos en laboratorio y experiencias previas; o bien, se puede estimar utilizando información publicada sobre la adherencia suelo/roca-mortero. Para el diseño final la documentación técnica deberá exigir que se realicen ensayos de verificación o ensayos de arrancamiento utilizando anclajes sacrificables en cada unidad de suelo para establecer longitudes de anclaje y capacidades que sean consistentes con el método de instalación elegido por el contratista. La documentación técnica también deberá establecer que posteriormente se deben realizar ensayos de comprobación en cada anclaje producido hasta 1,0 veces la carga de diseño mayorada para verificar su capacidad.

La capacidad contra el arrancamiento de los anclajes es afectada por las condiciones del suelo, el método de realización de los orificios donde se instalarán los anclajes, el diámetro de dichos orificios, la longitud adherente de los anclajes, el tipo de mortero utilizado y la presión de inyección del mortero. A modo de guía, para estimar la adherencia nominal (última) en el caso de anclajes de pequeño diámetro instalados en suelo cohesivo, no cohesivo y roca se pueden utilizar los valores presuntos indicados en las **Tablas 9.9.4.2-1, 9.9.4.2-2 y 9.9.4.2-3** respectivamente. Se debe tener en cuenta que los valores indicados en las tablas pueden ser conservadores.

Tabla 9.9.4.2-1 – Tensiones de adherencia unitarias últimas presuntas correspondientes a anclajes en suelos cohesivos, τ_n

Tipo de anclaje/suelo (presión de inyección de mortero)	Rigidez del suelo o resistencia a la compresión no confinada (MPa)	τ_n (MPa)
Anclajes inyectados a gravedad (< 0,35 MPa) Mezclas de limo y arcilla	Rígidas a muy rígidas: 0,096-0,383	0,03 a 0,07
Anclajes inyectados a presión (0,35 MPa-2,8 MPa)		
Arcilla altamente plástica	Rígida:0,096-0,239 Muy rígida: 0,239-0,383	0,03 a 0,10 0,07 a 0,17
Arcilla medianamente plástica	Rígida: 0,096-0,239 Muy rígida: 0,239-0,383	0,10 a 0,25 0,14 a 0,35
Limo arenoso medianamente plástico	Muy rígido: 0,239-0,383	0,28 a 0,38

Tabla 9.9.4.2-2 – Tensiones de adherencia unitarias últimas presuntas correspondientes a anclajes en suelos no cohesivos

Tipo de anclaje/suelo (presión de inyección de mortero)	Compacidad del suelo o resistencia ensayo SPT[(1)]	τ_n (MPa)
Anclajes inyectados a gravedad (< 0,35 MPa)		
Arena o mezclas de arena y grava	Medianamente densas a densas: 11-50	0,07 a 0,14
Anclajes inyectados a presión (0,35 MPa-2,8 MPa)		
Arena fina a media	Medianamente densa a densa: 11-50	0,08 a 0,38
Arena media a gruesa con grava	Medianamente densa: 11-30	0,11 a 0,67
	Densa a muy densa: 30-50+	0,25 a 0,95
Arenas limosas	-	0,17 a 0,40
Grava arenosa	Medianamente densa a densa: 11-40	0,21 a 1.4
	Densa a muy densa: 40-50+	0,28 a 1,4

(1) Corregida para considerar la presión debida a la sobrecarga.

Tabla 9.9.4.2-3 – Tensiones de adherencia unitarias últimas presuntas correspondientes a anclajes en roca, τ_n

Tipo de roca	τ_n (MPa)
Granito o basalto	1,7 a 3,1
Caliza dolomítica	1,4 a 2,1
Caliza blanda	1,0 a 1,4
Pizarras y lutitas duras	0,80 a 1,4
Areniscas	0,80 a 1,7
Areniscas meteorizadas	0,70 a 0,80
Lutitas blandas	0,20 a 0,80

Las tensiones de adherencia últimas presuntas indicadas en las **Tablas 9.9.4.2-1, 9.9.4.2-2 y 9.9.4.2-3** solamente deben ser utilizadas para el diseño preliminar o la evaluación de la factibilidad de utilizar anclajes de eje recto instalados en orificios de pequeño diámetro. Los anclajes inyectados a presión pueden lograr capacidades muchos mayores. La capacidad total de un anclaje inyectado a presión puede ser mayor que 2×10^6 N en suelo o mayor que 9×10^6 a 13×10^6 N en roca, aunque estos anclajes de capacidad tan elevada rara vez se utilizan para aplicaciones viales. La inyección de mortero también puede aumentar la capacidad de carga de los anclajes rectos entre 20 y 50 por ciento o más por cada fase de inyección.

Sólo se deben utilizar tensiones de adherencia presuntas mayores que los valores mínimos indicados en las **Tablas 9.9.4.2-1, 9.9.4.2-2 y 9.9.4.2-3** con extrema precaución y en base a experiencias locales exitosas, tales como, un elevado porcentaje de aprobación de los ensayos de verificación en la unidad de suelo o roca especificada o en una unidad similar para la tensión de adherencia de diseño seleccionada, o resultados de ensayos de arrancamiento de anclajes en la unidad de suelo o roca especificada o en una unidad similar. Además, en algunos casos el rango de tensiones de adherencia presunta especificado es representativo de un determinado rango de condiciones del suelo.

La carga de los anclajes deberá ser anclada mediante una longitud embebida adecuada fuera de la superficie de falla crítica en la masa de suelo retenido.

Al determinar la longitud no adherente, la inclinación y el recubrimiento de los anclajes se deberá considerar lo siguiente:

- La ubicación de la superficie de falla crítica más alejada del muro,
- La mínima longitud requerida para asegurar la mínima pérdida de pretensado de los anclajes debido a los movimientos a largo plazo del terreno,
- La profundidad hasta estratos adecuados para los anclajes, tal como se indica en la **Figura 9.9.1-1** y
- El método de instalación e inyección de mortero en los anclajes.

La mínima separación horizontal de los anclajes debería ser igual al mayor valor entre tres veces el diámetro de la zona adherente o 1,50 m. Si para anclar la carga requerida se requieren separaciones menores se podría considerar variar las inclinaciones de los anclajes entre anclajes alternados.

La capacidad de los anclajes no se puede aumentar significativamente para longitudes de adherencia mayores que aproximadamente 12,00 m a menos que se utilicen métodos especializados para transferir carga desde la parte superior de la zona de adherencia del anclaje hacia su extremo. Esto es particularmente crítico en el caso de suelos sensibles a las deformaciones, en los cuales la resistencia residual es significativamente menor que la resistencia pico.

La inclinación y separación de los anclajes será determinada por las condiciones del suelo y la roca, la presencia de limitaciones geométricas y la capacidad requerida de los anclajes. En el caso de los anclajes en los cuales el mortero se coloca mediante el sistema premie, típicamente se requiere un ángulo de inclinación como mínimo igual a aproximadamente 10º y un mínimo recubrimiento de suelo de aproximadamente 4,50 m para asegurar el cementado de la totalidad de la longitud adherente y para proveer suficiente recubrimiento de suelo sobre la zona de los anclajes. En el caso de los anclajes inyectados a presión generalmente el ángulo de inclinación no es crítico y será determinado fundamentalmente por las restricciones geométricas; en este caso, típicamente el mínimo recubrimiento de suelo es de 1,80 − 4,50 m.

Puede ser necesario utilizar ángulos pronunciados para evitar instalar los anclajes en suelo o roca inadecuada.

Algunas situaciones especiales pueden requerir anclajes horizontales o prácticamente horizontales, en cuyo caso, se necesitará evidencia que indique que el recubrimiento de suelo es suficiente y que el mortero ha logrado cementar completamente los anclajes.

La intención de la mínima separación horizontal especificada para los anclajes es reducir la superposición de las tensiones de los anclajes adyacentes.

Los anclajes utilizados para muros construidos en situaciones de relleno, es decir, para muros construidos de abajo hacia arriba, deberían estar encerrados en vainas protectoras a fin de evitar que se dañen durante la colocación, compactación y asentamiento del relleno.

La elección del tipo de anclaje depende de la vida de servicio anticipada, las condiciones del suelo y la roca, el nivel freático y el método constructivo.

9.9.4.3 Resistencia Pasiva

Se deberán aplicar los requisitos de los ***Artículos 9.6.3.6 y 9.8.4.1.***

9.9.5 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES

9.9.5.1 Anclajes

La componente horizontal de la fuerza de diseño del anclaje se deberá calcular utilizando los requisitos del ***Artículo 9.9.2*** y cualquier otra componente de empuje horizontal que actúe sobre el muro de acuerdo con el ***Artículo 4.2.2.4.*** La fuerza de diseño total del anclaje se deberá determinar en base a la inclinación del anclaje. La separación horizontal de los anclajes y la capacidad de los anclajes se deberá seleccionar de manera de proveer la fuerza de diseño total requerida.

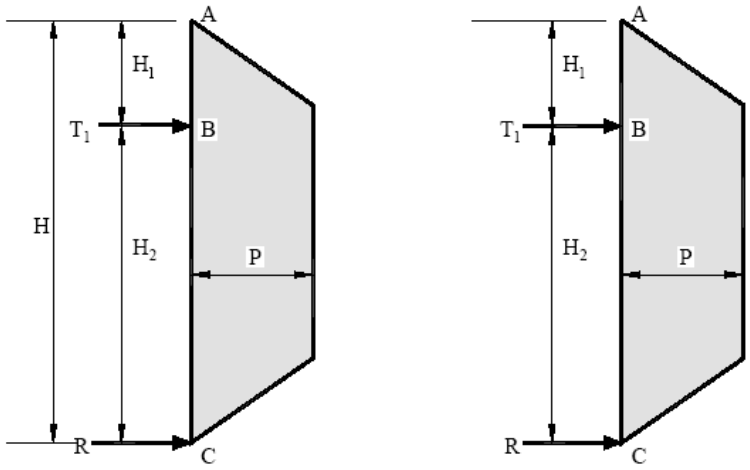
Los tendones de anclaje típicamente consisten en barras, alambres o cables de acero. La selección del tipo de anclaje generalmente es responsabilidad del contratista.

En la actualidad se utilizan varios métodos que son adecuados para determinar las cargas en los anclajes.

Sabatini et al. (1999) proporcionan dos métodos que se pueden utilizar: el Método de las Áreas Tributarias y el Método de la Altura Contribuyente (Hinge Method). Estos métodos se ilustran en las **Figuras 9.9.5.1-1 y 9.9.5.1-2**, las cuales suponen que el suelo debajo de la base de la excavación tiene resistencia suficiente para resistir la reacción R. Si el suelo que provee resistencia pasiva debajo de la base de la excavación es débil e inadecuado para soportar la reacción R, el anclaje instalado a menor cota se debería diseñar de manera que soporte tanto, la carga del anclaje como se ilustra en las figuras como la reacción. La evaluación de la resistencia pasiva se describe en el **Artículo 9.8.4.1.**

Alternativamente se pueden utilizar análisis de interacción suelo-estructura (por ejemplo viga sobre fundación elástica) para diseñar vigas continuas considerando pequeñas reacciones en la base, ya que suponer que toda la carga es soportada por el anclaje de menor cota podría ser una hipótesis excesivamente conservadora.

En ningún caso la máxima carga de ensayo debe ser menor que la carga mayorada del anclaje.



Método de las áreas tributarias

T_1 = Carga en la longitud $H_1+H_2/2$

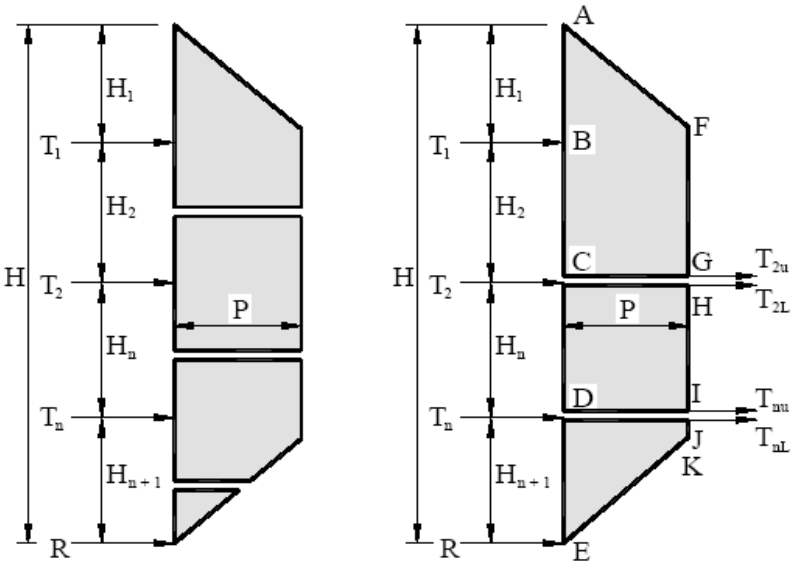
R = Reacción en la longitud $H_2/2$

Método de las articulaciones

T_1 = Calculada de $\sum M_C = 0$

R = Empuje total del suelo − T_1

Figura 9.9.5.1-1 – Cálculo de las cargas en los anclajes para un muro con un solo nivel de anclajes de acuerdo con Sabatinie et al. (1999)



Método de las áreas tributarias

T_1 = Carga en la longitud $H_1+H_2/2$

T_2 = Carga en la longitud $H_2/2 + H_n/2$

T_n = Carga en la longitud $H_n/2 + H_{n+1}/2$

R = Carga en la longitud $H_{n+1}/2$

Método de las Articulaciones

T_1 = Calculada a partir de $\sum M_C = 0$

T_{2u} = Empuje total del suelo (ABCGF) − T_1

T_{2L} = Calculada a partir de $\sum M_D = 0$

T_{nu} = Empuje total del suelo (CDIH) − T_{2L}

T_{nL} = Calculada a partir de $\sum M_E = 0$

R = Empuje total del suelo − T_1 − T_2 − T_n

$T_2 = T_{2u} = T_{2L}$

$T_n = T_{nu} = T_{nL}$

Figura 9.9.5.1-2 – Cálculo de las cargas en los anclajes para un muro con múltiples niveles de anclajes de acuerdo con Sabatinie et al. (1999)

9.9.5.2 Elementos Verticales del Muro

Los elementos verticales del muro se deberán diseñar para resistir todas las cargas debidas al empuje horizontal del suelo, las sobrecargas, la presión hidrostática y los anclajes, además de la componente vertical de las cargas sobre los anclajes y cualquier otra carga vertical que corresponda. Se pueden asumir apoyos horizontales en la ubicación de cada anclaje y en el fondo de la excavación si el elemento vertical tiene una longitud embebida suficiente debajo del fondo de la excavación.

Los elementos de muro verticales discretos son continuos en toda su longitud, y pueden consistir en pilotes hincados, cajones, pilotes perforados y pilotes y secciones armadas instaladas en orificios pre-perforados y luego rellenados con hormigón estructural en la zona pasiva y hormigón magro en la sección expuesta del muro.

Los elementos de muro verticales continuos son continuos tanto en su longitud como en su ancho, aunque es posible utilizar juntas verticales para evitar la transferencia de corte y/o momento entre secciones adyacentes. Los elementos verticales continuos incluyen las tablestacas, los paneles de hormigón tipo diafragma prefabricados u hormigonados in situ, y las pantallas de cajones o pilotes tangentes.

Para los muros que atraviesan o son soportados por arcillas blandas con $S_u < 0{,}15\ g\ \gamma'_s\ H \times 10^{-9}$ puede ser necesario utilizar elementos verticales continuos que se prolonguen bastante por debajo de la base expuesta del muro para evitar el levantamiento del suelo delante del muro. En otros casos, los elementos verticales se deben embeber aproximadamente 900 mm o según se requiera por motivos de estabilidad o capacidad de carga.

9.9.5.3 Revestimiento

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 9.8.5.2.***

9.9.6 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

Los anclajes pretensados y las cabezas de los anclajes se deberán proteger contra la corrosión de manera consistente con las condiciones del suelo y el agua subterránea en el sitio de emplazamiento. El nivel y la importancia de la protección contra la corrosión deberán determinarse en función de las condiciones del terreno y de las potenciales consecuencias de la falla de los anclajes.

La protección contra la corrosión se deberá aplicar de acuerdo con los requisitos de las especificaciones de construcción del ***Manual de Carreteras del Paraguay***, "Anclajes Instalados en el Terreno."

La protección contra la corrosión de los pilotes y los diferentes accesorios y materiales debería ser consistente con el nivel de protección de los anclajes y con la vida de diseño de la estructura.

9.9.7 CONSTRUCCIÓN E INSTALACIÓN

9.9.7.1 Tesado y Ensayo de los Anclajes

Todos los anclajes en producción se deberán someter a ensayos de carga y tesado de acuerdo con los requisitos de las especificaciones de construcción de la norma ***AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications***, ***Artículo 6.5.5***, "Ensayo y Tesado." Si en el sitio de emplazamiento se detectan condiciones poco habituales se pueden especificar ensayos de carga previos al inicio de la fabricación para verificar la seguridad con respecto a la carga de diseño para establecer la carga última del anclaje (ensayos de arrancamiento) o para identificar la carga bajo la cual ocurre fluencia lenta excesiva.

Habitualmente se realizan ensayos de comportamiento y/o fluencia lenta sobre un determinado número de anclajes y ensayos de verificación sobre todos los demás anclajes. Ninguno de estos ensayos determinan la capacidad de carga última real de los anclajes, sino que los resultados de estos ensayos proporcionan una indicación de cómo se comportarán los anclajes bajo una carga especificada. Los ensayos de comportamiento consisten en la carga y descarga por incrementos para verificar que los anclajes tengan capacidad suficiente para resistir la carga de ensayo, verificar la longitud libre de los anclajes y evaluar las condiciones de instalación permanente de los mismos. Los ensayos de verificación, los cuales generalmente se realizan sobre cada anclaje en producción, consisten en un único ciclo de carga y descarga para verificar que los anclajes tengan capacidad suficiente para resistir la carga de ensayo y para pretensar el anclaje. Los ensayos de fluencia lenta, recomendados para el caso de suelos cohesivos con índices de plasticidad mayores que 20 por ciento y rocas blandas fuertemente meteorizadas, consisten en aplicar a los anclajes una carga

sostenida, por incrementos, para evaluar el potencial de pérdida de capacidad de anclaje atribuible a la fluencia lenta.

Se recomienda realizar los ensayos de carga de los anclajes hasta 125 o 150 por ciento de la carga de diseño no mayorada (Cheney 1984).

9.9.8 DRENAJE

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 9.8.5.3.***

Es posible que el uso de drenes de poco espesor detrás de la cara del muro no alivie completamente la presión hidrostática y provoque el aumento de las fuerzas de filtración sobre la parte posterior del muro debido a la filtración del agua de lluvia (Terzagui y Peck 1967 y Cedergreen 1989). La efectividad de las medidas de control del drenaje se deberían evaluar utilizando análisis de filtración.

9.10 MUROS MODULARES PREFABRICADOS

9.10.1 REQUISITOS GENERALES

Se puede considerar el uso de sistemas modulares prefabricados en los mismos casos en los cuales se considera el uso de muros de sostenimiento convencionales, muros tipo pantalla o muros de hormigón con contrafuertes.

Los muros modulares prefabricados, cuyos elementos pueden ser patentados, generalmente utilizan módulos o cajones de hormigón armado unidos entre sí y rellenos con suelo, gaviones rellenos con roca, unidades de hormigón prefabricado o unidades de mampostería de hormigón colado en seco (sin suelo de refuerzo) que resisten los empujes del suelo actuando como si se tratara de un muro de sostenimiento de gravedad. Los muros modulares prefabricados también pueden utilizar sus elementos estructurales para movilizar el peso de parte del relleno detrás del muro mediante acción de arco del suelo para proveer así resistencia frente a las cargas laterales. En la ***Figura 9.10.1-1*** se ilustran algunos ejemplos de muros modulares prefabricados

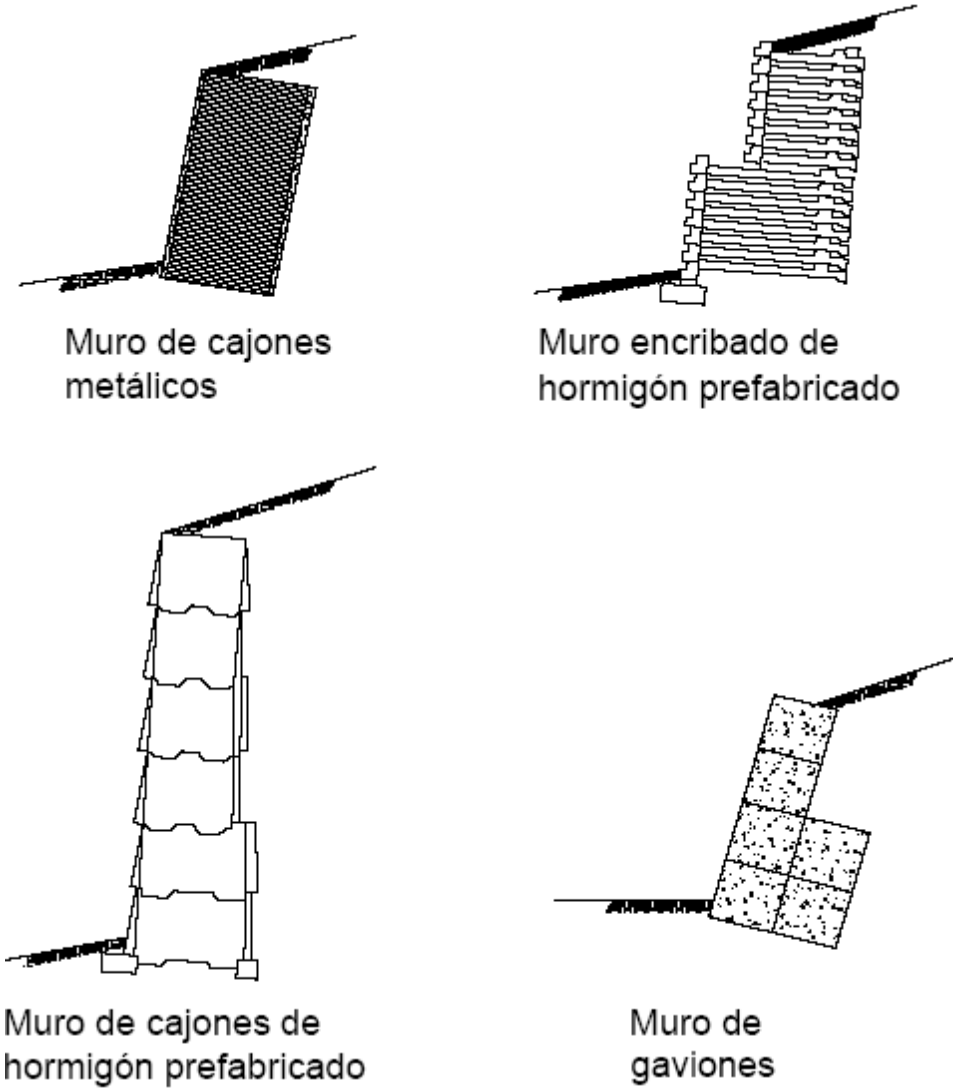


Figura 9.10.1-1 – Ejemplos de muros modulares prefabricados que trabajan por gravedad

No se deben utilizar muros construidos con sistemas modulares prefabricados bajo las siguientes condiciones:

- En curvas con un radio menor que 240,00 m, a menos que la curva pueda ser reemplazada por una serie de cuerdas.
- No se deberán utilizar sistemas modulares de acero si el agua subterránea o el escurrimiento superficial son ácidos o si se anticipa el uso de productos anticongelantes.

9.10.2 CARGAS

Se deberán aplicar los requisitos de los ***Artículos 9.6.1.2 y 4.2.2.4.8***, excepto que no será necesario considerar los efectos de la contracción y la temperatura.

9.10.3 MOVIMIENTO EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 9.6.2*** según corresponda.

Los asentamientos diferenciales longitudinales calculados a lo largo de la cara del muro deberían dar por resultado una pendiente menor que 1/200.

9.10.4 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS DEL SUELO

9.10.4.1 Requisitos Generales

A los fines del cálculo de la estabilidad frente al resbalamiento y el vuelco se deberá suponer que el sistema actúa como un cuerpo rígido. Se deberá determinar la estabilidad en cada nivel de módulos.

Para el cálculo de la estabilidad se deberán ignorar los empujes pasivos, a menos que la base del muro se extienda por debajo de la máxima profundidad de socavación, influencia de los ciclos el congelamiento y deshielo u otras perturbaciones. Exclusivamente en estos casos, la profundidad embebida debajo de la mayor de estas profundidades se puede considerar efectiva para proveer resistencia pasiva.

9.10.4.2 Resbalamiento

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 8.6.3.3.*** Para los cálculos de la estabilidad frente al resbalamiento se puede considerar que la fricción entre el suelo utilizado como relleno y el suelo de fundación y la fricción entre los módulos inferiores o la zapata y el suelo de fundación son efectivos para resistir resbalamiento. El coeficiente de fricción por deslizamiento entre el suelo utilizado como relleno y el suelo de fundación en la base del muro deberá ser igual al menor valor entre el ϕ_f del suelo utilizado como relleno y el ϕ_f del suelo de fundación.

El coeficiente de fricción por deslizamiento entre los módulos inferiores o la zapata y el suelo de fundación en la base del muro se deberán reducir, según corresponda, para tomar en cuenta cualquier posible área de contacto lisa.

En ausencia de datos específicos, para ϕ_f de los suelos granulares se deberá utilizar un ángulo de fricción máximo igual a 30º. Para determinar el ángulo de fricción de los suelos cohesivos se deberían realizar ensayos que consideren tanto, condiciones drenadas como no drenadas.

9.10.4.3 Capacidad de Carga

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 8.6.3*.**

La capacidad de carga se deberá calcular suponiendo que las cargas permanentes y las cargas debidas al empuje del suelo son resistidas por apoyos puntuales por unidad de longitud en la parte posterior y delantera de los módulos o en la ubicación de las patas inferiores. Se deberá considerar

que al menos 80 por ciento del peso del suelo dentro de los módulos se transmite a los puntos de apoyo delantero y posterior. Si las condiciones de fundación requieren una zapata debajo de la totalidad del área del módulo se deberá considerar la totalidad del peso del suelo dentro de los módulos.

Los sistemas construidos con módulos de hormigón son relativamente rígidos y están sujetos a los daños estructurales que pueden provocar los asentamientos diferenciales, especialmente en su dirección longitudinal.

Por este motivo la capacidad de carga para el diseño de las zapatas se debería determinar como se especifica en el ***Artículo 8.6.***

9.10.4.4 Vuelco

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 9.6.3.3.***

Como máximo el 80 por ciento del suelo utilizado como relleno dentro de los módulos es efectivo para resistir los momentos de vuelco.

No se puede contar con todo el volumen del suelo dentro de los módulos para resistir el vuelco porque parte del suelo dentro del módulo no se arqueará. Si se dispone de una base estructural para retener el suelo dentro de los módulos no será necesario reducir el peso del suelo para calcular la resistencia al vuelco.

9.10.4.5 Erosión Subsuperficial

Los muros de cajones sólo se pueden utilizar en áreas sensibles a la socavación si se ha establecido que son adecuados. Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 9.6.3.5.***

9.10.4.6 Estabilidad Global

Se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 9.6.2.3.***

9.10.4.7 Resistencia Pasiva y Resbalamiento

Se deberán aplicar los requisitos de los ***Artículos 8.6.3.3 y 9.6.3.6***, según corresponda.

9.10.5 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES

9.10.5.1 Módulos

Los módulos prefabricados se deberán diseñar para los empujes mayorados del suelo detrás del muro y para los empujes mayorados que se desarrollan dentro de los módulos. Las superficies de las caras posteriores se deberán diseñar tanto, para los empujes mayorados del suelo que se desarrollan dentro de los módulos durante la construcción como para la diferencia entre los

empujes mayorados del suelo detrás y dentro de los módulos una vez finalizada la construcción. La resistencia y armadura de los módulos de hormigón deberán satisfacer los requisitos especificados en la **Sección 6**.

El diseño estructural de los módulos se basa en la diferencia entre los empujes desarrollados dentro de los módulos y aquellos resultantes del empuje del relleno detrás del muro.

Los empujes mayorados en los cajones deberán ser iguales para todos los módulos y deberán ser mayores o iguales que:

$$P_b = \gamma g \gamma_s b \times 10^9 \qquad (9.10.5.1\text{-}1)$$

Donde:

P_b = presión mayorada dentro del módulo tipo cajón (MPa)

γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)

γ = factor de carga para el empuje vertical del suelo especificado en la ***Tabla 4.5.1-2***

b = ancho del módulo tipo cajón (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2)

Las armaduras de acero deberán ser simétricas en ambas caras, a menos que las caras se identifiquen positivamente de modo que se asegure la correcta ubicación de los módulos en obra. Las esquinas deberán estar adecuadamente armadas.

9.10.6 ESTRIBOS

Los asientos de estribos construidos sobre unidades modulares se deberán diseñar considerando los empujes del suelo y los empujes horizontales suplementarios debidos a la viga de asiento del estribo y los empujes del suelo sobre el muro de sostenimiento encima del asiento.

El módulo superior se deberá dimensionar de manera que sea estable bajo la acción combinada de los empujes normales y suplementarios. El módulo superior deberá tener un ancho mínimo de 1,80 m. El eje de apoyo deberá estar ubicado como mínimo a 0,60 m de la cara externa del módulo prefabricado superior. El asiento de la viga del estribo deberá ser soportado por el módulo superior y hormigonado en forma integral con el mismo.

El espesor de la cara frontal del módulo superior se deberá diseñar considerando los esfuerzos de flexión desarrollados por los empujes del suelo suplementarios.

Las cargas del asiento de la viga del estribo se deberán transferir al nivel de las fundaciones y se deberán considerar en el diseño de las zapatas.

Se deberán aplicar los requisitos sobre asentamientos diferenciales especificados en el ***Artículo 9.10.4.***

9.10.7 DRENAJE

En las áreas de desmonte y relleno las unidades modulares prefabricadas, se deberán diseñar con un drenaje subsuperficial continuo ubicado al pie del talud y con una salida adecuada. En las áreas de desmonte y relleno en las cuales se anticipan niveles del agua superficial por encima del nivel de la zapata, se deberá proveer un manto de drenaje continuo conectado al sistema de drenaje longitudinal.

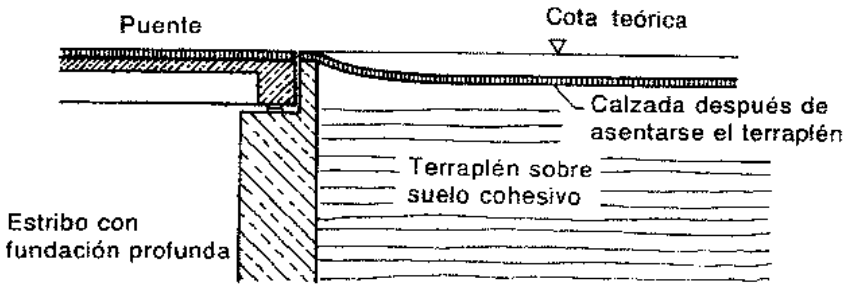
En los sistemas con caras frontales abiertas se deberá proveer un sistema de drenaje superficial sobre la parte superior del muro.

9.11 LOSAS DE APROXIMACIÓN O TRANSICIÓN

9.11.1 REQUISITOS GENERALES

El relleno de tierra detrás de los muros de los estribos se asienta y se produce un bache que debe ser rellenado pero, de acuerdo con el tipo de terreno, a menudo no llega a estabilizase a través de años. Aún los terraplenes bien compactados se asientan más que los extremos de los puentes, ante todo cuando los estribos tienen fundaciones profundas y las cargas del terraplén que en general oscilan alrededor de 100 kN/m^2, se transmiten a un suelo cohesivo.

Por ello, con frecuencia detrás del puente se produce una depresión que resulta molesta y peligrosa para el tráfico rápido (ver ***Figura 1***).



Depresión detrás de puentes por asentamientos del terraplén en función del tiempo, para suelos cohesivos.

9.11.2 PROCEDIMENTO

Esta depresión puede corregirse colocando una losa o placa de transición, que apoya firmemente uno de sus extremos sobre el puente, en tanto, que el otro acompaña el asiento del terraplén. La longitud de esta losa está regida por el valor del asentamiento previsto y las exigencias del tráfico. La pendiente en el tramo de acceso al puente no debería ser mayor a 1:200, lo que representaría una losa de transición de 10 m para un asentamiento de 50 milímetros.

Para puentes sobre valles, con un suelo firme en las laderas, la placa de transición puede ser relativamente corta, cuando sólo tenga que nivelar la depresión inmediatamente detrás del estribo. (ver ***Figura 2***).

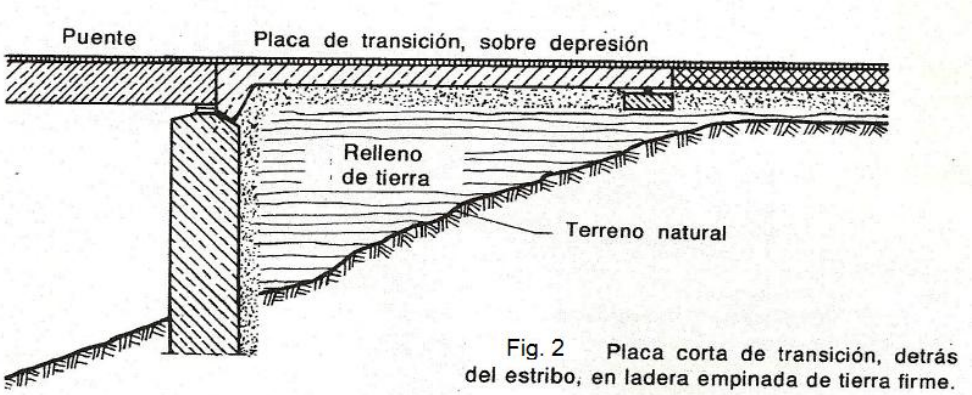


Fig. 2 Placa corta de transición, detrás del estribo, en ladera empinada de tierra firme.

En todos los casos debería considerarse como mínimo una longitud de 5,0 m. y un ancho igual al de la calzada. El hormigón para esta losa se vierte directamente sobre el terraplén compactado.

Su comportamiento estructural es altamente hiperestático ya que proviene de las cargas que recibe por encima y de las reacciones del terreno ejercidas sobre su cara inferior. La hipótesis pésima es la aparición de un bolsón que abarque toda su zona central produciéndose, bajo la carga de tierras y al paso del tráfico, flexión positiva en dos direcciones. Es importante tener en cuenta al momento del dimensionamiento la influencia que juega la rigidez relativa de la propia losa respeto a la deformabilidad del terreno que la sustenta: cuanto mayor sea su flexibilidad, más se apoyará la losa en el terreno inferior y menores serán sus esfuerzos internos. En todos los casos la recomendación es adoptar un canto de 0,20 m.

Con la hipótesis señalada y el canto mínimo recomendado, se determinarán las secciones necesarias de las armaduras de refuerzo (ver ***Figura 3*** y ***Figura 4***).

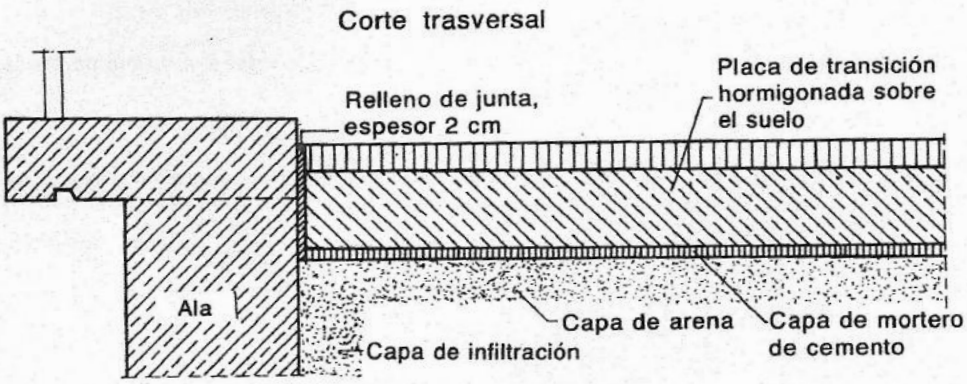


Fig. 3 En la sección trasversal la placa de transición solo llega hasta el cordón del ala, que está firmemente fundada.

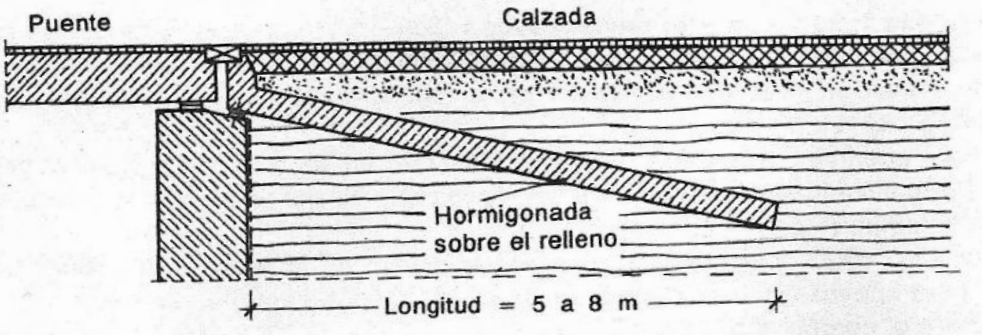


Fig. 4 Placa corta de transición, inclinada, para la compensación de pequeños asentamientos.

SECCIÓN 10: ESTRUCTURAS ENTERRADAS

10.1 CAMPO DE APLICACIÓN

Esta sección contiene requisitos para la selección de las propiedades estructurales y las dimensiones de las estructuras enterradas, por ejemplo las alcantarillas.

Las estructuras enterradas consideradas en la presente sección comprenden: las estructuras tipo cajón construidas con placas estructurales, los tubos de hormigón armado, los arcos, estructuras de sección rectangular y elíptica de hormigón armado colado in situ y prefabricado.

10.2 DEFINICIONES

Abrasión − Pérdida de sección o recubrimiento de una alcantarilla provocada por la acción mecánica del agua que transporta arena, grava y partículas del tamaño de un guijarro en suspensión a grandes velocidades y con turbulencia apreciable.

Estructura Enterrada − Término genérico que se aplica a las estructuras construidas mediante métodos en zanja o bajo terraplén.

Corrosión − Pérdida de sección de una estructura enterrada provocada por procesos químicos y/o electroquímicos.

Alcantarilla − Conducto enterrado de sección curva o rectangular que se utiliza para conducir agua, vehículos, servicios públicos o peatones.

MEF − Método de los Elementos Finitos.

Ancho de una Zanja Angosta − Luz o ancho exterior de un tubo rígido, más 300 mm.

Relación de Proyección − Relación entre la distancia vertical desde la parte superior externa del tubo hasta el suelo o la superficie del lecho de asiento y la altura vertical exterior del tubo; se aplica solamente en el caso de tubos de hormigón armado.

Envolvente de Suelo − Zona de relleno de suelo controlado que se coloca alrededor de una alcantarilla; su objetivo es asegurar el comportamiento anticipado en base a la interacción suelo-estructura.

Sistema con Interacción Suelo-Estructura – Estructura enterrada cuyo comportamiento se ve afectado por su interacción con la envolvente de suelo.

10.3 SIMBOLOGÍA

A = área de las paredes (mm^2/m)

Aef = área efectiva de las paredes (mm^2/mm)

Ag = área bruta de las paredes dentro de una longitud igual a un período (mm^2)

AL = carga por eje, considerada como el 50 por ciento de todas las cargas por eje que se pueden colocar sobre la estructura simultáneamente (N); sumatoria de todas las cargas por eje de un grupo de ejes (N); carga por eje total en un eje simple o eje tándem (N)

As = área de armadura de tracción (mm^2/mm)

Asmáx = mínima área de armadura de flexión sin estribos (mm^2/mm)

AT = área de la porción superior de la estructura por encima de la línea de arranque (mm^2)

Avr = área de estribos para resistir las fuerzas de tracción radial en una sección transversal de ancho unitario en cada línea de estribos con una separación circunferencial, *sv* (mm^2/mm)

Avs = área de estribos requerida como armadura de corte (mm^2/mm)

B = Ancho de la alcantarilla (mm)

B' = factor de distribución de tensiones no uniforme

Bc = diámetro exterior o ancho de la estructura (mm)

B'c = altura vertical exterior del tubo (mm)

Bd = ancho horizontal de la zanja en la parte superior del tubo (mm)

BFE = factor de asiento para la carga de suelo

BFLL = factor de asiento para la sobrecarga

B1 = coeficiente de control de fisuración que toma en cuenta el efecto del recubrimiento de hormigón y la separación de las armaduras

b = ancho efectivo del elemento (mm)

CA = constante correspondiente a la geometría del tubo

Cc = coeficiente de carga para tubos con proyección positiva

Cd = coeficiente de carga para instalación en zanja

Cdt = coeficiente de carga para instalación en túnel

CH = factor de ajuste que considera las alcantarillas metálicas tipo cajón con poca altura de recubrimiento

CL = coeficiente de distribución de la sobrecarga

Cll = sobrecarga ajustada para considerar las cargas por eje, los ejes tándem y los ejes que tienen un número de ruedas diferente de cuatro: *C*1 *C*2 *AL* (N)

CN = parámetro que depende de la carga vertical y de la reacción vertical

Cs = coeficiente de rigidez constructiva para las placas de revestimiento de túneles (N/mm)

C1 = 1,0 para ejes simples y 0,5 + *S*/15.000 ≤ 1,0 para ejes tándem coeficiente de ajuste que considera el número de ejes; coeficiente relacionado con el control de la fisuración que depende del tipo de armadura utilizada

C2 = factor de ajuste que considera el número de ruedas de un eje de diseño coeficiente de ajuste que considera el número de ruedas por eje

c = distancia desde la cara interna hasta el eje neutro de un tubo termoplástico (mm); distancia desde la superficie interior hasta el eje neutro (mm); distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema (mm)

D = longitud de la porción recta del enriñonado (mm); diámetro del tubo (mm); capacidad de Carga-D (*D-load*) requerida de un tubo de hormigón (N/mm); diámetro al baricentro de la pared del tubo (mm)

D-load = resistencia del tubo obtenida a partir de un ensayo de carga en tres apoyos con una carga que produce una fisura de 0,25 mm (Carga-D) (N/mm)

De = diámetro efectivo del tubo termoplástico (mm)

Df = factor de forma

Di = diámetro interior del tubo (mm)

Do = diámetro exterior del tubo (mm)

d = ancho de suelo envolvente requerido adyacente a la estructura (mm); distancia desde la cara comprimida hasta el baricentro de la armadura de tracción (mm)

d' = ancho del terraplén combado para proveer apoyo adecuado para una instalación oblicua (mm)

d1 = distancia desde la estructura (mm)

E = módulo de elasticidad del plástico (MPa)

Em = módulo de elasticidad del metal (MPa)

E(x) = carga lateral distribuida no equilibrada en la alcantarilla debajo del terreno inclinado y oblicua en el muro de extremo (N)

E50 = módulo de elasticidad a 50 años (MPa)

F = carga concentrada que actúa en la coronación de una alcantarilla (N)

Fc = factor de corrección por la curvatura

Fcr = factor para ajustar el control de la fisuración respecto del máximo ancho de fisura promedio de 0,25 mm correspondiente a *Fcr* = 1,0

Fd = factor que considera el efecto de la profundidad de fisuración que provoca un aumento de la tracción diagonal, el corte y la resistencia a medida que disminuye *d*

Fe = factor de interacción suelo-estructura para instalaciones bajo terraplén

FF = factor de flexibilidad (mm/N)

Fn = coeficiente que considera el efecto del esfuerzo normal sobre la resistencia al corte

Frp = factor que considera el efecto del proceso constructivo y los materiales locales sobre la resistencia a la tracción radial del tubo

Frt = factor que considera el efecto del tamaño del tubo sobre la resistencia a la tracción radial

Ft = factor de interacción suelo estructura para instalaciones en zanja

Fu = resistencia a la tracción mínima especificada (MPa)

Fvp = factor que considera el efecto del proceso constructivo y los materiales locales sobre la resistencia al corte del tubo

Fy = tensión de fluencia del metal (MPa)

f'c = resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

fcr = tensión crítica de pandeo (MPa)

fs = máxima tensión en el acero de las armaduras en el estado límite de servicio (MPa)

fy = tensión de fluencia mínima especificada para el acero de las armaduras (MPa)

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2)

H = altura de la alcantarilla (mm); altura de recubrimiento desde la parte superior de la alcantarilla tipo cajón hasta la parte superior del pavimento (mm); altura de recubrimiento sobre la coronación (mm); altura de relleno sobre la parte superior del tubo o cajón (mm)

HAF = factor de arqueamiento horizontal

Hdiseño = altura de diseño del recubrimiento sobre la parte superior de la alcantarilla o sobre la coronación de los arcos o tubos (mm)

HL = reacción de la faja de muro de remate (N)

Hs = profundidad del nivel freático por encima de la línea de arranque del tubo (mm)

H1 = profundidad de la coronación de la alcantarilla debajo de la superficie del terreno (mm); altura de recubrimiento encima de la zapata hasta la superficie de tránsito (mm)

H2 = altura real de recubrimiento sobre la parte superior de la alcantarilla o sobre la coronación de los arcos o tubos (mm); altura de recubrimiento desde la línea de arranque de la estructura hasta la superficie de tránsito (mm)

h = distancia vertical desde la parte superior del recubrimiento para la altura de diseño hasta el punto de aplicación de la carga horizontal (mm); espesor de pared de la alcantarilla de sección circular o tipo cajón (mm); altura de la superficie del terreno por encima de la parte superior del tubo (mm)

hw = altura de la superficie del agua por encima de la parte superior del tubo (mm)

I = momento de inercia (mm^4/mm)

ID = diámetro interno (mm)

i = coeficiente que considera el efecto de la fuerza axial en el estado límite de servicio, *fs*

j = coeficiente para el brazo de momento en el estado límite de servicio, *fs*

K = relación entre el empuje lateral unitario efectivo del suelo y el empuje vertical unitario efectivo del suelo, es decir, el coeficiente de empuje activo del suelo de Rankine

Kh = empuje lateral del suelo para alcantarillas debajo de terreno inclinado (MPa/mm)

Kh1 = distribución del empuje lateral del suelo que actúa en la superficie pendiente arriba de la alcantarilla (MPa/mm)

Kh2 = distribución del empuje lateral del suelo que actúa en la superficie pendiente abajo de la alcantarilla (MPa/mm)

k = factor de rigidez del suelo; coeficiente de apoyo de los bordes

L = distancia a lo largo de la longitud de la alcantarilla desde la junta de expansión hasta la línea de centro del muro de remate (mm); longitud del nervio rigidizador en la porción recta del enriñonado (mm)

Lw = ancho de carril (mm); ancho de distribución de la sobrecarga horizontal en la dirección circunferencial, a la altura de la coronación (mm)

Mdl = momento debido a la carga permanente (N-mm/mm); sumatoria de los momentos nominales en la coronación y el enriñonado debidos a la carga permanente (N-mm/mm)

Mdlu = momento mayorado debido a la carga permanente (N-mm)

Mll = momento debido a la sobrecarga (N-mm/mm); sumatoria de los momentos nominales en la coronación y el enriñonado debidos a la sobrecarga (N-mm/mm)

Mllu = momento mayorado debido a las sobrecargas (N-mm)

Mnu = momento mayorado que actúa en una sección transversal de ancho unitario modificado para considerar los efectos de la compresión o tracción (N-mm/mm)

Mpc = capacidad de momento plástico de la coronación (N-mm/mm)

Mph = capacidad de momento plástico del enriñonado (N-mm/mm)

Ms = momento flector en el estado límite de servicio (N-mm/mm); momento que actúa en una sección transversal de ancho unitario en el estado límite de servicio; en las expresiones de diseño se toma como valor absoluto (N-mm/mm)

Mu = momento último que actúa en una sección transversal de ancho unitario (N-mm/mm)

Ns = esfuerzo axial que actúa en una sección transversal de ancho unitario en el estado límite de servicio; se considera positivo cuando es de compresión y negativo cuando es de tracción (N/mm)

Nu = esfuerzo axial que actúa en una sección transversal de ancho unitario en el estado límite de resistencia (N/mm)

n = número de carriles de tráfico adyacentes

Pc = proporción del momento total soportado por la coronación de una alcantarilla metálica tipo cajón

PF = presión vertical mayorada en la coronación (MPa)

PL = presión de diseño mayorada en la coronación (MPa); presión debida a la sobrecarga (*LL*) y al incremento por carga dinámica (*IM*) (MPa)

Psp = empuje geostático del suelo (*EV*), no incluye la presión hidrostática (MPa)

Pw = presión hidrostática (MPa)

P1 = empuje horizontal de la estructura a una distancia *d*1 (MPa)

p = relación de proyección positiva

p' = relación de proyección negativa

q = relación entre el empuje lateral total y el empuje vertical total

R = altura de la estructura (mm); altura de una alcantarilla tipo cajón o de una estructura de gran ancho construida con placas estructurales (mm); radio al baricentro de la pared de la alcantarilla (mm); radio del tubo (mm); radio al baricentro del perfil de la pared del tubo (mm)

RAL = factor de corrección que considera la carga por eje

Rc = radio de la esquina de la estructura (mm); factor de corrección que considera la resistencia del hormigón

Rd = relación de los factores de resistencia para corte y momento

Rf = factor relacionado con el espesor requerido para la losa de alivio, aplicable para las estructuras tipo cajón en las cuales el ancho es menor que 8000 mm

RH = componente horizontal de la reacción de la zapata (N/mm)

Rh = factor de reducción del momento en el enriñonado

Rn = resistencia nominal (N/mm)

Rr = resistencia mayorada (N/mm); resistencia mayorada al esfuerzo axial (N/mm)

RT = radio del arco superior de las estructuras de gran ancho construidas con placas estructurales (mm)

RV = componente vertical de la reacción de la zapata (N/mm)

Rw = factor de flotabilidad en agua

r = radio de giro (mm); radio a la línea de centro de la pared de un tubo de hormigón (mm)

r_c = radio de la coronación (mm)

rh = radio del enriñonado (mm)

rs = radio de la armadura interna (mm)

rsd = parámetro para la relación de asentamiento

S = diámetro o ancho del tubo o túnel (mm); ancho de una estructura de gran ancho construida con placas estructurales (mm); ancho de una alcantarilla tipo cajón (mm)

SH = factor de rigidez anular

Si = diámetro interno o ancho horizontal del tubo (mm)

Sl = separación de la armadura circunferencial (mm)

S1, S2 = fuerzas de corte que actúan a lo largo de las líneas de apoyo de la alcantarilla (N)

sv = separación de los estribos (mm)

T = esfuerzo normal total debido a las cargas permanentes y sobrecargas que actúan sobre la estructura (N/mm)

TL = esfuerzo normal mayorado (N/mm)

t = espesor requerido para la losa de alivio de hormigón (mm); espesor del elemento (mm)

tb = espesor básico de la losa de alivio de hormigón (mm); recubrimiento libre de hormigón sobre las armaduras (mm)

V = reacción de la zapata en la dirección del lado recto de la alcantarilla tipo cajón (N/mm)

VAF = factor de arqueamiento vertical

c = fuerza de corte mayorada que actúa en una sección transversal de ancho unitario y que produce la falla por tracción diagonal si no hay armaduras en forma de estribos (N/mm)

$$V_{DL} = g\left[H_2(S)A_T\,\bar{\gamma}_s/(2x10^9)\right](N/mm)$$

VL = reacción en la faja de muro de remate (N)

$$V_{LL} = n(A_L)/(2400+2H_1)(N/mm)$$

Vn = resistencia nominal al corte de la sección del tubo sin estribos radiales por unidad de longitud del tubo (N/mm)

Vr = resistencia al corte mayorada por unidad de longitud (N/mm)

Vu = fuerza de corte última que actúa en una sección transversal de ancho unitario (N/mm)

WE = empuje total del suelo sobre el tubo o revestimiento (N/mm)

WF = carga del fluido dentro del tubo (N/mm)

WL = sobrecarga total en el tubo o revestimiento (N/mm)

WT = carga permanente y sobrecarga total en el tubo o revestimiento (N/mm)

w = ancho libre total del elemento entre elementos de apoyo (mm)

x = parámetro que depende del área de la proyección vertical del tubo en la cual el empuje activo lateral del suelo es efectivo

α = ángulo de oblicuidad entre el eje de la carretera o una tangente a la misma y el muro de remate de la alcantarilla (º)

β = ángulo de la pendiente del relleno respecto de partir de la horizontal (º)

γ*EV* = factor de carga para el empuje vertical debido a la carga permanente del suelo de relleno

γ*LL* = factor de carga para la sobrecarga

γ*s* = densidad del suelo de relleno (kg/m^3); densidad del suelo (kg/m^3)

γ*w* = densidad del agua (kg/m^3)

γ*WA* = factor de carga para la presión hidrostática

Δ = ángulo de retorno de la estructura (º); ángulo incluido por el radio del enriñonado (º); deflexión admisible del tubo, reducción del diámetro vertical provocada por la flexión (mm)

ε*bu* = deformación unitaria por flexión mayorada = γ*B* ε*b* (mm/mm)

ε*st* = deformación unitaria por tracción a largo plazo mayorada (mm/mm)

ε*t* = deformación unitaria por tracción admisible

η*EV* = factor de modificación de las cargas, tal como se aplican a las cargas de suelo verticales sobre las alcantarillas

η*LL* = factor de modificación de las cargas tal como se aplican a las sobrecargas sobre las alcantarillas

λ = factor de esbeltez

μ' = coeficiente de fricción entre el tubo y el suelo

ρ = factor de ancho efectivo

ϕ = factor de resistencia

ϕ*f* = factor de resistencia para flexión

ϕ*fs* = coeficiente de fricción entre el material de relleno y los lados de la zanja

ϕ*r* = factor de resistencia para tracción radial

ϕ*s* = factor de resistencia para la rigidez del suelo, ϕ *s* = 0,9

ψ = ángulo central del tubo subtendido por la distribución supuesta para la fuerza reactiva externa (º)

ω = separación de las corrugaciones (mm)

10.4 PROPIEDADES DEL SUELO Y LOS MATERIALES

10.4.1 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO

10.4.1.1 Requisitos Generales

Se deberá realizar un estudio de suelos para determinar la presencia e influencia de condiciones ambientales que pudieran afectar el comportamiento de las estructuras enterradas. Para las estructuras enterradas soportadas por zapatas y para los arcos cerrados y tubos de gran diámetro se debería realizar un estudio de las fundaciones a fin de evaluar la capacidad de los materiales de fundación para resistir las cargas aplicadas y para satisfacer los requisitos referentes al desplazamiento de la estructura.

Conocer la siguiente información puede resultar útil para el diseño:

- La resistencia y compresibilidad de los materiales de fundación;
- Las características químicas del suelo y el agua superficial, por ejemplo el pH, la resistividad y el contenido de cloruros del suelo y el pH, la resistividad y el contenido de sulfatos del agua superficial;
- La hidrología de los cursos de agua, por ejemplo la tasa de flujo y la velocidad, el ancho máximo, la profundidad admisible aguas arriba de la estructura, y el potencial de socavación; y
- Un estudio del comportamiento y el estado de las alcantarillas existentes en la proximidad de las obras proyectadas.

10.4.1.2 Suelos de Fundación

Para determinar la estabilidad del lecho de asiento y el asentamiento bajo carga se deberá considerar el tipo de suelo de fundación y su comportamiento anticipado.

El comportamiento de los tubos rígidos depende de la estabilidad de las fundaciones y del lecho de asiento.

10.4.1.3 Suelos Utilizados como Relleno Envolvente

Se deberán establecer el tipo, la densidad compactada y las características de resistencia de la envolvente de suelo adyacente a la estructura enterrada. Los suelos de relleno utilizados como envolvente deberán satisfacer los requisitos de la Norma AASHTO M 145 como se describe a continuación:

- Para estructuras de hormigón estándares: A-1, A-2 o A-3 (GW, GP, SW, SP, GM,SM, SC, GC)
  Las tensiones en las paredes de las estructuras enterradas son sensibles a la rigidez relativa del suelo y el tubo. La estabilidad de las alcantarillas frente al pandeo depende de la rigidez del suelo.

Al seleccionar el tipo de relleno a utilizar como envolvente se debería considerar la calidad del material y si éste es adecuado para lograr los requisitos del diseño. El orden de preferencia para seleccionar el relleno a utilizar como envolvente en base a su calidad se puede tomar de la siguiente manera:

- Arena y grava angular bien graduada;
- Arena y grava no angular bien graduada;
- Materiales fluidos, por ejemplo mezclas de cemento, suelo y ceniza fina, con los cuales se obtienen rellenos de baja densidad y baja resistencia, exclusivamente para aplicaciones en zanja;
- Arena o grava uniforme, siempre que se confirme que una vez colocada será densa y estable; es posible que con estos materiales sea necesario utilizar un filtro o geotextil para evitar la migración de los finos;
- Arena o grava arcillosa de baja plasticidad; y
- Suelos estabilizados, los cuales sólo deben ser utilizados bajo la supervisión de un Ingeniero familiarizado con el comportamiento del material.

10.4.2 MATERIALES

10.4.2.1 Hormigón

El hormigón deberá satisfacer lo establecido en el ***Artículo 6.4***, excepto que f'_c se podrá basar en ensayos sobre testigos.

10.4.2.2 Tubos de Hormigón Prefabricado

Los tubos de hormigón prefabricado deberán satisfacer los requisitos de las Normas AASHTO M 170M (ASTM C 76M) y M 242M (ASTM C 655M). Se podrán utilizar espesores de pared de diseño diferentes de las dimensiones estándares, siempre y cuando el diseño satisfaga todos los requisitos aplicables del presente capítulo.

10.4.2.3 Estructuras de Hormigón Prefabricado

Las estructuras de hormigón prefabricado en forma de arco, elípticas y tipo cajón deberán satisfacer los requisitos de las normas AASHTO M 206M (ASTM C 506M), M207M (ASTM C 507M), M 259M (ASTM C 789M) y M 273M (ASTM C 850M).

10.4.2.4 Armaduras de Acero

Las armaduras deberán satisfacer los requisitos del ***Artículo 6.4.3*** y además deberán conformarse a una de las normas siguientes: AASHTO M 31M (ASTM A 615M), M 32M (ASTM A 82), M 55M (ASTM A 185), M 221M (ASTM A 497M) o M 225M (ASTM A 496).

Para los alambres lisos y las mallas soldadas de alambres lisos la tensión de fluencia se puede tomar como 450 MPa. Para las mallas soldadas de alambres conformados la tensión de fluencia se puede tomar como 480 MPa.

10.5 ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA

10.5.1 REQUISITOS GENERALES

Las estructuras enterradas y sus fundaciones se deberán diseñar utilizando los métodos apropiados especificados en los ***Artículos 10.7 a 10.12*** de manera que puedan resistir las cargas mayoradas obtenidas aplicando las combinaciones de cargas especificadas en los ***Artículos 10.5.2 y 10.5.3.***

Para cada uno de los estados límites aplicables, la resistencia mayorada, R_r, se deberá calcular de la siguiente manera:

$R_r = \phi\, R_n$ (10.5.1-1)

Donde:

R_n = resistencia nominal

ϕ = factor de resistencia especificado en la ***Tabla 10.5.5-1***

10.5.2 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Las estructuras enterradas se deberán investigar para la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I.

Control del ancho de fisuración en las estructuras de hormigón armado.

10.5.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

Las estructuras enterradas se deberán investigar para las cargas constructivas y para las Combinaciones de Cargas correspondientes a los Estados Límites de Resistencia I y II, tal como se indica a continuación:

Para las estructuras de hormigón:

- flexión
- corte
- esfuerzo normal
- tracción radial

Las Combinaciones de Cargas correspondientes a los Estados Límites de Resistencia III y IV no son determinantes debido a la magnitud relativa de las cargas aplicables a las estructuras enterradas tal como se indica en el ***Artículo 10.6.1.*** Se ha demostrado que las estructuras enterradas no son controladas por la fatiga.

10.5.4 FACTORES DE MODIFICACIÓN DE LAS CARGAS Y FACTORES DE CARGA

Para las estructuras enterradas se deberán aplicar los factores de modificación de las cargas, excepto que para las cargas constructivas los factores de modificación de las cargas se deberán tomar iguales a 1,0.

Para los estados límites de resistencia las estructuras enterradas se deberán considerar como no redundantes bajo la carga del suelo de relleno y como redundantes bajo las cargas dinámicas y el incremento por carga dinámica.

La importancia operativa de una estructura se deberá determinar considerando la necesidad de que la estructura mantenga su funcionalidad y/o la seguridad de la carretera.

10.5.5 FACTORES DE RESISTENCIA

Para las estructuras enterradas los factores de resistencia se deberán tomar como se especifica en la ***Tabla 10.5.5-1.*** Los valores de los factores de resistencia para el diseño geotécnico de las fundaciones de las estructuras enterradas se deberán tomar como se especifica en la ***Sección 8.***

Tabla 10.5.5-1 Factores de resistencia para las estructuras enterradas

TIPO DE ESTRUCTURA	FACTOR DE RESISTENCIA
Tubos de hormigón armado	
Método de Diseño Directo: Instalación Tipo I • Flexión • Corte • Tracción radial Otros tipos de instalaciones: • Flexión • Corte • Tracción radial	 0,90 0,82 0,82 1,00 0,90 0,90
Estructuras tipo cajón de hormigón armado colado in-situ	
• Flexión • Corte	0,90 0,85
Estructuras tipo cajón de hormigón armado prefabricado	
• Flexión • Corte	1,00 0,90
Estructuras de hormigón armado prefabricado de tres lados	
• Flexión • Corte	0,95 0,90

10.6 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE DISEÑO

10.6.1 CARGAS

Las estructuras enterradas se deberán diseñar para las solicitaciones resultantes de los empujes horizontales y verticales del suelo, la carga del pavimento, la sobrecarga y el incremento por carga dinámica. Si las condiciones constructivas o del sitio de emplazamiento lo ameritan, se deberán evaluar la sobrecarga de suelo, las cargas de fricción negativa y la presión hidrostática externa. Para las estructuras enterradas cuyo punto más bajo está ubicado por debajo del nivel freático se deberán evaluar las cargas atribuibles a la flotabilidad en agua a fin de controlar la flotación.

Para el empuje vertical del suelo se deberá aplicar el máximo factor de carga.

Las cargas de rueda se deberán distribuir a través de los suelos de relleno.

Las estructuras enterradas se benefician de los efectos favorables que le ofrecen tanto, la protección del suelo como sus condiciones de apoyo, y esto reduce o elimina la necesidad de considerar muchas de las cargas y combinaciones de cargas.

Típicamente estas estructuras se ven poco afectadas por las cargas de viento, los efectos de la temperatura, el frenado de los vehículos y las fuerzas centrífugas. El peso propio de la estructura y la sobrecarga peatonal son insignificantes comparadas con las solicitaciones que provoca el suelo de relleno. Si es que existe, la presión hidrostática externa puede aumentar considerablemente el empuje total que actúa sobre un tubo enterrado.

Las fuerzas de colisión de vehículos solamente se aplican a los accesorios tales como los muros de remate y las barandas. Excepto la flotabilidad y las cargas de colisión de embarcaciones, el agua solamente puede actuar en la dirección longitudinal de la alcantarilla, es decir en la dirección no crítica.

Debido a la ausencia o baja magnitud de estas cargas, son las Combinaciones de Cargas correspondientes a Estado Límite de Servicio I y Resistencia I y II las que determinan el diseño, o bien las cargas constructivas.

Las condiciones de carga que provocan el máximo momento flector y el máximo esfuerzo normal no necesariamente coinciden, y tampoco son necesariamente las condiciones que existirán bajo la configuración final.

10.6.2 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

10.6.2.1 Desplazamiento Admisible

Los criterios para determinar el desplazamiento admisible de una estructura enterrada se deberán desarrollar en base a la función y el tipo de estructura, la vida de servicio anticipada y las consecuencias que provocaría un desplazamiento inaceptable.

10.6.2.2 Asentamiento

10.6.2.2.1 Requisitos Generales

El asentamiento se deberá determinar como se especifica en el ***Artículo 8.6.2***. Se deberán considerar los potenciales desplazamientos provocados por:

- Asentamiento diferencial longitudinal a lo largo de la longitud del tubo;
- Asentamiento diferencial entre el tubo y el relleno; y
- Asentamiento de las zapatas y carga no equilibrada de las estructuras oblicuas que atraviesan un terraplén.

10.6.2.2.2 Asentamiento Diferencial Longitudinal

El asentamiento diferencial a lo largo de la longitud de una estructura enterrada se deberá determinar de acuerdo con el ***Artículo 8.6.2.2.3*** Los tubos y alcantarillas sujetos a asentamientos diferenciales longitudinales se deberán equipar con juntas positivas que les permitan resistir las fuerzas resultantes.

Para ciertas instalaciones se puede especificar una contra flecha a fin de asegurar el flujo hidráulico durante la totalidad de la vida de servicio de la estructura.

10.6.2.2.3 Asentamiento Diferencial entre la Estructura y el Relleno

Si se anticipa que una estructura en arco ha de sufrir asentamientos diferenciales entre la estructura y el relleno lateral, la fundación se debería diseñar de manera que se asiente con respecto al relleno.

Los tubos con solera no se deberán instalar sobre fundaciones que se han de asentar mucho menos que el relleno adyacente; además, se debería proveer un lecho de asiento uniforme de material granular ligeramente compactado.

El objetivo de este requisito es minimizar las cargas de fricción negativa.

10.6.2.2.4 Asentamiento de las Zapatas

Las zapatas se deberán diseñar de manera que provean asentamientos longitudinales y transversales uniformes. El asentamiento de las zapatas deberá ser lo suficientemente grande como para proveer protección contra las potenciales fuerzas de fricción negativa provocadas por el asentamiento del relleno adyacente. Si los materiales de fundación son pobres, se deberá considerar excavar todo o parte del material inaceptable y reemplazarlo por un material aceptable compactado.

El diseño de las zapatas deberá satisfacer los requisitos del ***Artículo 8.6.***

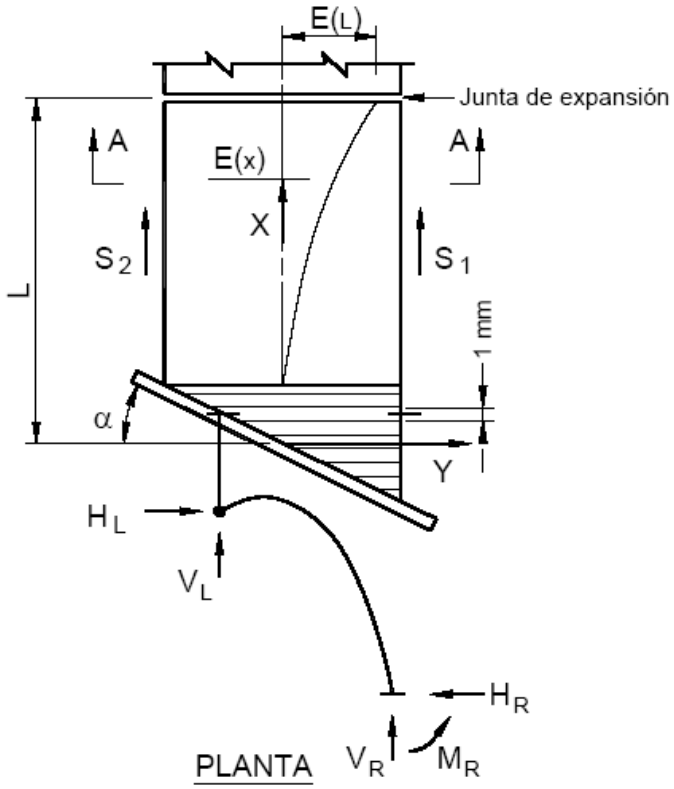
Para el diseño de las zapatas de los arcos se deberán considerar los efectos de la profundidad de las zapatas. Las reacciones de la zapata se deberán considerar actuando tangencialmente al arco en el punto de conexión a la zapata, y de un valor igual al esfuerzo normal en el arco en la zapata.

10.6.2.2.5 Cargas No Equilibradas

Las estructuras enterradas oblicuas respecto de la alineación de la carretera y que se extienden a través de un terraplén se deberán diseñar considerando la influencia de las cargas asimétricas sobre la sección de la estructura.

Despreciar los efectos de las fuerzas laterales no equilibradas en el diseño puede resultar en la falla del muro de remate y las secciones adyacentes de la alcantarilla.

Debido a la complejidad que implica determinar la distribución real de las cargas en una estructura sujeta a cargas no equilibradas, está permitido modelar el problema utilizando métodos numéricos o el siguiente método aproximado. El método aproximado consiste en analizar franjas de alcantarilla de 1,0 m de ancho para los empujes no equilibrados del suelo, estando estas franjas limitadas por planos perpendiculares al eje de la alcantarilla. La ***Figura 10.6.2.2.5-1*** muestra cómo determinar la fuerza *F* para este método. En el caso de las franjas de alcantarilla semicompletas, se puede asumir que estas franjas son soportadas como se ilustra en la parte inferior de la vista en planta. El muro de remate se deberá diseñar como un pórtico que soporta las reacciones de las franjas, V_L y H_L cosα, además de la fuerza concentrada, *F*, que se asume actúa en la coronación. La fuerza *F* se determina utilizando las expresiones indicadas a continuación.



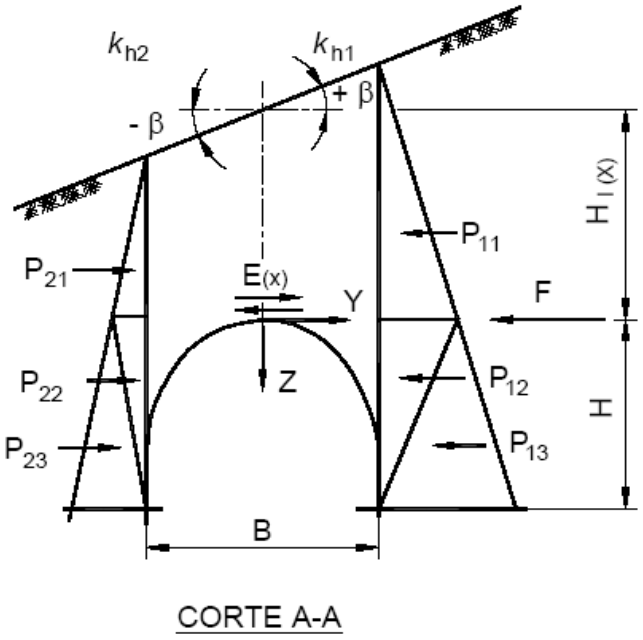


Figura 10.6.2.2.5-1 – Fuerzas que actúan en una alcantarilla - Análisis aproximado

La carga distribuida no equilibrada se puede estimar mediante las siguientes relaciones:

$$E(x) = (P_{11} - P_{21}) + \frac{2}{3}(P_{12} - P_{22}) + \frac{1}{3}(P_{13} - P_{23}) \quad (10.6.2.2.5\text{-}1)$$

Donde:

$$P_{11} = 1/2 K_{h1}(H_{1(x)} + B/2\tan\beta)^2$$

$$P_{21} = 1/2 K_{h2}(H_{1(x)} - B/2\tan\beta)^2$$

$$P_{12} = 1/2 K_{h1} H(H_{1(x)} + B/2tn\beta)$$

$$P_{22} = 1/2 K_{h2} H(H_{1(x)} - B/2\tan\beta) \quad (10.6.2.2.5\text{-}2)$$

$$P_{13} = 1/2 K_{h1} H(H + H_{1(x)} + B/2\tan\beta)$$

$$P_{23} = 1/2 K_{h2} H(H + H_{1(x)} - B/2\tan\beta)$$

Reemplazando los empujes en la ***Ecuación 10.6.2.2.5-1,*** se obtiene lo siguiente:

$E(x) = A_2 x^2 + A_1 x + A_0$ (10.6.2.2.5-3)

Donde:

$$A_2 = 1/2\left(\frac{H_{1(L)}}{L}\right)^2 (K_{h1} K_{h2})$$

$$A_1 = 1/2\left(\frac{H_{1(L)}}{L}\right)^2 [B(K_{h1} + K_{h2})\tan\beta + H(K_{h1} - K_{h2})]$$

$$A_0 = 1/24[B^2 \tan^2\beta + 4H^2(K_{h1} + K_{h2}) + 6HB(K_{h1} - K_{h2}\tan\beta)] \quad (10.6.2.2.5\text{-}4)$$

Las fuerzas de apoyo para la carga distribuida no equilibrada, $E(x)$, son:

$F = L \sec\alpha\ (2A_2L^2 + 3A_1L + 6A_0$

$$F = 1/6L\sec\alpha(2A_2L^2 + 3A_1L + 6A_0)$$

$$S_1 = -\frac{1}{12}L/B[A_2L^2(3L - 2B\tan\alpha) + A_1L(4L - 3B\tan\alpha) + 6A_0(L - B\tan\alpha)]$$

$$S_2 = \frac{1}{12}L/B[A_2L^2(3L - 2B\tan\alpha) + A_1L(4L - 3B\tan\alpha) + 6A_0(L - B\tan\alpha)] \quad (10.6.2.2.5\text{-}5)$$

Los valores de K_h se obtienen de la ***Figura 10.6.2.2.5-2.***

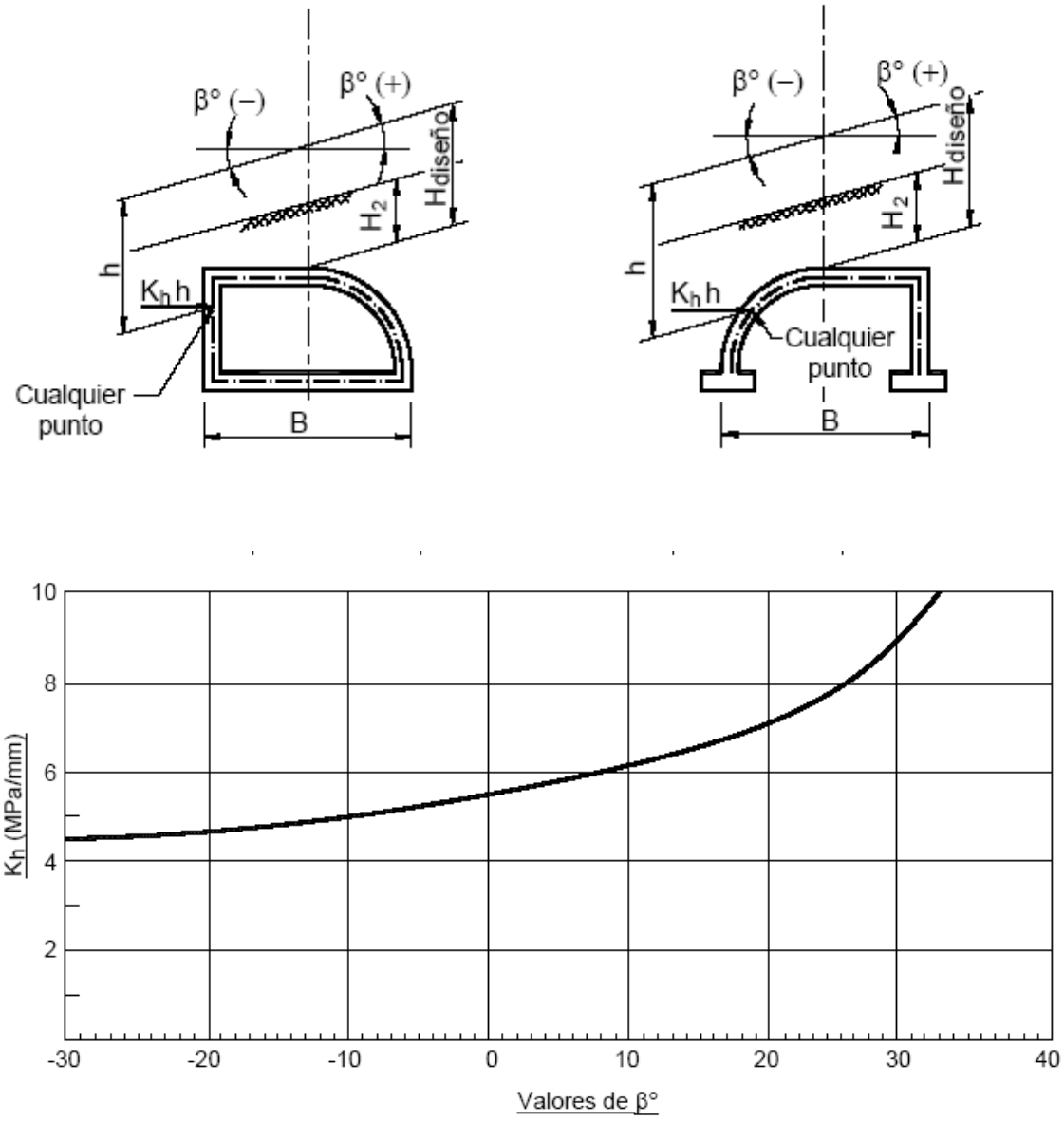


Figura 10.6.2.2.5-2 – Empuje lateral del suelo en función de la pendiente del terreno.

10.6.2.3 Levantamiento

Si las estructuras se instalan por debajo del nivel freático más elevado anticipado se deberá considerar el levantamiento.

Para satisfacer este requisito la carga permanente en la coronación de la estructura debería ser mayor que la flotabilidad de la alcantarilla, utilizando los factores de carga que corresponda.

10.6.3 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS DEL SUELO

10.6.3.1 Capacidad de Carga y Estabilidad

Los tubos y las zapatas para estructuras enterradas se deberán investigar para determinar que no se producirán fallas por capacidad de carga y que no habrá erosión del relleno debido a los gradientes hidráulicos.

10.6.4 DISEÑO HIDRÁULICO

Se deberán aplicar las consideraciones de diseño hidráulico.

10.6.5 SOCAVACIÓN

Las estructuras enterradas se deberán diseñar de manera que ninguna parte de las mismas sufra desplazamientos como resultado de la socavación.

En las áreas en las cuales la socavación constituye una consideración relevante, los muros de ala se deberán prolongar a partir de la estructura una distancia suficiente para proteger la parte estructural de la envolvente de suelo que rodea la estructura. Para las estructuras colocadas sobre depósitos erosionables, se deberá utilizar un muro de barrera o cortina contra la socavación que se extienda por debajo de la máxima profundidad de socavación anticipada o bien, una solera pavimentada. Las zapatas de las estructuras se deberán colocar a una profundidad mayor o igual que 600 mm por debajo de la máxima profundidad de socavación anticipada.

10.6.6 ENVOLVENTE DE SUELO

10.6.6.1 Instalaciones en Zanja

El mínimo ancho de la zanja deberá dejar suficiente espacio entre el tubo y las paredes de la zanja para asegurar que el espacio de trabajo sea adecuado para colocar y compactar el material de relleno de forma correcta y segura.

La documentación técnica deberá exigir que la estabilidad de la zanja sea asegurada ya sea en base a la pendiente de sus paredes o bien, entibando la zanja.

A modo de guía, el ancho mínimo de una zanja no debería ser menor que el mayor valor entre el diámetro del tubo más 400 mm o el diámetro del tubo por 1,5 más 300 mm.

En el caso de las zanjas excavadas en roca o suelos de alta capacidad de carga se pueden utilizar zanjas de ancho reducido hasta los límites que exige la compactación. En estas condiciones el uso de material de relleno fluido, tal como se especifica en el ***Artículo 10.4.1.3***, permite reducir la envolvente a 150 mm a cada lado del tubo.

10.6.6.2 Instalaciones Bajo Terraplén

El mínimo ancho de la envolvente de suelo deberá ser suficiente para asegurar la restricción lateral de la estructura enterrada. El ancho combinado de la envolvente de suelo más el terraplén adyacente deberá ser capaz de soportar todas las cargas sobre la alcantarilla y deberá satisfacer los requisitos sobre desplazamiento especificados en el ***Artículo 10.6.2.***

A modo de guía, el mínimo ancho de la envolvente de suelo a cada lado de la estructura enterrada no debería ser menor que los anchos especificados en la siguiente tabla:

Diámetro, S (mm)	Mínimo ancho de la envolvente de suelo (mm)
< 600	S
600 - 3600	600
> 3600	1500

Tabla 10.6.6.2-1 Mínimo ancho de la envolvente de suelo (mm) sobre el díametro S (mm)

10.6.6.3 Mínimo Recubrimiento de Suelo

El recubrimiento en forma de una sub-base granular bien compactada, tomado a partir de la parte superior de un pavimento rígido o a partir de la parte inferior de un pavimento flexible, no deberá ser menor que los valores especificados en la ***Tabla 10.6.6.3-1***, en la cual:

S = diámetro del tubo (mm)

B_c = diámetro exterior o ancho de la estructura (mm)

B'_c = altura vertical exterior del tubo (mm)

ID = diámetro interior (mm)

Tabla 10.6.6.3-1 – Mínimo recubrimiento de suelo

TIPO	CONDICIÓN	MÍNIMO RECUBRIMIENTO
Tubos de hormigón armado	Áreas no pavimentadas y debajo de pavimentos flexibles	*Bc*/8 o *B'c*/8, cualquiera sea el que resulte mayor, ≥ 300 mm
	Relleno granular compactado debajo de pavimentos rígidos	230 mm

Si no se provee recubrimiento de suelo, la parte superior de las estructuras tipo cajón de hormigón armado colado in situ se deberán diseñar considerando la aplicación directa de las cargas vehiculares.

Se deberán considerar los requisitos sobre recubrimiento adicional durante la construcción.

10.6.7 MÍNIMA SEPARACIÓN ENTRE MÚLTIPLES LÍNEAS DE TUBOS

La separación entre múltiples líneas de tubos deberá ser suficiente para permitir la correcta colocación y compactación del relleno debajo del enriñonado y entre las estructuras.

La documentación técnica debería exigir que la colocación y compactación del relleno se coordine de manera tal de minimizar las cargas no equilibradas entre múltiples estructuras poco separadas. Siempre que sea posible el relleno se debería mantener nivelado sobre la serie de estructuras. Se deberán investigar los efectos de las carreteras con pendientes importantes sobre la estabilidad de las estructuras flexibles sujetas a cargas no equilibradas.

A modo de guía, la mínima separación entre los tubos no debería ser menor que los valores indicados en la ***Tabla 10.6.7-1***

Tabla 10.6.7-1 – Mínima separación entre tubos

Tipo de Estructura	Mínima distancia entre tubos (mm)
Tubos circulares, diámetro D (mm)	
< 600	300
600 - 1800	D/2
> 1800	900
Arcos cerrados, ancho S (mm)	
< 900	300
900 - 2700	S/3
2700 - 4800	900
Arcos, ancho S (mm)	
Cualquier ancho	600

10.6.8 TRATAMIENTO DE LOS EXTREMOS

10.6.8.1 Requisitos Generales

Se deberá considerar especialmente la protección de las zonas de los extremos cuando ocurran condiciones de remanso o cuando se anticipe la ocurrencia de erosión o fuerzas de levantamiento. Se deberían considerar medidas para asegurar la seguridad del tráfico, como por ejemplo el uso de rejas estructuralmente adecuadas que se adapten a la pendiente del terraplén, prolongar la longitud de la alcantarilla más allá del punto de riesgo o bien utilizar un guardarriel.

Los extremos de las alcantarillas pueden constituir un riesgo significativo para el tráfico.

Cuando ocurren condiciones de remanso el flujo a presión que se produce en el extremo de salida de la alcantarilla puede provocar el levantamiento de las secciones de tubo que no tienen un recubrimiento adecuado y la socavación de los suelos erosivos debida a las elevadas velocidades de flujo del agua. Las medidas para controlar estos problemas incluyen anclar el extremo del tubo en un muro de remate de hormigón o cubrirlo con rip-rap cuya masa sea suficiente para resistir las fuerzas de levantamiento, además de revestir las áreas de salida con rip-rap u hormigón para evitar la socavación.

10.7 TUBOS DE HORMIGÓN ARMADO

10.7.1 REQUISITOS GENERALES

Los presentes requisitos se deberán aplicar al diseño estructural de los tubos enterrados de hormigón armado prefabricado de sección circular, elíptica o en arco.

El diseño estructural de este tipo de tubos se puede realizar siguiendo uno de los dos métodos siguientes:

- El método de diseño directo en el estado límite de resistencia como se especifica en el ***Artículo 10.7.4.2***, o bien
- El método de diseño indirecto en el estado límite de servicio como se especifica en el ***Artículo 10.7.4.3.***

Estas estructuras se vuelven parte de un sistema compuesto formado por la sección del tubo de hormigón armado y la envolvente de suelo.

10.7.2 CARGAS

10.7.2.1 Instalaciones Estándares

Los requisitos mínimos de compactación y espesor del lecho de asiento para las instalaciones estándares bajo terraplén y para las instalaciones estándares en zanja deberán ser como se especifica en las ***Tablas 10.7.2.1-1 y 10.7.2.1-2***, respectivamente.

Tabla 10.7.2.1-1 – Suelos y requisitos mínimos de compactación para las instalaciones estándares bajo terraplén

Tipo de instalación	Espesor del lecho de asiento	Enriñonado y lecho exterior	Lado inferior
Tipo 1	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo *Bc*/600 mm, pero no menor que 75 mm. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo *Bc*/300 mm, pero no menor que 150 mm.	SW 95%	SW 90%, ML 95% o CL 100%
Tipo 2 – Instalaciones Disponibles para tubos en forma de elipse horizontal, elipse vertical y arco cerrado	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo *Bc*/600 mm, pero no menor que 75 mm. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo *Bc*/300 mm, pero no menor que 150 mm.	SW 90% o ML 95%	SW 85%, ML 90% o CL 95%
Tipo 3 – Instalaciones disponibles para tubos en forma de elipse horizontal, elipse vertical y arco cerrado	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo *Bc*/600 mm, pero no menor que 75 mm. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo *Bc*/300 mm, pero no menor que 150 mm.	SW 85%, ML 90% o CL 95%	SW 85%, ML 90% o CL 95%
Tipo 4	Para fundaciones en suelo no se requiere lecho. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo *Bc*/300 mm, pero no menor que 150 mm.	No se requiere compactación, excepto que si se trata de CL, utilizar CL 85%	No se requiere compactación, excepto que si se trata de CL, utilizar CL 85%

En relación con la ***Tabla 10.7.2.1-1*** se aplican las siguientes interpretaciones:

- La simbología utilizada para la compactación y los suelos, por ejemplo "SW 95%," se interpreta de la siguiente manera: suelo tipo SW compactado hasta alcanzar, como mínimo, un grado de compactación igual al 95% de la compactación Proctor Normal.

- El suelo en el lecho exterior, enriñonado y zonas laterales inferiores, excepto a una distancia menor o igual que *Bc*/3 de la línea de arranque del tubo, se deberá compactar como mínimo hasta la misma densidad que la mayoría del suelo en la zona de relleno superior.
- El mínimo ancho de una sub-zanja deberá ser igual a 1,33*Bc*, o mayor si se necesita espacio para lograr la compactación especificada en las zonas de lecho y enriñonado.
- Para las sub-zanjas con paredes de suelo natural, toda porción de la zona lateral inferior de la pared de la sub-zanja deberá tener como mínimo la misma densidad que un suelo equivalente colocado respetando los requisitos de compactación especificados para la zona lateral inferior y la misma densidad que la mayor parte del suelo en la zona de relleno superior. Caso contrario, se lo deberá retirar y reemplazar por suelo compactado hasta el nivel especificado.
- Una sub-zanja se define como una zanja en el material natural debajo de un terraplén y que se utiliza para retener material del lecho de asiento lecho. La parte superior de la sub-zanja está ubicada por debajo de la superficie terminada una distancia mayor que 10 por ciento de la profundidad de recubrimiento de suelo sobre la parte superior de la alcantarilla o tubo. En el caso de las carreteras, la parte superior de una sub-zanja se encuentra a una profundidad mayor o igual que 300 mm por debajo de la parte inferior de la base del pavimento.

Tabla 10.7.2.1-2 – Suelos y requisitos mínimos de compactación para las instalaciones estándares en zanja

Tipo de instalación	Espesor del lecho de asiento	Enriñonado y lecho exterior	Lado inferior
Tipo 1	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo *Bc*/600 mm, pero no menor que 75 mm. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo *Bc*/300 mm, pero no menor que 150 mm.	SW 95%	SW 90%, ML 95%, CL 100%, o suelos naturales de igual firmeza
Tipo 2 – Instalaciones disponibles para tubos en forma de elipse horizontal, elipse vertical y arco cerrado	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo *Bc*/600 mm, pero no menor que 75 mm. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo *Bc*/300 mm, pero no menor que 150 mm.	SW 90% o ML 95%	SW 85%, ML 90%, CL 95%, o suelos naturales de igual firmeza
Tipo 3 – Instalaciones disponibles para tubos en forma de elipse horizontal, elipse vertical y arco cerrado	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo *Bc*/600 mm, pero no menor que 75 mm. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo *Bc*/300 mm, pero no menor que 150 mm.	SW 85%, ML 90% o CL 95%	SW 85%, ML 90%, CL 95%, o suelos naturales de igual firmeza
Tipo 4	Para fundaciones en suelo no se requiere lecho. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo *Bc*/300 mm, pero no menor que 150 mm.	No se requiere compactación, excepto que si se trata de CL, utilizar CL 85%	SW 85%, ML 90%, CL 95%, o suelos naturales de igual firmeza

En relación con la ***Tabla 10.7.2.1-2*** se aplican las siguientes interpretaciones:

- La simbología utilizada para la compactación y los suelos, por ejemplo "SW 95%," se interpreta de la siguiente manera: suelo tipo SW compactado hasta alcanzar, como mínimo, un grado de compactación igual al 95% de la compactación Proctor Normal.
- La parte superior de la zanja deberá estar a una profundidad menor o igual que 0,1*H* por debajo de la superficie terminada; en el caso de las carreteras, la parte superior deberá estar a una profundidad mayor o igual que 300 mm por debajo de la parte inferior de la base del pavimento.
- El suelo en las zonas del lecho y el enriñonado se deberá compactar como mínimo hasta la misma densidad que la mayor parte del suelo en la zona de relleno.
- Si las paredes de la zanja forman un ángulo menor o igual que 10º respecto de la vertical no será necesario considerar la densidad (compactación) o firmeza del suelo en las paredes de la zanja ni en la zona lateral inferior.
- Si las paredes de la zanja forman un ángulo mayor que 10º respecto de la vertical y consisten en un terraplenado, el lado inferior se deberá compactar hasta alcanzar como mínimo la misma densidad especificada para el suelo en la zona de relleno.

La carga de suelo no mayorada, W_E, se deberá determinar de la siguiente manera:

$$W_E = g\, F_e\, \gamma_s\, B_c\, H \times 10^{-9} \qquad (10.7.2.1\text{-}1)$$

Donde:

WE = carga de suelo no mayorada (N/mm)

Fe = factor de interacción suelo-estructura para el tipo de instalación especificada, de acuerdo con lo aquí definido

Bc = dimensión horizontal exterior del tubo (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2)

H = altura del relleno sobre el tubo (mm)

γ*s* = densidad del suelo (kg/m^3)

El producto γs g Bc H × 10^{-9} algunas veces se denomina prisma de carga, PL, es decir, el peso de la columna de suelo sobre el diámetro exterior del tubo.

La carga de suelo para diseñar tubos utilizando una instalación estándar se obtiene multiplicando el peso de la columna de suelo sobre el diámetro exterior del tubo por el factor de interacción suelo-estructura, Fe, correspondiente al tipo de instalación considerada. *Fe* considera la transferencia de parte de la sobrecarga de suelo sobre las regiones a los lados del tubo, ya que en las instalaciones bajo terraplén y en zanja ancha el tubo es más rígido que el suelo a los lados del mismo. Debido a lo extendido que está el empleo de zanjas tipo cajón o de paredes inclinadas por motivos de seguridad durante la construcción, resulta difícil controlar en obra el ancho máximo de las zanjas; es por esta razón que al determinar la carga de suelo y la distribución del empuje del suelo sobre los tubos en zanjas de ancho moderado a pequeño no se considera la potencial reducción de la carga de suelo.

Tanto, las instalaciones en zanja como las instalaciones bajo terraplén se deben diseñar utilizando cargas y distribuciones de empuje correspondientes a terraplén (proyección positiva) y el método de diseño directo o bien utilizando factores de asiento y el método de diseño indirecto.

El peso unitario del suelo utilizado para calcular la carga de suelo deberá ser el peso unitario estimado para los suelos especificados para el tipo de instalación del tubo, pero nunca se deberá tomar menor que 1760 kg/m^3.

Las instalaciones estándares, tanto bajo terraplén como en zanja, se deberán diseñar para proyección positiva, condiciones de carga bajo terraplén donde *Fe* se deberá tomar como el factor de arqueamiento vertical, *VAF*, especificado en la ***Tabla 10.7.2.1-3*** para cada tipo de instalación estándar.

Para las instalaciones estándares la distribución del empuje del suelo deberá ser la distribución de empuje de Heger ilustrada en la ***Figura 10.7.2.1-1*** y la ***Tabla 10.7.2.1-3*** para cada tipo de instalación estándar.

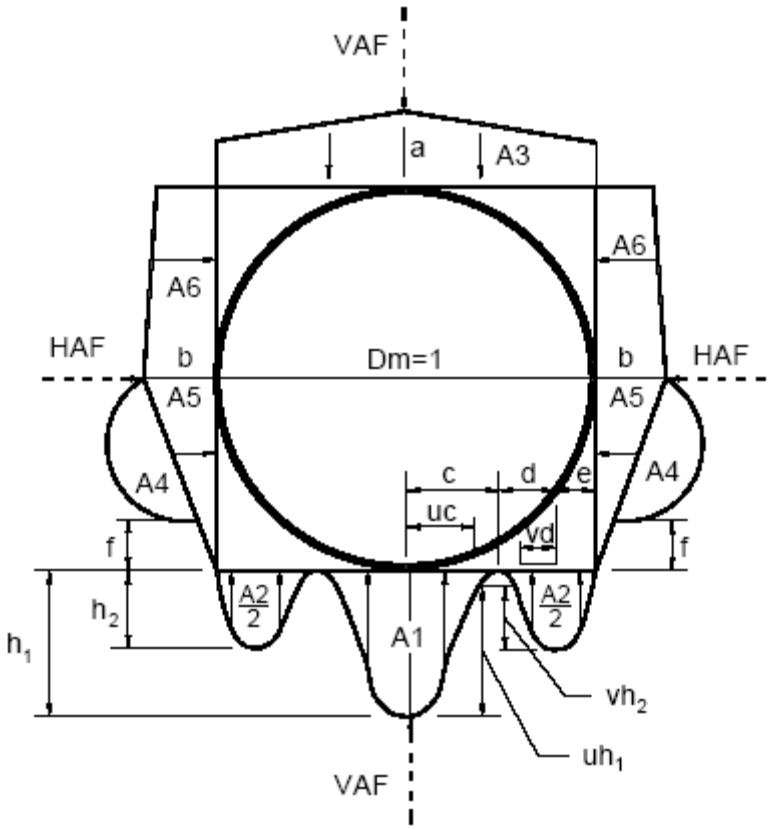


Figura 10.7.2.1-1 – Distribución de empuje de Heger y factores de arqueamiento

Tabla 10.7.2.1-3 – Coeficientes a utilizar con la *Figura 10.7.2.1-1*

	Tipo de Instalación			
	1	2	3	4
VAF	1,35	1,40	1,40	1,45
HAF	0,45	0,40	0,37	0,30
A1	0,62	0,85	1,05	1,45
A2	0,73	0,55	0.35	0,00
A3	1,35	1,40	1,40	1,45
A4	0,19	0,15	0,10	0,00
A5	0,08	0,08	0,10	0,11
A6	0,18	0,17	0,17	0,19
a	1,40	1,45	1,45	1,45
b	0,40	0,40	0,36	0,30
c	0,18	0,19	0,20	0,25
e	0,08	0,10	0,12	0,00
f	0,05	0,05	0,05	-
u	0,80	0,82	0,85	0,90
v	0,80	0,70	0,60	-

En relación con la ***Tabla 10.7.2.1-3:***

- *VAF* y *HAF* son factores de arqueamiento vertical y horizontal. Estos coeficientes representan las cargas adimensionales totales vertical y horizontal, respectivamente, que actúan sobre el tubo. Las cargas reales vertical y horizontal son iguales a (*VAF*) × (*PL*) y (*HAF*) × (*PL*), respectivamente, siendo *PL* el prisma de carga.
- Los coeficientes *A1* a *A6* representan la integración de las componentes adimensionales verticales y horizontales del empuje del suelo debajo de las porciones indicadas de los diagramas de empuje de los componentes, es decir, el área debajo de los diagramas de empuje de cada componente.

- Se asume que los empujes varían ya sea en forma parabólica o en forma lineal, como se ilustra en la ***Figura 10.7.2.1-1***; h1, h2, uh1, vh2, a y b representan las magnitudes adimensionales en los puntos determinantes.
- Las dimensiones horizontal y vertical adimensionales de las regiones de empuje de los componentes son definidas por los coeficientes c, d, e, uc, vd y f.

Donde:

$d = (0{,}5 - c - e)$ (10.7.2.1-2)

$h1 = (1{,}5A1) / (c)\,(1+u)$ (10.7.2.1-3)

$h2 = (1{,}5A2) / \lceil (d)\,(1+v) + (2e)$ (10.7.2.1-4)

10.7.2.2 Peso del Fluido dentro del Tubo

A menos que se especifique lo contrario, para el diseño el peso no mayorado del fluido dentro del tubo, *WF*, se deberá calcular en base a una densidad igual a 1000 kg/m^3.

En el caso de las instalaciones estándares el peso del fluido deberá ser soportado por el empuje vertical del suelo en la parte inferior del tubo, el cual se asume tiene la misma distribución ilustrada en la ***Figura 10.7.2.1-1*** para las cargas de suelo.

10.7.2.3 Sobrecargas

Las sobrecargas deberán ser como se especifica en el ***Artículo 10.7.2*** y su distribución a través del recubrimiento de suelo deberá ser como se especifica en el ***Artículo 10.7.4.2.1***. Para las instalaciones estándares se deberá asumir que en la parte superior del tubo la sobrecarga tiene una distribución vertical uniforme, y que en la parte inferior del tubo la sobrecarga tiene la misma distribución ilustrada en la ***Figura 10.7.2.1-1***.

10.7.3 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Se deberá investigar el ancho de fisuración en las paredes del tubo en el estado límite de servicio para momento y esfuerzo normal. En general, el ancho de las fisuras no debería ser mayor que 0,25 mm.

10.7.4 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES

10.7.4.1 Requisitos Generales

La resistencia de los tubos de hormigón armado enterrados contra las fallas estructurales se deberá determinar en el estado límite de resistencia para:

- Flexión,
- Esfuerzo normal,
- Corte, y
- Tracción radial.

Las dimensiones de las secciones de los tubos se deberán determinar utilizando el método de diseño directo de base analítica o bien, el método de diseño indirecto de base empírica.

Si la documentación técnica especifica el empleo de jaulas por cuadrante, estribos y/o jaulas elípticas se deberá especificar la orientación de la instalación de los tubos; además, el diseño deberá tomar en cuenta la posibilidad de una falta de alineación de hasta 10º durante la instalación de los tubos.

El método de diseño directo utiliza una distribución del empuje debido a las cargas aplicadas y reacciones del lecho de asiento que se basan en un análisis de interacción suelo-estructura o una aproximación elástica. El método de diseño indirecto utiliza factores de asiento determinados empíricamente que relacionan la carga de suelo total mayorada con las cargas concentradas y reacciones aplicadas en ensayos de carga en tres bordes.

10.7.4.2 Método de Diseño Directo

10.7.4.2.1 Cargas y Distribución del Empuje

La carga vertical total que actúa sobre el tubo se deberá determinar como se especifica en el ***Artículo 10.7.2.1.***

La distribución del empuje sobre el tubo debido a las cargas aplicadas y la reacción del lecho de asiento se deberán determinar ya sea mediante un análisis de interacción suelo-estructura o bien, mediante una aproximación racional. Cualquiera de ambos métodos deberá permitir el desarrollo de un diagrama de presiones como el esquematizado en la ***Figura 10.7.4.2.1-1*** y el análisis del tubo.

El método de diseño directo requiere:

- Determinar las distribuciones de las presiones que provocan las cargas de suelo y las sobrecargas en la estructura para las condiciones de lecho de asiento e instalación seleccionadas por el Ingeniero;
- Un análisis para determinar los esfuerzos normales, momentos y cortes; y

- Un diseño para determinar las armaduras circunferenciales.

Los procedimientos de análisis y diseño son similares a los utilizados para otras estructuras de hormigón armado.

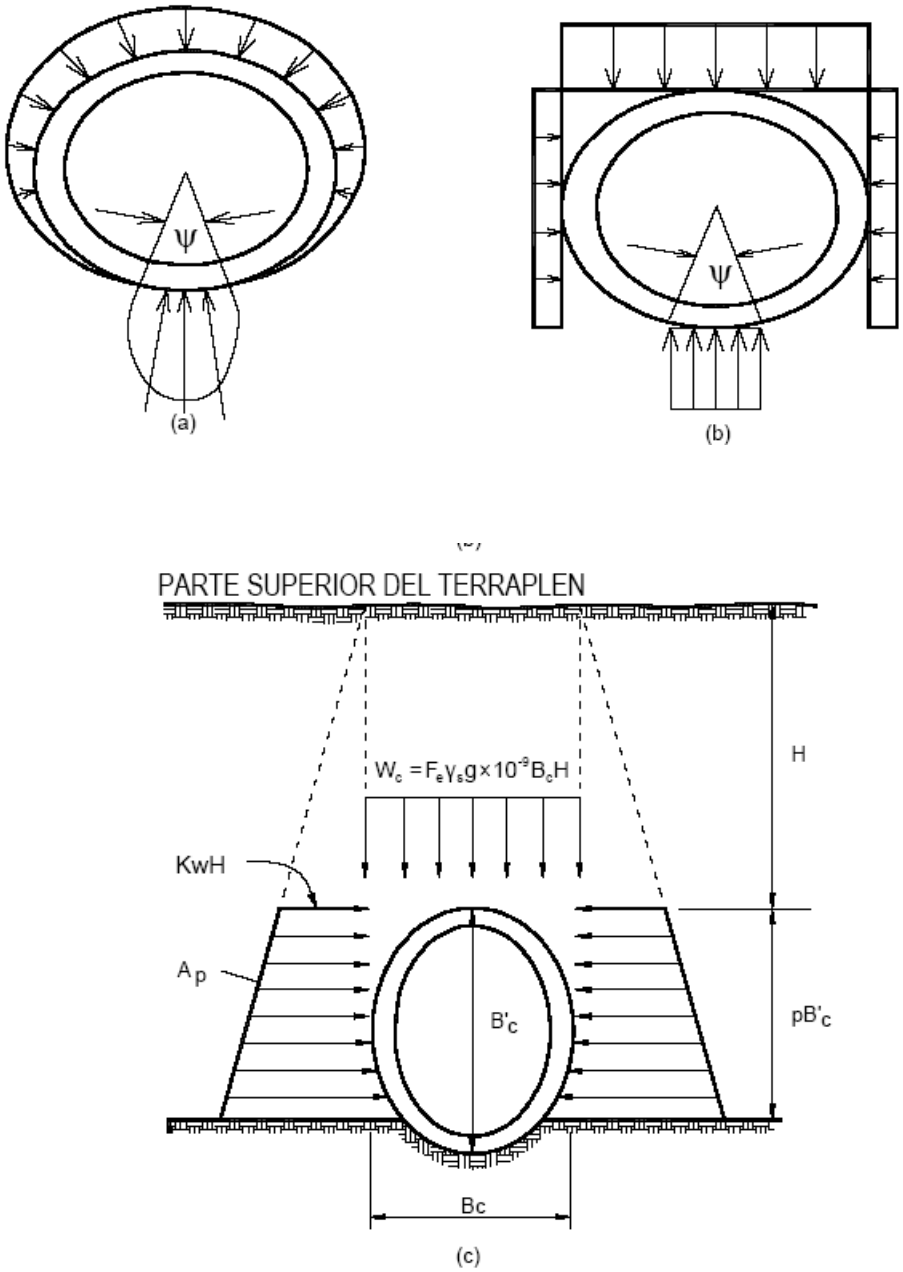


Figura 10.7.4.2.1-1 – Distribución sugerida para la presión de diseño alrededor de un tubo de hormigón enterrado para su análisis mediante el método de diseño directo.

10.7.4.2.2 Análisis de las Solicitaciones en un Tubo con Anillo

Las solicitaciones en el tubo se deberán determinar mediante un análisis elástico del anillo bajo la distribución de presiones supuesta o bien mediante un análisis de interacción suelo-estructura.

10.7.4.2.3 Factores que Consideran el Proceso y los Materiales

Los factores que consideran el proceso y los materiales, *Frp* para tracción radial y *Fvp* para resistencia al corte, para el diseño de los tubos de hormigón armado fabricados en planta se deberían tomar iguales a 1,0. Se pueden utilizar valores mayores que 1,0 siempre y cuando su uso esté avalado por un número suficiente de ensayos de acuerdo con la norma AASHTO M 242M (ASTM C 655M).

10.7.4.2.4 Resistencia Flexional en el Estado Límite de Resistencia

10.7.4.2.4 a Armaduras Circunferenciales

Las armaduras utilizadas para proveer resistencia flexional, por mm de longitud, deberán satisfacer la siguiente condición:

$$A_s \geq \frac{g\phi d - N_u - \sqrt{g\left[\phi d^2 - N_u\left(\phi d - h\right) - 2M_u\right]}}{f_y} \qquad (10.7.4.2.4a\text{-}1)$$

Donde:

$$g = 0.85 f_c' \qquad (10.7.4.2.4a\text{-}2)$$

Y donde:

As = área de armadura por longitud de tubo, *b* (mm^2/mm)

fy = tensión de fluencia especificada de las armaduras (MPa)

d = distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura de tracción (mm)

h = espesor de las paredes del tubo (mm)

Mu = momento debido a las cargas mayoradas (Nmm/mm)

Nu = esfuerzo normal debido a la carga mayorada, positivo si se trata de compresión (N/mm)

ϕ = factor de resistencia para flexión especificado en el ***Artículo 10.5.5.***

El área de acero requerida, *As*, determinada mediante la **Ecuación 10.7.4.2.4a-1** se debería distribuir en una longitud de tubo unitaria, *b*, que típicamente se toma igual a 300 mm.

Las acciones mayoradas también deberían ser consistentes con el ancho unitario seleccionado.

10.7.4.2.4 b Mínima Sección de Armadura

El área de armadura, *As*, por mm de tubo deberá satisfacer las siguientes condiciones:

- Para la cara interna de un tubo con dos capas de armadura:

$$A_s \geq \frac{2,26\times10^{-5}\left(S_i+h\right)^2}{f_y} \geq 0,15$$

- (10.7.4.2.4b-1)

- Para la cara externa de un tubo con dos capas de armadura;

$$A_s \geq \frac{1.36\times10^{-5}(S_i+h)^2}{f_y} \geq 0.15 \qquad \text{(10.7.4.2.4b-2)}$$

- Para el caso de armaduras elípticas en tubos circulares y tubos de diámetro menor o igual que 840 mm con una única jaula de refuerzo en el tercio central de la pared del tubo:

$$A_s \geq \frac{4,5\times10^{-5}(S_i+h)^2}{f_y} \geq 0.15 \qquad \text{(10.7.4.2.4b-3)}$$

Donde:

Si = diámetro interno o ancho horizontal del tubo (mm)

h = espesor de las paredes del tubo (mm)

fy = tensión de fluencia de las armaduras (MPa)

10.7.4.2.4 c Máxima Sección de Armadura de Flexión sin Estribos

El área de armadura de flexión por mm de tubo utilizada sin estribos deberá satisfacer la siguiente condición:

- Para armadura interna en tracción radial:

$$A_{smáx} \leq \frac{0.111 r_s F_{rp} \sqrt{f_c'} (R\phi) F_{rt}}{f_y} \qquad (10.7.4.2.4c\text{-}1)$$

Donde:

rs = radio de la armadura interna (mm)

f'c = resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

fy = tensión de fluencia especificada del acero de las armaduras (MPa)

$R\phi$ = (ϕ*r*/ϕ*f*); relación entre los factores de resistencia para tracción radial y momento especificados en el ***Artículo 10.5.5***

Frp = 1,0 a menos que se utilice un factor más elevado que se justifique mediante datos de ensayos aprobados por el Ingeniero para lo cual:

- Si 300 mm ≤ *Si* ≤ 1830 mm
  F rt = 1+0,000328(1830 − *S i*)

- Si 1830 mm < *Si* ≤ 3660 mm
  $$F_{rt} = \frac{(3660 - S_i)^2}{16{,}77 \times 10^6} + 0.80$$

- Si *Si* > 3660 mm
  $$F_{rt} = 0.80$$

- Para armadura en compresión:
  $$A_{smáx} \leq \frac{\left[\left(\frac{380{,}0 g' \phi d}{600 + f_y}\right) - 0.75 N_u\right]}{f_y} \qquad (10.7.4.2.4c\text{-}2)$$

Donde:

$$g' = f_c' \left[0.85 - 0.0073 (f_c' - 28)\right] \qquad (10.7.4.2.4c\text{-}3)$$

$$0.85 f_c' \geq g' \geq 0.65 f_c' \qquad (10.7.4.2.4c\text{-}4)$$

Y donde:

ϕ = factor de resistencia para flexión especificado en el ***Artículo 6.5.4.2***

10.7.4.2.4 d Armadura para Controlar la Fisuración

El factor de ancho de fisuración, *Fcr*, se puede determinar de la siguiente manera:

- Si *Ns* es de compresión se considera positiva y además:

$$F_{cr} = \frac{1.9\times10^{-4} B_1 \phi}{dA_s}\left[\frac{M_s + N_s\left(d-\frac{h}{2}\right)}{ij} - 0.083C_1h^2\sqrt{f_c'}\right] \quad \text{(10.7.4.2.4d-1)}$$

- Si *Ns* es de tracción se considera negativa y además:

$$F_{cr} = \frac{1.9\times10^{-4} B_1 \phi}{dA_s}\left[1.1M_s - 0.6N_s d - 00.083C_1h^2\sqrt{f_c'}\right] \quad \text{(10.7.4.2.4d-2)}$$

Donde:

$$f = 0.74 + 0.1\frac{e}{d} \le 0.9 \quad \text{(10.7.4.2.4d-3)}$$

$$i = \frac{1}{\left(1-\frac{jd}{e}\right)} \quad \text{(10.7.4.2.4d-4)}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} + d - \frac{h}{2} \quad \text{(10.7.4.2.4d-5)}$$

$$B_1 = \left[\frac{(5.4\,t_b S_l}{2n}\right]^{\frac{1}{3}} \quad \text{(10.7.4.2.4d-6)}$$

Para lo cual:

Ms = momento flector en el estado límite de servicio (Nmm/ mm)

Ns = esfuerzo axial en el estado límite de servicio (N/mm)

d = distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura de tracción (mm)

h = espesor de las paredes (mm)

f'c = resistencia a la compresión especificada del hormigón (MPa)

C1 = coeficiente relacionado con el control de la fisuración que depende del tipo de armadura utilizada como se especifica en la ***Tabla 10.7.4.2.4d-1***

As = área de acero (mm^2/mm)

tb = recubrimiento libre de hormigón sobre las armaduras (mm)

Sl = separación de la armadura circunferencial (mm)

n = 1,0 si la armadura de tracción se coloca en una sola capa

n = 2,0 si la armadura de tracción se coloca en múltiples capas

ϕ = factor de resistencia para flexión como se especifica en el ***Artículo 10.5.5***

Los coeficientes relacionados con el control de la fisuración, B_1 y C_1, dependen del tipo de armadura utilizada.

Se asume que el control de la fisuración se realiza a 25 mm de la armadura traccionada más próxima, aún cuando el recubrimiento de hormigón sobre las armaduras sea mayor o menor que 25 mm. El factor F_{cr} de la **Ecuación 10.7.4.2.4d-1** indica la probabilidad de ocurrencia de una fisura de un ancho máximo especificado.

Si la relación e/d es menor que 1,15 el control de la fisuración no será determinante para el diseño.

Tabla 10.7.4.2.4d-1 – Coeficientes relacionados con el control de la fisuración

Tipo	Tipo de armadura	*C1*
1	Alambre liso o barras lisas	1,0
2	Malla soldada de alambres lisos con una separación máxima de 200 mm entre alambres longitudinales	1,5
3	Malla soldada de alambres conformados, alambre conformado, barras o cualquier armadura con estribos anclados a la misma	1,9

Para las armaduras Tipo 2 de la ***Tabla 10.7.4.2.4d-1***para las cuales $tb^2\ s_i/n$ > 50.000, el factor de ancho de fisuración, *Fcr*, también se deberá investigar utilizando los coeficientes *B*1 y *C*1 especificados para las armaduras Tipo 3, utilizándose el mayor valor de *Fcr*.

Se pueden utilizar valores más elevados de *C*1 siempre y cuando su uso esté avalado por datos de ensayos y sea aprobado por el Ingeniero.

Se anticipa que cuando *Fcr* = 1,0 las armaduras especificadas producirán un ancho máximo de fisura promedio de 0,25 mm. Si *Fcr* < 1,0 se reduce la probabilidad de ocurrencia de una fisura de 0,25 mm; si *Fcr* > 1,0 esta probabilidad aumenta.

10.7.4.2.4 e Mínimo Recubrimiento de Hormigón sobre las Armaduras

Para el mínimo recubrimiento de hormigón sobre las armaduras se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.12.3*** con las siguientes excepciones:

- Si el espesor de la pared es menor que 63 mm el recubrimiento no deberá ser menor que 20 mm, y
- Si el espesor de la pared es mayor o igual que 63 mm el recubrimiento no deberá ser menor que 26 mm.

10.7.4.2.5 Resistencia al Corte sin Estribos

Se deberá investigar el corte en una sección crítica que se toma donde *Mnu*/(*Vud*) = 3,0. La resistencia al corte mayorada sin estribos radiales, *Vr*, se deberá tomar como:

$V_r = \phi V_n$ (10.7.4.2.5-1)

para lo cual:

$$V_n = 5.23 d F_{vp} \sqrt{f_c'} \left(.0175 + \rho \left(\frac{F_d F_n}{F_c}\right)\right) \qquad (10.7.4.2.5\text{-}2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{\phi d} \leq 0.02 \qquad (10.7.4.2.5\text{-}3)$$

- Para los tubos que tienen ya sea dos jaulas o bien una única jaula elíptica:

$$F_d = 0.8 + \frac{41}{d} \leq 1.3 \qquad \text{(10.7.4.2.5-4)}$$

- Para los tubos cuyo diámetro es menor o igual que 915 mm y que tienen una única jaula circular:

$$F_d = 0.8 + \frac{41}{d} \leq 1.4 \qquad \text{(10.7.4.2.5-5)}$$

Si *Nu* es de compresión se considera positiva y además:

$$F_n = 1 + \frac{N_u}{4200h} \qquad \text{(10.7.4.2.5-6)}$$

Si *Nu* es de tracción se considera negativa y además:

$$F_n = 1 + \frac{N_u}{1050h} \qquad \text{(10.7.4.2.5-7)}$$

$$F_c = 1 \pm \frac{d}{2r} \qquad \text{(10.7.4.2.5-8)}$$

$$M_{nu} = M_u - N_u \left[\frac{4(h-d)}{8} \right] \qquad \text{(10.7.4.2.5-9)}$$

A los fines del presente artículo se considera que una jaula constituye una capa de armadura.

El signo algebraico de la **Ecuación 10.7.4.2.5-8** se deberá tomar positivo si la tracción está del lado

interno del tubo y negativo si la tracción está del lado externo del tubo.

Donde:

f'cmáx = 48 MPa

d = distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura de tracción (mm)

h = espesor de las paredes (mm)

ϕ = factor de resistencia para corte como se especifica en el **Artículo 6.5.4.2**

r = radio hasta el centro de la pared del tubo de hormigón (mm)

Nu = esfuerzo normal debido a las cargas mayoradas (N/mm)

Vu = corte debido a las cargas mayoradas (N/mm)

F_{vp} = factor que considera el efecto del proceso y los materiales especificado en el ***Artículo 10.7.4.2.3.***

Si la resistencia al corte mayorada determinada como aquí se especifica no es adecuada se deberán proveer estribos radiales de acuerdo con el ***Artículo 10.7.4.2.6.***

10.7.4.2.6 Resistencia al Corte con Estribos Radiales

El área de armadura en forma de estribos para tracción radial y corte no deberá ser menor que:

- Para tracción radial:

$$A_{vr} = \frac{1.1 s_v \left(M_u - 0.45 N_u \phi_r d \right)}{f_y r_s \phi_r d} \qquad (10.7.4.2.6\text{-}1)$$

$$s_v \le 0.75 \phi_r d \qquad (10.7.4.2.6\text{-}2)$$

- Para corte:

$$A_{vr} = \frac{1.1 s_v}{f_y \phi_v d}\left(V_u F_c - V_c\right) + A_{vr} \qquad \text{(10.7.4.2.6-3)}$$

$$s_v \le 0.75 \phi_v d \qquad \text{(10.7.4.2.6-4)}$$

Para lo cual:

$$V_c = \frac{4V_r}{\frac{M_{nu}}{V_u} + 1} \le 0.166 \phi_v d \sqrt{f_c'} \qquad \text{(10.7.4.2.6-5)}$$

Donde:

Mu = momento flector debido a las cargas mayoradas (Nmm/mm)

Mnu = momento mayorado que actúa en una sección transversal de ancho unitario modificado para considerar los efectos del esfuerzo normal de compresión o tracción (N-mm/mm)

Nu = esfuerzo normal debido a las cargas mayoradas (N/mm)

Vu = corte debido a las cargas mayoradas (N/mm)

Vc = resistencia al corte de la sección de hormigón (N/mm)

d = distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura de tracción (mm)

fy = tensión de fluencia especificada para las armaduras; el valor de *fy* se deberá tomar como el menor valor entre la tensión de fluencia del estribo y la capacidad de anclaje que desarrolla (MPa)

rs = radio de las armaduras internas (mm)

sv = separación de los estribos (mm)

Vr = resistencia al corte mayorada de la sección de tubo sin estribos radiales por unidad de longitud del tubo (N/mm)

Avr = área de armadura en forma de estribos para resistir los esfuerzos de tracción radial en una sección transversal de ancho unitario en cada línea de estribos con una separación circunferencial igual a *sv* (mm^2/mm)

Avs = área de estribos requerida como armadura de corte (mm^2/mm)

f'c = resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

ϕ_v = factor de resistencia para corte como se especifica en el ***Artículo 10.5.5***

ϕ_r = factor de resistencia para tracción radial como se especifica en el ***Artículo 10.5.5***

Fc = factor de curvatura determinado mediante la ***Ecuación 10.7.4.2.5-8***

10.7.4.2.7 Anclaje de los Estribos

10.7.4.2.7 a Anclaje de los Estribos para Tracción Radial

Si se utilizan estribos para resistir tracción radial, éstos se deberán anclar alrededor de cada barra circunferencial de la jaula interna para desarrollar la resistencia del estribo; también se deberán anclar alrededor de la jaula exterior o embeber del lado comprimido una longitud suficiente para que el estribo pueda desarrollar su resistencia requerida.

Se puede considerar que una longitud equivalente al 70 por ciento del espesor de la pared provee un anclaje adecuado.

10.7.4.2.7 b Anclaje de los Estribos para Corte

Con las excepciones aquí especificadas, cuando no se requieren estribos para resistir tracción radial pero sí se requieren para resistir corte, su separación longitudinal deberá ser tal que puedan ser anclados alrededor de cada una de las barras circunferenciales para tracción o alrededor de barras circunferenciales para tracción alternadas. La separación de estos estribos no deberá ser mayor que 150 mm.

10.7.4.2.7 c Longitud Embebida de los Estribos

Los estribos que deben resistir esfuerzos en las regiones de la solera y la coronación se deberán anclar en el lado opuesto de la pared del muro lo suficiente para desarrollar la resistencia requerida del estribo.

10.7.4.3 Método de Diseño Indirecto

10.7.4.3.1 Capacidad de Carga

Las cargas de suelo y sobrecargas móviles que actúan sobre el tubo se deberán determinar de acuerdo con el ***Artículo 10.7.2*** y estos valores se deberán comparar con la Carga-D, es decir, la capacidad de carga del tubo obtenida a partir de ensayos de carga en tres apoyos. El estado límite de servicio se deberá aplicar utilizando el criterio del ancho de fisuración aceptable aquí especificado.

La Carga-D correspondiente a un determinado tamaño y clase de tubo se deberá determinar de acuerdo con la norma AASHTO M 242M (ASTM C 655M).

La capacidad de carga de un tubo obtenida a partir de ensayos de carga en tres bordes, la cual corresponde a una fisura de 0,3 mm de ancho observada experimentalmente, no deberá ser menor que la carga de diseño determinada para el tubo instalado, la cual se toma de la siguiente manera:

$$D = \left(\frac{1000}{S_i}\right)\left(\frac{W_E + W_F}{B_{FE}} + \frac{W_L}{B_{FLL}}\right) \qquad (10.7.4.3.1\text{-}1)$$

$$D = \left(\frac{1000}{S_i}\right)\left(\frac{W_E + W_F}{B_{FE}} + \frac{W_L}{F_{LL}}\right)$$

Donde:

BFE = factor de asiento para la carga de suelo especificado en los ***Artículos 10.7.4.3.2a o 10.7.4.3.2b***

FLL = factor de asiento para la sobrecarga especificado en el ***Artículo 10.7.4.3.2.c***

Si = diámetro interno del tubo (mm)

W_E = carga de suelo total no mayorada especificada en el ***Artículo 10.7.2.1*** (N/mm)

W_F = carga total no mayorada del fluido dentro del tubo como se especifica en el ***Artículo 10.7.2.2*** (N/mm)

W_L = sobrecarga total no mayorada en un tubo de longitud unitaria, especificada en el ***Artículo 10.7.2.3*** (B/mm)

Para las instalaciones Tipo 1, las Cargas-D calculadas como se describió anteriormente se deberán multiplicar por un factor de instalación igual a 1,10.

10.7.4.3.2 Factor de Asiento

La documentación técnica deberá exigir los niveles mínimos de compactación especificados en las ***Tablas 10.7.2.1-1 y 10.7.2.1-2.***

El factor de asiento es la relación entre el momento en el estado límite de servicio y el momento aplicado en el ensayo de carga en tres apoyos. La resistencia estándar del tubo enterrado depende del tipo de instalación. Los factores de asiento que aquí se especifican se basan en los niveles mínimos de compactación indicados.

10.7.4.3.2 a Factor de Asiento para la Carga de Suelo en Tubos Circulares

La ***Tabla 10.7.4.3.2a-1*** presenta los factores de asiento para la carga de suelo en tubos circulares, *BFE*.

Para los tubos cuyos diámetros no están listados en la ***Tabla 10.7.4.3.2a-1*** los factores de asiento para instalación bajo terraplén, *BFE*, se pueden determinar por interpolación.

Los factores de asiento para tubos circulares fueron desarrollados utilizando los momentos flectores producidos por las distribuciones de presiones de Heger ilustradas en la ***Figura 10.7.2.1-1*** para cada una de las instalaciones estándares bajo terraplén. Estos factores de asiento para instalaciones bajo terraplén son conservadores. Este conservadurismo se debe a que los momentos, esfuerzos normales y cortes utilizados para determinar los factores de asiento se calculan suponiendo que en las zonas de los enriñonados hay vacíos y el material está pobremente compactado y que debajo del tubo hay un lecho de asiento duro.

Tabla 10.7.4.3.2a-1 – Factores de asiento para tubos circulares

Diámetro nominal del tubo, mm	Instalación estándar			
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4
300	4,4	3,2	2,5	1,7
600	4,2	3,0	2,4	1,7
900	4,0	2,9	2,3	1,7
1800	3,8	2,8	2,2	1,7
3600	3,6	2,8	2,2	1,7

10.7.4.3.2 b Factor de Asiento para la Carga de Suelo en Tubos Elípticos y en Arco

Los factores de asiento para la instalación de tubos elípticos y en arco se deberán tomar de la siguiente manera:

$$B_{FE} = \frac{C_A}{C_N - xq} \qquad (10.7.4.3.2b\text{-}1)$$

Donde:

CA = constante que depende de la geometría del tubo, como se especifica en la ***Tabla 10.7.4.3.2b -1***

CN = parámetro que depende de la distribución de la carga vertical y la reacción vertical, como se especifica en la ***Tabla 10.7.4.3.2b -1***

x = parámetro que depende del área de la proyección vertical del tubo sobre la cual el empuje lateral es efectivo, como se especifica en la ***Tabla 10.7.4.3.2b -1***

q = relación entre el empuje lateral total y la carga total del relleno vertical aquí especificada

La ***Tabla 10.7.4.3.2b -1*** contiene valores de diseño para *CA*, *CN* y *x*.

Tabla 10.7.4.3.2b -1 – Valores de diseño de los parámetros que intervienen en la expresión para calcular el factor de asiento

Geometría del tubo	C_A	Tipo de instalación	C_N	Relación de proyección, p	x
Tubos en forma de elipse horizontal y en arco	1,337	2	0,630	0,9 0,7	0,421 0,369
		3	0,763	0,5 0,3	0,268 0,148
Tubos en forma de elipse vertical	1,021	2	0,516	0,9 0,7	0,718 0,639
		3	0,615	0,5 0,3	0,457 0,238

El valor del parámetro *q* se toma de la siguiente manera:

• Para tubos en forma de elipse horizontal y en arco:

$$q = 0.23\frac{P}{F_0}\left(1 + 0.35p\frac{B_c}{H}\right) \qquad (10.7.4.3.2b\text{-}2)$$

• Para tubos en forma de elipse vertical:

$$q = 0.48\frac{P}{F_0}\left(1+0.73p\frac{B_c}{H}\right) \qquad (10.7.4.3.2b\text{-}3)$$

Donde:

p = relación de proyección; relación entre la distancia vertical desde la parte superior externa del tubo hasta el fondo de la superficie del lecho de asiento y la altura vertical exterior del tubo

10.7.4.3.2 c Factores de Asiento para la Sobrecarga

En la ***Tabla 10.7.4.3.2c-1*** se indican los factores de asiento para la sobrecarga, *WL*, tanto para tubos circulares y en arco como para tubos elípticos. Si *BFE* es menor que *BFLL* utilizar *BFE* en lugar de *BFLL* como factor de asiento para la sobrecarga.

El factor de asiento para los tubos de diámetros no listados en la ***Tabla 10.7.4.3.2c-1*** se puede obtener por interpolación.

Tabla 10.7.4.3.2c-1 – Factores de asiento, BFLL, para el camión de diseño

Altura del relleno, mm	Diámetro del tubo, mm										
	300	600	900	1200	1500	1800	2100	2400	2700	3000	3600
150	2,2	1,7	1,4	1,3	1,3	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
300	2,2	2,2	1,7	1,5	1,4	1,3	1,3	1,3	1,1	1,1	1,1
450	2,2	2,2	2,1	1,8	1,5	1,4	1,4	1,3	1,3	1,3	1,1
600	2,2	2,2	2,2	2,0	1,8	1,5	1,5	1,4	1,4	1,3	1,3
750	2,2	2,2	2,2	2,2	2,0	1,8	1,7	1,5	1,4	1,4	1,3
900	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	1,8	1,7	1,5	1,5	1,4
1050	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	1,9	1,8	1,7	1,5	1,4
1200	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,1	1,9	1,8	1,7	1,5
1350	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
1500	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,0	1,9	1,8
1650	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,0	1,9
1800	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,1	2,0
1950	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2

10.7.4.4 Desarrollo de las Armaduras en Forma de Jaulas por Cuadrante

10.7.4.4.1 Mínima Sección de las Jaulas Principales

En ausencia de un análisis detallado, cuando se utilizan jaulas por cuadrante el área de la jaula principal no deberá ser menor que 25 por ciento del área requerida en el punto de máximo momento.

10.7.4.4.2 Longitud de Anclaje de las Mallas Soldadas de Alambres

A menos que aquí se especifique lo contrario se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.11.2.5.***

10.7.4.4.3 Anclaje de las Jaulas por Cuadrante Compuestas por Mallas Soldadas de Alambres Lisos

La longitud embebida de las barras longitudinales más externas en cada extremo de las barras circunferenciales no deberá ser menor que:

• El mayor valor entre 12 diámetros de la barra circunferencial o tres cuartos del espesor de pared del tubo más allá del punto donde el ángulo de orientación ya no hace necesaria la jaula por cuadrante, y

• Una distancia más allá del punto de máxima tensión de flexión por el ángulo de orientación más la longitud de anclaje *ld*, siendo *ld* como se especifica en ***el Artículo 6.11.2.5.2.***

La jaula por cuadrante deberá contener como mínimo dos barras longitudinales a una distancia 25 mm mayor que la determinada por el ángulo de orientación a cada lado del punto que requiere la máxima armadura flexional.

El punto donde se embeben las barras longitudinales más externas de la jaula por cuadrante deberá estar como mínimo a una distancia determinada por el ángulo de orientación más allá del punto donde la armadura no interrumpida es mayor o igual que dos veces el área requerida para flexión.

10.7.4.4.4 Anclaje de las Jaulas por Cuadrante Compuestas por Barras Conformadas, Alambres Conformados o Mallas Soldadas de Alambres Conformados

Cuando se utilizan barras conformadas, alambres conformados o mallas soldadas de alambres conformados, las barras circunferenciales de las jaulas por cuadrantes deberán satisfacer los siguientes requisitos:

• Las barras circunferenciales se deberán prolongar más allá del punto donde ya no son requeridas por el ángulo de orientación más la mayor distancia entre 12 diámetros de la barra o alambre o tres cuartos del espesor de pared del tubo,

• Las barras circunferenciales se deberán prolongar a cada lado del punto de máxima tensión de flexión como mínimo el ángulo de orientación más la longitud de anclaje, *lhd*, requerida por el ***Artículo 6.11.2.5.1 y*** modificada aplicando el o los factores de modificación aplicables, y

• Las barras circunferenciales se deberán prolongar como mínimo una distancia determinada por el ángulo de orientación más allá del punto donde la armadura no interrumpida es mayor o igual que dos veces el área requerida para flexión.

10.8 ALCANTARILLAS TIPO CAJÓN DE HORMIGÓN ARMADO COLADO IN SITU Y PREFABRICADO Y ARCOS DE HORMIGÓN ARMADO COLADO IN SITU

10.8.1 REQUISITOS GENERALES

Los presentes requisitos se deberán aplicar al diseño estructural de las alcantarillas tipo cajón de hormigón armado colado in situ y prefabricado y de los arcos de hormigón armado colado in situ en los cuales el cuerpo es monolítico con cada zapata.

Salvo que se especifique lo contrario, los diseños se deberán realizar conforme a los artículos aplicables de las presentes Especificaciones.

Estas estructuras se vuelven parte de un sistema compuesto formado por la estructura de la alcantarilla tipo cajón o en arco y la envolvente de suelo.

Las alcantarillas tipo cajón de hormigón armado prefabricado se pueden fabricar utilizando hormigón estructural y encofrados convencionales, o bien, se pueden fabricar utilizando hormigón seco y moldes vibratorios.

10.8.2 DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS Y LAS SOBRECARGAS

10.8.2.1 Requisitos Generales

Se deberán aplicar las cargas y combinaciones de cargas especificadas en la ***Sección 4***. Las sobrecargas se deberán considerar como se especifica en ***el Artículo 10.7.2.***

La distribución de las cargas de rueda y las cargas concentradas para las alcantarillas con menos de 600 mm de recubrimiento se deberán tomar como se especifica en el ***Artículo 5.6.2.1.5*** para las superestructuras tipo losa. Los requisitos para la armadura de distribución ubicada en la cara inferior de las losas superiores de estas alcantarillas deberán ser como se especifica en el ***Artículo 7.7.3.2***.

La distribución de las cargas de rueda para las alcantarillas con 600 mm o más de recubrimiento deberá ser como se especifica en el ***Artículo 10.6.1***.

El incremento por carga dinámica para las estructuras enterradas deberá satisfacer el ***Artículo 4.3.3***.

10.8.2.2 Modificación de las Cargas de Suelo para Considerar la Interacción Suelo- Estructura

10.8.2.2.1 Instalaciones en Zanja y bajo Terraplén

En ausencia de un análisis más refinado, la carga de suelo total no mayorada, *WE*, que actúa en la alcantarilla se puede tomar de la siguiente manera:

• Para instalaciones bajo terraplén:

$$W_E = gF_e\gamma_s B_c H \times 10^{-9} \qquad (10.8.2.2.1\text{-}1)$$

Donde:

$$F_e = 1 + 0.20\frac{H}{B_c} \qquad (10.8.2.2.1\text{-}2)$$

• Para instalaciones en zanja:

$$W_E = gF_t\gamma_s B_c H \times 10^{-9} \qquad (10.8.2.2.1\text{-}3)$$

Donde:

$$F_t = \frac{C_d B_d^2}{HB_c} \le F_e \qquad (10.8.2.2.1\text{-}4)$$

Y donde:

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2)

WE = carga de suelo total no mayorada (N/mm)

Bc = ancho exterior de la alcantarilla como se especifica en las ***Figuras 10.8.2.2.1-1 o 10.8.2.2.1-2*** según corresponda (mm)

H = profundidad del relleno como se especifica en las ***Figuras 10.8.2.2.1-1 o 10.8.2.2.1-2*** (mm)

Fe = factor de interacción suelo-estructura para instalaciones bajo terraplén

Ft = factor de interacción suelo-estructura para instalaciones en zanja

γ_s = densidad del relleno (kg/m^3)

Bd = ancho horizontal de la zanja como se especifica en la ***Figura 10.8.2.2.1-2*** (mm)

Cd = coeficiente especificado en la ***Figura 10.8.2.2.1-3***

Fe no deberá ser mayor que 1,15 para las instalaciones con relleno compactado a lo largo de los laterales de la sección tipo cajón, ni mayor que 1,40 para las instalaciones con relleno no compactado a lo largo de los laterales de la sección tipo cajón.

En las instalaciones en zanja ancha en las cuales el ancho de la zanja es 300 mm o más mayor que la dimensión de la alcantarilla en la dirección del ancho de la zanja, *Ft* no deberá ser mayor que el valor especificado para instalaciones bajo terraplén.

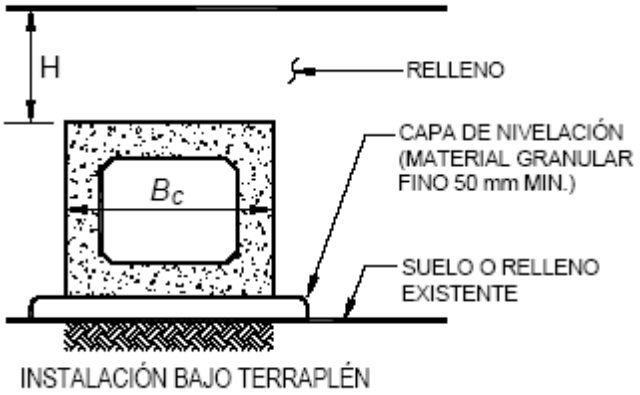


Figura 10.8.2.2.1-1 – Instalaciones bajo terraplén. Secciones tipo cajón de hormigón prefabricado

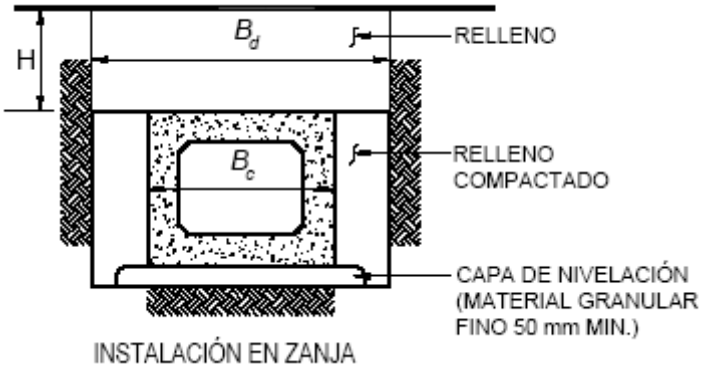


Figura 10.8.2.2.1-2 – Instalaciones en zanja. Secciones tipo cajón de hormigón prefabricado

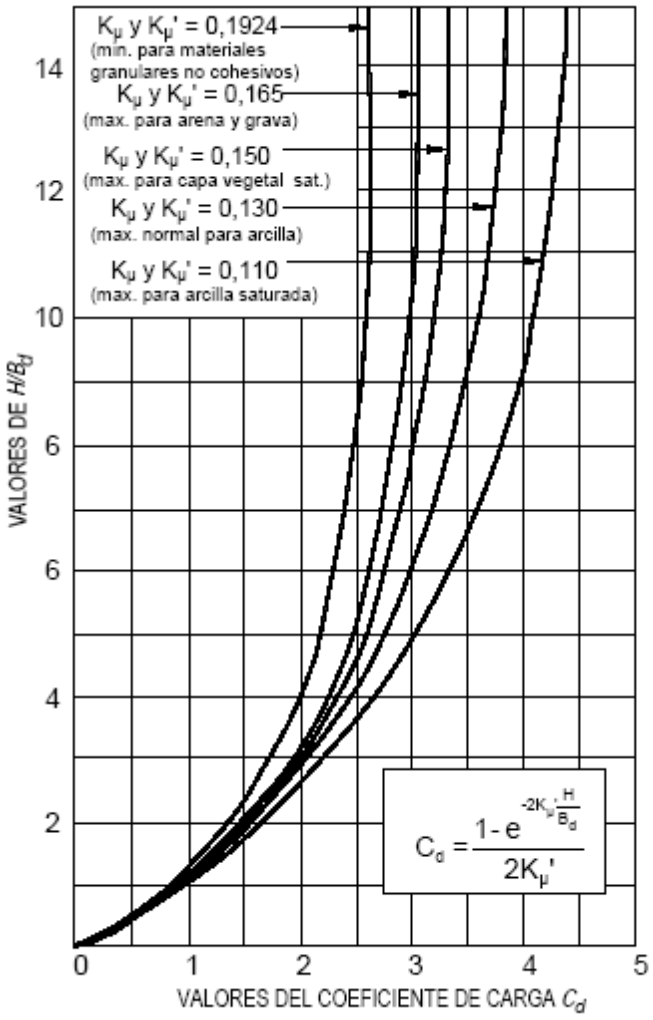


Figura 10.8.2.2.1-3 – Coeficiente Cd para instalaciones en zanja

10.8.2.3 Distribución de las Cargas Concentradas a la Losa Inferior de una Alcantarilla Tipo Cajón

El ancho de la faja de losa superior utilizada para distribuir las cargas de rueda concentradas, especificado en el ***Artículo 10.8.2***, también se deberá utilizar para determinar los momentos, cortes y esfuerzos normales en las paredes laterales y la losa inferior.

10.8.2.4 Distribución de las Cargas Concentradas en las Alcantarillas Tipo Cajón Oblicuas

No es necesario corregir la distribución de las cargas de rueda como se especifica en el ***Artículo 10.8.2.3*** para considerar los efectos de la oblicuidad.

10.8.3 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Para controlar el ancho de fisuración de las alcantarillas de hormigón armado colado in situ y prefabricado y de los arcos de hormigón armado colado in situ se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.7.3.4.***

En general las alcantarillas enterradas están sujetas a esfuerzos de compresión axial más elevados que la mayoría de los elementos solicitados a flexión. Estos esfuerzos pueden provocar una sustancial reducción de las tensiones en el estado límite de servicio, la cual muchas veces se desprecia en el diseño. Las siguientes ecuaciones, obtenidas a partir de la norma ACI SP-3, se pueden utilizar para considerar los efectos del esfuerzo axial sobre las tensiones en el estado límite de servicio:

$$f_s = \frac{M_s + N_s\left(d - \frac{h}{2}\right)}{A_s\, jid} \qquad (10.8.3\text{-}1)$$

Donde:

$e = M\,s\,/\,N\,s + d + h/2$

$i = 1/\,(1 - jd\,/\,e)$

$j = 0{,}74 + 0{,}1(e\,/\,d\,) \le 0{,}9$

Y donde:

Ms = momento flector en el estado límite de servicio (Nmm/mm)

Ns = esfuerzo axial en el estado límite de servicio (N/mm)

d = distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura de tracción (mm)

h = espesor de la pared (mm)

As = área de armadura por unidad de longitud (mm^2/mm)

fs = tensión en las armaduras bajo condiciones de carga de servicio (MPa)

e/*d* min = 1,15 (adimensional)

10.8.4 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES

10.8.4.1 Requisitos Generales

Salvo las modificaciones aquí especificadas, todas las secciones se deberán diseñar para las cargas mayoradas aplicables especificadas en la ***Tabla 4.5.1-1*** en estado límite de resistencia.

10.8.4.2 Momento de Diseño para las Alcantarillas Tipo Cajón

Si se especifican enriñonados monolíticos con una inclinación de 45º la armadura negativa de las paredes y losas se puede dimensionar en base al momento flector en la intersección del enriñonado y el elemento de espesor uniforme. Caso contrario, se deberán aplicar los requisitos de la **Sección 6.**

10.8.4.3 Mínima Armadura

10.8.4.3.1 Estructuras Hormigonadas In Situ

En las secciones transversales en las cuales la flexión provoca tracción, incluyendo la cara interna de las paredes, la armadura no deberá ser menor que la especificada en el ***Artículo 6.7.3.3.2***. Se deberá proveer armadura de contracción y temperatura cerca de las superficies internas de las paredes y losas de acuerdo con el ***Artículo 6.10.8.***

10.8.4.3.2 Estructuras Tipo Cajón Prefabricadas

En las secciones transversales en las cuales la flexión provoca tracción la relación entre la armadura principal de flexión en la dirección del ancho de la estructura y el área bruta de hormigón no deberá ser menor que 0,002.

Esta armadura mínima se deberá proveer en las caras interiores de las paredes y en cada dirección en la parte superior de las losas de las secciones tipo cajón que tienen menos de 600 mm de recubrimiento.

Los requisitos del ***Artículo 6.10.8*** no se aplicarán a las secciones tipo cajón de hormigón prefabricado que se fabrican en longitudes menores o iguales que 5,00 m.

Cuando la longitud de fabricación es mayor que 5,00 m la mínima armadura longitudinal para contracción y temperatura debería satisfacer el ***Artículo 6.10.8***

10.8.4.4 Mínimo Recubrimiento de Hormigón sobre las Armaduras de las Estructuras

Tipo Cajón Prefabricadas

Salvo las modificaciones aquí especificadas, para las estructuras tipo cajón prefabricadas, se deberán aplicar los requisitos del ***Artículo 6.12.3***

Si la altura del relleno es ≤ 600 mm, el mínimo recubrimiento de hormigón sobre las armaduras de la losa superior deberá ser de 50 mm, cualquiera sea el tipo de armadura.

Cuando se utiliza malla soldada de alambres, el mínimo recubrimiento de hormigón deberá ser igual al mayor valor entre tres veces el diámetro de los alambres o 25 mm.

SECCIÓN 11: BARANDAS

11.1 CAMPO DE APLICACIÓN

Esta sección se aplica a las barandas para puentes nuevos y puentes rehabilitados al punto que se determina que el reemplazo de las barandas es adecuado.

Esta sección contiene lineamientos para determinar el nivel necesario para satisfacer las Recomendaciones para los tipos de puentes más habituales y lineamientos para el diseño estructural y geométrico de las barandas.

Se describe un procedimiento para diseñar las barandas, basado en su resistencia al choque de vehículos. Esta metodología se basa en una aplicación de la teoría de las líneas de fluencia. Los procedimientos no se aplican a las barandas para tráfico vehicular instaladas sobre estructuras rígidas tales, como muros de sostenimiento o zapatas si se anticipa que el patrón de fisuración se extenderá hasta los elementos de apoyo.

En adelante todos los sistemas de barreras para el tráfico vehicular en puentes se denominarán barandas.

11.2 DEFINICIONES

Cordón Barrera − Plataforma o bloque que se utiliza para separar una acera para peatones y/o ciclistas sobreelevada por encima del nivel de la calzada.

Baranda para Ciclistas − Baranda o sistema de defensa, que constituye una guía física para los ciclistas que cruzan el puente con el objetivo de minimizar la probabilidad de que un ciclista caiga por encima del sistema.

Baranda de Aproximación al Puente − Sistema de guardarrieles que precede a la estructura y está unido al sistema de barandas del puente; su intención es evitar que un vehículo impacte contra el extremo de la baranda del puente o parapeto.

Baranda Combinada − Baranda para peatones o ciclistas, sumado a una baranda o sistema de barrera para vehículos resistente al choque.

Barrera de Hormigón − Baranda de hormigón armado que tiene una cara hacia el tráfico que generalmente, aunque no siempre, adopta algún tipo de geometría de seguridad.

Parapeto de Hormigón − Baranda de hormigón armado; generalmente se considera como un muro de hormigón adecuadamente armado.

Fuerza de Diseño − Fuerza estática equivalente que representa la fuerza dinámica aplicada a una baranda por un vehículo que impacta sobre la misma con una velocidad y ángulo de impacto determinados.

Invasión − Invasión de un área prohibida, restringida o limitada de un sistema carretero, como por ejemplo, el cruce de un carril de circulación o el impacto sobre un sistema de barrera. También se dice, de la ocupación del derecho de paso de una carretera por parte de estructuras no viales u objetos de cualquier tipo o característica.

Zona de Extremo − Área adyacente a cualquier junta abierta de una baranda de hormigón que requiere armadura adicional.

Autovía − Carretera principal de acceso limitado que tiene dos bandas de circulación, una para cada dirección, las cuales pueden o no estar separadas la una de la otra por una franja ancha de terreno o por sistemas de protección y en la cual las intersecciones pueden o no estar resueltas mediante cruces a diferentes niveles.

Cara del Cordón − Superficie vertical o inclinada del lado del cordón ubicado hacia la carretera.

Autopista − Carretera principal de acceso limitado que tiene dos bandas de circulación, una para cada dirección, separadas la una de la otra por una franja ancha de terreno o por sistemas de protección. Las intersecciones están resueltas mediante cruces a diferentes niveles (pasos superiores o inferiores).

Cargas Longitudinales − Fuerzas de diseño horizontales que se aplican de forma paralela a la baranda o barrera.

Baranda de Uso Múltiple − Baranda que se puede utilizar con o sin una acera sobreelevada.

Baranda para Peatones − Baranda o sistema de defensa, que constituye una guía física para los peatones que cruzan el puente con el objetivo de minimizar la probabilidad de que un peatón caiga por encima del sistema.

Poste − Elemento de apoyo vertical o inclinado de una baranda que ancla los elementos de la baranda al tablero.

Elemento de una Baranda − Cualquier componente que forma parte de una baranda. Generalmente se refiere a los elementos longitudinales de las barandas.

Severidad − Caracterización del grado de un evento. Generalmente se asocia con la caracterización de los accidentes como fatalidades, heridas o daños materiales de manera que sea posible establecer un valor monetario para los estudios económicos. También puede referirse a la indexación de la intensidad de un accidente de manera que un sistema de baranda pueda ser evaluado como una medida preventiva o de seguridad.

Velocidades Baja/Alta − Velocidades de los vehículos en km/h. Las velocidades bajas generalmente están asociadas con el tráfico en áreas urbanas o rurales donde las velocidades están bien señalizadas y están por debajo de los 70 km/h. Las velocidades altas generalmente están asociadas

con el tráfico en autopistas o autovías donde las velocidades señalizadas son mayores o iguales que 80 km/h.

Baranda para Tráfico Vehicular − Sinónimo de baranda vehicular o baranda para vehículos; se refiere a una baranda instalada sobre un puente o estructura, no a un guardarriel o barrera divisoria como en otras publicaciones.

Cargas Transversales − Fuerzas de diseño horizontales que se aplican de forma perpendicular a la baranda o barrera.

Vuelco de un Vehículo − Término que se utiliza para describir un accidente en el cual un vehículo rota como mínimo 90º alrededor de su eje longitudinal luego de hacer contacto con una baranda. Este término se utiliza si el vehículo vuelca como resultado de haber hecho contacto con una barrera, no cuando lo hace con otro vehículo.

11.3 SIMBOLOGÍA

B = separación entre los bordes exteriores de las ruedas de un eje (mm)

C = capacidad de un poste vertical o resistencia del ala comprimida de un poste en flexión (N-mm)

F_L = fuerza de fricción longitudinal a lo largo de la baranda = 0,33 F_t (N)

F_t = fuerza transversal del impacto de un vehículo distribuida en una longitud L_t a un altura He sobre el tablero del puente (N)

F_v = fuerza vertical que representa un vehículo apoyado sobre el riel (N)

G = altura del centro de gravedad del vehículo por encima del tablero del puente (mm)

H = altura del muro (mm)

H_R = altura del riel (mm)

H_w = altura del muro (mm)

L = separación de los postes de un tramo simple (mm)

L_c = longitud crítica de falla del muro (mm)

L_L = longitud de distribución longitudinal de la fuerza de fricción F_L, $L_L = L_t$ (mm)

L_t = longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto F_t a o largo de la baranda ubicada a una altura H_e por encima del tablero (mm)

L_v = distribución longitudinal de la fuerza vertical F_v en la parte superior de la baranda (mm)

ℓ = longitud de la carga de impacto de un vehículo sobre una baranda o barrera tomada como L_b, L_v o L_L, según corresponda (mm)

M_b = capacidad última de momento de la viga en la parte superior del muro (N-mm)

M_c = resistencia última a la flexión del muro respecto del eje horizontal (N-mm/mm)

M_d = momento del vuelo del tablero (N-mm/mm)

M_p = resistencia plástica o para línea de fluencia del riel (N-mm)

M_w = resistencia última a la flexión del muro respecto del eje vertical (N-mm/mm)

P_p = capacidad de carga última de un poste individual (N)

R = sumatoria de las componentes horizontales de las resistencias de los rieles (N)

W = peso del vehículo correspondiente al nivel de ensayo requerido, (N)

W_b = ancho de la placa de base o bloque de distribución (mm)

X = longitud del vuelo del tablero desde la cara del apoyo hasta la viga o alma exterior (mm)

Y = altura de R por encima del tablero del puente (mm)

ϕ = factor de resistencia para el estado límite de resistencia especificado en el **Capítulo 6**, o para el estado límite correspondiente a evento extremo especificado en el **Apartado 1**

11.4 REQUISITOS GENERALES

El Comitente deberá dar las Recomendaciones correspondientes al sitio de emplazamiento del puente.

A lo largo de los bordes de las estructuras se deberán disponer barandas para proteger al tráfico y a los peatones. Para las alcantarillas de longitud igual a la de un puente pueden ser necesarias otras aplicaciones.

Una acera peatonal puede estar separada de la calzada adyacente mediante un cordón barrera, una baranda para tráfico vehicular o una baranda combinada, tal como se indica en la. ***Figura 11.4-1.*** En las autovías urbanas de alta velocidad en las cuales se provee una acera peatonal, el área para circulación peatonal deberá estar separada de la calzada adyacente por medio de una baranda para tráfico vehicular o una baranda combinada.

La siguiente guía indica cuándo se utilizan los diferentes tipos de barandas:

• Se utiliza una baranda para tráfico vehicular cuando el puente será utilizado exclusivamente por tráfico carretero;

• Solamente se utiliza una barrera combinada junto con un cordón y una acera sobreelevados en las carreteras de baja velocidad;

• En las carreteras de alta velocidad, la vía peatonal o ciclovía debería tener tanto, una baranda para peatones o ciclistas en su parte externa como una baranda combinada en su parte interna; y

• Se debería considerar el uso de puentes peatonales independientes del puente carretero si la cantidad de tráfico peatonal o algún otro factor de riesgo así lo indican.

Las caras internas de las barandas combinadas que separan las aceras de las calzadas adyacentes funcionan como barandas para peatones o ciclistas. Cuando la altura de estas barandas por encima de la superficie de la acera es menor que la altura mínima requerida para las barandas para peatones o ciclistas, según corresponda, el Ingeniero puede agregar elementos adicionales, tales como rieles metálicos en la parte superior de la baranda combinada.

Los elementos adicionales se deben diseñar considerando las fuerzas de diseño para barandas para peatones o ciclistas, según corresponda.

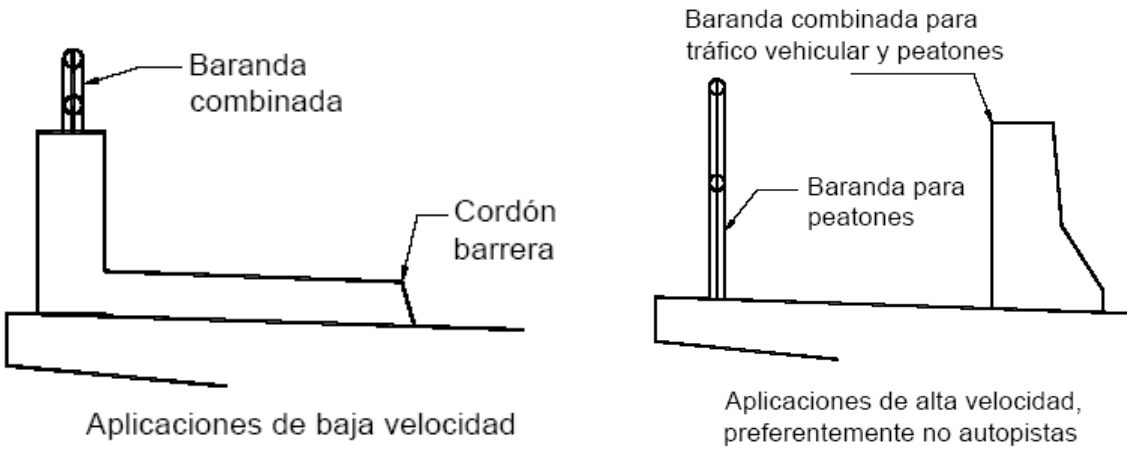


Figura 11.4-1 – Aceras peatonales

11.5 MATERIALES

A menos que se especifique lo contrario, para los materiales empleados en los sistemas de barandas se deberán aplicar los requisitos de la **Sección 6**.

Los factores que se deben considerar al seleccionar los materiales a utilizar en un sistema de barandas incluyen su resistencia última, durabilidad, ductilidad, necesidades de mantenimiento, facilidad de reemplazo y comportamiento a largo plazo.

11.6 ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA

11.6.1 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

Los estados límites se deberán aplicar utilizando las combinaciones de cargas aplicables indicadas en la ***Tabla 4.5.1-1*** y las cargas aquí especificadas. Los factores de resistencia para los postes y elementos de las barandas deberán ser como se especifica en el ***Artículo 6.5.4***.

Las cargas de diseño para las barandas peatonales deberán ser como se especifica en el ***Artículo 11.8.2.*** Las cargas de diseño para las barandas para ciclistas deberán ser como se especifica en el ***Artículo 11.9.3.*** Para las barandas combinadas se deberán aplicar las cargas correspondientes a las barandas peatonales o para ciclistas como se especifica en el ***Artículo 11.10.3.*** Los vuelos del tablero se deberán diseñar para las combinaciones de cargas correspondientes al estado límite de resistencia especificadas en la ***Tabla 4.5.1-1.***

11.6.2 ESTADO LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO

Las fuerzas que la baranda del puente transmite al tablero se pueden determinar mediante un análisis de la resistencia última del sistema utilizando las cargas indicadas en el Apéndice A, al final de esta sección. Dichas fuerzas se deberán considerar las cargas mayoradas en el estado límite correspondiente a evento extremo.

11.7 BARANDAS PARA TRÁFICO VEHICULAR

11.7.1 BARANDAS

11.7.1.1 Requisitos Generales

El propósito principal de las barandas para tráfico vehicular deberá ser contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura. Se deberá demostrar que todas las barreras para tráfico vehicular, barandas para tráfico vehicular y barandas combinadas nuevas son estructural y geométricamente resistentes al choque.

Se deberían considerar los siguientes factores:

• Protección de los ocupantes de un vehículo que impacta contra la barrera,

• Protección de otros vehículos próximos al lugar de impacto,

• Protección de las personas y propiedades que se encuentran en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura,

• Posibles mejoras futuras de las barandas,

• Relación costo-beneficio de las barandas, y

• Estética y visibilidad de los vehículos circulantes.

Una baranda combinada que satisface las dimensiones indicadas en las ***Figuras 11.8.2-1 y 11.9.3-1*** y que ha sido verificada al impacto de un choque junto con una acera se puede considerar aceptable,

para utilizar con aceras de ancho mayor o igual que 1,00 m y cordones con alturas hasta la altura utilizada en las verificaciones al choque.

Se deberá demostrar que una baranda diseñada para usos múltiples es resistente al choque con o sin la acera. El uso del riel combinado para vehículos y peatones ilustrado en la ***Figura 11.7.1.1-1*** se deberá limitar a las carreteras en las cuales la velocidad máxima permitida es menor o igual que 70 km/h.

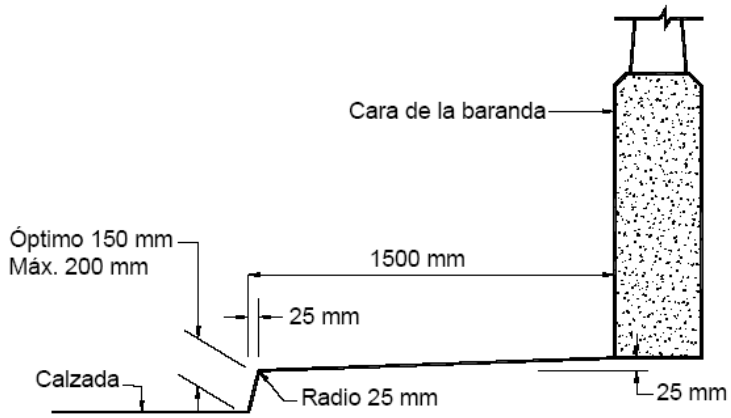


Figura 11.7.1.1-1 – Típica acera sobreelevada

El documento A Policy on Geometric Design of Highways and Streets de la AASHTO, recomienda utilizar cordones barrera exclusivamente cuando las velocidades son menores o iguales que 70 km/h. Para velocidades mayores o iguales que 80 km/h, para proteger a los peatones se puede utilizar una barrera para separarlos del tráfico vehicular.

11.7.1.2 Barandas de Aproximación al Puente

Se debería proveer un sistema de guardarrieles al inicio de todas las barandas de puentes en las zonas rurales con tráfico de alta velocidad.

Las barandas de aproximación al puente deberían incluir una transición del guardarriel a la baranda rígida del puente que sea capaz de proveerle resistencia lateral a un vehículo desviado. El borde de ataque del guardarriel en la aproximación al puente deberá tener un extremo resistente al choque.

En las áreas urbanas o cuando las calles urbanas y/o aceras no permiten utilizar transiciones o extremos resistentes al choque se deberían considerar las siguientes medidas:

• Prolongar la baranda del puente o el guardarriel de manera que no sea posible que un vehículo pueda invadir cualquier sistema carretero ubicado debajo del puente,

• Utilizar un cordón barrera,

• Limitar la velocidad,

• Señalizar las intersecciones, y

• Proveer áreas de recuperación.

Las instalaciones de drenaje en los extremos de los puentes se deberían considerar parte integral del diseño de la transición de la barrera.

11.7.1.3 Tratamiento de los Extremos

En las zonas rurales con tráfico de alta velocidad, el extremo de un parapeto o baranda por el cual se aproxima el tráfico deberá tener una configuración resistente al choque o bien, deberá estar protegido mediante una barrera para tráfico vehicular resistente al choque.

Si la baranda de aproximación al puente está conectada a un sistema de barandas de la carretera, ésta puede ser continua con el sistema de aproximación al puente, y solamente será necesario utilizar una transición de un sistema flexible a un sistema rígido.

11.7.2 CRITERIOS PARA SELECCIONAR EL NIVEL DE RESISTENCIA AL CHOQUE

Los niveles de resistencia al choque han sido establecidos para evaluar uno o más de los principales factores que afectan el comportamiento de la baranda del puente, los cuales incluyen el comportamiento estructural, el riesgo para los ocupantes del vehículo y el comportamiento del vehículo luego del impacto. En general, los niveles de resistencia más bajos se aplican para evaluar y seleccionar barandas de puente a utilizar en segmentos de carreteras de bajo nivel de servicio y ciertos tipos de zonas de trabajo.

Los niveles de resistencia al choque, más elevados, se aplican para evaluar y seleccionar barandas de puente a utilizar en carreteras de nivel de servicio más elevado o en ubicaciones que exigen un comportamiento especial, superior, de las barandas del puente. En este sentido, las barandas TL-4 satisfarán la mayoría de los requisitos de diseño para carreteras nacionales.

Se deberá especificar uno de los niveles de resistencia siguientes:

• TL-1 − Nivel de Resistencia Uno: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo en las cuales las velocidades permitidas son bajas y para las calles locales de muy bajo volumen y baja velocidad;

• TL-2 − Nivel de Resistencia Dos: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y colectoras en las cuales las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables; también donde se anticipa la presencia de un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas;

• TL-3 − Nivel de Resistencia Tres: Generalmente aceptable para un amplio rango de carreteras principales de alta velocidad en las cuales la presencia de vehículos pesados es muy reducida y las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables;

• TL-4 − Nivel de Resistencia Cuatro: Generalmente aceptable para la mayoría de las aplicaciones en carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras nacionales en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados;

• TL-5 − Nivel de Resistencia Cinco: Generalmente aceptable para las mismas aplicaciones que el TL-4 y también cuando el tráfico medio diario contiene una proporción significativa de grandes camiones o cuando las condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento justifican un mayor nivel de resistencia de las barandas; y

• TL-6 − Nivel de Resistencia Seis: Generalmente aceptable para aplicaciones en las cuales se anticipa la presencia de camiones tipo tanque o cisterna u otros vehículos similares de centro de gravedad elevado, particularmente cuando este tráfico se combina con condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento.

El nivel TL-5 se utiliza para tomar en cuenta la presencia de un número elevado de vehículos tipo camión con remolque para satisfacer los requisitos de diseño en aquellos casos en los cuales las barandas TL-4 no se consideran adecuadas. También se utiliza cuando las condiciones del sitio de emplazamiento son tales que el vuelco o la penetración de un vehículo más allá de la baranda podría tener consecuencias severas.

El nivel TL-6 se utiliza para tomar en cuenta la presencia de camiones tipo tanque o cisterna para satisfacer los requisitos de diseño en aquellos casos en los cuales estos vehículos, los cuales tienen su centro de gravedad a mayor altura, han sufrido vuelcos o penetraciones en el pasado. También se utiliza cuando las condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento indican la necesidad de contar con barandas que tengan un nivel de resistencia muy elevado.

Entre las condiciones desfavorables de un sitio de emplazamiento se pueden mencionar un radio de curvatura reducido, la presencia de pendientes descendientes pronunciadas combinadas con una curva horizontal y las condiciones meteorológicas adversas.

Será responsabilidad del Propietario que habilita el puente determinar cuál de los niveles de resistencia es más adecuado para el predio donde está ubicado el puente.

Los criterios de para el nivel de resistencia seleccionado deberán corresponder a los pesos y velocidades de los vehículos y los ángulos de impacto especificados en la ***Tabla 11.7.2-1.***

Tabla 11.7.2.1 − Niveles de resistencia al choque para las barandas de puentes.

Características de los vehículos	Pequeños automóviles		Camionetas (Pickups)	Camión semi-remolque	Camión con remolque		Camión cisterna
W (kN)	7,0	8,0	20,0	80,0	220,0	355,0	355,0

B (m)	1,70	1,70	2,00	2,30	2,45	2,45	2,45
G (m)	0,55	0,55	0,70	1,25	1,63	1,85	2,05
Ángulo de impacto, θ	20°	20°	25°	15°	15°	15°	15°
Nivel de Resistencia	Velocidades de impacto (km/h)						
TL-1	50	50	50	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-2	70	70	70	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-3	100	100	100	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-4	100	100	100	80	N/A	N/A	N/A
TL-5	100	100	100	N/A	N/A	80	N/A
TL-6	100	100	100	N/A	N/A	N/A	80

11.7.3 DISEÑO DE LAS BARANDAS

11.7.3.1 Requisitos Generales

Normalmente una baranda para tráfico vehicular debería tener una cara de riel continua y hacia el lado del tráfico. Los postes de acero que sostienen los rieles se deberían estar retirados de la cara del riel. Se debería considerar la continuidad estructural de los rieles y anclajes de los extremos.

Un sistema de barandas y su conexión al tablero, sólo podrá ser aprobado una vez que los diseños demuestren su capacidad de resistir un choque y se haya determinado que son satisfactorios para el nivel de uso deseado.

11.7.3.1.1 Sistemas Nuevos

Se podrán utilizar sistemas de barandas nuevos, siempre y cuando mediante estudios de resistencia al choque se demuestre que su comportamiento es aceptable.

Para realizar el análisis de choque para un sistema de barandas, se deberán utilizar las cargas aplicadas de acuerdo con el ***Artículo 11.8.7.5*** de la presente Sección.

Se deberán tomar precauciones para transferir las cargas del sistema de barandas al tablero. Las cargas que actúan sobre las barandas se deberán tomar del ***Artículo 11.8.7.5*** de la presente Sección.

A menos que por un procedimiento de ensayo de choque se pueda demostrar que un espesor menor resulta satisfactorio, el mínimo espesor de borde de los vuelos de tablero de hormigón se deberá tomar como:

• Para vuelos de tablero de hormigón que soportan un sistema de postes montados en el tablero: 200 mm

• Para sistemas de postes montados lateralmente: 300 mm

• Para vuelos de tablero de hormigón que soportan paramentos o barreras de hormigón: 200 mm

En los vuelos de tablero correctamente diseñados los mayores daños provocados por el impacto de los vehículos ocurren en secciones cortas de las áreas de la losa en las cuales se produce el impacto contra la barrera.

11.7.3.2 Altura del Parapeto o Baranda para Tráfico Vehicular

Las barandas para tráfico vehicular deberán tener como mínimo una altura de:

- 685 mm., si se trata de barandas de Nivel Tres: Generalmente aceptable para un amplio rango de carreteras principales de alta velocidad en las cuales la presencia de vehículos pesados es muy reducida y las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables;
- 810 mm., si se trata de barandas de Nivel Cuatro: Generalmente aceptable para la mayoría de las aplicaciones en carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras internacionales en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados; y
- 2,290 m., si se trata de barandas de Nivel Seis: Generalmente aceptable para aplicaciones en las cuales se anticipa la presencia de camiones tipo tanque o cisterna u otros vehículos similares de centro de gravedad elevado, particularmente cuando este tráfico se combina con condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento.

El labio inferior de 75 mm no se deberá aumentar en anticipación de posibles sobrecapas futuras.

La mínima altura de un parapeto de hormigón de cara vertical deberá ser de 685 mm. La altura de otros tipos de barandas combinadas de metal y hormigón no deberá ser menor que 685 mm y se deberá demostrar que son adecuadas mediante estudios de choque.

La mínima altura de las barandas para peatones o ciclistas se debería medir por encima de la superficie de la acera o ciclovía.

Los mínimos requisitos geométricos para las barandas combinadas más allá de los exigibles para satisfacer los requisitos de los estudios de choque se deberán tomar como se especifica en los ***Artículos 11.8, 11.9 y 11.10.***

11.7.4 GEOMETRÍA Y ANCLAJES

11.7.4.1 Separación de los Elementos de las Barandas

Para las barandas para tráfico vehicular, los criterios para definir la máxima abertura libre debajo del riel inferior, *cb*, el retiro de los postes, *S*, y la máxima abertura entre rieles, *c*, se deberán basar en los criterios siguientes:

• Los anchos de contacto de los rieles de las barandas típicas se pueden tomar como se ilustra en la ***Figura 11.7.4.1-1*** ;

• El ancho total del riel o los rieles en contacto con el vehículo, Σ*A*, no deberá ser menor que 25 por ciento de la altura de la baranda;

• En el caso de las barandas con postes, la abertura libre vertical, *c*, deberá ser igual o menor que 300 mm cualquiera sea el retiro de los postes, *S*; y

• En el caso de las barandas con postes, la combinación de (Σ*A*/*H*) y el retiro de los postes, *S*, deberá estar dentro o por encima del área sombreada ilustrada en la ***Figura 11.7.4.1-2***.

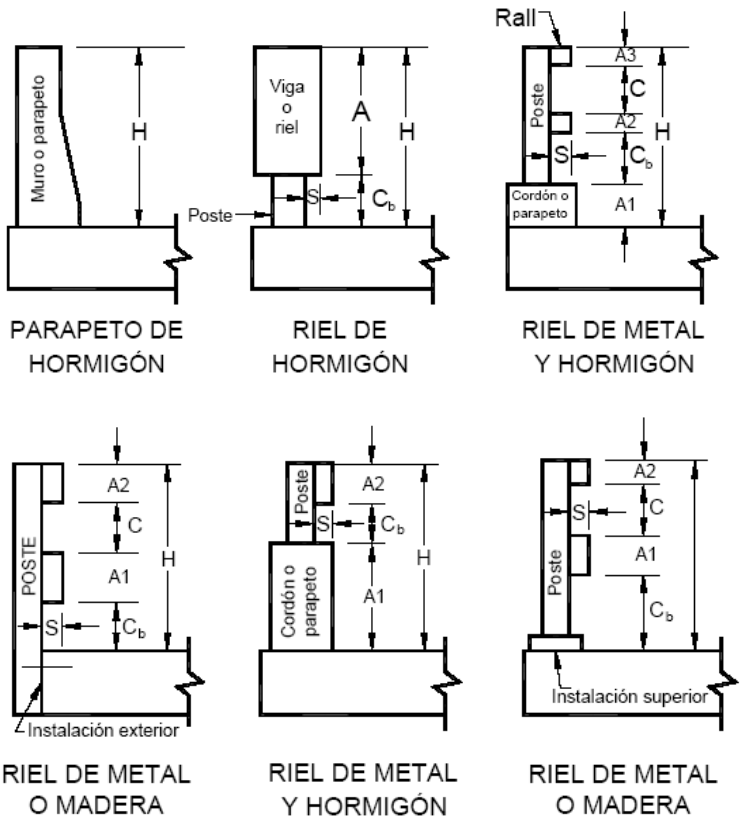


Figura 11.7.4.1-1 – Típicas barandas para tráfico vehicular

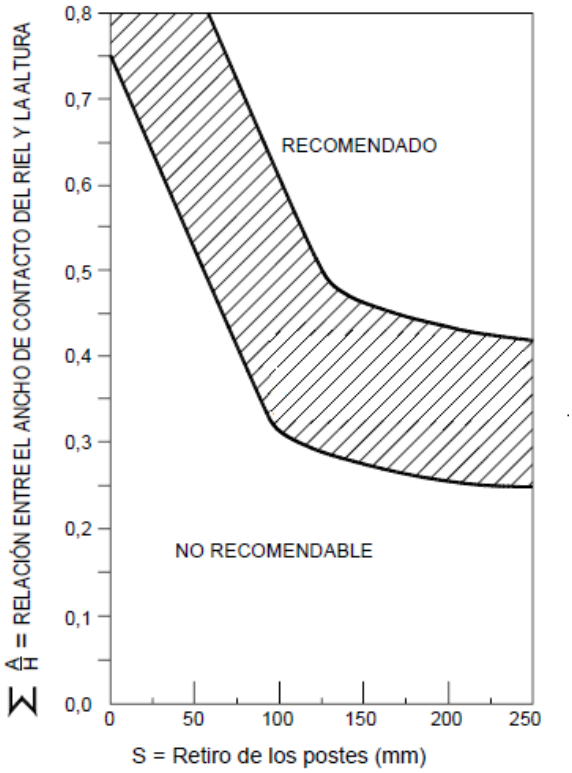


Figura 11.7.4.1-2 – Criterios para determinar el retiro de los postes

11.7.4.2 Anclajes

La tensión de fluencia de los bulones de anclaje utilizados en las barandas de acero se deberá desarrollar completamente mediante adherencia, ganchos, fijación a placas embebidas en hormigón o cualquier combinación de estos mecanismos.

Las armaduras de las barandas de hormigón deberán tener una longitud embebida suficiente para desarrollar la tensión de fluencia.

Como agente de adherencia no corrosivo se puede utilizar mortero de cemento, epoxi o un compuesto de fosfato de magnesio. No se deberían utilizar morteros con azufre ni morteros expansivos.

Algunos de los agentes de adherencia disponibles en el mercado tienen propiedades corrosivas; se deben evitar estos agentes.

La longitud de anclaje de las barras de armadura se especifica en la ***Sección 6***.

11.7.5 FUERZAS DE DISEÑO PARA LAS BARANDAS PARA TRÁFICO VEHICULAR

A menos que en la presente se establezca lo contrario, se deberán aplicar el estado límite correspondiente a evento extremo y las combinaciones de cargas de la ***Tabla 4.5.1-1*** correspondientes.

Las fuerzas de diseño para las barandas y los criterios geométricos a utilizar al desarrollar probetas de ensayo para el programa de ensayos de choque se deberían tomar como se especifica en la ***Tabla 11.7.5-1***. No es necesario aplicar las cargas transversales y longitudinales indicadas en la ***Tabla 11.7.5-1*** simultáneamente con las cargas verticales.

La altura efectiva, en metros, de la fuerza de vuelco de un vehículo se toma de la siguiente manera:

$$H_e = G - \frac{WB}{2F_t} \qquad (11.7.5\text{-}1)$$

donde:

G = altura del centro de gravedad del vehículo por encima del tablero del puente, tal como se especifica en la ***Tabla 11.7.2-1*** (m)

W = peso del vehículo correspondiente al nivel requerido, tal como se especifica en la ***Tabla 11.7.2-1*** (kN)

B = separación entre los bordes exteriores de las ruedas de un eje, tal como se especifica en la ***Tabla 11.7.2-1*** (m)

F_t = fuerza transversal correspondiente al nivel requerido, tal como se especifica en la ***Tabla 11.7.5-1*** (kN)

La ***Figura 11.7.5-1*** ilustra la simbología utilizada en las **Ecuaciones 11.7.5-1 y 11.7.5-2**

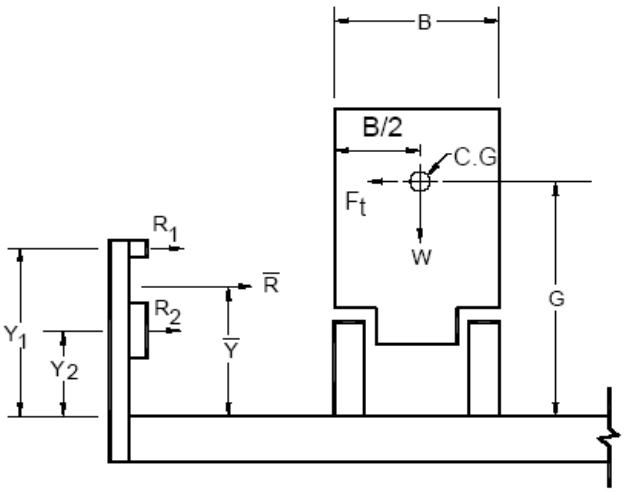


Figura 11.7.5-1 – Baranda para tráfico vehicular

Si la resistencia total, *R*, de una baranda formada por postes y vigas con múltiples rieles es significativamente mayor que la carga aplicada, *Ft*, se podrá reducir la resistencia, *Ri*, del riel inferior utilizada en los cálculos.

El valor reducido de *R* aumentará el valor calculado de *Y*. La resistencia ideal total reducida del riel y su altura efectiva deben satisfacer las **Ecuaciones 11.7.5-2 y 11.7.5-3**

Las barandas se deberán dimensionar de manera que:

$R \geq Ft$ (11.7.5-2)

$Y \geq He$ (11.7.5-3)

para lo cual:

$R = \Sigma Ri$ (11.7.5-4)

$$Y = \frac{\sum (R_i / Y_i)}{R} \qquad (11.7.5\text{-}5)$$

y donde:

R_i = resistencia del riel (kN)

Y_i = distancia desde el tablero del puente hasta el riel *i* (m)

Todas las fuerzas se deberán aplicar a los elementos longitudinales. La distribución de las cargas longitudinales a los postes deberá ser consistente con la continuidad de los elementos de los rieles. La distribución de las cargas longitudinales deberá ser consistente con el mecanismo de falla supuesto para la baranda.

La **Ecuación 11.7.5-1** permite predecir razonablemente la altura efectiva requerida para evitar vuelcos.

Si la carga de diseño ubicada en *He* se encuentra en un espacio entre rieles, esta carga se debería distribuir proporcionalmente entre los elementos por encima y por debajo de *He* de manera tal que $Y \geq He$.

A modo de ejemplo del significado de los datos incluidos en la ***Tabla 11.7.5-1,*** la longitud de 1,22 m para *Lt* y *LL* corresponde a la longitud de contacto significativo entre vehículo y baranda durante un choque.

La longitud de 1,07 m para las barandas del Nivel cuatro (TL-4) corresponde al diámetro de los neumáticos del eje trasero del camión. La longitud de 2,44 m para barandas de los Niveles cinco (TL-5) y seis (TL-6) corresponde a la longitud de los ejes tandem traseros: dos neumáticos de 1,07 m de diámetro más 0,30 m entre los mismos.

Fv, es decir el peso de un vehículo ubicado encima del riel del puente, se distribuye en la longitud del vehículo en contacto con el riel, *Lv*.

En el caso de las barandas de hormigón, la **Ecuación 11.7.5-1** da como resultado una altura teórica requerida, *H*, igual a 0,857 m para el Nivel cuatro (TL-4). Sin embargo, como se indica en la ***Tabla 11.7.5-1***, se consideró que una baranda de 0,81 m de altura es aceptable, ya que se han construido numerosas barandas de esta altura, las cuales parecen estar comportándose satisfactoriamente.

Tabla 11.7.5-1 – Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Resistencia para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_t (kN)	60,0	120,0	240,0	240,0	550,0	780,0
Longitudinal F_L (kN)	20,0	40,0	80,0	80,0	183,0	260,0
Vertical descendente F_v (kN)	20,0	20,0	20,0	80,0	355,0	355,0
L_t y L_L (m)	1,22	1,22	1,22	1,07	2,44	2,44
L_v (mm)	5,50	5,50	5,50	5,50	12,20	12,20
H_e (mín.) (m)	0,46	0,51	0,61	0,81	1,07	1,42
Mínima altura del riel H (m)	0,685	0,685	0,685	0,81	1,07	2,29

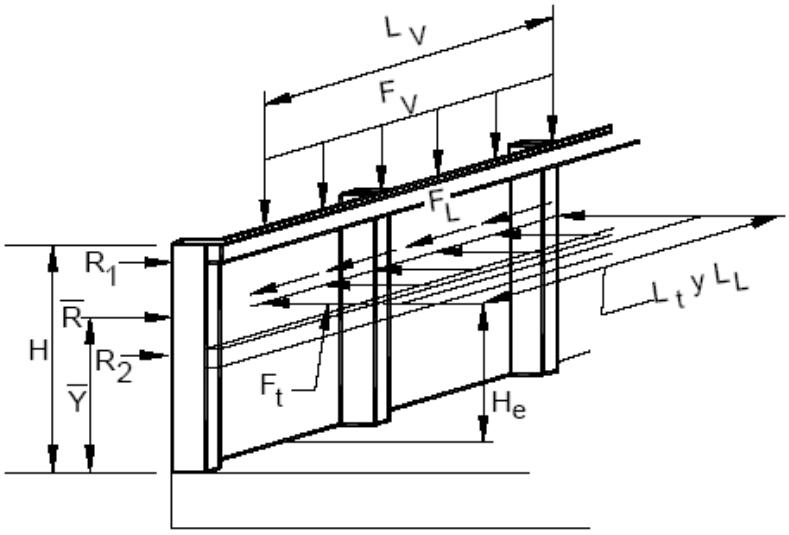


Figura 11.7.5-2 – Fuerzas de diseño en una baranda Metálica, ubicación en altura y longitud de distribución Horizontal

11.7.6 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE LAS BARANDAS

11.7.6.1 Barandas de Hormigón

Para las barreras o parapetos de hormigón armado y pretensado se podrán utilizar análisis por líneas de fluencia y diseño por resistencia.

La resistencia nominal de la baranda frente a la carga transversal, R_w, se puede determinar utilizando un enfoque por líneas de rotura de la siguiente manera:

• Para impactos dentro de un segmento de muro:

(11.7.6.1-1)

La longitud crítica de muro en la cual se produce el mecanismo de la línea de fluencia, L_c, se deberá tomar como:

(11.7.6.1-2)

• Para impactos en el extremo de un muro o en una junta:

(11.7.6.1-3)

(11.7.6.1-4)

donde:

F_t = fuerza transversal especificada en la ***Tabla 11.7.5-1*** que se supone actuando en la parte superior de un muro de hormigón (kN)

H = altura del muro (m)

L_c = longitud crítica del patrón de falla por líneas de fluencia (m)

L_t = longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto F_t (m)

R_w = resistencia transversal total de la baranda (kN)

M_b = resistencia flexional adicional de la viga acumulativa con M_w, si corresponde, en la parte superior del muro (kN-m)

M_c = resistencia flexional de los muros en voladizo respecto de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (N-m/m)

M_w = resistencia flexional del muro respecto de su eje vertical (kN-m/m)

Para poder ser utilizados en las expresiones anteriores, M_c y M_w no deberían variar significativamente con la altura del muro. En otros casos se debería realizar un análisis riguroso mediante líneas de fluencia.

El análisis por líneas de fluencia ilustrado en las Figuras 11.7.6-1 y 11.7.6-2 incluye sólo la capacidad flexional última del elemento de hormigón. Para resistir el corte y/o las fuerzas de tracción diagonal se deberían disponer estribos o zunchos.

La resistencia última a flexión, M_s, del tablero de puente o la losa se debería determinar reconociendo que el tablero también resiste una fuerza de tracción provocada por la componente de las fuerzas de impacto, F_t.

En este análisis se supone que el patrón de falla por líneas de fluencia ocurre exclusivamente en el parapeto y no se propaga hacia el tablero. Esto significa que el tablero debe tener suficiente resistencia para obligar a que el patrón de falla se mantenga dentro del parapeto. Si el patrón de falla se extiende hacia el tablero, las expresiones para calcular la resistencia del parapeto pierden su validez.

El análisis también se basa en la hipótesis de que existe una longitud suficiente de parapeto para lograr el patrón de falla ilustrado. Si el parapeto tiene poca longitud es posible que se forme una única línea de fluencia a lo largo de la unión entre el parapeto y el tablero. Este tipo de patrón de falla es admisible; la resistencia del parapeto se debería calcular utilizando un análisis apropiado.

Este análisis se basa en la hipótesis de que los momentos resistentes negativo y positivo del muro son iguales y que los momentos resistentes negativo y positivo de la viga son iguales.

La medida de la resistencia de una baranda de hormigón es R_w*, valor que se compara con las cargas indicadas en la* ***Tabla 11.7.5-1*** *para determinar si la baranda es estructuralmente adecuada. Las resistencias flexionales,* M_b*,* M_w y M_c*, se relacionan con la resistencia del sistema* R_w *a través del análisis por líneas de fluencia representado por las Ecuaciones* 11.7.6.1- 1 *y* 11.7.6.1-2. *En la terminología de estas Especificaciones,* R_w *es la "resistencia nominal," ya que este valor se compara con la "carga nominal" indicada en la* ***Tabla 11.7.5-1***.

Si el ancho de la baranda de hormigón varía en función de la altura, el valor de M_c *utilizado en las Ecuaciones 1 a 4 para determinar la resistencia del muro se debería tomar como el promedio de su valor en toda la altura de la baranda.*

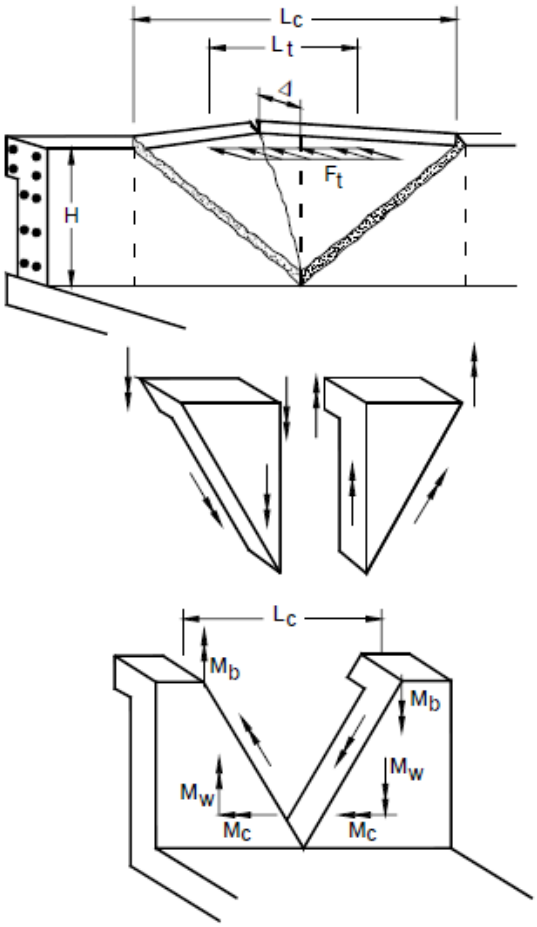


Figura 11.7.6.1-1 – Análisis mediante líneas de rotura (fluencia) de un muro de hormigón para el caso de un impacto dentro de un segmento del muro

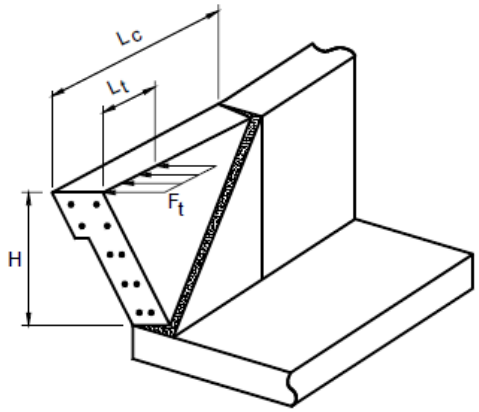


Figura 11.7.6.1-2 – Análisis mediante líneas de rotura (fluencia) de un muro de hormigón para el caso de un impacto cerca del extremo de un segmento del muro

11.7.6.2 Barandas Formadas por Postes y Vigas

Para diseñar las barandas formadas por postes y vigas bajo condiciones de falla se deberán utilizar análisis inelásticos. Si la falla no involucra el poste final de un segmento, la resistencia nominal crítica de los rieles, R, se deberá tomar como el menor valor entre los determinados mediante las Ecuaciones 11.7.6.2-1 y 11.7.6.2-2 para diferentes números de tramos de baranda, kN.

• Para los modos de falla que involucran un número de tramos de baranda, N, impar:

(11.7.6.2-1)

• Para los modos de falla que involucran un número de tramos de baranda, N, par:

(11.7.6.2-2)

donde:

L = separación de los postes o longitud de un tramo simple (m)

M_p = resistencia inelástica o para línea de fluencia de todos los rieles que contribuyen a una rótula plástica (kN-m)

P_p = resistencia última a la carga transversal de un único poste ubicado a una altura Y por encima del tablero (kN)

R = resistencia última total de la baranda, es decir su resistencia nominal (kN)

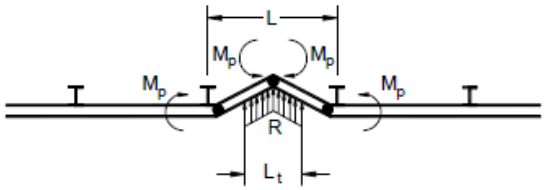
L_t, L_L = longitud transversal de las cargas distribuidas debidas al impacto de vehículos, F_t y F_L (m)

Para considerar un impacto en el extremo de un segmento de riel que provoca la caída del poste ubicado en el extremo de la baranda, la resistencia nominal crítica del riel, R, se deberá calcular utilizando la ***Ecuación 11.7.6.2-3***.

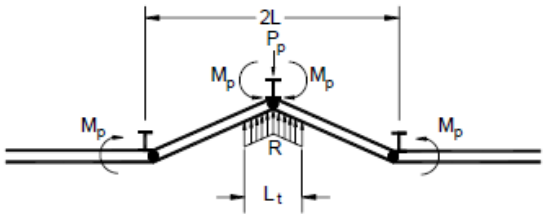
· Para cualquier número de tramos de baranda, N:

(11.7.6.2-3)

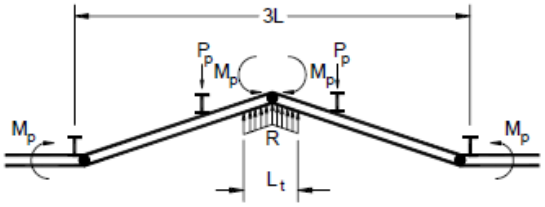
En la Figura 11.7.6.2-1 se ilustra una posible base para aplicar un análisis inelástico.



Modo de falla para un solo tramo



Modo de falla para dos tramos



Modo de falla para tres tramos

Figura 11.7.6.2-1 – Modos de falla posibles para las barandas formadas por postes y vigas

Este procedimiento de diseño se puede aplicar para las barandas formadas por postes y vigas metálicas y de hormigón.

El poste en cada extremo del mecanismo plástico debe ser capaz de resistir el corte del riel o la viga.

En los sistemas de múltiples rieles cada uno de los rieles puede contribuir al mecanismo de fluencia esquematizado en la ***Figura 11.7.6.2-1***, dependiendo de la rotación correspondiente a su posición vertical.

11.7.6.3 Parapeto de Hormigón y Riel Metálico

La resistencia de cada elemento de un riel combinado se deberá determinar como se especifica en los Artículos 11.7.6.1 y 11.7.6.2. La resistencia flexional del riel se deberá determinar para un tramo, R_R, y para dos tramos, R'_R. Se deberá determinar la resistencia del poste sobre el muro, P_p, incluyendo la resistencia de los bulones de anclaje o poste.

La resistencia del conjunto formado por el parapeto y el riel se deberá tomar como la menor de las resistencias determinadas para los dos modos de falla ilustrados en las

Figuras 11.7.6.3-1 y 11.7.6.3-2.

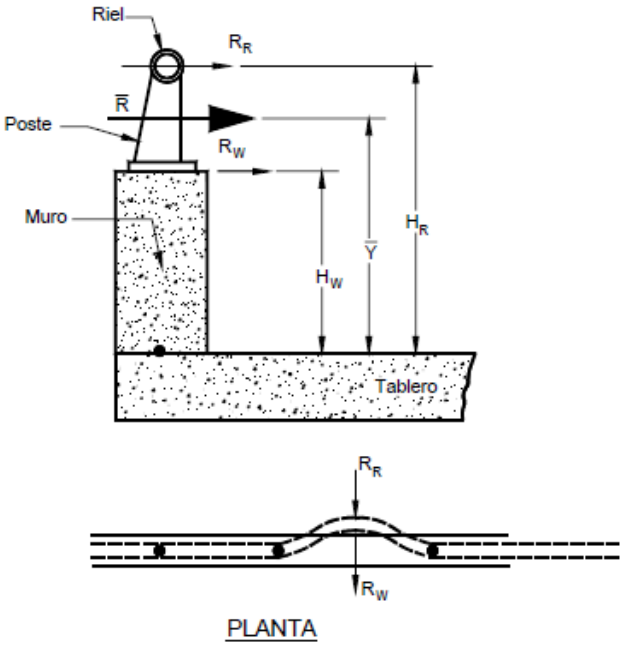


Figura 11.7.6.3-1 – Evaluación del conjunto formado por un muro de hormigón y un riel metálico – Impacto a la mitad de la longitud del riel

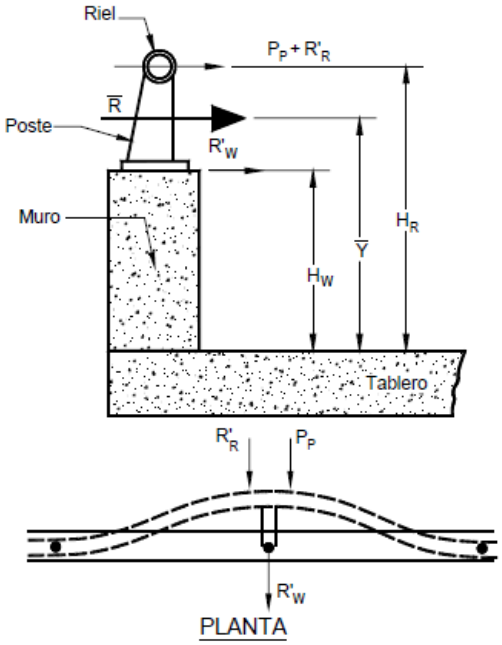


Figura 11.7.6.3-2 – Evaluación del conjunto formado por un muro de hormigón y un riel metálico – Impacto en un poste

Si el impacto del vehículo se produce a la mitad de la longitud del riel metálico (como se ilustra en la Figura 11.7.6.3-1), la resistencia flexional del riel, R_R, y la máxima resistencia del muro de hormigón,

R_w, se deberán sumar entre sí para determinar la resistencia combinada resultante, R, y la altura efectiva, Y, se deberá tomar de la siguiente manera:

(11.7.6.3-1)

(11.7.6.3-2)

donde:

R_R = capacidad última del riel en un tramo (kN)

R_w = capacidad última del muro como se especifica en el Artículo 11.7.6.1 (kN)

H_w = altura del muro (m)

H_R = altura del riel (m)

Si el impacto del vehículo se produce en un poste (como se ilustra en la ***Figura 11.7.6.3-2***), la máxima resistencia resultante, R, se deberá tomar como la sumatoria de la capacidad del poste, P_p, la resistencia del riel, R'_R, y una resistencia reducida del muro, R'_w, ubicada a una altura Y.

(11.7.6.3-3)

(11.7.6.3-4)

donde:

(11.7.6.3-5)

y donde:

P_p = resistencia transversal última del poste (kN)

R'_R = resistencia transversal última del riel en dos tramos (kN)

R_w = resistencia transversal última del muro como se especifica en el Artículo 11.7.6.1 (kN)

R'_w = capacidad del muro, reducida para resistir la carga del poste (kN)

También se debe reconocer que se podría obtener una máxima altura efectiva, Y, igual a la altura del baricentro del riel, H_R, pero para una resistencia resultante reducida, R, sólo igual a la capacidad del poste, P_p, y la capacidad del riel, R'_R.

Este análisis no considera los impactos que pueden ocurrir cerca de las juntas abiertas del muro o parapeto. El riel metálico ayudará a distribuir la carga a través de estas juntas. La resistencia del riel se mejora si se minimiza el uso de juntas de expansión y contracción.

En el caso de un impacto cerca del extremo de un segmento de baranda, la resistencia nominal se puede calcular como la sumatoria de la resistencia del muro, calculada mediante la Ecuación 11.7.6.1-3, más la resistencia del riel metálico en un tramo, calculada mediante la Ecuación 11.7.6.2-3

11.7.6.4 Barreras de Madera

Las barreras de madera se deberán diseñar mediante análisis elásticos lineales, dimensionando las secciones de los elementos en base a sus resistencias especificadas, utilizando los estados límites de resistencia y las combinaciones de cargas aplicables especificadas en la Tabla 4.5.1-1.

Para las barandas de madera no se recomienda ningún límite ni mecanismo de falla.

11.7.7 DISEÑO DE LOS VUELOS DEL TABLERO

11.7.7.1 Casos de Diseño

Los vuelos del tablero de un puente se deberán diseñar considerando separadamente los siguientes casos de diseño:

Caso de Diseño 1: fuerzas transversales y longitudinales especificadas en el ***Artículo 11.7.5*** – Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo

Caso de Diseño 2: fuerzas verticales especificadas en el ***Artículo 11.7.5*** – Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo

Caso de Diseño 3: cargas que ocupan el vuelo, especificadas en el ***Artículo 4.3.2*** –Estado Límite de Resistencia

11.7.7.2 Tableros que Soportan Parapetos de Hormigón

Para el Caso de Diseño 1, el tablero del puente se puede diseñar para proveer una resistencia flexional, M_s, en kNm/m, que actuando conjuntamente con la fuerza de tracción T en kN/m aquí especificada sea mayor que la M_c del parapeto en su base. La fuerza de tracción axial, T, se puede tomar de la siguiente manera:

——— (11.7.7.2-1)

donde:

R_w = resistencia del parapeto especificada en el Artículo 11.7.6.1 (kN)

L_c = longitud crítica del patrón de falla por líneas de rotura (fluencia) (m)

H = altura del muro (m)

T = fuerza de tracción por unidad de longitud del tablero (kN/m)

El diseño del vuelo del tablero para las fuerzas verticales especificadas en el Caso de Diseño 2 se deberá basar en la porción del tablero en voladizo.

Si la capacidad del vuelo del tablero es menor que la especificada es posible que no se desarrolle el mecanismo de falla por líneas de rotura como se ilustra en la ***Figura 11.7.6.1-2.*** *En este caso las* ***Ecuaciones 11.7.6.1-1 y 11.7.6.1-2*** *perderán su validez.*

La resistencia al choque de las barrandas, se orienta hacia la supervivencia del sistema de barandas, no necesariamente a la identificación de su resistencia última. Esto significa que se podría lograr una baranda significativamente sobredimensionada, lo cual podría llevar que también el vuelo del tablero resulte sobredimensionado.

11.7.7.3 Tableros que Soportan Barandas Formadas por Postes y Vigas

11.7.7.3.1 Diseño del Vuelo

Para el Caso de Diseño 1 el momento por mm, *Md*, y el esfuerzo normal por mm de tablero, *T*, se pueden tomar de la siguiente manera:

——— (11.7.7.3-1)

——— (11.7.7.3-2)

Para el Caso de Diseño 2 la fuerza de corte por punzonamiento y el momento en el vuelo se pueden tomar de la siguiente manera:

—— (11.7.7.3-3)

—— (11.7.7.3-4)

Donde:

(11.7.7.3-5)

Y donde:

M_{poste} = resistencia flexional del poste de la baranda (kN)

P_p = corte correspondiente a M_{poste} (kN)

X = distancia desde el borde exterior de la placa de base del poste hasta la sección investigada, tal como se especifica en la Figura 11.7.7.3-1 (m)

W_b = ancho de la placa de base (m)

T = fuerza de tracción en el tablero (kN/m)

D = distancia desde el borde exterior de la placa de base hasta la fila de bulones más interna, tal como se ilustra en la ***Figura 11.7.7.3.1-1*** (m)

L = separación de los postes (m)

L_v = distribución longitudinal de la fuerza vertical F_v sobre la baranda (m)

F_v = fuerza vertical que representa un vehículo que yace sobre el riel una vez concluidas las fuerzas de impacto F_t y F_L (kN)

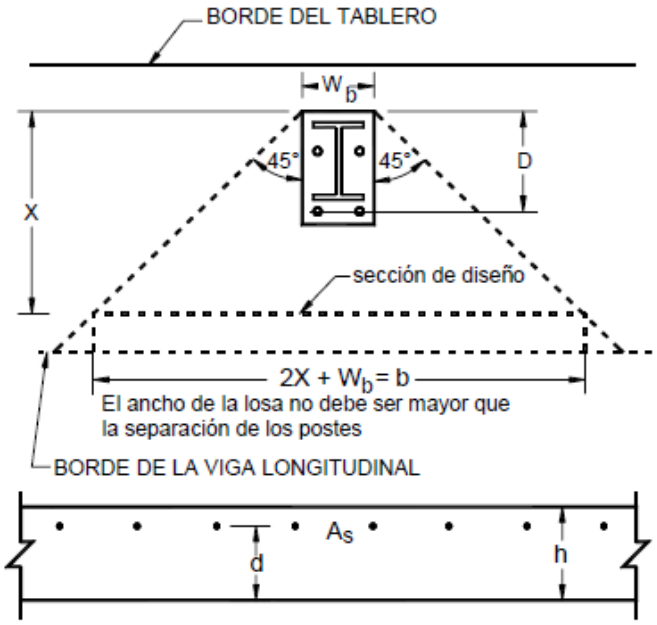


Figura 11.7.7.3.1-1 – Longitud efectiva del voladizo para soportar las cargas concentradas de los postes, transversales o verticales

11.7.7.3.2 Resistencia al Corte por Punzonamiento

Muchas veces las losas o tableros de hormigón fallan por el corte por punzonamiento que provoca la fuerza que ejerce el ala comprimida del poste, C. Para resistir este tipo de fallas se debería proveer un espesor h adecuado, una distancia al borde E adecuada, o una placa de base de tamaño adecuado (W_b, B o espesor).

Para el Caso de Diseño 1, el corte mayorado se puede tomar de la siguiente manera:

(11.7.7.3.2-1)

La resistencia mayorada al corte por punzonamiento de un vuelo de tablero se puede tomar como:

(11.7.7.3.2-2)

– – (11.7.7.3.2-3)

— — — (11.7.7.3.2-4)

– – (11.7.7.3.2-5)

Donde:

Y donde:

h = altura de la losa (mm)

W_b = ancho de la placa de base (mm)

A_f = área del ala comprimida del poste (mm^2)

F_y = tensión de fluencia del ala comprimida del poste (MPa)

b = longitud de tablero que resiste la resistencia o carga de corte del poste = $h + W_b$

B = distancia entre los baricentros de las resultantes de las tensiones de tracción y compresión en el poste (mm)

D = espesor de la placa de base (mm)

E = distancia entre el borde de la losa y el baricentro de la resultante de la tensión de compresión en el poste (mm)

f'_c = resistencia a la compresión del hormigón a 28 días (MPa)

ϕ = factor de resistencia = 1,0

La distribución supuesta para las fuerzas que intervienen en el cálculo del corte por punzonamiento deberá ser como se ilustra en la Figura 11.7.7.3.2-1.

Tanto mediante resultados de ensayos como mediante experiencia práctica se ha demostrado que, cuando ocurre una falla del tablero de un puente, el modo de falla es de tipo corte por punzonamiento con pérdida de integridad estructural entre el hormigón y el acero de las armaduras.

El uso de diferentes tipos de armadura de corte puede aumentar la resistencia última de las conexiones postetablero, pero esta armadura de corte no será efectiva para reducir el corte, la tracción diagonal ni la fisuración en el tablero. La resistencia al corte se puede incrementar aumentando el espesor de la losa, el ancho y el espesor de la placa de base, o la distancia al borde.

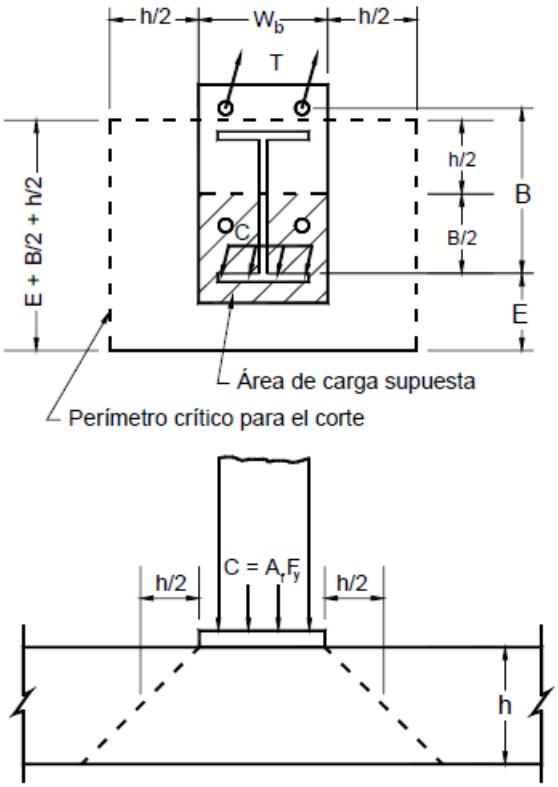


Figura 11.7.7.3.2-1 – Modo de falla por corte por punzonamiento

11.8 BARANDAS PARA PEATONES

11.8.1 GEOMETRÍA

La mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 1,06 m, medidos a partir de la cara superior de la acera.

Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y/o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro.

Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 150 mm se deberá aplicar a los 685 mm inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 200 mm de diámetro. Se debería proveer un riel de seguridad o un cordón al nivel de la superficie de rodamiento. Las barandas se deberían proyectar más allá de la cara de los postes tal como se ilustra en la ***Figura A11.1.1-2.***

Las separaciones arriba indicadas no se deben aplicar a las barandas tipo cerco eslabonado o de malla metálica ni a sus postes. En este tipo de barandas las aberturas no deberán ser mayores que 50 mm.

El tamaño de las aberturas debería poder retener una lata de refrescos de tamaño estándar.

11.8.2 SOBRECARGAS DE DISEÑO

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como w = 0,73 N/mm, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

Los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior o bien, en el caso de las barandas cuya altura total es mayor que 1,50 m, en un punto ubicado 1,50 m por encima de la superficie superior de la acera.

Estas sobrecargas se aplican a las barandas. La sobrecarga peatonal especificada en el ***Artículo 4.3.2.7*** se aplica a la acera.

El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes, P_{LL}, en N, se deberá tomar como:

$$P_{LL} = 890 + 0{,}73\ L \qquad (11.8.2\text{-}1)$$

Donde:

L = separación entre postes (mm)

La carga de diseño para los cercos eslabonados o de malla metálica deberá ser igual a $7{,}2 \times 10^{-4}$ MPa actuando de forma normal a la totalidad de la superficie.

Las cargas se deberán aplicar como se ilustra en la ***Figura 11.8.2-1***, en la cual las geometrías de los elementos de las barandas sirven apenas a título ilustrativo. Se pueden utilizar cuales-quiera de los materiales o combinaciones de materiales especificados en el ***Artículo 11.5.***

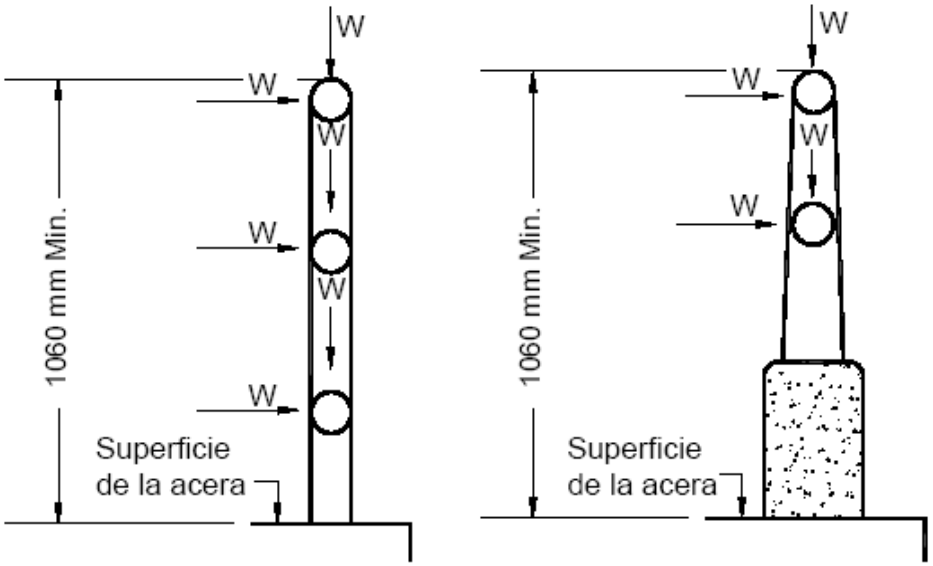


Figura 11.8.2-1 – Cargas que actúan sobre las barandas para peatones.

(A utilizar en el borde exterior de una acera cuando el tráfico vehicular está separado del tráfico peatonal mediante una baranda para tráfico vehicular. Las geometrías de las barandas son simplemente ilustrativas)

11.9 BARANDAS PARA CICLISTAS

11.9.1 REQUISITOS GENERALES

Se deberán utilizar barandas para ciclistas en aquellos puentes específicamente diseñados para soportar tráfico ciclista y en aquellos puentes en los cuales se considera necesario contar con una protección específica para los ciclistas.

11.9.2 GEOMETRÍA

La altura de las barandas para ciclistas no deberá ser menor que 1,37 m, medidos a partir de la cara superior de la superficie de rodamiento.

La altura de las zonas superior e inferior de las barandas para ciclistas deberán ser de al menos 685 mm.

En las zonas superior e inferior la separación de los rieles deberá satisfacer los requisitos correspondientes del ***Artículo 11.8.1.***

Si se consideran necesarios, los rieles de fricción que se unen a la baranda o cerco para evitar que los ciclistas se enganche, deben tener una profundidad suficiente para proteger bicicletas con una amplia variedad de alturas de manubrio.

Si se utilizan mallas, cercos o caras macizas se podrá reducir el número de rieles. La necesidad de contar o no con rieles de fricción es un tema controversial entre los ciclistas.

11.9.3 SOBRECARGAS DE DISEÑO

Si el riel está ubicado a una altura mayor que 1,37 m por encima de la superficie de rodamiento, las cargas de diseño deberán ser determinadas por el Ingeniero. Las cargas de diseño para los 1,37 m inferiores de las barandas para ciclistas no deberán ser menores que las especificadas en el ***Artículo 11.8.2,*** excepto que en el caso de las barandas cuya altura total es mayor que 1,37 m., la sobrecarga de los postes se deberá aplicar en un punto ubicado a una altura de 1,37 m de la superficie de rodamiento.

Las cargas se deberán aplicar como se ilustra en la ***Figura 11.9.3-1***. Se pueden utilizar cuales-quiera de los materiales o combinaciones de materiales especificados en el ***Artículo 11.5.***

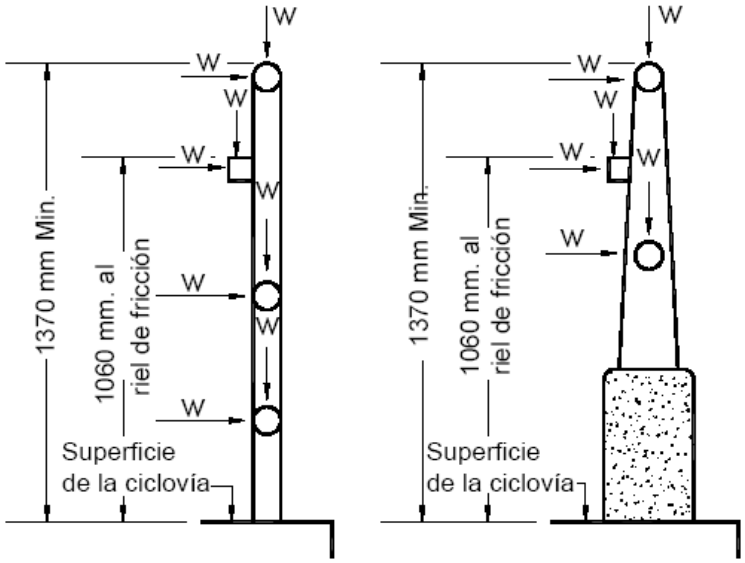


Figura 11.9.3-1 – Cargas que actúan sobre las barandas para ciclistas.

*(A utilizar en el borde exterior de una ciclovía cuando el tráfico vehícular está separado del tráfico ciclista mediante una baranda para tráfico vehicular. Las geometrías de las barandas son simplemente ilustrativas***)**

11.10 BARANDAS COMBINADAS

11.10.1 REQUISITOS GENERALES

Las barandas combinadas deberán satisfacer los requisitos correspondientes ya sea a las barandas para peatones o a las barandas para ciclistas, tal como se especifican en las ***Secciones 11.8 y 11.9,*** según corresponda. La parte de la baranda combinada correspondiente al tráfico vehicular deberá satisfacer los requisitos de la ***Sección 11.7***.

11.10.2 GEOMETRÍA

Los requisitos referentes a la geometría de las barandas especificados en los ***Artículos 11.7, 11.8 y 11.9*** se deberán aplicar a las partes correspondientes de las barandas combinadas.

11.10.3 SOBRECARGAS DE DISEÑO

Las sobrecargas de diseño, especificadas en las ***Secciones 11.8 y 11.9***, no se deberán aplicar simultáneamente con las cargas de impacto vehiculares.

11.11 CORDONES Y ACERAS

11.11.1 REQUISITOS GENERALES

Las mediciones horizontales del ancho de la calzada se deberán tomar a partir de la parte inferior de la cara del cordón. Un cordón de una acera ubicado del lado de una baranda de un puente correspondiente al tráfico se deberá considerar parte integral de la baranda y estará sujeto a los requisitos sobre ensayo de choque especificados en la ***Sección 11.7.***

11.11.2 ACERAS

Cuando en los accesos carreteros se utilizan cordones cuneta con acera, la altura del cordón para las aceras sobre elevadas en el puente no debería ser mayor que 200 mm. Si se requiere un cordón barrera, la altura del cordón no debería ser menor que 150 mm. Si la altura del cordón en el puente difiere de la altura del cordón fuera del puente se deberá proveer una transición uniforme en una distancia mayor o igual que 20 veces el cambio de altura.

Generalmente, no se proveen aceras sobre-elevadas en aquellos puentes en los cuales el acceso al puente no tiene un cordón para peatones o si la estructura no ha sido diseñada para su uso por parte de peatones.

El lector puede consultar recomendaciones acerca del ancho de las aceras en la ***Figura 11.7.1.1-1.***

Durante la etapa constructiva se deberán aplicar las mismas consideraciones respecto de proveer una transición para las rampas que unen la acera del puente y la superficie de acceso.

11.11.3 TRATAMIENTO DE LOS EXTREMOS Y BARANDAS DIVISORIAS

El tratamiento de los extremos de cualquier baranda o barrera para tráfico vehicular deberá satisfacer los requisitos especificados en las ***Secciones 11.7.1.2 y 11.7.1.3.***

SECCIÓN 12: APARATOS DE APOYO Y JUNTAS DE TABLERO

12.1 ALCANCE

Esta sección contiene los requisitos para el diseño y selección de los apoyos de los elementos estructurales y de las juntas de tableros.

Las unidades utilizadas en la presente sección son N, mm, rad., ° C, y la dureza Shore, a menos que se indique lo contrario.

12.2 DEFINICIONES

Apoyo **-** Un dispositivo que transmite las cargas estructurales al tiempo que facilita el desplazamiento y / o rotación.

Junta de Apoyo **-** Una junta del tablero proveída sobre los apoyos u otros soportes del tablero, para facilitar la traslación horizontal y rotación de los elementos estructurales contiguos. Pueden o no facilitar un diferencial de traslación vertical de estos elementos.

Apoyos con bronce **-** Aparato de apoyo en el que los desplazamientos o rotaciones se realizan por el deslizamiento de una superficie de bronce sobre una superficie de deslizamiento.

Junta cerrada **-** Junta de tablero diseñada para impedir el paso de los desechos a través de la articulación y salvaguardar tránsito de peatones y biciclos.

Sello comprimido **-** Dispositivo elastomérico preformado que es precomprimido en el espacio de las juntas con un rango total esperado del movimiento de menos de 50 mm.

Junta de Construcción **-** Junta temporal utilizada para permitir la construcción secuencial o por etapas.

Juntas de Control de Ciclos **-** Junta transversal en losa de aproximación diseñada para permitir los ciclos longitudinales de puentes continuos y las losas de aproximación adjuntas.

Amortiguador (Dumper) **-** Dispositivo que transfiere y reduce las fuerzas entre los elementos de la superestructura y/o elementos de la subestructura, permitiendo al mismo tiempo los movimientos térmicos. El dispositivo proporciona amortiguación mediante la disipación de la energía producida por el frenado u otras cargas dinámicas.

Junta de Tablero - Discontinuidad estructural entre dos elementos, por lo menos uno de los cuales es un elemento del Tablero. Está diseñado para permitir la traslación relativa y/o rotación de los elementos estructurales contiguos.

Disco de Apoyo **-** Aparato de apoyo o cojinete que se adapta a la rotación por la deformación de un disco elastomérico moldeado de un compuesto de uretano. Puede ser móvil, guiado, sin guía, o fijo.

El movimiento se realiza por el deslizamiento del elastómero (PFTE) sobre una superficie de acero inoxidable pulida.

Aparato de apoyo de doble cilindros - Aparato que lleva dos rodamientos cilíndricos colocados uno encima del otro con sus ejes en ángulo recto para facilitar la rotación sobre cualquier eje horizontal.

Almohadilla de fibra de vidrio reforzada **(FGP)** - Almohadilla hecha de capas discretas de elastómero y fibra de vidrio tejida, unidos entre sí, durante la vulcanización.

Aparato de apoyo fijo - Aparato de apoyo o cojinete que impide la traslación longitudinal diferencial de elementos estructurales contiguos. Puede o no proporcionar la traslación diferencial lateral o rotación.

Puente continuo: Un puente sin juntas en el tablero.

Junta - Una discontinuidad estructural entre dos elementos. Los miembros estructurales utilizados para enmarcar o forma de la discontinuidad.

Sello de Junta - Dispositivo elastomérico vertido o preformado, diseñado para evitar que la humedad y suciedad penetre en las juntas o articulaciones.

Apoyo de rótula - Aparato de apoyo en el que una superficie de metal cóncava rota sobre una superficie metálica convexa para proporcionar capacidad de rotación sobre cualquier eje horizontal.

Longitudinal - Dirección paralela con la dirección del tramo principal de una estructura.

Junta Longitudinal - Una junta paralelo a la dirección del vano de una estructura proporcionada para separar un tablero o una superestructura en dos sistemas estructurales independientes.

Rodamiento de rodillos - Aparato de apoyo (cojinete) que lleva la carga vertical por el contacto directo entre dos superficies de metal y con capacidad de movimiento por oscilación o balanceo de una superficie con respecto a la otra.

Sistema modular de Junta de Puente **(MBJS) -** Una junta sellada con dos o más sellos elastoméricos colocados en su lugar por vigas de borde que se anclan a los elementos estructurales (tablero, estribos, etc) y una o más viga central transversales que son paralelas a las vigas de borde. Normalmente se usa para movimientos de rangos superiores a 100 mm.

Apoyo móvil - Un aparato de apoyo que facilita la traslación horizontal diferencial de elementos estructurales colindantes en dirección longitudinal y / o dirección lateral. Puede o no, proporcionar rotación.

Aparato de Apoyo Multi-rotacional - Aparato de apoyo consistente en un elemento de giro del tipo confinado, tipo de disco, o tipo esférica cuando se usan como apoyo fijo y que puede, además, tener superficies deslizantes para permitir la traslación cuando se utiliza como un aparato de apoyo de expansión. La traslación puede estar restringida a una dirección especificada por medio de barras guía.

Punto Neutro - Punto alrededor del que todos los cambios volumétricos cíclicos de una estructura tienen lugar. (Punto fijo)

Junta abierta - Juntas diseñadas para permitir el paso del agua y los desechos a través de la misma.

Almohadilla elastoméricas plana (PEP) - Una almohadilla hecha exclusivamente de elastómero, que permite traslación y rotación limitada.

Politetrafluoroetileno (PTFE) - también conocido como teflón.

Aparato de apoyo confinado - Aparato de apoyo (cojinete) que lleva la carga vertical por la compresión de un disco de elastómero confinado en un cilindro de acero y que permite rotaciones por la deformación del disco.

Sellado por vertido - Sello hecho de un material que permanece flexible (asfalto, polímeros, u otros), que se vierte en el hueco de una articulación y se espera que se adhieran a los labios de la junta. Normalmente se usa sólo cuando el rango total esperado de movimiento es menor de 40 mm.

Apoyos deslizantes de Teflón (PTFE) - Aparato de apoyo (cojinete) que lleva la carga vertical a través del contacto de una hoja de teflón (PTFE) y su superficie de contacto, y que permite movimientos de deslizamiento del teflón (PTFE) sobre la superficie de contacto.

Junta de alivio - Junta de tablero, por lo general transversal, que está diseñado para reducir al mínimo cualquier acción compuesta involuntaria o el efecto del movimiento horizontal diferencial entre una cubierta y su sistema estructural de apoyo.

Raíz Cuadrada Media - RMS

R*otación alrededor del eje longitudinal* - Rotación alrededor de un eje paralelo a la dirección del tramo principal del puente.

Rotación alrededor del eje transversal - *R*otación alrededor de un eje paralelo al eje transversal del puente.

Junta sellada - **J**unta compuesta de una junta de estanqueidad.

Unidad de trasmisión de choque (STU) - Dispositivo que proporciona un vínculo temporal rígido entre los elementos de la superestructura y / o elementos de la superestructura y subestructura bajo cargas sísmicas, de frenado u otras cargas dinámicas, permitiendo al mismo tiempo los movimientos debidos a efectos térmicos.

Sistema de soporte de barra único (SSB) - Sistema de Junta de Puente modular (MBJ) diseñado de manera que sólo una barra de soporte está conectado a todos los centros de vigas. La conexión centro de vigas / barra de soporte típicamente suele consistir en una bobina a través del cual las barras de soporte deslizan.

Aparatos de apoyo deslizantes - Aparato de apoyo con capacidad de movimiento por la traslación de una superficie en relación a otra.

Aparato de apoyo elastomérico zunchado - Aparato de apoyo hecho de láminas de acero y elastómero unidos entre sí, durante la vulcanización. Las cargas verticales son transmitidas por la compresión del elastómero. Movimientos paralelos a las capas de refuerzo y las rotaciones son permitidos por la deformación de los elastómeros.

Banda de sello - Junta sellada con un sello de extrusión de elastómeros retenida por los bordes de vigas que se ancla a los elementos estructurales (tablero, estribos, etc.) Normalmente se usa para

rangos de movimiento total esperado de 40 a 100 mm, aunque juntas únicas capaces de abarcar un espacio de 125 mm, también están disponibles.

Traslación - Movimiento horizontal del puente en sentido longitudinal o transversal.

Transversal - Dirección horizontal perpendicular al eje longitudinal del puente.

Juntas estancas - Juntas abiertas o cerradas que han recibido algún tipo de dispositivo por debajo de la articulación para contener y conducir la descarga del tablero fuera de la estructura.

Sistema de barras de soporte múltiple soldado (WMSB) - Sistema de Junta de Puente modular (MBJ) diseñado para que cada barra de soporte vaya soldado a una sola viga de centro. Aunque algunos sistemas más grandes WMSB se han construido y están funcionando bien, los sistemas WMSB suelen ser poco prácticos para los movimientos de rangos mayores a 675 mm.

12.3 NOTACIÓN

A = Área de planta de un elemento de elastómeros o de un aparato de apoyo (mm^2)

A_{Wbot}= área de la soldadura en la parte inferior (mm^2)

A_{Wmid}= superficie mínima de la sección transversal de la soldadura (mm^2)

A_{Wtop}= área de la soldadura en la parte superior (mm^2)

B = longitud de la almohadilla de apoyo si la rotación es alrededor de su eje transversal o ancho de la almohadilla de apoyo si la rotación es alrededor de su eje longitudinal (mm)

c= holgura de diseño entre el pistón y el receptáculo (mm)

D = diámetro de la proyección de la zona de carga del aparato de apoyo en el plano horizontal (mm), diámetro de la almohadilla de apoyo (mm)

D_d = diámetro del elemento de disco (mm)

D_P = diámetro interior del receptáculo en los aparatos de apoyo confinados (mm)

D_1 = diámetro de la superficie curva del eje del balancín o de los rodillos (mm)

D_2= diámetro de la superficie curva de la unidad de acoplamiento ($D_2 = \infty$ para una placa plana) (mm)

d = el diámetro del agujero o agujeros en el aparato de apoyo (mm)

12.4 CARGAS Y MOVIMIENTOS A CONSIDERAR

12.4.1 GENERALIDADES

La selección y el diseño de las juntas y los aparatos de apoyos deberán permitir deformaciones debidas a la temperatura y otras causas dependientes del tiempo y deberán ser compatibles con el correcto funcionamiento del puente.

Las juntas de tablero y los aparatos de apoyo deberán ser diseñados para resistir las cargas y permitir los movimientos en los estados límite de servicio y de resistencia y satisfacer los requerimientos de los estados límite de fatiga y fractura. Las cargas inducidas en las articulaciones, en los aparatos de apoyo y en elementos estructurales dependen de la rigidez de los elementos individuales y de las tolerancias alcanzadas durante la fabricación y el montaje. Estas influencias se tendrán en cuenta para calcular las cargas de diseño para los elementos. Ningún daño debido al movimiento de la articulación o del aparato de apoyo deberá ser permitido en el estado límite de servicio, y daños no irreparables se producirán en el estado límite de resistencia o en los estados de eventos extremos.

Movimientos de traslación y de rotación del puente se considerará en el diseño de los sistemas modulares de juntas de puentes y en el de los aparatos de apoyo.

La secuencia de construcción deberán ser considerada, y todas las combinaciones críticas de carga y de movimientos se considerarán en el diseño. Las rotaciones alrededor de los dos ejes horizontales y del eje vertical se deberán considerar. Los movimientos deben incluir los causados por las cargas, las deformaciones y los desplazamientos causados por la fluencia, retracción y efectos térmicos, y los errores en la instalación. En todos los casos, tanto los efectos instantáneos como de largo plazo, se deberán considerar. La influencia de los efectos del impacto serán incluidos para las juntas de los puentes, pero no es preciso incluir para los aparatos de apoyo. La combinación más desfavorable para los aparatos de apoyo deben ser tabulados en una forma racional, como se muestra en la ***Figura 12.4.1-1.***

Para determinar los efectos de la fuerza en las articulaciones, aparatos de apoyo, y en los elementos estructurales adyacentes, deberán ser considerados la influencia de sus rigideces y las tolerancias que se esperan alcanzar durante la fabricación y el montaje.

Los efectos tridimensionales de los movimientos de traslación y de rotación del puente se considerarán en el diseño de los sistemas de juntas y los aparatos de apoyo.

Ambos efectos, los instantáneos y de largo plazo, se deberán considerar en el diseño de las juntas y los aparatos de apoyo.

Los efectos de curvatura, oblicuidad, inclinación, rotación, y las restricciones de los apoyos, serán considerados en el análisis.

Las fuerzas resultantes del pretensado transversal o longitudinal del tablero de hormigón, se deberá considerar en el diseño de los aparatos de apoyo.

Las juntas y los aparatos de apoyo deben permitir los movimientos debido a los cambios de temperatura, a la fluencia y la retracción, al acortamiento elástico debido al pretensado, a la carga de tráfico, a las tolerancias de construcción u otros efectos. Si estos movimientos son restringidos, las fuerzas horizontales pueden resultar grandes.

Si el tablero de hormigón del puente se construye "in situ", los aparatos de apoyo en un soporte único, deben permitir la expansión y la contracción transversal. Las cargas transversales aplicadas externamente, tales como el viento o las fuerzas de frenado del tráfico pueden ser trasmitidas por un pequeño número de rodamientos, cerca de la línea central del puente o por un sistema de guía independiente. Este último método es probable que se necesite si las fuerzas horizontales son de gran tamaño.

Los movimientos de los puentes surgen de una serie de causas diferentes. Estimaciones simplificadas de los movimientos del puente, sobre todo en los puentes con geometría compleja, puede dar lugar a una estimación incorrecta de la dirección del movimiento y, como resultado, una selección inadecuada del sistema de rodamientos o aparatos de apoyo. Puentes curvos y oblicuos o sesgados tienen movimientos transversales así como movimientos longitudinales debido a los efectos de temperatura y fluencia o retracción. El movimiento transversal de la superestructura en relación con la infraestructura puede ser importante para puentes muy amplios. Los puentes curvos y esviados relativamente anchos a menudo sufren un considerable movimiento diagonal debido a efectos térmicos, que a su vez introducen grandes movimientos transversales o grandes fuerzas transversales si el puente se encuentra restringido contra tales movimientos. Las rotaciones causadas por los niveles permisibles de desalineación durante la instalación, también deben ser consideradas. En muchos casos, estas últimas serán mayores que las rotaciones debido a los efectos de la carga viva.

El eje neutro de una viga que actúa en forma conjunta con el tablero de puente que le sostiene está generalmente cerca de la parte inferior del tablero. Como resultado de esto, el eje neutro de la viga y el centro de rotación del apoyo, rara vez coinciden. Bajo estas condiciones, la rotación del extremo de la viga induce tanto movimientos horizontales como fuerzas en el ala inferior o al nivel del aparato de apoyo. La ubicación de los aparatos de apoyo, fuera de los ejes neutros de las vigas puede crear fuerzas horizontales debido al acortamiento elástico de las vigas cuando éstas son sometidas a cargas verticales.

La falla de los aparatos de apoyos de los puentes o los sellos de las juntas, pueden conducir al deterioro o daño al puente.

Cada aparato de apoyo y cada sistema de junta de tablero modular (MBJ) deben estar claramente identificados en los documentos de diseño, y todos los requisitos deberán estar debidamente identificados. Un posible formato para obtener esta información se muestra en la tabla de la **Figura 12.4.1-1.**

En los puentes curvos, los esfuerzos térmicos se minimizan cuando los apoyos están orientados de tal forma que permitan la libre traslación a lo largo de los rayos procedentes de un único punto. Con los aparatos de apoyo dispuestos para permitir esos movimientos a lo largo de estos rayos, no se

generarán fuerzas térmicas cuando la temperatura de la superestructura cambie de manera uniforme. Cualquier otra orientación de los aparatos de apoyo inducirá fuerzas térmicas en la superestructura y en la subestructura. Sin embargo, otras consideraciones a menudo hacen impracticable la orientación a lo largo de los rayos procedentes de un único punto.

El pretensado de la cubierta causa cambios en las reacciones verticales debido a la excentricidad de las fuerzas, las cuales crean fuerzas restauradoras. Los efectos de la fluencia y la retracción también deben ser considerados

Nombre del Puente o Referencia					
Identificación o marca del Aparato de Apoyo					
Cantidad de Aparatos de Apoyo requeridos					
Material en contacto con el Aparato de Apoyo	Superficie superior				
	Superficie inferior				
Presión de contacto promedio, admisible (Mpa)	Cara superior		En servicio		
			En rotura		
	Cara inferior		En servicio		
			En rotura		
Efectos de las cargas o acciones de diseño (N)	Estados límites de servicio		Vertical	Máx.	
				Perm.	
				Min.	
			Transversal		
			Longitudinal		
	Estado límite de rotura		Vertical		
			Transversal		
			Longitudinal		
Traslación	Estado límite de Servicio	Irreversible	Transversal		
			Longitudinal		
		Reversible	Transversal		
			Longitudinal		
	Estado límite de Rotura	Irreversible	Transversal		
			Longitudinal		
		Reversible	Transversal		
			Longitudinal		
Rotación (radianes)	Estado límite de Servicio	Irreversible	Transversal		
			Longitudinal		
		Reversible	Transversal		
			Longitudinal		
Dimensiones máximas del Aparato de Apoyo (mm)	Superficie superior		Transversal		
			Longitudinal		
	Superficie inferior		Transversal		
			Longitudinal		
	Altura total				
Movimientos permitidos por el Aparato de Apoyo bajo cargas transitorias (mm)			Vertical		
			Transversal		
			Longitudinal		
Resistencia admisible a la translación bajo el estado límite de servicio (N)			Transversal		
			Longitudinal		
Resistencia admisible a la rotación bajo el estado límite de servicio (N/mm)			Transversal		
			Longitudinal		
Tipo de sujeción a la estructura y subestructura			Transversal		
			Longitudinal		

Figura 12.4.1-1 Programa Típico para Aparatos de Apoyo de Puentes

12.4.2 REQUISITOS PARA EL DISEÑO

Los mínimos movimientos por efectos térmicos se calculan a partir de las variaciones de temperaturas extremas, como se especifica en el ***Artículo 4.3.8.2*** y las temperaturas estimadas durante el montaje. Las cargas de diseño se basarán en las combinaciones de carga y factores de carga especificados en la ***Sección 4***.

Las rotaciones son consideradas en los estados límite de servicio y de resistencia, según sea el caso, para los diferentes tipos de aparatos de apoyos. Los aparatos de apoyo deben acompañar a los movimientos, además de soportar las cargas, así los desplazamientos mayorados y, en particular las rotaciones mayoradas, son necesarios para el diseño. Las rotaciones debidas a la carga viva son típicamente menores a 0.005 rad., pero la rotación total debido a las tolerancias de fabricación y ajuste de los asientos, soportes y vigas pueden ser significativamente más grande que esa cantidad.

Por lo tanto, la rotación total de diseño se obtiene mediante la suma de las rotaciones debidas a la carga permanente y a la carga viva y la adición de los efectos de gradientes térmicos y de las tolerancias descritas anteriormente. El Comitente puede reducir las tolerancias de fabricación y de montaje si se justifica, por medio de un plan de control de calidad adecuado, por lo tanto, estos límites de tolerancia se establecen como recomendaciones y no como límites absolutos.

La falla de los componentes deformables, tales como aparatos de apoyos elastoméricos, se rige en general, por un deterioro gradual bajo muchos ciclos de carga, en lugar de un fallo repentino durante la aplicación de una única carga. Además, los límites de diseño de los aparatos de apoyo elastoméricos fueron desarrollados inicialmente en condiciones de carga de servicio (tensiones admisibles) en lugar de las cargas mayoradas consideradas durante el desarrollo de los sistemas de aparatos de apoyo multi-rotacional para grandes cargas.

Como resultado de todo esto, está permitido a estos aparatos de apoyo estar sometidos a sobreesfuerzos temporales durante la construcción. Si esto no fuera así, cargas locales de levantamiento temporal, causadas por cargas livianas y una gran rotación, injustificadamente, podrían regir el diseño. A menos que se puedan justificar tolerancias más pequeñas, el valor de θs para los componentes de elastómero será:

$$(\theta_L + \theta_D + 0.005) \text{ rad.}$$

Componentes de metal u hormigón son susceptibles a daño bajo una simple rotación al ponerse en contacto metal con metal, por lo que deben ser diseñados con las rotaciones mayoradas. A menos que tolerancias más pequeñas se puede justificar, el valor para θ_u será:

$$\theta_u = (\gamma_L\theta_L + \gamma_D\theta_D + 0{,}02] \text{ rad.}$$

Aparatos de apoyo de disco son menos propensos a experimentar el contacto metal-metal que otros aparatos de apoyo para Grandes Cargas Multi-rotacionales (HLMR) porque el elemento de carga no está confinado. Como resultado, la asignación total para la rotación, de un disco es más pequeña que la de los aparatos de apoyo HLMR.

12.4.2.1 Aparatos de Apoyo con Panes de elastómeros y Elastómeros Reforzado con palcas de Acero

La rotación máxima no mayorada en estado de servicio debido a la carga total, θs, para aparatos de apoyo con poca probabilidad de ocurrencia de un contacto entre componentes de metal, se considerará igual a la suma de:

• Las rotaciones debido a las cargas aplicadas no mayoradas, y

• Una cantidad por incertidumbres, que se tomará como 0,005 rad. a menos que un plan de control de calidad aprobado pueda justificar un valor menor.

12.4.2.2 Aparatos de Apoyo Multi-rotacional para grandes cargas (HLMR).

12.4.2.2.1 Aparatos de apoyo confinados y aparatos de apoyo de superficie deslizante curva

La rotación, θu, en el estado límite de resistencia, para aparatos de apoyo, tales como los aparatos de apoyo confinados y las superficies de deslizamiento curvas que potencialmente pueden experimentar un contacto fuerte entre los componentes de metal, se considerará como la suma de:

• Las rotaciones debido a cargas aplicables mayoradas;

• La máxima rotación causada por las tolerancias de fabricación y de instalación, que se tomará como

0,005 rad. a menos que un plan de control de calidad aprobado, justifique un valor menor, y

• Una porción debida a posibles incertidumbres, que se tomará como 0,005 rad. a menos que un plan de control de calidad aprobado, justifique un valor menor.

12.4.2.2.2 Aparatos de apoyo tipo plato (o disco)

La rotación, θu, en el estado límite de resistencia, para aparatos de apoyo tipo plato o disco que tienen menos probabilidades de experimentar un contacto fuerte entre los componentes de metal, debido a sus elementos de soporte de carga no confinados, se tomará como la suma de:

• Las rotaciones debido a cargas aplicables mayoradas, y

• Una asignación para las incertidumbres, que se tomará como 0,005 rad. a menos que un plan de control de calidad aprobado, justifique un valor menor.

12.5 JUNTAS DE PUENTES

12.5.1 REQUERIMIENTOS

12.5.1.1 Generalidades

Las juntas del tablero de los puentes, se compondrá de componentes dispuestos de tal manera a permitir la traslación y la rotación de la estructura en la junta.

Los tipos de juntas y los huelgos en la superficie permitirán la circulación de las motocicletas, bicicletas y de los peatones, según se requiera, y no deben reducir, en forma significativa las características de la pista de rodadura, ni causar daños a los vehículos.

Las juntas serán detalladas para prevenir daños a la estructura debidos al agua y/o a partículas en las pistas.

Las juntas longitudinales del tablero sólo se efectuarán cuando sea necesario modificar los efectos de los movimientos diferenciales laterales y / o movimientos diferenciales verticales entre la superestructura y la subestructura.

Las juntas y los anclajes de las juntas para las superestructuras de tableros tipo grilla o tableros ortotrópicos requieren atenciones especiales.

Para acompañar los movimientos diferenciales laterales, deben ser utilizados aparatos de apoyos elastoméricos o una combinación de aparatos de apoyos con capacidad de movimientos laterales en lugar de las juntas longitudinales.

12.5.1.2 Diseño Estructural

Las articulaciones y sus soportes estarán diseñados para resistir los efectos de las cargas mayoradas en el rango de movimientos mayorados, tal como se especifica en la **Sección 4**. Los factores de resistencia y sus modificadores se tomarán como se especifica en las **Secciones 2 y 6**.

Los siguientes factores se consideran en la determinación de efectos de las cargas y de los movimientos:

- Propiedades de los materiales de la estructura, incluyendo el coeficiente de dilatación térmica, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson;
- Efectos de la temperatura, la fluencia y retracción;
- Los tamaños de los componentes estructurales;
- Las tolerancias de la Construcción;
- Método y secuencia de construcción;

• Oblicuidad o esviaje y la curvatura del tablero;

• Resistencia de las juntas a los movimientos;

• Aproximación del engrosamiento del pavimento;

• Movimiento de la infraestructura, debido a los movimientos durante la construcción del terraplén

• Movimientos de la fundación asociados con la consolidación y la estabilización del subsuelo;

• Vinculaciones de la estructura, y

• Las respuestas estáticas y dinámicas de la estructura y sus interacciones.

La longitud de la superestructura que se halla afectando a una de sus juntas, debe ser la longitud desde la junta a considerar hasta el punto neutro de la estructura. (Punto neutro es aquel que permanece inmóvil durante un desplazamiento de la estructura).

Para un tablero curvo que tiene los movimientos laterales impedidos por los aparatos de apoyo de guía, la dirección del movimiento longitudinal en una junta de apoyo se puede suponer que será paralela a la cuerda del eje del tablero tomada desde la junta hasta el punto neutro de la estructura.

La posibilidad de movimientos longitudinales y rotacionales no alineados de la superestructura en una junta, debe ser considerada en el diseño de las juntas verticales de los bordillos y en la erección de las barreras y en la determinación de la posición y la orientación adecuada de las placas de cierre o de transición.

Los movimientos de la superestructura, incluyen aquellos debidos a la colocación de los tableros de puentes, cambios volumétricos, tales como contracciones, efectos de la temperatura, la humedad y la fluencia, el paso del tráfico vehicular y peatonal, la presión del viento, y la acción de los terremotos. Los movimientos de la infraestructura incluyen los asentamientos diferenciales de las pilas y los estribos, inclinación de los pilares, giros, y la traslación horizontal de los estribos tipo de pared en respuesta a la colocación del relleno en su trasdós, así como, el desplazamiento de los tramos de pilares y de los estribos debido a la consolidación de taludes y suelos in-situ.

Cualquier movimiento horizontal de una superestructura de un puente tendrá la oposición al movimiento de los aparatos de apoyos del puente y la rigidez o resistencia a la flexión de los elementos de la subestructura.

La resistencia a la rodadura del eje de los cojinetes y los rodillos, la resistencia al cizallamiento de los apoyos elastoméricos, o la resistencia a la fricción al rodamiento de las superficies deslizantes se

opondrán al movimiento. Además, la rigidez de los estribos y la flexibilidad relativa de las pilas de diferentes alturas y los tipos de fundación afectarán la magnitud del movimiento del aparato de apoyo y de las fuerzas opuestas al movimiento.

Los pavimentos rígidos de aproximación, ejecutados con adoquines, ladrillos o de hormigón con juntas, experimentarán un aumento de volumen o un aumento sustancial de la presión longitudinal debido al movimiento restringido. Para proteger las estructuras de los puentes de estas presiones potencialmente destructivas y preservar el rango de los movimientos de las articulaciones del tablero y el desempeño de los sellos de las juntas, se deberá disponerse en los pavimentos de aproximación, juntas efectivas para liberar presiones o pavimentos anclados.

Cuando los movimientos horizontales en los extremos de una superestructura se deben a cambios de volumen, las fuerzas generadas dentro de la estructura, en oposición a estos cambios, están equilibradas. El punto neutro se puede localizar mediante la estimación de estas fuerzas, teniendo en cuenta la resistencia relativa de los aparatos de apoyos y de las subestructuras al movimiento. La longitud de la superestructura que contribuye al movimiento en una articulación en particular, se podrá determinar a partir de este punto neutro.

12.5.1.3 Geometría

Las superficies con libertad de movimiento de las juntas del tablero, deberán estar diseñadas para trabajar en concordancia con los aparatos de apoyo, para evitar el atascamiento de las articulaciones o juntas y los efectos nocivos de las cargas impuestas sobre los aparatos de apoyo.

12.5.1.4 Materiales

Los materiales serán seleccionados de manera de garantizar que sean elástica, térmica y químicamente compatibles. Cuando existen diferencias sustanciales, las interfaces entre materiales serán propuestas de manera tal a proporcionar sistemas completamente funcionales.

Los materiales, exceptuando los elastómeros, deberán tener una vida útil no menor a 75 años. Los elastómeros, tanto para el sellado de las juntas como para los aparatos de apoyo, deberán tener, como mínimos una vida útil no inferior a 25 años.

Las juntas expuestas al tráfico deberán tener un tratamiento superficial antideslizante y todas sus partes deberán ser resistentes al desgaste y el impacto vehicular.

Se debería dar preferencia a aquellos materiales que son menos sensibles a las inclemencias del terreno y a las variables durante la instalación y a los que puede ser reparados por personal de mantenimiento no especializado. También se debería dar preferencia a los componentes y dispositivos que puedan estar disponibles cuando se necesiten reemplazarlos.

12.5.1.5 Mantenimiento

Las juntas del tablero deberán diseñarse para funcionar correctamente, con un mínimo de mantenimiento durante la vida útil del puente.

El diseño debe permitir el acceso a las juntas por debajo del tablero y además proporcionar un espacio suficiente para el mantenimiento.

Los componentes mecánicos y elastómericos de las juntas deberán poder ser sustituídos.

Las juntas deberán estar diseñadas para permitir el recrecimiento vertical y así facilitar el recapado del pavimento de la carretera.

La posición de los aparatos de apoyos, los componentes estructurales, las juntas y los muros traseros de los estribos, y la configuración de los cabezales de las pilas deben ser tales para disponer de espacio suficiente y acceso fácil a las juntas por debajo del tablero. Escotillas de inspección, escaleras, plataformas y / o pasarelas, se deberán proveer para las juntas del tablero que no estén directamente accesibles desde el suelo.

12.5.2 ELECCIÓN

12.5.2.1 Cantidad de Juntas

La cantidad de juntas móviles del tablero en una estructura debe ser la mínima posible. Se dará preferencia a los sistemas de tableros y superestructuras continuas y, cuando proceda a puentes integrales.

En las cabeceras de los puentes integrales se deberá estudiar la necesidad de una junta con control de ciclo completamente funcional.

Juntas móviles se deben prever en los estribos de las estructuras de un solo tramo expuestas a asentamientos diferenciales apreciables. Juntas de tableros intermedias, se deberán considerar para puentes de varios vanos cuando los asentamientos diferenciales lleguen a producir esfuerzos muy significativos.

Puentes integrales, puentes sin juntas móviles de tablero, se debe considerar cuando la longitud de la superestructura y la flexibilidad de la subestructura son tales que las tensiones secundaria debido a los movimientos restringidos, son controlados dentro de límites tolerables.

Cuando el diseño de una viga de piso que puede tolerar los movimientos longitudinales diferenciales, resultantes de temperaturas relativas y de la respuesta de la carga viva del tablero y de

los miembros independientes de apoyo, tales como vigas y cerchas, no es práctica, se deberán utilizar las juntas de expansión en la losa del tablero, o juntas móviles en los largueros, o aparatos de apoyos móviles entre los largueros y las vigas de piso.

12.5.2.2 Ubicación de las juntas

Las juntas de tablero deben evitarse en los pasos sobre las carreteras, los ferrocarriles, las aceras y otras áreas públicas, y en el punto más bajo de las curvas verticales cóncavas.

Las juntas de los tableros deben ser posicionadas con respecto al muro y las aletas del estribo a fin de evitar que la descarga del drenaje del tablero se acumule en los huecos del asiento del aparato de apoyo.

Las juntas abiertas del tablero deben ser localizadas solamente donde el drenaje puede ser dirigido para eludir los aparatos de apoyo y vierten las aguas directamente debajo de la articulación.

Las juntas de tablero, cerradas o impermeables, deben utilizarse cuando se encuentran directamente sobre elementos estructurales y aparatos de apoyo que se verían perjudicados por la acumulación de escombros.

Para puentes rectos, los elementos longitudinales de la junta del tablero, como las guías de las placas, y las placas de las aceras y las barreras, y las barras del sistema de soporte de las juntas modulares de puente, deben ser colocados paralelos al eje longitudinal de la plataforma. Para las estructuras curvas y sesgadas, se fijará la correspondencia entre los movimientos de los extremos del tablero con los movimientos previstos por los aparatos de apoyo.

Siempre que sea posible, las juntas de tablero de sistemas modulares no deben estar ubicadas en el medio de puentes curvos para evitar demandas imprevisibles de movimiento. Preferentemente, las juntas de tablero de sistemas modulares tampoco deberían estar ubicadas cerca de las señales de tráfico o de zonas de peaje a fin de evitar las fuerzas extremas de frenado.

Las juntas de tablero con canalización de drenaje pasante no se deben colocar cuando es necesario el uso de conductos de drenaje horizontal.

Las rotaciones de los extremos de las estructuras tipo tablero, se producen alrededor de ejes que son más o menos paralelos al eje de los aparatos de apoyo ubicados a lo largo del asiento del puente. En las estructuras sesgadas, estos ejes no son normales a la dirección del movimiento longitudinal. Deberán preverse suficientes espacios libres laterales entre las placas, juntas abiertas, o los dispositivos elastoméricos para prevenir restricciones en los movimientos por la falta de alineación.

12.5.3 REQUISITOS DE DISEÑO

12.5.3.1 Movimientos durante el proceso constructivo.

Cuando sea posible, las etapas de la construcción deben ser utilizadas para retrasar la construcción de las pilas y estribos ubicados dentro o en las adyacencias de los terraplenes, hasta que éstos hayan sido terminados y consolidados. De lo contrario, las juntas de los tableros deberán ser de un tamaño tal que permitan acomodar a las pilas y los estribos a los probables movimientos resultantes de la consolidación del terraplén después de su construcción.

En las estructuras de hormigón se pueden utilizar hormigonados de cierre para minimizar el efecto del acortamiento inducido por el pretensado en la anchura de las juntas y en el tamaño de los aparatos de apoyo.

En caso de que sea conveniente o necesario para dar cabida a asentamientos u otros movimientos propios de la construcción, antes de completar la construcción y los ajustes de las juntas del tablero, pueden utilizarse los siguientes procedimientos para el control correspondiente:

• Colocación de los muro de contención antes de la construcción de las pilas y de la excavación y la construcción de los estribos,

• Rellenar los terraplenes para acelerar la consolidación y el acomodo de los suelos in-situ,

• Rellenar los estribos tipo pared hasta antes de la subrasante, previo a la colocación de los aparatos de apoyo y a los muros ubicados por encima de los asientos del puente, y

• Usar losas de tablero completas para lograr la presencia de la mayor parte de las cargas permanentes del vano, antes de la instalación de las juntas.

12.5.3.2 Movimientos en Estado de Servicio

Una abertura W, en mm, en la superficie de la carretera, en la junta transversal del tablero, medida en el sentido de la circulación en el movimiento máximo mayorado y determinado utilizando la combinación de cargas del estado de resistencia especificadas en la ***Tabla 4.5.1-1,*** debe satisfacer:

• Si el hueco o espacio es único:

$$W \leq 102 \text{ mm} \qquad (12.5.3.2\text{-}1)$$

• Para múltiples huecos o espacios modulados:

$W \leq 76$ mm (12.5.3.2-2)

Parasuperestructuras de hormigón, se tendrá en cuenta que la apertura de las juntas debidas a la fluencia y a la retracción pueden requerir aberturas iniciales mínimas de al menos 25 mm.

A menos que se dispongan de criterios más adecuados, la máxima apertura en las juntas longitudinales no será superior a 25 mm.

En el movimiento máximo mayorado, la apertura entre las lengüetas adyacentes en una chapa de guarda no será superior a:

- 50 mm para las aberturas longitudinales mayores a 200 mm, o
- 75 mm para las aberturas longitudinales de 200 mm o menores.

La superposición de las lengüetas en el movimiento máximo mayorado no deberá ser inferior a 38 mm.

Donde esté previsto la circulación de bicicletas en el camino, el uso de placas especiales de revestimientos del suelo en las zonas de las banquinas, se considerará obligatorio.

La seguridad de las motocicletas es una de las principales consideraciones en la elección del tamaño de las aberturas de juntas de las chapas de guarda.

12.5.3.3 Protección

Las juntas de los tableros deberán ser diseñadas para dar cabida a los efectos del tráfico de vehículos, a los equipos de mantenimiento del pavimento, y a cualquier otro daño a largo plazo, inducido por factores ambientales.

Las juntas de los tableros de hormigón deben ser protegidas con perfiles de acero o piezas moldeadas. Estas protecciones deben empotrarse debajo de la superficie de rodadura.

Los pavimentos de aproximación con juntas deberán estar provistos de juntas de alivio de empujes en los cierres del pavimento. Los pavimentos de aproximaciones a los puentes integrales deberán estar provistos de juntas de pavimentos con control de ciclo.

12.5.3.4 Placas.

Las placas para juntas de puentes y las placas o chapas de guarda deben estar diseñadas como elementos en voladizo capaces de soportar las cargas de ruedas.

El asentamiento diferencial entre los dos lados de una placa de transición deben ser estudiadas (calculadas). Si el asentamiento diferencial no puede ser reducido a niveles aceptables, o ajustadas en el diseño y en el detalle de las placas de transición y de sus soportes, deberá utilizarse una articulación más adecuada.

En aparatos de apoyo elastoméricoso en las suspensiones no se utilizarán placas rígidas a menos que estén diseñadas como elementos en voladizo, y el pliego de condiciones obligue a instalarlos, para evitar bloqueos en las juntas debido a los movimientos horizontales y verticales de los aparatos de apoyos.

En caso que puedan quedar trabadas las placas de transición en las juntas de apoyo debido a movimientos diferenciales de traslación vertical de los elementos estructurales adyacentes o debido al movimiento longitudinal de las placas de transición y apoyos en planos diferentes, las placas pueden llegar a estar sometidas a la reacción total de la superestructura debida a la carga permanente y carga viva. Cuando las placas de transición no son capaces de resistir las cargas, éstas pueden fallar y convertirse en un peligro para la circulación del tráfico de vehículos.

Los aparatos de apoyo elastoméricos de espesor considerable, como respuesta a la carga vertical o barras de suspensión cortas en respuesta a los movimientos longitudinales del tablero pueden causar apreciables movimientos diferenciales de traslación vertical de elementos estructurales adyacentes en las juntas en los apoyos. Para dar cabida a esos movimientos, un tipo adecuado de juntas herméticas o de juntas abiertas impermeables deberían utilizarse, en lugar de una articulación estructural con placas rígidas de transición o lengüetas.

12.5.3.5 Protección con Armaduras de Acero

Las armaduras de protección de los bordes de las juntas embebidas en sub-estratos de hormigón deben llevar agujeros de ventilación hechos con perforaciones verticales de 20 mm de diámetro mínimo y espaciados en no más de 460 mm entre centros.

Las superficies de metal de las placas de transición, que tengan un ancho mayor a 300 mm y que estén expuestos al tráfico de vehículos deberán estar provistas de un tratamiento antideslizante.

Los orificios de ventilación son necesarios para ayudar a expulsar el aire atrapado y facilitar alcanzar un sustrato de hormigón sólido bajo los bordes de la placa de transición de la junta.

El pliego de condiciones debe exigir un correcto manipuleo del hormigón bajo la proyección de la junta.

12.5.3.6 Anclajes

Los anclajes de placa de protección o los conectores de cortante deben disponerse de modo tal a garantizar el comportamiento conjunto entre el sustrato de hormigón y los herrajes de la junta y además para evitar la corrosión superficial sellando los bordes de la placa de protección y el sustrato de hormigón.

Los anclajes de las placas de protección de las juntas de calzada estarán conectados directamente a los elementos estructurales o se extenderán para anclarse de manera efectiva el sustrato de hormigón armado.

Los bordes libres de las placas de protección de las juntas de calzada, distanciados en más de 75 mm de otros anclajes o accesorios, deberán estar provistos de pernos de 12,0 mm de diámetro soldados y de no menos de 100 mm de largo, espaciados a no más de 300 mm de otros anclajes o accesorios. Los bordes de las aceras y las placas de protección de las barreras tendrán similar anclaje.

12.5.3.7 Pernos

Los pernos de anclaje para las placas de protección, para las juntas selladas, y para los anclajes de los dispositivos de las juntas serán pernos de alta resistencia. Las interconexiones de elementos no metálicos en las conexiones con tornillos de alta resistencia deberán evitarse. Los anclajes colados "in situ" se podrán utilizar con hormigones nuevos. Los anclajes de expansión, los pernos de anclaje abocardados y los anclajes cementados no se utilizarán en construcciones nuevas.

Los anclajes cementados pueden ser utilizados para el mantenimiento de las juntas existentes.

12.5.4 FABRICACIÓN

Las formas de las placas deberán ser de un espesor suficiente para dar rigidez al conjunto y reducir al mínimo la distorsión debida a la soldadura.

Para asegurar un ajuste y un comportamiento adecuado, el pliego de condiciones deberá exigir que:

• Los componentes de las juntas deberán estar completamente montadas en taller para su inspección y aprobación,

• Las juntas y los sellos se entregarán, en el sitio de obras, completamente montadas, y

• Las juntas ensambladas en longitudes de hasta 18,0 m se suministrarán sin empalmes intermedios de obra.

La alineación recta y el encastre de los componentes de la junta debe asegurarse mediante el uso de formas, barras, y placas de 12,0 mm como mínimo.

Los procedimientos de construcción y las prácticas habituales deben desarrollarse para permitir el ajuste de las juntas debido a las temperaturas de la instalación y sin alterar la orientación de las piezas de las juntas durante el montaje en taller.

12.5.5 INSTALACIÓN

12.5.5.1 Ajuste

La temperatura del puente o cualquiera de sus componentes, se considerará como la temperatura promedio actual del aire durante el período de 24 horas inmediatamente anteriores a la realización del evento de instalación.

Para las grandes estructuras, una tolerancia debe ser incluida en los anchos de juntas especificados, para dar cuenta de las inexactitudes inherentes al establecimiento de la temperatura de instalación y para los movimientos de la superestructura que se puedan producir durante el tiempo que transcurre entre la puesta del ancho de la junta y la finalización de la instalación de la junta. En el diseño de las juntas de las grandes estructuras, se debe dar preferencia a los dispositivos, datos y procedimientos que permitan el ajuste y la finalización de la junta en el menor tiempo posible.

Las conexiones de los apoyos de las juntas a los miembros primarios deben permitir ajustes horizontales, verticales y de rotación.

Juntas de construcción y bloqueos se deben utilizar siempre que sea posible para permitir la colocación del relleno y de los componentes importantes de la estructura antes de la colocación y el ajuste de la junta.

A excepción de los pequeños puentes, donde las variaciones de la temperatura de instalación sólo tendrían un efecto insignificante en el ancho de la junta, la planificación para cada junta de expansión debe incluir anchos de instalación de juntas requeridas para un rango de temperaturas de instalación probable. Para estructuras de hormigón, el uso de un termómetro para la medición de la temperatura en las juntas de dilatación entre unidades de la superestructura debe ser considerado.

Un gráfico de desplazamiento para la instalación de las juntas de dilatación es recomendado, para tomar en cuenta las incertidumbres en el ajuste de temperatura de montaje en el momento del diseño. El diseñador puede proporcionar gráficos de desplazamiento con incrementos apropiados e incluir la tabla en los planos de diseño. La colocación de los herrajes de la junta de dilatación durante la ejecución del tablero debe permitir adaptarse a las diferencias entre la temperatura del entorno y la temperatura de instalación adoptada en el diseño.

Deberán utilizarse procedimientos de construcción que permitan grandes movimientos de la estructura debidos a carga permanente que se produzcan antes de la colocación y el ajuste de las juntas del tablero.

12.5.5.2 Soportes temporales

Las juntas del tablero deberán estar equipadas con dispositivos de carácter temporal para apoyar los componentes de la junta en la posición correcta hasta que se completen las conexiones permanentes o hasta que el hormigón haya logrado su resistencia inicial. Dichos soportes deberán prever el ajuste de los anchos de juntas por variaciones en la temperatura de instalación.

Los accesorios temporales deben ser liberados para evitar dañar los anclajes encajados, debido al movimiento de las superestructuras al responder a los cambios rápidos de temperatura.

Para las grandes estructuras con sus principales componentes de acero, las instrucciones deben incluirse en el pliego de condiciones para garantizar la eliminación de los soportes temporales o la liberación de sus conexiones tan pronto como sea posible, después de la colocación del hormigón.

12.5.5.3 Los empalmes en obra

Los diseños de las juntas incluirán detalles para empalmes transversales en obra para la construcción por etapas y para las juntas mayores a 18,0 m. Cuando fuera posible, los empalmes deben estar situados fuera del camino de las ruedas y de las áreas de la cuneta.

Los detalles de empalmes deben estar muy bien seleccionados para maximizar la resistencia a la fatiga.

Los empalmes en obra, para la construcción por etapas, siempre deben ubicarse, con respecto a otras juntas de construcción, con espacio suficiente para hacer las conexiones de los empalmes.

Cuando un empalme en obra es obligatorio, el pliego de condiciones debe exigir, que no se colocarán sellos permanentes hasta después de la instalación completa de la junta. Cuando sea posible, sólo los sellos que se pueden instalar en una sola pieza continua deben ser utilizados. En el caso que los empalmes en obra sean inevitables, los empalmes deberán ser vulcanizados.

Los empalmes de las partes menos críticas de juntas o uniones con poca carga deben contar con conexiones suficientemente rígidas para soportar el desplazamiento si la placa de protección de la junta se utiliza como encofrado durante la colocación del hormigón.

12.5.6 CONSIDERACIONES PARA TIPOS ESPECÍFICOS DE JUNTAS

12.5.6.1 Juntas Abiertas

Las juntas de tablero abiertas permitirán el libre paso del agua a través de la articulación. Pilas y estribos en las juntas abiertas deberán cumplir los requisitos del ***Artículo 1.4.2*** con el fin de evitar la acumulación de agua y escombros.

Bajo ciertas condiciones, las juntas de tablero abiertas pueden proporcionar una solución eficaz y económica. En general, las juntas abiertas son ideales para las carreteras secundarias. Ellas no son adecuadas para las zonas urbanas donde los costos de los sistemas de drenaje de las juntas del tablero son altos.

Una respuesta adecuada depende del sistema de drenaje eficaz del tablero, el control de descarga del tablero a través de las juntas, y la contención y la eliminación de la escorrentía en el sitio. Es esencial que el drenaje superficial y los residuos de la carretera no se permitan acumular en cualquier parte de la estructura por debajo de tales juntas.

La protección contra los efectos nocivos del drenaje del tablero puede incluir la configuración de las superficies de las estructurales para evitar la retención de partículas en las calzadas y proporcionar a las superficies con deflectores, protectores, cubiertas y revestimientos.

12.5.6.2 Juntas Cerradas

Las juntas de tablero selladas deberán sellar la superficie del tablero, incluidos los bordillos, aceras, medianas, y, donde fuera necesario el parapeto y las paredes de la barrera. La junta de tablero sellada impedirá la acumulación de agua y escombros, lo cual puede limitar su funcionamiento. Juntas cerradas o juntas de estanqueidad expuestos al drenaje de la calzada tendrán las superficies de la estructura por debajo de la junta, protegida y con la forma que se requiere para las juntas abiertas.

Las juntas selladas deberán ser estancas y eliminar los residuos cuando se cierra.

El agua del drenaje en las hendiduras de la junta y en las depresiones del sello no será evacuada en los apoyos de los puentes o de otras partes horizontales de la estructura.

Donde los movimientos de la junta se acomodan por un cambio en la geometría de los collarines elastoméricos o de las membranas, los collarines o membranas no deberán entrar en contacto directo con las ruedas de los vehículos.

Las juntas selladas aún no se han desarrollado lo suficiente para ser completamente efectivas en algunas situaciones, sobre todo cuando las juntas son muy sesgadas con bordillos elevados o barreras, y especialmente, cuando las juntas están sometidas a movimientos importantes. Por lo tanto, algún tipo de junta abierta o cerrada, protegida en su caso, se debe considerar en lugar de juntas cerradas.

Los sellos tipo lámina o tipo banda que están deprimidos por debajo de la superficie de la carretera y que tienen la forma de canaletas se llenan de escombros. En caso de obturarse los espacios libres pueden reventar, a menos que las juntas que sellan se extiendan directamente en los extremos del tablero, donde el agua que se acumula y los desechos pueden ser evacuados limpiamente de la estructura. Para permitir esta ampliación la descarga segura, puede ser necesario mover el muro posterior y los apoyos del puente en algunos tipos de estribos hacia adelante hasta que los muros posteriores estén alineados con las aletas, o cambiar la posición de las aletas de manera que no obstruyan los extremos de las juntas del tablero.

12.5.6.3 Juntas a Prueba de Agua

Los sistemas de impermeabilización de las juntas, incluyendo canaletas conjuntas, colectoras y bajantes, deberán estar diseñados para recoger, conducir y descargar el drenaje del tablero, lejos de la estructura.

En el diseño de los canales de drenaje, se debe tener en cuenta:

• A través de pendientes no menores a 1 mm/12 mm;

• Canalizaciones abiertas o canalizaciones con grandes aberturas de descarga;

• Canales prefabricados;

• Canalizaciones compuestas de elastómeros reforzados, de acero inoxidable u otro metal con revestimiento resistente;

• Sujeciones de acero inoxidable;

• Canalizaciones que son reemplazables por debajo de la junta;

• Canalizaciones que pueden eliminarse de la superficie de la calzada, y

• Uniones soldadas de metal y empalmes con elastómero vulcanizado.

12.5.6.4 Sellos de Juntas

Los sellos deberán facilitar todos los movimientos previstos. En la elección de un tipo de sello, se debe considerar más aptos a los sellos que:

• Son preformados o prefabricados,

• Pueden ser reemplazados sin mayores modificaciones de las juntas,

• No soportan cargas de las ruedas de los vehículos,

• Se pueden colocar en una sola pieza continua,

• Están empotrados debajo de la superficie de la placa de protección de la junta,

• Están anclados mecánicamente, y

• Responder a las variaciones del ancho de la junta sin oponer resistencia.

El material Elastomérico para las juntas de estanquidad debe ser:

• Durable, de neopreno o caucho natural virgen y reforzado con acero o láminas de tejidos;

• vulcanizado;

• verificado por ensayos cíclicos a largo plazo, y

• Colocado con adhesivos que son curados químicamente.

12.5.6.5 Sellos Vertidos

El ancho de la junta para los selladores vertidos debe ser de al menos 6,0 veces el movimiento esperado mayorado para la junta.

El pegamento de los selladores con el metal y la mampostería debe estar respaldado con ensayos de nivel nacional.

Los selladores de vertido se deben utilizar sólo para las juntas expuestas a movimientos pequeños y para aquellos lugares donde la estanqueidad es de importancia secundaria.

12.5.6.6 Selladores a Compresión y Selladores Celulares

Donde los sellos con pesadas cinchas están expuestos al rango completo de movimientos, las juntas no deberán estar sesgadas más de 20°.

Los selladores a compresión de las juntas de apoyo no deben tener menos que 64 mm y no más de 150 mm de ancho cuando están descomprimidos y se especificarán en incrementos de ancho en múltiplos de 12,0 mm.

Los sellos para la calzada se suministrarán sin empalmes o cortes, a menos que éstos estén específicamente aprobados por el Ingeniero.

En las zonas de cuneta y bordillo, los sellos de calzada deben ser doblados en curvas graduales para mantener el drenaje carretera. Los extremos de los sellos de calzada estarán protegidos por tapas del respiradero o cubiertas ventiladas. Los sellos secundarios en los bordillos y las zonas de barrera pueden ser cortados y doblados según sea necesario para ayudar a la inserción en la articulación.

Los sellos celulares cerrados, no se utilizarán en las juntas donde estarían sometidos a una compresión constante, a menos que el sello y el adhesivo adecuado estén respaldados por ensayos de verificación a largo plazo para usos similares.

Los sellos de compresión se deben utilizar sólo en aquellas estructuras donde el rango de los movimientos de la junta se predijo con exactitud.

El rendimiento de los sellos a compresión y los sellos celulares es mejor cuando el huelgo para la junta, se realiza por corte con sierra en un solo paso, en vez de ser construidos con la ayuda de los encofrados extraíbles con el vertido del hormigón.

12.5.6.7 Sellos de Lámina o Banda

En la selección y aplicación de cualquiera de los sellos de lámina o banda, se debe tener en cuenta:

• Diseños de las juntas para las cajas de confinamiento con anclajes que no estén expuestos a cargas de vehículos,

• Diseños de las juntas que permitan el cierre completo sin efectos perjudiciales para las cajas de confinamiento,

• Diseños de las juntas donde los recipientes con elastómero confinado se extienden hacia los extremos del tablero en vez de ser doblado hacia arriba en bordillos o barreras,

• Tableros con peralte suficiente para asegurar el drenaje lateral de agua acumulada y escombros,

• Las cajas de confinamiento que tienen la forma para expulsar los desechos, y

• Las cajas de confinamiento sin cambios bruscos en cualquiera alineación, horizontal o vertical.

Los sellos de láminas y bandas deben ser empalmados sólo cuando esté específicamente aprobado por el ingeniero.

12.5.6.8 Tablones para Sellos.

La aplicación de sellos tipo tablón debe limitarse a las estructuras de las carreteras secundarias con el tráfico de camiones ligeros, y cuyas juntas son ligeramente sesgadas o no son sesgadas.

Se debe considerar que:

• Los sellos se proporcionan en una sola pieza continua para la longitud de la junta,

• Sellos con empalmes que se han vulcanizado, y

• Los anclajes que pueden resistir las fuerzas necesarias para estirar o comprimir el sello.

Los sellos tipo tablón no deben ser utilizados en las juntas con rangos de movimiento impredecibles.

12.5.6.9 Sistemas modulares para Juntas de Puentes. (MBJS)

12.5.6.9.1 Generalidades

Estos artículos del pliego de especificaciones direccionan los requisitos de desempeño, las tensiones de diseño y el diseño para la fatiga de sistemas modulares para juntas de puentes. (MBJS).

Estas especificaciones se han desarrollado sobre todo para, y se aplicarán a los dos tipos comunes de MBJS: sistemas de apoyo de barras múltiples y únicas, incluidos los sistemas de articulaciones giratorias.

Estas especificaciones de diseño de los sistemas modulares para juntas (MBJS) proporcionan un método racional y conservador para el diseño de la carga principal que llevan los componentes de acero de los sistemas MBJS. Estas especificaciones no se refieren específicamente al diseño funcional de los sistemas MBJS o al diseño de las piezas elastoméricas.

Los tipos más comunes de sistemas MBJS se muestran en las ***Figuras 12.5.6.9.1-1 a 12.5.6.9.1-3.***

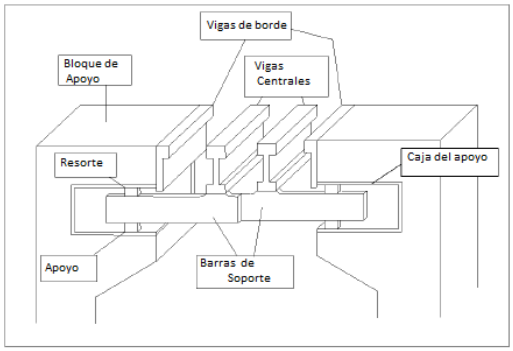


Figura 12.5.6.9.1-1 Vista en corte de un típico soporte de barras múltiples soldadas, en un sistema modular para juntas de Puentes (MBJS), mostrando las barras de soporte deslizando dentro de cajas de soporte.

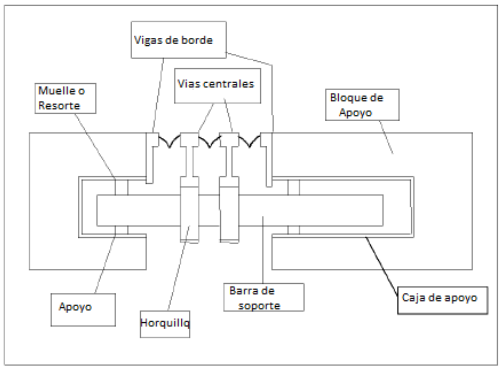


Figura 12.5.6.9.1-2 Vista de la sección transversal de un típico soporte de barra única en un sistema modular para juntas de Puentes (MBJS) mostrando las vigas centrales (intermedias) con horquillas deslizantes sobre una barra de soporte único.

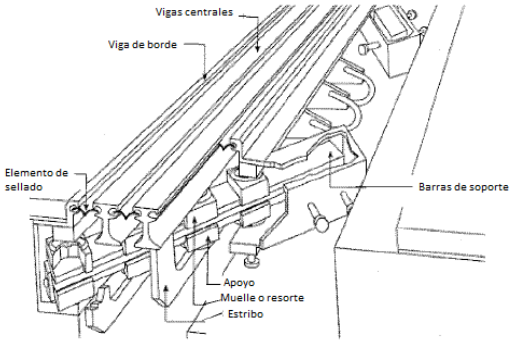


Figura 12.5.6.9.1-3 Vista en corte de una "articulación o junta giratoria", es decir, un tipo especial de barra de soporte única (SSB) de un sistema modular para juntas de puentes (MBJS) con una única barra de soporte giratorio.

12.5.6.9.2 Requisitos de Desempeño

El rango de capacidad de movimientos mínimos requeridos en los sistemas MBJS, para los seis grados de libertad posibles, están en la ***Tabla 12.5.6.9.2-1***, y se deben añadir al movimiento y la rotación máxima calculados para toda la gama de sellos en el sistema MBJS.

Los sistemas MBJS deben ser diseñados y detallados de modo a minimizar el ruido o vibraciones excesivas durante el paso del tráfico.

Un problema común con los sistemas MBJS es que las juntas se llenan de escombros. El tráfico que pasa por la junta puede trabajar el sello de su anclaje al compactar la basura. Los sistemas MBJS pueden expulsar la mayor parte de estos desechos en los carriles de tráfico si los sellos se abren cerca de su máxima apertura. Por lo tanto, es prudente prever la capacidad de movimiento adicional.

Los sistemas MBJS deberían permitir los movimientos en los seis grados de libertad, es decir, las traslaciones en las tres direcciones y las rotaciones alrededor de los tres ejes. Aunque es obligatorio proporcionar por lo menos 25 mm de movimiento en la dirección longitudinal, como se muestra en la ***Tabla 12.5.6.9.2-1***, no más de 50 mm deberá indicarse en adición al máximo desplazamiento calculado, si es posible. Además, más de 25 mm no se deben añadir si esto ocasiona un sello más a utilizar.

En los cinco grados de libertad, que no sea la dirección longitudinal, los sistemas MBJS deben proporcionar el movimiento máximo calculado en relación a la provisión de por lo menos, el rango de movimiento mínimo mostrado en la ***Tabla 12.5.6.9.2-1***. La mitad del rango de los movimientos, se supone que se producen en cada sentido de la posición media. Algunos puentes pueden requerir cantidades mayores que los valores adicionales mínimos especificados.

Tabla 12.5.6.9.2-1 Rango de capacidad de movimientos adicionales mínimos para sistemas MBJS.

Tipo de Movimiento	Rango mínimo de movimiento de diseño
Desplazamiento longitudinal	Movimiento estimado + 25 mm
Movimiento transversal	25 mm
Movimiento vertical	25 mm
Rotación alrededor del eje longitudinal	1°
Rotación alrededor del eje transversal	1°
Rotación alrededor del eje vertical	0,5°

* Los rangos de movimiento total que se presentan en la tabla son más o menos el doble del movimiento.

12.5.6.9.3 Ensayos y Cálculos Requeridos

Los sistemas MBJS deberán cumplir todas las especificaciones de los ensayos establecidos en el presente ***Manual de Carreteras del Paraguay***.

Cada configuración de una junta del tipo MBJS estará diseñada para que los estados límite de tensiones, fatiga, y rotura, tal como se especifica en los ***Artículos 12.5.6.9.6 y 12.5.6.9.7.***

12.5.6.9.4 Cargas y Factores de Carga

Las vigas de borde, los anclajes, las vigas centrales o intermedias, las barras de soporte, las conexiones entre vigas centrales y barras de apoyo, las cajas de apoyo, y las conexiones, en su caso, a los elementos de la estructura, tales como vigas, las barras de las celosías, vigas, etc., y otros componentes estructurales se diseñarán según el método de los estados límites de tensión, fatiga y rotura, para la aplicación simultánea de cargas de los ejes vertical y horizontal.

La distancia transversal entre centros de cargas de ruedas de cada eje será de 1,83 m. Cada carga de rueda deberá ser distribuida a las diversas vigas de borde y vigas centrales como se especifica en el ***Artículo 12.5.6.9.5.*** La fracción de la carga de rueda que se aplica a cada miembro será una carga distribuida con un ancho de 510 mm, aplicada en el centro de la superficie superior del elemento.

Para el estado límite de resistencia, las cargas verticales de rueda serán del tándem de diseño especificado en el ***Artículo 4.3.2.3.3***, la carga de las ruedas del camión de diseño del ***Artículo 4.3.2.3.2*** no necesitan ser considerados en este estado límite. Ambos ejes del tándem se considerarán en el diseño, si la apertura de la junta es superior a 1,2 m. La carga vertical de la rueda se aumentará para tener en cuenta los efectos dinámicos según se especifica en la ***Tabla 4.3.3-1*** para juntas de tablero.

La carga horizontal, para el estado límite de resistencia deberá ser 20 por ciento de la carga vertical de rueda (LL + IM), aplicado a lo largo de la misma línea en la superficie superior de la viga central o la viga de borde. Para los sistemas MBJS instalados en pendientes con más de 5 por ciento respecto a la vertical, la componente horizontal adicional debida a la pendiente, se debe añadir a la carga horizontal de rueda.

Para investigar el estado límite de resistencia, los ejes deberán estar orientados y posicionados transversalmente a fin de maximizar el efecto de la fuerza en consideración.

Los rangos de cargas verticales de rueda, para el estado límite de fatiga deben ser de la mayor carga por eje del camión de diseño de tres ejes previstos en el ***Artículo 4.3.2.3.2***. Para el diseño del estado límite de fatiga de los sistemas MBJS, esta carga por eje será considerada como la carga total en un tándem, es decir, la carga total se divide en dos cargas de ejes espaciados a 1,2 m de distancia. Estos dos ejes del tándem se considerarán en el diseño, si la apertura de la junta es superior a 1,2 m. El rango de cargas verticales se aumentará para tener en cuenta los efectos de la carga dinámica según se especifica en la ***Tabla4.3.3-1*** para juntas de tablero.

Los rangos de cargas horizontales para el estado límite de fatiga serán, de al menos, 20 por ciento de la gama (o rango) de la carga vertical de rueda (LL + IM) para la fatiga. Para los sistemas MBJS instalados en pendientes de más de 5 por ciento con respecto a la vertical, la componente horizontal adicional debida a la pendiente, se debe añadir a la gama o rango de cargas horizontales de ruedas.

Para investigar el estado límite de fatiga, los ejes deberán estar orientados perpendicularmente a la dirección del tráfico, pero podría colocarse transversalmente a fin de maximizar los efectos de la fuerza que se estudia. En los puentes con un esviaje superior a 14 °, las dos cargas de ruedas de un eje no se pueden colocar en una viga central simultáneamente, y la máxima amplitud de los esfuerzos en un punto crítico en la viga de centro puede ser la diferencia entre las tensiones debidas a la aplicación de la carga de rueda por separado.

La carga de eje vertical sin mayorar para el diseño a la fatiga es la mitad de los 145 KN de carga por eje del camión de diseño especificado en el ***Artículo 4.3*** o 72, 5 KN. Esta reducción reconoce que los ejes principales del camión de diseño son una simplificación de los ejes del tándem real. Esta simplificación no es adecuada para los sistemas MBJS y otros tipos de juntas de dilatación debido a que las juntas de dilatación experimentan un ciclo de tensiones por separado, para cada eje individual.

Para el diseño en el estado de tensiones límite, hay dos combinaciones de carga que podrían ser consideradas. Sin embargo, tomando en cuenta que cada eje principal del camión de diseño, en realidad, debe ser tratado como tándem de 145 KN, está claro que el tándem de diseño de 220 KN, que no se utiliza para el diseño de la fatiga, regirá para el diseño de las tensiones límite.

Las cargas especificadas para el diseño a la fatiga, en realidad representan rangos de carga. Cuando estas cargas se aplican a un modelo de análisis estructural sin carga permanente aplicada al modelo, el momento, la fuerza o las tensiones que se computan en todas partes, representa el momento, la fuerza o el rango de tensiones. En el estado de servicio, estos rangos de tensiones se deben en parte a la carga dirigida hacia abajo y en parte debido al rebote hacia arriba desde el punto de vista del efecto de impacto dinámico.

El rango de tensión debido a la carga, más el efecto de carga dinámica representa la suma de las tensiones correspondientes al descenso del rango de tensiones más la parte de arriba del rango de tensiones debido a la recuperación. Las mediciones, descriptas Dexter y otros (1997), mostraron que la amplificación máxima hacia abajo debido a la carga estática es de 32 por ciento, con cerca de 31 por ciento de rebote en la dirección hacia arriba.

El rango de carga vertical mayorada, por eje, con impacto, para el diseño de la fatiga, es la mitad de la carga por eje del camión de diseño, multiplicado por 1,75 para incluir el efecto de carga dinámica, multiplicado por 0,75 que es el factor de carga de fatiga, o sea 95 KN.

Las mediciones de campo fueron tomadas en una variedad de lugares; por lo que las excitaciones de un típico camión deben reflejarse en la asignación de carga dinámica. Sin embargo, una junta situada en una estructura con asentamientos significativos o con un deterioro importante de la calzada de aproximación, puede estar expuesta a un efecto de carga dinámica del 20 por ciento mayor, debido a la excitación dinámica de los camiones.

En los sitios con una curva horizontal cerrada (radios menores a 150 m), los momentos verticales podrían ser alrededor de 20 por ciento más de lo esperado. Un aumento en la asignación de carga dinámica para los casos donde hay una curva horizontal cerrada no se considera necesario si la velocidad de los vehículos, en estas curvas, está limitada. En este caso, el impacto dinámico será menor que para los casos de vehículos a toda velocidad y el menor impacto dinámico aproximadamente compensará el aumento de la carga vertical debido a la curva horizontal.

La asignación de carga dinámica es muy conservadora cuando se aplica a la carga vertical para el diseño en estado límite de tensiones, ya que en el diseño en estado límite de tensiones, las cargas máximas de diseño y no los rangos de carga, son de interés. En las mediciones realizadas en los sistemas MBJS en el campo, el máximo momento vertical, hacia abajo, fue sólo 1,32 veces el momento estático. Generalmente estas simplificaciones conservadoras no tienen consecuencias, ya que el dimensionamiento de las piezas estructurales suele estar gobernado por la fatiga y no por las tensiones.

Las cargas horizontales se toman como el 20 por ciento de la carga vertical, más la asignación por carga dinámica. En estado de servicio, las mediciones que se describe en Dexter et al. (1997), indican que el rango de 20 por ciento para la carga horizontal es el más grande esperado para un tráfico con velocidades constantes, incluyendo los efectos de aceleración y frenado de rutina. El rango de 20 por ciento de carga horizontal para la fatiga representa un 10 hacia adelante y un 10 por ciento hacia atrás.

Cuando se consideran las tensiones, el requisito del 20 por ciento de la carga horizontal corresponde al 20 por ciento de una carga máxima aplicada en una sola dirección. La carga del 20 por ciento de la máxima carga horizontal es adecuada para las tensiones. Sin embargo, las mediciones de campo,

que se describen en Dexter et al. (1997), muestran que los efectos resultantes de la fuerza extrema horizontal de frenado puede ser mucho mayor que los efectos a velocidades constantes. Por lo tanto, la máxima carga horizontal del 20 por ciento representa la carga extrema de frenado para el análisis de las tensiones. Para el análisis a la fatiga, estos eventos extremos son tan poco frecuentes que no suele ser necesarios tomarlos en cuenta en la mayoría de los casos.

Especial atención debería prestarse a las fuerzas horizontales si las juntas tipo sistema MBJS se encuentra cerca de un semáforo, de la señal de pare, o de la estación de peaje, o si la viga intermedia o central es inusualmente amplia.

12.5.6.9.5 Distribución de Cargas de la Rueda

Cada viga central o intermedia estará diseñada para que el 50 por ciento de las cargas verticales y horizontales de rueda según se especifica en el ***Artículo 12.5.6.9.4.***

La ***Tabla 12.5.6.9.5-1***, especifica el factor de distribución para las vigas intermedias o centrales, es decir, el porcentaje de la carga de diseño, vertical y horizontal de las ruedas, especificado en el ***Artículo 12.5.6.9.4*** que se aplica a una viga intermedia o central individual para el diseño de esas vigas centrales vinculadas a las barras de apoyo. Los factores de distribución se deberán interpolar para anchos del cordón superior de las vigas centrales no indicados en la tabla, pero en ningún caso, el factor de distribución se tomará menor que el 50 por ciento. El resto de la carga se divide en partes iguales y se aplica a las dos vigas centrales o intermedias adyacentes o las vigas de borde.

Tabla 12.5.6.9.5-1 Factores De Distribución para Vigas Centrales o Intermedias

Ancho del cordón superior de la viga central o intermedia	Factor de distribución
65 mm (o menos)	50%
75 mm	60%
100 mm	70%
120 mm	80%

Para la conveniencia del diseñador, el rango de la carga vertical por eje con un impacto, para el diseño a la fatiga de una viga central de 65 mm de ancho o menos, es de 47 KN. En la viga central o

intermedia, cada fracción de la carga de rueda de 23 KN espaciada 1,83 m de distancia y distribuidas en un ancho de 510 mm da una magnitud de 46 N / mm (46 KN/m).

El factor de distribución, es decir, la fracción del rango de carga de diseño de la rueda asignada a una viga central o intermedia sola, es una función de la carga aplicada, la presión de los neumáticos, el ancho de la abertura de la junta, y del desequilibrio en las alturas de las vigas centrales. Desafortunadamente, muchos de los factores que afectan al factor de distribución, son difíciles de cuantificar de forma individual, y aún más difíciles de incorporar en una ecuación o un gráfico. Los métodos existentes para estimar el factor de distribución no incorporan todas estas variables y por lo tanto, puede ser susceptible a un error cuando se utiliza fuera del rango previsto originalmente. En vista de esta incertidumbre, un método simplificado de tabla se utiliza para estimar el factor de distribución. Los métodos alternativos están permitidos si se basan en datos de pruebas documentadas.

Estos factores de distribución están basados en el supuesto más pesimista de apertura máxima de las juntas (ancho de espacio máximo).

Como se discutió en el ***Artículo 12.5.6.9.4,*** acerca de cargas y factores de carga, por comparación con el umbral, el rango de carga estática mayorada, por eje, sin la asignación de carga dinámica, sería de 107 KN. Esta carga es el doble de la carga de diseño de fatiga especificada en el ***Artículo 12.5.6.9. 4.*** Como tal, el rango de carga estática mayorada, por eje, se supone que representa una carga por eje que rara vez sea superada. Sin embargo, la carga de diseño a la fatiga se multiplica por un factor de distribución de 21 por ciento que es demasiado grande, por lo que en efecto, esto es equivalente a un rango de carga estática mayorada, por eje, de 130 KN, que muy rara vez se excede, si se utilizan correctamente los factores de distribución.

Un factor atenuante en el impacto de estas cargas por eje, más grandes, es que el factor de distribución disminuye al aumentar la carga por eje. Debido a este efecto, las mediciones reportadas en Dexter et al. (1997) muestran que a medida que la carga del eje se incrementa de 107 KN a 160 KN, por ejemplo, con un incremento del 50 por ciento, la carga en una viga intermedia o central aumenta de 56 KN a solo 65 KN, lo que representa un aumento de sólo el 16 por ciento.

A pesar de que la apertura máxima de la brecha de la junta se produce rara vez, esta es una hipótesis adecuada para el control del estado de Tensiones I, en los estados límite. No se justifica en este caso un conservadurismo adicional, sin embargo, debido a que la asignación de carga dinámica es de aproximadamente el 32 por ciento, resulta demasiado conservador para el diseño de los esfuerzos solamente, tal como se explica en el ***Artículo 12.5.6.9.4.***

Otra de las ventajas de la utilización de los factores conservadores de distribución es que éstos pueden compensar el efecto de desajuste en las alturas de las vigas centrales o intermedias. Los estudios de laboratorio muestran que una falta de coincidencia en altura de 3 mm da como resultado un aumento del 24 por ciento en el factor de distribución medido, ver Dexter et al. (1997). Aunque tal desajuste no es común en la actualidad, y las especificaciones de construcción recientes precautelan para que no ocurran estos desfases, es prudente prever que puede ocurrir.

12.5.6.9.6 Requisitos de Diseño en Estados Límite de Esfuerzos

Cuando los sistemas de juntas de tablero MBJS, se analizan para el estado límite de resistencia, la brecha entre vigas centrales o intermedias debe suponerse en la posición totalmente abierta, por lo general de 75 mm.

Los sistemas de junta de tablero, MBJS serán diseñados para soportar los efectos de la combinación de carga mayorada de las Tensiones I en los estados límite como se especifica en la ***Tabla 4.5.1-1*** para la aplicación simultánea de cargas de eje vertical y horizontal según se especifica en el ***Artículo 12.5.6.9.4***. Las cargas permanentes no tienen que ser incluidas. Las cargas se distribuirán según lo especificado en el ***Artículo 12.5.6.9.5.***

Los anclajes serán verificados con los esfuerzos producidos por la cargas de rueda vertical sin la carga de rueda horizontal de acuerdo con lo siguiente:

La resistencia nominal al cortante de un perno conector a cortante embebido en un tablero de hormigón deberá ser tomado como:

Donde:

área de la sección transversal de un perno conector a cortante (mm^2)

módulo de elasticidad o de deformación del hormigón del tablero determinado como se especifica en el ***Artículo 6.4.2.4*** (Mpa)

tensión de tracción mínima especificada para un perno conector a cortante.

La resistencia nominal al cortante de un canal conector a cortante embebido en un tablero de hormigón deberá ser tomado como:

espesor del ala del canal conector a cortante (mm)

espesor del alma del canal conector a cortante (mm)

longitud del canal conector a cortante (mm)

La verificación de la resistencia del anclaje se efectuará por separado para las cargas de rueda horizontal. La resistencia a la extracción en cada una de estas cargas será realizada de acuerdo con la última edición del Código ACI 318 (Requisitos del Código de Construcción de Hormigón Estructural), utilizando los factores de resistencia siguientes:

• Para anclajes regidos por el acero, los factores de resistencia son:

Para tracción $\phi = 0,8$

Para cortante $\phi = 0,75$

• Para anclajes regidos por el hormigón, los factores de carga para la condición A: con refuerzo adicional en el área de la falla, son los siguientes:

Para tracción $\phi_A = 0,85$

Para cortante $\phi_A = 0,85$

• Para anclajes regidos por el hormigón, los factores de carga para la condición B: sin refuerzo adicional, son los siguientes:

Para tracción $\phi_B = 0,75$

Para cortante $\phi_B = 0,75$

Existe un proyecto reglamentario que cumple con los requisitos de resistencia y fatiga que se presentan en el presente pliego de especificaciones de diseño. Este diseño consiste en una viga de borde de acero con un espesor mínimo de 9 mm, de grado 50 (equivalente a 345 MPa de fluencia) con pernos con cabeza de 15 mm de diámetro, soldados, con una longitud de anclaje de 150 mm espaciados cada 300 mm. Las cabezas soldadas del anclaje tendrán un recubrimiento mínimo de 75 mm, salvo en los casos de los cuadros de apoyo, donde el recubrimiento de la cubierta es de 50 mm.

Analizando la viga central o intermedia como una viga continúa sobre soportes rígidos se ha encontrado una buena concordancia con las deformaciones medidas para cargas en dirección

vertical. Para las cargas en la dirección horizontal, el modelo de viga continua es conservador. Para las cargas en la dirección horizontal, se pueden lograr resultados más exactos mediante el tratamiento de la viga central o intermedia y las barras de apoyo como un pórtico plano rotulado en los extremos de las barras de soporte.

La tensión máxima de las vigas centrales o intermedias en los vanos interiores, se generan habitualmente con una de las cargas de la rueda centrada en el vano. Sin embargo, si las longitudes de los vanos son iguales, los vanos exteriores (primero desde la acera) por lo general, regirán el diseño. En un diseño óptimo, la luz de este vano exterior debe ser alrededor de 10 por ciento menos que las luces de los vanos interiores.

Las cargas de rueda vertical y horizontal son idealizadas como cargas lineales o distribuidas a lo largo de las líneas centrales de las vigas centrales o intermedias, es decir, no es necesario tomar en cuenta la excentricidad de las cargas de la viga central o intermedia. La reacción máxima de la viga central o intermedia contra la barra de soporte se genera cuando la carga de rueda está centrada sobre la barra de soporte.

12.5.6.9.7 Requisitos para el Diseño en Estado Límite de Fatiga.

Los miembros estructurales de los dispositivos MBJS, incluyendo las vigas de centro o intermedias, barras de soporte, conexiones, uniones atornilladas y soldadas, y accesorios, deberán cumplir los requisitos de resistencia a la fractura debido a los esfuerzos de fatiga. El Ingeniero deberá establecer los métodos mediante los cuales realizará la verificación a la fatiga de las piezas metálicas. Podrán seguirse los delineamientos establecidos en la ***Sección 6*** de las especificaciones estándares de la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. (*La sección 6 mencionada se refiere al dimensionamiento de estructuras y piezas metálicas.*)

BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO STANDARD, Standard Specifications for Highway Bridges 2002,17ª Edition
2. AASHTO STANDARD, Standard Specifications for Highway Bridges 1993
3. AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications 2007
4. MANUAL DE CARRETERAS DE CHILE, VOLUMEN 3
5. REGLAMENTO BASICO DE PREINVERSION, Viceministerio de Inversión Publica y Financiamiento Bolivia, 2007
6. PUENTES, Hugo Belmonte Gonzales, La Paz –Bolivia, 4ª edición
7. DESING OF HIGHWAY BRIDGES, Richard Barker y Jay Puckett, 2ªedicion
8. MANUAL DE DISEÑO GEOMETRICO, Normas de la República del Paraguay, 2011 (en edición)
9. MAUAL DE HIDROLOGIA Y DRENAJE, Normas de la República del Paraguay, 2011 (en edición)
10. MANUAL DE SUELOS Y MATERIALES –HORMIGONES, SUELOS Y ASFALTOS, Normas de la República del Paraguay, 2011 (en edición)
11. MANUAL DE DISEÑO GEOMETRICO, Administradora Boliviana de Carreteras, 2007
12. MAUAL DE HIDROLOGIA Y DRENAJE, Administradora Boliviana de Carreteras, 2007
13. MANUAL DE SUELOS Y MATERIALES –HORMIGONES, Administradora Boliviana de Carreteras, 2007
14. MANUAL DE SUELOS Y MATERIALES –SUELOS, Administradora Boliviana de Carreteras, 2009
15. GUIAS DE DISEÑO DE PUENTES, Administradora Boliviana de Carreteras, 2009
16. BRIDGE DESIGN GUIDELINES, Arizona Department of Transportation
17. RHODE ISLAND LRFD BRIDGE DESIGN MANUAL, State of Rhode Island, USA, 2007 Edition
18. BRIDGE DESIGN MANUAL AASTHO, Texas Department of Transportation, Dic 2001