

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 banquetas
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 I: Guía 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 N° 1278 (2009)	Ing. Roberto Bogado
Coordinador de la UEP BID N° 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

SECCIÓN 1- ASPECTOS GENERALES	10
1.1 GENERALIDADES.....	10
1.2 OBJETIVO Y ALCANCE	10
1.3 DEFINICIONES BÁSICAS Y CLASIFICACIÓN	12
1.4 ESTÁNDARES, NORMAS, Y UNIDADES	24
1.5 CLASIFICACIÓN Y NIVELES DE ESTUDIO	26
SECCIÓN 2 - INGENIERÍA BÁSICA	30
2.1 ASPECTOS GENERALES.....	30
2.2 ASPECTOS GEODÉSICOS Y TOPOGRÁFICOS PARA PUENTES	30
2.3 ASPECTOS DE HIDROLOGÍA, DRENAJE E HIDRÁULICA FLUVIAL PARA PUENTES.....	34
2.4 ASPECTOS GEOTÉCNICOS	47
2.5 ASPECTOS DE DEMANDA Y CARACTERÍSTICAS DEL TRÁNSITO.....	54
2.6 ASPECTOS AMBIENTALES Y DE MITIGACIÓN DE IMPACTO	55
SECCIÓN 3 - DISPOSICIONES Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO	56
3.1 ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO	56
3.2 CARGAS.....	65
3.3 FUNDACIONES.....	78
3.6 HORMIGÓN PRETENSADO	138
3.8 APOYOS ELASTOMÉRICOS (NEOPRENOS)	141
SECCIÓN 4 - PRESENTACIÓN DE LOS ESTUDIOS	142
4.1 GENERALIDADES.....	142
4.2 OBJETIVOS Y ALCANCES.....	142
4.3 PLANOS.....	145
4.4 INFORMES Y DOCUMENTOS	150
SECCIÓN 5 - CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES	153
5.1. SISTEMAS CONSTRUCTIVOS EN FUNCIÓN DE LA LUZ Y LAS CONDICIONES CONSTRUCTIVAS .	153
5.2. RELACIÓN ENTRE EL TIPO DE ESTRUCTURA, SISTEMA CONSTRUCTIVO, Y RANGO DE LUZ APLICABLE	155
5.3. TOPOLOGÍAS RECOMENDABLES PARA ESTRIBOS SEGUN SU RANGO DE ALTURA	158
5.4. CONSIDERACIONES PARA PUENTES ESIVAJADOS.....	159
BIBLIOGRAFÍA.....	162

SECCIÓN 1- ASPECTOS GENERALES

1.1 GENERALIDADES

Las Guías, Normas y Especificaciones Generales para el Diseño y Construcción de Carreteras que se presentan en este TOMO 4, son de carácter general y responden a la necesidad de promover en el país la uniformidad y consistencia de las especificaciones de ítems que son habituales y de uso repetitivo en Proyectos y Obras Viales.

Estas Guías, Normas y Especificaciones, tienen también la función de prevenir y disminuir las probables controversias que se generan en la administración de los Contratos y estimular una alta calidad de trabajo. Para lograr esto, se enfatiza un aspecto importante que radica en el hecho de incentivar el auto control de calidad de la obra vial por su propio ejecutor, es decir, que el propio contratista en forma directa garantice un grado de calidad en la ejecución del trabajo y por tanto de los materiales, equipos y el personal que interviene en cada uno de los ítems de trabajo que conforman una obra de acuerdo al proyecto, términos de referencia, bases de licitación, especificaciones generales y especiales. La Fiscalización tendrá la función de efectuar el Control de Calidad de la Obra para lo cual contará con los elementos técnico - logísticos que requiera el Proyecto.

A través de estas especificaciones se apunta a observar una normativa general que permita dar seguimiento y ejercer un nivel de control adecuado para la calidad de la obras, como así también, para la preservación de los ecosistemas y la calidad de vida de la población.

1.2 OBJETIVO Y ALCANCE

Actualmente, los puentes se diseñan en general en base a las Disposiciones de la Norma 173 edición AASHTO (*Standard Specifications for Highway Bridges 2002 – en adelante **AASHTO STANDARD***), y en algunos casos con la norma AASHTO LRFD, (*Bridge Design Specifications 2007, en adelante **AASHTO LRFD***); en las cuales se han desarrollado a lo largo de su existencia y de su vigencia, una serie de criterios, procedimientos y recomendaciones.

La presente Guía tiene como objetivo principal establecer dichos criterios, procedimientos y recomendaciones para el diseño y presentación de proyectos de puentes carreteros de pequeña y mediana envergadura en Paraguay. Esta Guía está orientada a facilitar la labor del Proyectista en el desarrollo de proyectos con un estándar aceptable en los diseños de puentes, viaductos y estructuras afines, comprendiendo pasos a desnivel, pasarelas y muros de contención.

El objetivo de la Guía, es entregar un apoyo al Ingeniero Proyectista en el desarrollo de proyectos estructurales de puentes carreteros pequeños y medianos, dentro de un estándar aceptable. En ningún caso, el contenido de esta Guía limita el accionar del Proyectista, ni reemplaza el conocimiento de los principios básicos de la ingeniería y técnicas afines, así como, tampoco su criterio profesional. Por lo expuesto, los usuarios de la presente Guía de procedimientos y recomendaciones para el diseño y cálculo estructural de los puentes carreteros, no pueden sentirse

eximidos de la responsabilidad que conlleva la interpretación de un texto a la luz del buen juicio, la experiencia y la responsabilidad profesional.

Las disposiciones y recomendaciones relativas al desarrollo de los estudios de puentes, viaductos, pasos a desnivel, pasarelas y obras afines que se incluyen en esta Guía, son aplicables, en general, a los puentes y estructuras de tipología estructural simple. Para puentes y otras estructuras que requieran soluciones estructurales más complejas, ya sea por los grandes caudales que por ellos escurre, debido a una topografía muy accidentada, por el tipo de discontinuidad del camino o incluso por motivos meramente estéticos, no son cubiertos en el alcance de esta Guía o deben ser adecuados para cada caso específico.

Por otra parte, es necesario establecer que para el Diseño de Puentes o Estructuras Afines, independientemente de la envergadura o de la complejidad de la misma, es imprescindible la participación de Ingenieros Civiles Especialistas (Estructurales, Geotécnicos, Hidrólogos, etc.) quienes deberán justificar los criterios y procedimientos que se vayan a emplear para la elaboración de tales proyectos.

El Proyectista debe tener en cuenta que cualquier modificación a las disposiciones establecidas en el presente documento, para su aplicación en un proyecto en particular, sea un complemento o sustitución, sean éstas totales o parciales, deberán ser aprobadas por la Entidad Contratante, para lo cual previamente se deberá presentar una propuesta escrita con los antecedentes y sustentos técnicos de respaldo.

Las disposiciones y recomendaciones que se incluyen en la presente Guía comprenden, fundamentalmente, los siguientes tres aspectos:

- Aspectos de Ingeniería Básica.
- Disposiciones y Recomendaciones de Diseño.
- Forma de Presentación de los Estudios de Puentes y Estructuras Afines.

En la Sección 2

Se definen los estudios mínimos de ingeniería básica que serán exigibles para el diseño de los puentes carreteros en el país, dependiendo del nivel de estudio de cada proyecto, a saber, Perfil de Proyecto, Estudio de Identificación, Estudio Técnico, Estudio Social, y Estudio Ambiental.

En la Sección 3

Se establecen las disposiciones y recomendaciones de diseño para el desarrollo de estudios de puentes y pasarelas. Esta sección contempla, además, la incorporación de algunas directrices que permitan evitar posibles malas interpretaciones de las disposiciones de la AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD.

En la Sección 4

Se incorporan los aspectos principales relativos a la presentación de los proyectos de puentes, estableciéndose el grado de desarrollo que se deberá alcanzar en cada nivel de estudio.

En la Sección 5

Se incluyen tablas y gráficos que engloban consideraciones para el diseño de puentes en función a la luz de los puentes y otras condiciones particulares.

Finalmente Se presentan las referencias bibliográficas utilizadas en la elaboración de la presente

guía. El presente documento puede ser indistintamente utilizado como Guía y complemento a las Especificaciones de la AASHTO STANDARD o de AASHTO LRFD, porque las recomendaciones y procedimientos que en esta Guía se indican son de aplicación general. Sin embargo, el Proyectista nunca deberá emplear esta Guía en sustitución a lo indicado en AASHTO STANDARD o AASHTO LRFD.

1.3 DEFINICIONES BÁSICAS Y CLASIFICACIÓN

Las definiciones uniformes que proporcionan un lenguaje común para comprender un tema, son necesarias para producir informes y memorias que se desarrollen bajo un marco de referencia, que permita el entendimiento de todos los entes involucrados en el desarrollo del proyecto. Con tal objeto se incluye a continuación, la nomenclatura básica de términos comúnmente empleados en los proyectos de puentes y además, definiciones principales tanto de los elementos que constituyen un puente, como de sus tipologías.

1.3.1 NOMENCLATURA BÁSICA

Se definen a continuación términos de uso habitual en los estudios de puentes.

Puente:

Es la materialización de la plataforma del camino cuando éste se despega del suelo. El puente sostiene el camino en el aire, independiente del suelo, mediante una estructura que se soporta a sí misma y a las cargas del tráfico que pasan encima de ella. El puente da continuidad al camino salvando obstáculos, ya sean naturales o artificiales, tales como ríos, vías de tráfico y/o comunicación, barrancos, depresiones, canales, tubos, etc.

Viaducto:

Puente para el paso de un camino sobre un valle. Puente carretero elevado que cruza sobre calles urbanas o sobre líneas férreas.

Eje Longitudinal:

Es el eje central del puente que discurre a lo largo del mismo. En aquellos casos donde el puente esté incluido en el estudio general de una carretera o camino, el eje longitudinal corresponderá a la prolongación del eje en planta del camino sobre el puente.

Eje de Apoyo:

Es la línea que resulta de la intersección del plano de apoyo de la superestructura y de un plano vertical que pasa por el centro de tal plano de apoyo.

Borde de Puente:

Es la línea definida por un plano vertical que pasa por el extremo del tablero del puente y el plano del tablero. Las progresivas menor y mayor de los bordes del puente en el eje, en el sentido del avance del kilometraje, definen el inicio y final del puente, respectivamente.

Longitud Total:

Es la longitud medida entre los bordes del puente y se mide como la diferencia entre las progresivas de entrada y salida del puente, equivalente a la sumatoria de las longitudes de los tramos y la de sus juntas de dilatación.

Longitud del Tramo:

Es la longitud entre los bordes de construcción en el caso de tramos isostáticos, y la longitud entre ejes, en el caso de tramos hiperestáticos.

Luz Libre o Vano:

Es la distancia libre entre las caras de los elementos de la infraestructura (entre caras de estribos, de estribo y pila o entre caras de pilas). Según la cantidad de tramos del puente, pueden existir variedad de luces y en tal caso, se hablará de luz mayor y luces menores.

Luz de Cálculo:

Es la longitud de diseño de las Vigas o losas y se mide, normalmente, entre ejes de apoyo.

Calzada:

Es el área del puente destinada al tránsito vehicular, cuyo ancho se mide en forma perpendicular al Eje Longitudinal del Puente.

Faja de Tráfico:

Es el ancho de la calzada destinado a la circulación de una sola fila de vehículos.

Aceras:

Zona longitudinal del puente, elevada o no, reservada al tránsito de peatones.

Separador:

Franja longitudinal del puente no destinada a la circulación de vehículos, que separa calzadas contiguas.

Ancho del Puente:

Corresponde al ancho total de la superestructura e incluye, calzadas, separadores, aceras y barandas.

Gálibo:

Altura existente entre la cota más baja de la superestructura y el fondo del lecho o barranco. En el caso de pasos a desnivel sobre vías férreas, es la distancia entre la cota más baja de la superestructura y la mayor cota de riel. En pasos a desnivel sobre un camino, es la distancia entre la cota más baja de la superestructura y la cota más alta del pavimento del camino sobre el cual se cruza.

Revancha:

Es la distancia vertical entre la cota del NAME o la de diseño y la cota más baja de la superestructura del puente.

Cantoneras:

Perfiles angulares metálicos colocados en los cantos vivos de las losas de hormigón, para protegerlos del golpe de las ruedas.

Junta de Dilatación:

Elemento cuyo propósito es permitir las deformaciones longitudinales debidas a cambios de temperatura, u otras acciones. Deben proteger los cantos vivos, y ser estancas para proteger los sistemas de apoyo.

Drenajes:

Elementos que permiten evacuar las aguas de lluvia que fluyen sobre la calzada y aceras del puente.

Aparatos de Apoyo:

Son elementos sobre los que se apoya el sistema estructural de la superestructura y que permiten el traspaso de las cargas del tablero a la infraestructura. Pueden consistir en elementos elastoméricos o mecanismos de cualquier tipo.

Alas:

Prolongación de los estribos que contienen lateralmente los terraplenes de acceso o relleno estructural. En general forman un ángulo con el muro frontal del estribo.

Pilote:

Elemento de cimentación profunda que tiene desde 30 cm hasta 120 cm de espesor o diámetro, que permite trasladar las cargas hasta un estrato resistente de suelo. Este elemento puede trabajar a punta y/o fricción, y puede ser de metal, de madera u hormigón.

Tubulon:

Pilotes de hormigón de gran diámetro, generalmente huecos, con dimensiones mayores a 1.20 m, que son excavados y vaciados en sitio; dependiendo de las condiciones del suelo se podrá utilizar revestimientos para la excavación, de hormigón o metálicos, estos últimos pueden ser recuperables o no; en la bibliografía internacional se denomina pila de cimentación o pilas perforadas.

Pilón:

Columna de la cual se extienden cables para sostener el tablero en los puentes atirantados o colgantes.

Cajón de Fundación:

Es una estructura permanente de fundación que se construye en la superficie y a medida que se la hunde para colocarla en su posición final permite proseguir la excavación dentro de la misma protegiendo a los trabajadores contra el colapso del suelo y evitando la inundación de la excavación.

Esviaje:

Ángulo medido entre el eje del río, quebrada, camino o vía férrea que cruza el puente y la línea perpendicular al eje longitudinal del puente. Se dirá que el esviaje es positivo cuando el ángulo es medido en sentido contrario a las manecillas del reloj y es negativo cuando el ángulo es medido en sentido de las manecillas del reloj.

Escollerado:

Protección de mampostería, hormigón, gaviones para proteger el fondo del lecho contra la socavación.

Cota de Rasante:

Corresponde a las cotas de pavimento del eje de la calzada del puente y sus accesos.

NAME:

Es la cota del Nivel de Aguas Máximo Extraordinario esperada para la crecida del río, según el período de retorno de diseño.

NAO:

Es la cota del Nivel de Aguas Ordinario del río.

NAm:

Es la cota del Nivel de Aguas Mínimo del río.

NAM:

Es la cota del Nivel de Aguas Máximo del río.

Cota de Fondo de Lecho:

Es la cota inferior del levantamiento topográfico del fondo del lecho.

Cota de Socavación Total:

Corresponde al nivel de socavación para distintos períodos de crecidas y debe contemplar la socavación general más la local.

Cota de Fundación:

Es la cota de proyecto o la aprobada por la Fiscalización y corresponde a la cota de la superficie de contacto donde se apoyan las fundaciones, sean éstas directas, cajones o sobre pilotes.

Términos de Referencia TDRs:

Documentos técnicos, preparados por la entidad contratante en los cuales se describen los objetivos y alcances de un Estudio según su nivel; estos documentos tienen un carácter enunciativo y no limitativo, pudiendo el Consultor ampliar y sustanciar donde y cuando lo considere necesario, con el consentimiento de la entidad contratante y sin modificar el objetivo principal del Estudio.

1.3.2 DEFINICIONES

En base a esta nomenclatura, se puede definir de manera adecuada los elementos más importantes de una estructura de puente, en la que se pueden distinguir cuatro partes bien definidas que son:

- Superestructura
- Infraestructura
- Accesos
- Obras de Protección y Seguridad.

1.3.2.1 Superestructura

Es aquella parte del puente que permite la continuidad del camino con su calzada y banquetas. La superestructura soporta el paso de las cargas móviles que son transmitidas a la infraestructura a través de los sistemas de apoyo, y está conformada por uno o más tramos dependiendo de la cantidad de elementos intermedios de la infraestructura que la sustenten. En el caso de las pasarelas, la superestructura es aquella parte de la estructura que permite el paso peatonal y/o una ciclovías. La superestructura está constituida por el tablero, su sistema estructural, el sistema de vigas o losas y elementos especiales que tienen determinadas funciones.

Tablero:

Está constituido por la superficie de rodadura, las aceras y barandas. Las aceras se proveen en aquellos casos donde el tránsito de peatones lo amerita. Las barandas se colocan a lo largo de los bordes.

Sistema Estructural del Tablero:

Es el sistema encargado de proporcionar la capacidad de soporte de cargas del tablero. El sistema estructural del tablero puede ser de madera, hormigón armado, pretensado, o acero y se apoya habitualmente sobre vigas longitudinales, dependiendo de la longitud de los tramos.

Sistema de Vigas del Tablero:

Está constituido por vigas longitudinales y transversales (diafragmas), las que permiten la transmisión de las cargas que actúan sobre la superestructura a la infraestructura, y a través de ella, al suelo donde se funda el puente o pasarela. En los casos de puentes de luces reducidas cuyo sistema estructural del tablero es una losa de hormigón, el sistema de vigas habitualmente se omite, traspasando las cargas de la superestructura a la infraestructura directamente desde la losa.

Aparatos de Apoyo, Juntas de Dilatación, Barandas:

Entre la superestructura y la infraestructura se encuentran los sistemas de apoyo del puente. Ante los cambios de longitud por variaciones de temperatura y desplazamientos, la superestructura requiere de juntas de dilatación que permitan su movilidad; estas juntas habitualmente consideran protecciones en los bordes (cantoneras) y sellos elastoméricos que impiden la filtración del agua y suciedad hacia las zonas de apoyo. A lo largo de los bordes de la superestructura se encuentran las barandas o las barreras que impiden la caída de vehículos y personas desde el puente.

Puentes con Tipologías Especiales:

Existen puentes en que las transmisiones de las cargas al suelo se hacen a través de pilones que sustentan cables de los cuales se suspende el tablero (puentes colgantes y atirantados), o bien, a través de arcos metálicos o de hormigón que reciben las cargas del tablero a través de columnas o péndolas de altura variable. Como se señalara anteriormente, en la presente Guía de diseño no se consideran disposiciones ni recomendaciones de diseño para estos puentes, razón por la cual el desarrollo de estos proyectos estará sujeto a bases de diseño establecidas en los Términos de Referencias TDRs, o bien, a bases propuestas por el proyectista, las que deberán contar con la aprobación previa del MOPC.

1.3.2.2 Infraestructura

Es aquella parte del puente donde se apoya la superestructura y a través de la cual se transmiten las cargas al suelo de fundación. La infraestructura está constituida por los estribos, que son los apoyos extremos del puente, y las pilas que son los apoyos intermedios de puentes cuando se trata de estructuras constituidas por más de un tramo.

Estribos:

Los estribos son los elementos estructurales constituidos por un sistema de fundación, el cuerpo del estribo, el cabezal de apoyo y los aleros (alas). El sistema de fundación transmite las cargas al suelo de fundación, sean éstas peso propio, cargas móviles, empujes de tierra, etc. El cuerpo del estribo conecta la fundación al cabezal de apoyo y sobre éste se colocan los aparatos de apoyo para que descansen la superestructura. El sistema de fundación podrá consistir en fundación directa, fundación profunda (ya sean pilotes o tubulones) y fundación sobre cajones. Los aleros (alas) son elementos alternativos que podrán consistir en muros que son continuación del muro frontal del estribo y que se proyectan a cierto ángulo o pantallas perpendiculares al cuerpo principal del estribo. Según el tipo de estribo, este podrá contener al terraplén de acceso o tener elementos adicionales que permitan realizar esta función tales como un terraplén protegido con escollera, un muro SME (muro de suelo mecánicamente estabilizado), etc. Existen diferentes tipologías de estribos dentro de las cuales las más habituales son los que se presentan en las Figura 1.1, Figura 1-2 y Figura 1-3.

Pilas:

Son los apoyos intermedios de los puentes y están constituidos por el sistema de fundación, el cuerpo de la pila y el cabezal de apoyo. Las tipologías más habituales de pilas son las presentadas en

las Figura 1-4, Figura 1-5 y Figura 1-6.

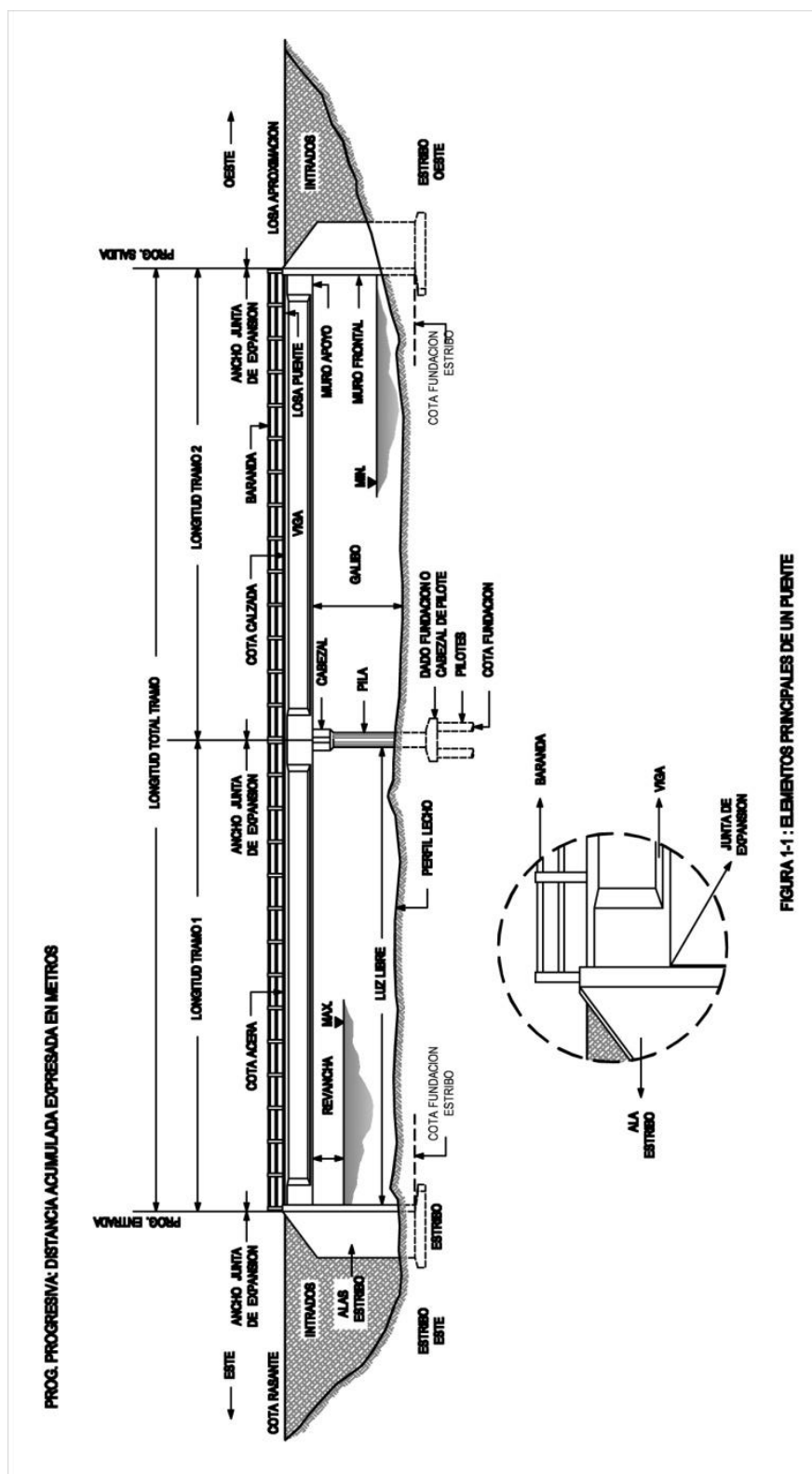


FIGURA 1-1: ELEMENTOS PRINCIPALES DE UN PUNTE

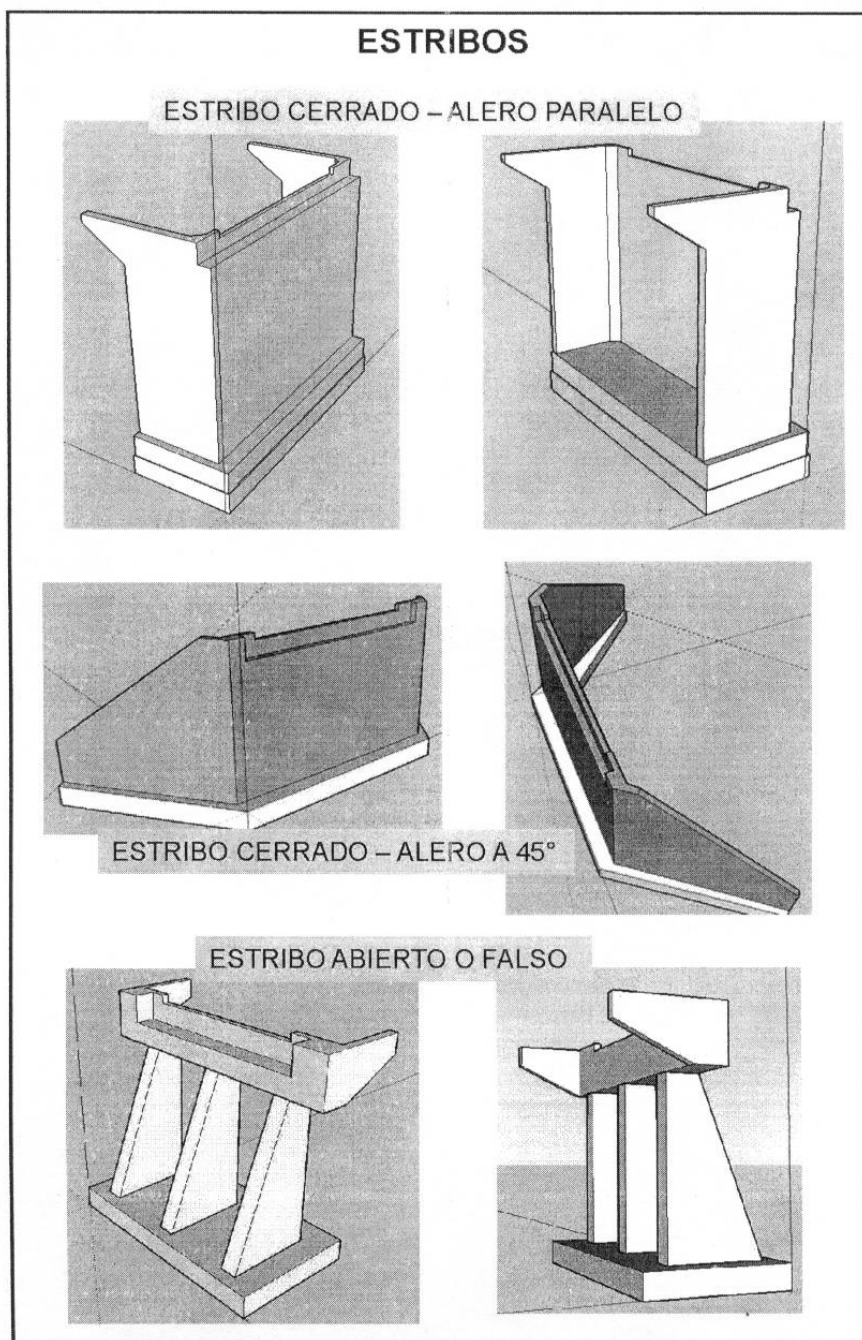


Figura 1-2: Estructuras

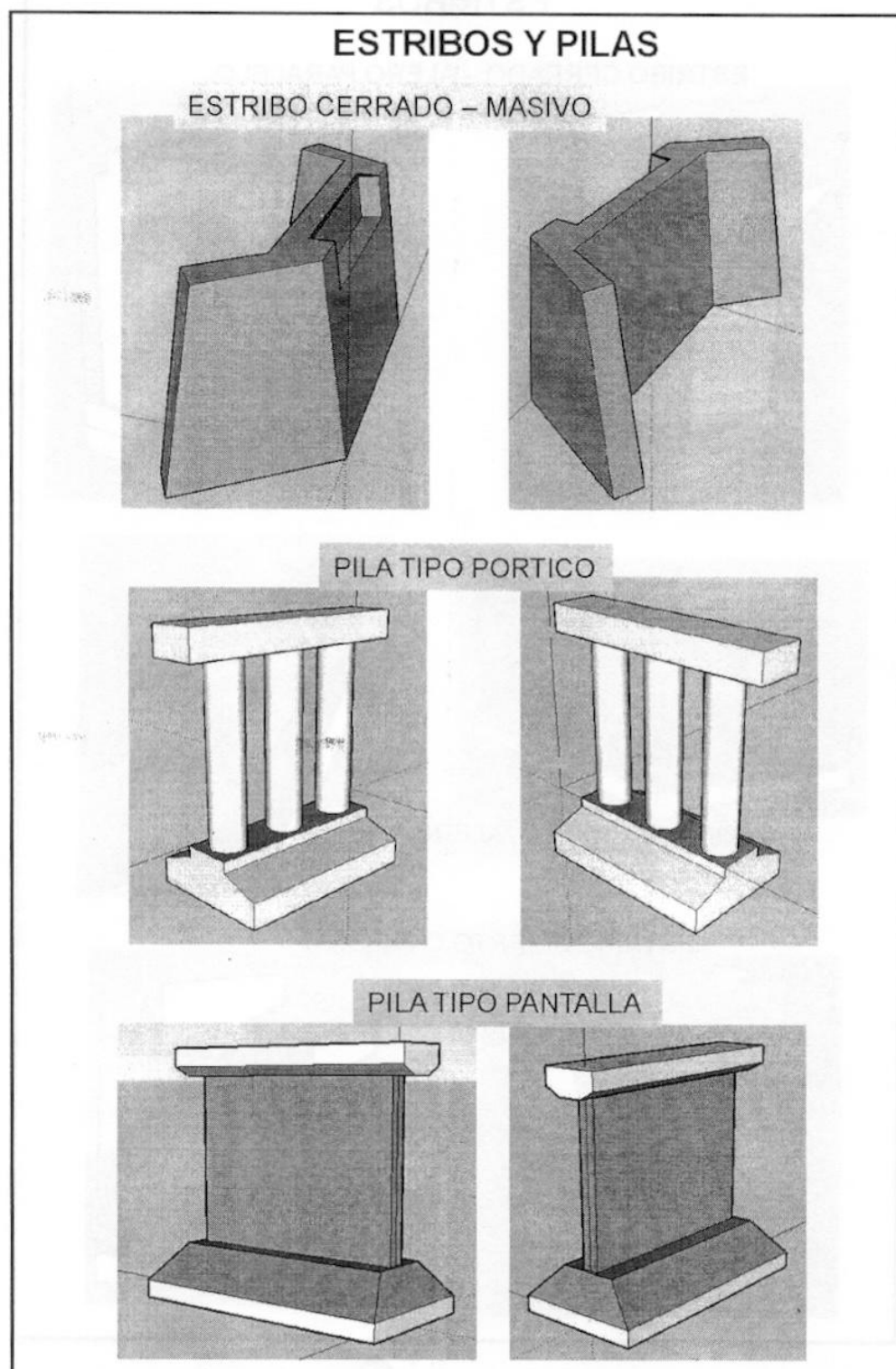


Figura 1-3: Estribos

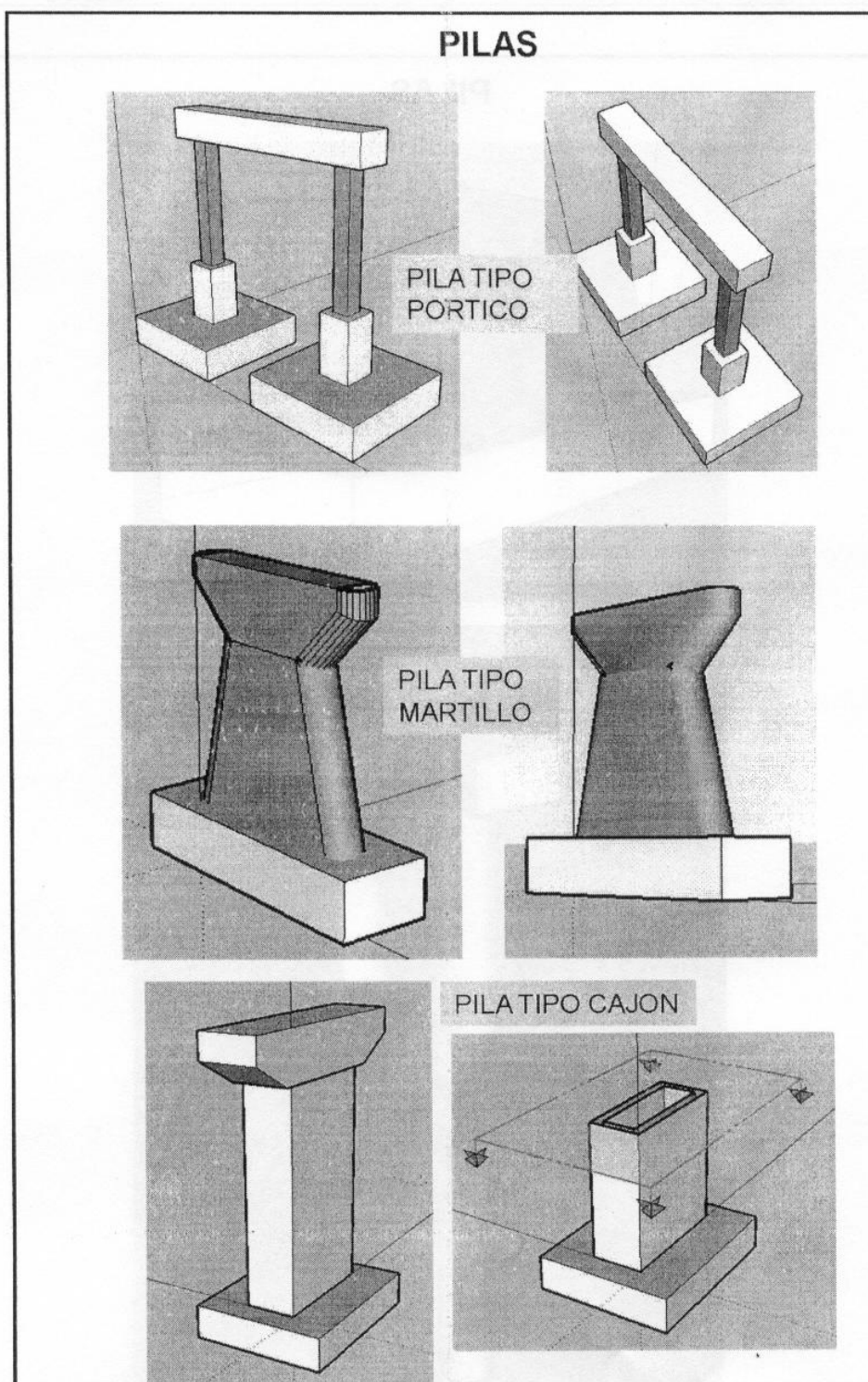


Figura 1-4: Pilas

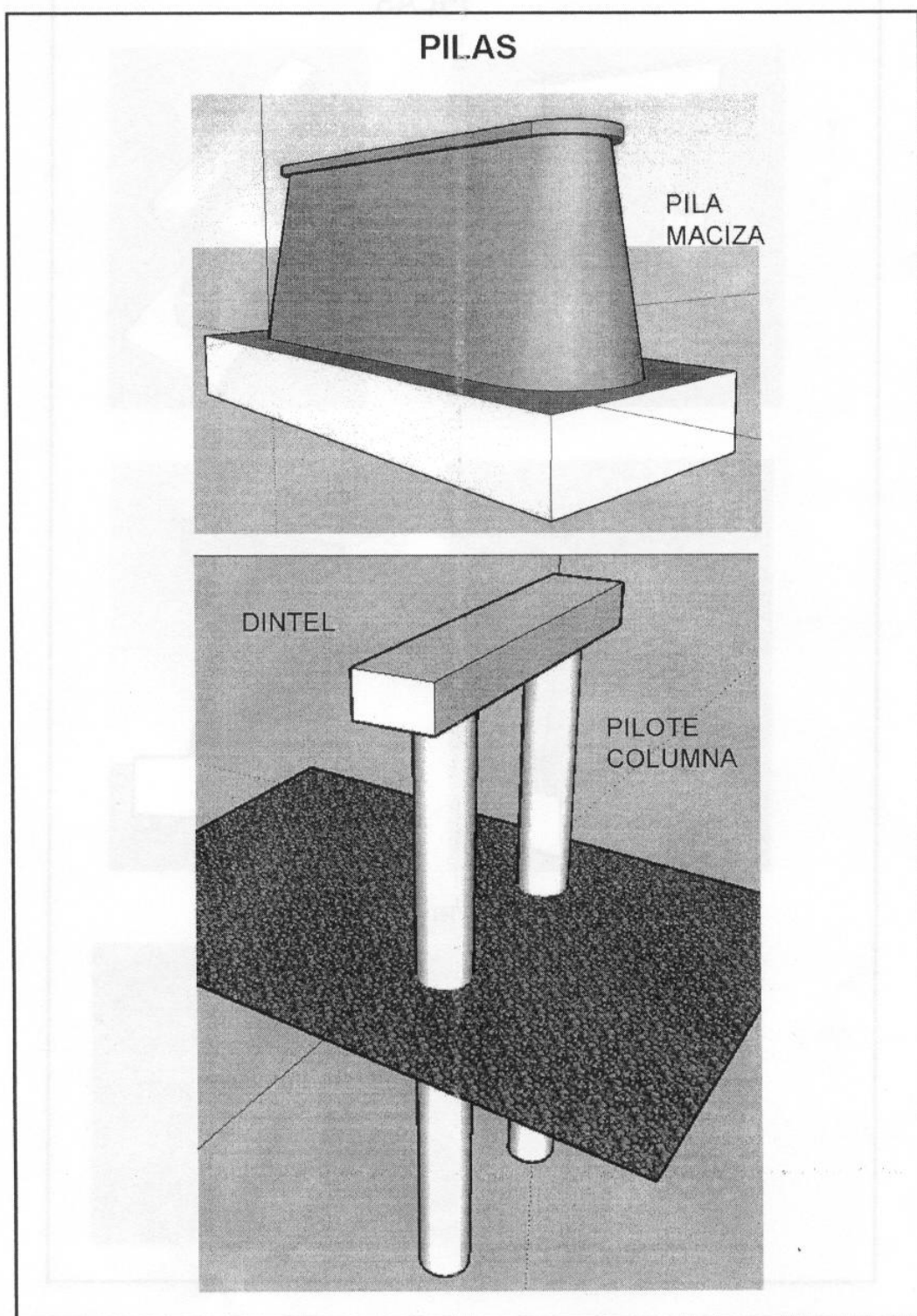


Figura 1-5: Pilas

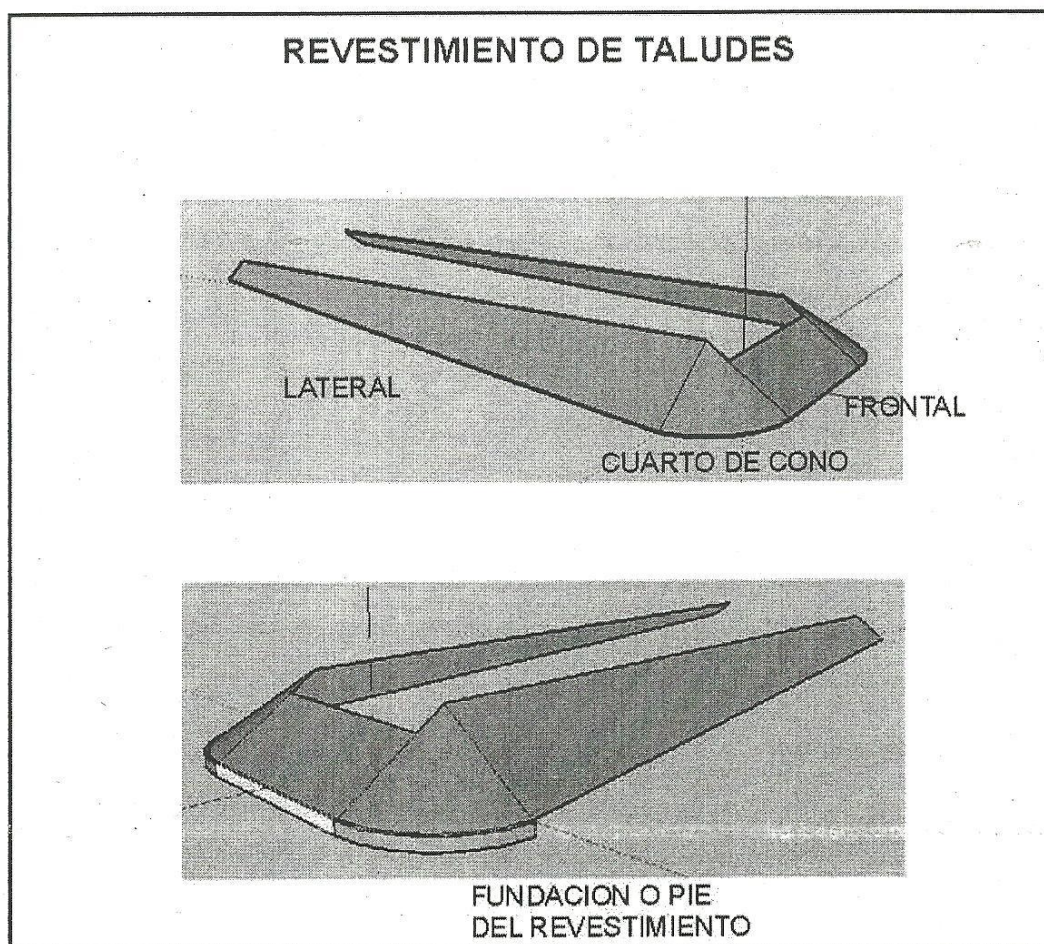


Figura 1-6: Revestimiento de Taludes

1.3.2.3 Accesos

Los accesos al puente están constituidos, en general, por las siguientes obras: terraplenes de acceso y sus obras de contención y/o protección, estructura de pavimento, barreras de protección del tráfico, banquetas y losas de aproximación. Para evitar asentamientos en la entrada de los puentes, normalmente, se dispone de losas de aproximación apoyadas en los terraplenes de acceso y en ménsulas dispuestas para estos fines en las pantallas del cabezal de los estribos. Estas losas podrán ser enterradas o superficiales.

1.3.2.4 Obras de Protección y Seguridad

Las obras de protección de un puente comprenden: los escolleros, enrocados, gaviones, muros de encauce, obras de drenaje y elementos de contención de tierras tales como muros de contención, pantallas de pilotes, etc. Las obras de seguridad comprenden las barreras o defensas camineras, también denominadas guardavías, y la señalización, sea ésta vertical u horizontal.

1.3.3 CLASIFICACIONES

Los puentes y viaductos pueden clasificarse de acuerdo a su longitud total, longitud de vano, calzada, objetivo, materiales y diseño o tipología estructural.

1.3.3.1 Longitud Total

De acuerdo a la longitud total (L), los puentes pueden agruparse según el siguiente criterio de clasificación.

Alcantarillas y Puentes Pequeños	1,0 m	<	L	s	15,0 m
Puentes Medianos	15,0 m	<	L	s	40,0 m
Puentes Grandes	40,0 m	<	L	s	100,0
Puentes Mayores	100,0 m	<	L		

1.3.3.2 Longitud de Vano

De acuerdo a la longitud de la luz libre o vano (L_v), las estructuras se pueden clasificar en:

Estructuras Pequeñas	1,0 m	<	L_v	s	15,0 m
Estructuras Medianas	15,0 m	<	L_v	s	40,0 m
Estructuras Grandes	40,0 m	<	L_v	s	100,0
Estructuras Mayores	100,0 m	<	L_v		

1.3.3.3 Calzada

De acuerdo al número de fajas de tráfico para el cual está diseñado el puente, éste puede ser

clasificado como puente de simple vía, doble vía, triple vía o más.

1.3.3.4 Objetivo

Con relación a su finalidad y objetivo, los puentes pueden clasificarse en:

- Puentes Camineros
- Puentes Ferroviarios
- Acueductos
- Puentes Peatonales o Pasarelas
- Puentes Provisionales

1.3.3.5 Materiales

De acuerdo a los materiales constituyentes del puente, éstos pueden ser:

- De Piedra o Mampostería
- De Madera
- Metálicos
- De Hormigón: Armado o Pretensado.
- Puentes Mixtos, donde se combinan los materiales anteriormente señalados.

1.3.3.6 Tipología Estructural

- De acuerdo a su diseño o tipo de estructura, los puentes pueden clasificarse de acuerdo a lo siguiente:
- Puentes Tipo Cercha o Reticulados
- Puentes Viga
- Puentes Pórtico
- Puentes Arco
- Puentes Sustentados por Cables

Cada uno de estos grupos se caracteriza por la forma en que se sostiene la estructura y por lo tanto, por el predominio de un esfuerzo diferente.

1.4 ESTÁNDARES, NORMAS, Y UNIDADES

1.4.1 ESTÁNDARES Y NORMAS

El diseño y análisis estructural de los puentes carreteros y estructuras afines se realizará ciñéndose a las disposiciones establecidas en los siguientes documentos:

- "Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition, 2002" de AASHTO o, AASHTO STANDARD.
- Norma "AASHTO LRFD Bridges Design Specifications", 4th Edition 2007 o AASHTO LRFD.
- En lo que no se contradiga con las disposiciones establecidas en los documentos anteriores, los criterios de diseño podrán complementarse con los siguientes documentos:
 - * Código ACI 318 y documentos emitidos por sus Comités
 - * Manuales y Guías de Diseño del Precast Concrete Institute (PCI)
 - * Manuales y Guías de Diseño de la Federal Highway Administration (FWA)
- El uso de normas complementarias para casos no contemplados en los documentos anteriores, deberán contar con la aprobación previa de la Entidad Contratante (MOPC). Sin embargo, bajo ningún motivo se permitirá la mezcla de normativas con diferentes filosofías de cálculo, como por ejemplo: entre AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD; ya que las hipótesis iniciales y concepciones fundamentales son totalmente distintas y pueden dar lugar a sobre o sub dimensionamientos y, por consiguiente, comportamientos deficientes de las estructuras.

1.4.2 UNIDADES

El análisis y diseño de las estructuras se ajustará a las unidades establecidas en el Sistema Internacional de Unidades (SI).

Los proyectos de puentes se ajustarán al contenido de esta Guía por lo cual, las unidades básicas, unidades derivadas y unidades suplementarias se usarán respetando el nombre y símbolo de cada una de ellas.

No obstante lo anterior, los proyectos podrán ser desarrollados en unidades del sistema MKS y CGS (metro, cm, kilo fuerza, gramo fuerza, segundo), siempre que los resultados intermedios y finales se presenten en uno solo de los sistemas (MKS, CGS o Internacional) consistentemente a lo largo de todo el cálculo. Para todos estos efectos, podrán considerarse las siguientes equivalencias:

Sistema MKS		SI
1 kgf	=	10 N
1 kgf/cm ²	=	0,1 MPa
1 kgfm	=	10N·m

Unidades del Sistema MKS		SI
1 N	=	1 kg-m/seg ²
1 Pa	=	1 N/m ²
1 MPa	=	10 ⁶ Pa

1.5 CLASIFICACIÓN Y NIVELES DE ESTUDIO

1.5.1 CLASIFICACIÓN GENERAL

La metodología de estudio a emplear depende del objetivo del proyecto, diferenciándose en el caso de puentes y estructuras afines las siguientes áreas:

- Estudios de Estructuras Nuevas,
- Estudios de Reparación o Rehabilitación de Estructuras Existentes,
- Estudios de Modificación de Estructuras Existentes.

Las Estructuras Nuevas comprenden puentes o estructuras afines, que reemplazan o replican estructuras existentes, como por ejemplo las que requieren la construcción de una segunda calzada, o las estructuras requeridas por un trazado nuevo.

En el caso de Estructuras Existentes, se deberán distinguir los estudios de Reparación o Rehabilitación de los Estudios de Modificación.

Las Reparaciones o Rehabilitaciones, pueden asociarse a proyectos de recuperación de la capacidad estructural original del puente que haya sido disminuida por daños derivados de una crecida, fatiga de la estructura, u otro fenómeno extraordinario; eventualmente, podrían también clasificarse como Reparación o Rehabilitación, una recuperación mayor del pavimento, de los accesos, obras de protección, etc. La definición de la necesidad de ejecutar un Mantenimiento o una Reparación o Rehabilitación se efectúa en una primera etapa de diagnóstico o auscultación estructural.

La Modificación de una Estructura comprende obras que aumentan la capacidad de servicio que prestaba la obra original, tales como, aumento de la capacidad estructural, ensanche de la calzada con o sin aumento del número de fajas de tráfico, incremento de tramos, etc.

Las disposiciones y recomendaciones que se establecen en esta Guía de Diseño son aplicables preferentemente a Estructuras Nuevas, no obstante, los estudios de reparación o modificación de estructuras existentes se deberán elaborar ciñéndose a Términos de Referencia (TDRs) que contemplen las particularidades de cada caso, y en las cuales se harán las referencias pertinentes a los aspectos de diseño incluidos en la presente Guía.

Si bien, los estudios de Puentes y Obras Afines pueden corresponder a Estructuras Nuevas o a Estructuras Existentes, éstas siempre estarán comprendidas en una Carretera o Camino, de modo que, con las precisiones correspondientes, la Clasificación General de los Estudios, para el caso de obras viales, podrá abarcar también el tratamiento de estas obras. En el caso particular de estructuras singulares de grandes dimensiones o especial complejidad, serán éstas las que determinen el emplazamiento, subordinando a ellas el trazado de los accesos, que en ciertas oportunidades pueden tener longitudes considerables.

1.5.2 NIVELES DE ESTUDIO

La clasificación tradicional establece los siguientes Niveles de Estudio:

1.5.2.1 Perfil de Proyecto

Este documento es normalmente realizado por el personal de la entidad contratante o por consultores de la misma, para lo cual deberán realizarse consideraciones de gabinete y en terreno.

Con estos antecedentes, complementados la más de las veces con imágenes satelitales, se procederá a estudiar las posibles alternativas de emplazamiento de la obra.

En esta etapa deberá elaborarse la Ficha Ambiental y se remitirá la misma a la Autoridad Ambiental Competente para su categorización.

Las conclusiones de un Estudio Preliminar deben establecer si es posible pasar directamente al Nivel de Estudio de Identificación, Técnico Social y Ambiental (EI + TESA), o si por el contrario, dado el número de alternativas comparables, por motivos de orden socio-económicos o por procedimientos del Organismo Financiador se debe pasar al Nivel de Estudio de Identificación (EI). Todo ello sin perder de vista que la más de las veces la obra forma parte del estudio de una Carretera o de un Camino que a su vez puede tener alternativas de trazado.

En base al Perfil de Proyecto y la Categorización Ambiental, aprobados y avalados en las instancias que correspondan, se deberá elaborar los TDRs técnicos y ambientales, cronograma de actividades y el presupuesto para la siguiente etapa de estudio.

Según la complejidad del estudio global que se está abordando, los TDRs, podrán haber establecido la necesidad de desarrollar un EI para dirimir que alternativa pasan al último Nivel de Estudio, el TESA.

Si la selección de alternativa dio como resultado un solo emplazamiento y la estructura no se presta para un estudio de alternativas de estructuraciones complejas, normalmente se podrá pasar directamente al estudio completo EI + TESA.

Parte fundamental del Perfil de Proyecto, está constituido por la definición detallada de los Estudios de Ingeniería Básica que se deberán desarrollar en el nivel siguiente EI o EI + TESA.

El contenido de los documentos que conforman el Informe del Estudio Preliminar queda regulado por lo expuesto en la Sección 4 de esta Guía.

1.5.2.2 Estudio de Identificación (EI)

El Perfil de Proyecto debería haber Establecido las posibles alternativas de emplazamiento de la obra, así como las alternativas de estructuración que deben estudiarse a nivel de EI. Conforme a lo anterior, los TDRs redactados para esta etapa deberán ser claros en cuanto al alcance de los estudios a desarrollar, en especial en lo relativo a los estudios de Ingeniería Básica, sin embargo, el Consultor o Empresa Consultora que realice este Estudio, debe tomar en cuenta que los TDRs tienen carácter enunciativo y no limitativo.

El informe Final del EI debe indicar, en base a un análisis económico y social, si se recomienda postergar el proyecto o pasar al siguiente nivel y precisar con todo detalle el emplazamiento del puente, la cantidad y tipo de Ingeniería Básica de la alternativa seleccionada que se deberá ejecutar en el TESA. Todo ello basado en las conclusiones alcanzadas en el EI, el cual deberá indicar si la información disponible es adecuada y suficiente, o que por el contrario, se requiere complementarla

en el siguiente nivel para levantar las indeterminaciones que puedan existir.

En caso de realizarse, de manera contractualmente independiente, el EI y el TESA, el EI debe incluir los TDRs para el último nivel de estudio.

El contenido y forma de los documentos y planos que forman parte del Informe Final a Nivel de Anteproyecto, queda regulado por lo expuesto en la Sección 4 de esta Guía.

1.5.2.3 Estudio Técnico Social y Ambiental (TESA)

Corresponde a los estudios definitivos socio-económicos, ingeniería básica y medio ambiente, así como al diseño detallado de la obra, desarrollado en concordancia con todos los antecedentes de Ingeniería recopilados y analizados con grados crecientes de detalle, a lo largo de los distintos niveles de estudio, habiéndose incorporado, cuando fue pertinente, las decisiones adoptadas por el Contratante, en los niveles de decisión que correspondan en cada caso.

El producto final de esta consultoría, comprende todos los Documentos y Planos que se definen normativamente en la Sección 4 y complementados con los TDR's que serán empleados para la licitación de la construcción de la obra, permitiendo su expedita materialización, seguimiento y control.

En función al orden de magnitud de la inversión y de las conclusiones del Perfil de Proyecto, el EI y el TESA deberán constituir etapas contractualmente independientes, de modo que en cada una de ellas se agote el estudio de alternativas con el mayor nivel de detalle posible, asociado a la Ingeniería Básica de que se dispone. Más aún, en lo posible cada uno de estos niveles servirá para definir la Ingeniería Básica que deberá desarrollarse en el nivel siguiente, según se define en la Sección 2 de esta Guía. Los niveles de estudio sucesivos, permiten pues, ir reduciendo el número de alternativas factibles desde un punto de vista técnico/económico e ir avanzado hacia el diseño final sobre bases ciertas. Sin embargo, en muchos casos, se realizará el EI y el TESA en un solo estudio para optimizar tiempos en la etapa de Pre-Inversión.

1.5.3 ABREVIATURAS

Las abreviaturas utilizadas en el texto de las Especificaciones Generales para Construcción de Puentes y Estructuras en Carreteras representan lo que se indica a continuación:

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials o Asociación Americana de Autoridades Estatales de Carreteras y Transporte.
ACI	American Concrete Institute o Instituto Americano del Concreto.
AI	The Asphalt Institute o Instituto del Asfalto.
ASTM	American Society for Testing and Materials ó Sociedad Americana para Ensayos y Materiales.
EGP	Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras del Paraguay.

FHWA	Federal Highway Administration o Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos.
EE	Especificaciones Especiales para Construcción de Carreteras de un proyecto específico.
ISSA	International Slurry Surfacing Association o Asociación Internacional de Superficies con lechadas asfálticas.
MOPC	Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones
PCA	Portland Cement Association o Asociación del Cemento Portland.
SI	Sistema Internacional de Unidades (Sistema Métrico Modernizado).

SECCIÓN 2 - INGENIERÍA BÁSICA

2.1 ASPECTOS GENERALES

En el ámbito de los estudios viales, la Ingeniería Básica corresponde a los estudios de terreno, laboratorio y gabinete, relativos a los siguientes aspectos:

- **Geodesia y Topografía**, que permiten referenciar el proyecto y conocer las características geomorfológicas del lugar en que se emplaza; materias que se presentan en el Numeral 2.2 de esta guía.
- **Hidrología, Hidráulica y Mecánica Fluvial**, que permiten estudiar las condiciones que imponen los cursos de agua o el drenaje necesario; materias que se desarrollan en el Tópico 2.3, en cuanto a su aplicación directa al estudio de Puentes y Obras Afines.
- **Geotecnia**, que permiten conocer las características del terreno en que se fundará la estructura, materia que se realimenta con los aspectos de mecánica fluvial (socavaciones) y con los problemas de drenaje para los pasos a desnivel, todo lo cual permite sentar parte importante de las bases del diseño estructural. Estas materias se tratan en el Numeral 0, desarrollado en particular para el caso de Puentes en la Sección 3, en cuanto a su aplicación para diseño de estructuras.
- **Demanda y Características de Tránsito**, que determinan la sección transversal de la superestructura y en oportunidades la carga móvil de diseño, materias que se tratan en el Tópico 2.5 de esta guía.
- **Ambientales y de Mitigación de Impacto**, destinadas a concebir obras “amigables” con el medio ambiente, en conformidad con las políticas del Estado, las que se tratan en el Numeral 2.6 de esta guía.

2.2 ASPECTOS GEODÉSICOS Y TOPOGRÁFICOS PARA PUENTES

2.2.1 ASPECTOS GENERALES

Por lo general, la referenciación geodésica de los estudios topográficos para el análisis de un Puente u otras Estructuras Afines, será la misma empleada para el estudio del camino del que ella forma parte, salvo que se trate de un proyecto singular, que requiera de una referenciación especial, tal como se expone más adelante.

2.2.2 REFERENCIACIÓN DE LOS ESTUDIOS

Todos los estudios para obras viales quedarán referidos planimétricamente a Puntos Geodésicos GPS del IGM. En el caso general de puentes pequeños y medianos, el levantamiento topográfico puede quedar referido a un punto local previamente seleccionado.

2.2.3 REFERENCIACIÓN Y ORDEN DE CONTROL

Tiene relación con las Redes de Apoyo materializadas en terreno para establecer un Sistema de Transporte de Coordenadas (STC) al que quedan referidos los levantamientos y trabajos topográficos para el estudio de la estructura y, posteriormente, los replanteos que se ejecutan para la construcción de la obra. Los STC derivados del sistema principal, con el objeto de ejecutar levantamientos del cauce aguas arriba y aguas abajo de la estructura, podrán ejecutarse con Orden de Control inferior en un grado respecto del que se está empleando para referir la estructura.

2.2.3.1 ORDEN DE CONTROL PRIMARIO

Se empleará en el caso de los puentes cuya longitud sea mayor o igual que 500 m y en aquellos de menor longitud, que por su especial estructuración, altura, etc., requieran de un control topográfico de alta precisión, cuya oportunidad de uso deberá especificarse en los Términos de Referencia (TDR's).

El procedimiento para establecer este tipo de redes de orden primario, sugiere la materialización de una "Figura Base" medida mediante GPS geodésico (normalmente un cuadrilátero). La Verificación de cierre en tolerancia de la figura base se ejecuta según el procedimiento para el "Cálculo y Compensación de un Cuadrilátero Aislado".

Tolerancias del Orden de Control Primaria.

Planimétrico = 1:40.000 (25mm/km)

Altimétrico = $e \leq 0,01 \cdot (K)^{1/2} \text{ (m)}$ ^(a) (Nivelación Geométrica de Precisión) ^(b)

- (a) Con K igual a la longitud del circuito de nivelación expresada en kilómetros y una distancia máxima entre PRs de 500 m.
- (b) Si por tratarse de una obra muy especial se requieren precisiones al milímetro o fracciones de milímetro (control de asentamientos, por ejemplo) se podrá exigir una Nivelación de Alta Precisión.

Los trabajos topográficos relativos al cauce o a los accesos de la obra, podrán ser referenciados mediante una Poligonal Cerrada de Orden Secundario.

2.2.3.2 ORDEN DE CONTROL SECUNDARIO

Este orden de control corresponde al definido para el estudio, replanteo y construcción de obras viales en general. El será aplicable para los puentes, pasos a desnivel y pasarelas de menos de 500 m de longitud que no caigan dentro de la clasificación de estructuras especiales definidas en 2.2.3.1.

Este tipo de Redes de orden secundario, quedan ligadas a las "Líneas Base" materializadas aproximadamente cada 2 km, medidas con GPS y verificadas con distanciómetro. El transporte de coordenadas entre Líneas Base se ejecuta mediante Poligonación, dado que el instrumental

disponible (Estaciones Totales) permite lograr cierres que normalmente superan las tolerancias exigidas.

Para el estudio de puentes y obras similares, se exigirá que próximo a la estructura se materialicen al menos 2 vértices intervisibles de la poligonal, los que permitirán referir los levantamientos especiales de la zona de emplazamiento de la estructura, del cauce, etc., y su posterior replanteo.

Tolerancias del orden de Control Secundario

Planimétrica = 1:20.000 (50 mm/km)

Altimétrica = $e \leq 0,01 \cdot (K)^{1/2}$ (m)

Los trabajos topográficos relativos a la Carretera o Camino (Acceso sala Estructura), estarán por lo general referidos también a un Orden de Control Secundario. Los levantamientos del cauce para extensiones aguas arriba y aguas abajo de hasta 3000 m, podrán quedar referidos a una Poligonal Cerrada de Orden Terciario. Para extensiones mayores de 3.000 m, se empleará un Orden de Control Secundario.

Tolerancias del orden de Control Terciario

Planimétrica = 1:15.000 (67 mm/km)

Altimétrica = $e \leq 0,01 \cdot (K)^{1/2}$ (m)

2.2.3.3 REFERENCIA ALTIMÉTRICA EN CASOS ESPECIALES

En aquellos casos en que para referenciar altimétricamente el estudio del camino y de sus estructuras, no exista un Nivel de Referencia del IGM a menos de 10 km., se aceptará usar como referencia la cota determinada mediante GPS, corregida mediante el Modelo EGM-96, u otro más preciso.

2.2.4 LEVANTAMIENTOS

Los estudios de localización y emplazamiento se desarrollarán inicialmente sobre cartas geográficas (1:25.000 ó 1:50.000) o imágenes satelitales en el Perfil de Proyecto y cuando los TDR's así lo señalen, sobre Restituciones Aerofotogramétricas con apoyo terrestre escala 1:5.000 ó 1:10.000, según la escala de la fotografía aérea existente. En etapas de Estudio de Identificación, cuando se cuenta con una localización aproximada, se deberá ejecutar un Levantamiento con Distanciómetro en escala 1:2.000 y, eventualmente, en 1:1.000, según lo definido como conclusión del Estudio de Identificación. Dicho levantamiento abarcará los tramos aguas arriba y aguas abajo que se definen en la Sección 2.3 "Aspectos de Hidrología, Drenaje e Hidráulica Fluvial" de esta guía, con el objeto de hacer los estudios allí definidos.

Para el estudio del emplazamiento definitivo de la estructura, se deberá hacer un levantamiento en escala 1:500 con curvas de nivel cada 0,5 m en toda la longitud de la estructura, más 100 m en cada extremo, cuyo ancho será de 50 m a cada lado del eje.

2.2.5 LEVANTAMIENTO DE PERFILES

En la etapa del TESA, el Levantamiento de Planta ejecutado a escala 1:500, con curvas de nivel cada 0,5m, descrito precedentemente, se complementará con un Perfil Longitudinal de Terreno a lo largo del eje de la obra y con perfiles adicionales en la zona de los estribos. No se justifica tomar perfiles transversales en el emplazamiento de las pilas dentro del cauce del río, pues por estar sometido el lecho a procesos de arrastre y depósito, el levantamiento 1:500 resulta suficientemente representativo. En todo caso, si durante la etapa de estudio ocurre una crecida extraordinaria, posterior a la ejecución de estos perfiles, que modificará significativamente el lecho del cauce, la Fiscalización del Estudio solicitará la repetición de dicho trabajo, reconociendo los costos del trabajo adicional ordenado.

2.2.5.1 PERFIL LONGITUDINAL DE TERRENO

En primer término se procederá a replantear el eje longitudinal de la estructura según lo definido en el Estudio de Identificación Seleccionado. Dicho replanteo se ejecutará desde dos vértices del STC, materializando en terreno estacas de alineación y deberá abarcar un tramo suficientemente largo de los accesos a ella como para verificar que no existen problemas en el trazado del Camino o Carretera en dichos tramos.

La nivelación propiamente tal se ejecutará según los procedimientos y tolerancias normalmente empleados, con la salvedad de que los puntos a nivelar no están materializados previamente mediante las estacas del eje del trazado, sino que corresponden a aquellos que definen el fondo del cauce con todas sus singularidades al instante de ejecutar la nivelación.

Si se trata de un cauce con niveles de agua considerables, se deberán emplear procedimientos batimétricos, controlando la posición del punto mediante radiación desde una estación del STC, o mejor aún, desde una estación dispuesta según la alineación del eje que se está nivelando. El uso de plomada para determinar la profundidad del punto debe hacerse con las precauciones necesarias, en aquellos ríos con corriente importante.

Para salvar el tipo de problemas señalado, se podrá recurrir al uso de Ecosonda y GPS aplicado a hidrografía.

El Perfil Longitudinal nivelado por el eje de la estructura abarcará la misma extensión definida para la faja de levantamiento escala 1:500, debiendo enlazarse con el Perfil Longitudinal del proyecto carretero.

2.3 ASPECTOS DE HIDROLOGÍA, DRENAJE E HIDRÁULICA FLUVIAL PARA PUENTES

2.3.1 ASPECTOS GENERALES

El presente acápite, describe los aspectos de hidrología y drenaje de consideración necesaria en el estudio de un puente. En él se incluyen los aspectos conceptuales y los fundamentos básicos sobre los cuales se sustentan los criterios y las recomendaciones de diseño específicas de la presente guía.

2.3.2 LA HIDROLOGÍA O CÁLCULO DE CAUDALES SOLICITANTES

Los caudales que solicitan una obra vial pueden corresponder a cursos permanentes, temporales, superficiales o subterráneos. Todas estas formas de escurrimiento afectan de uno u otro modo a los Puentes y Estructuras Afines.

El escurrimiento proveniente de una cuenca pequeña depende en forma importante de las condiciones del terreno y vegetación de la misma. En cambio, en una cuenca grande el efecto de atenuación y almacenamiento en la red hidrográfica juega un rol significativo. Las cuencas de tamaño importante están usualmente controladas por estaciones de medida de caudal, en tanto, que en las pequeñas es necesario recurrir a métodos aproximados para la estimación de escurrimientos. Sin embargo, el tamaño no es el único factor que define el comportamiento de la cuenca en el sentido mencionado y, por consiguiente, es difícil dar una definición cuantitativa de lo que se entiende por cuenca pequeña.

En general, se supondrá que ella es de un tamaño tal, que su respuesta ante tormentas intensas de corta duración depende primordialmente de factores topográficos y de manejo de suelo, pero no de las características del sistema hidrográfico. En cada uno de los métodos que se incluyen más adelante se indica, en forma general, el rango de validez del procedimiento.

El escurrimiento de una cuenca es el resultado de dos grupos de factores: aquéllos que dependen del clima y aquéllos que representan la fisiografía de la cuenca.

Los factores climatológicos incluyen los efectos de la lluvia, y evapotranspiración y, generalmente, exhiben un comportamiento estacional. En la precipitación en forma de lluvia es necesario considerar la intensidad, magnitud (total de agua caída), duración, distribución en el tiempo, distribución espacial y probabilidad de ocurrencia de la tormenta. En la evaporación influyen factores climatológicos (temperatura, humedad, radiación solar, viento), estado de crecimiento de los cultivos y tipos de vegetación.

Entre los factores fisiográficos de la cuenca se distinguen aquéllos que son características de la cuenca y los que representan el sistema hidrográfico. La cuenca influye en el escurrimiento a través de su geometría (tamaño, forma, pendiente, densidad de drenaje, distribución de alturas), los cuales pueden ser identificados con imágenes georeferenciadas con resolución espacial adecuada, cartas de IGM a escala 1:50.000 ó cualquier otra metodología que permita tener el mismo o mayor nivel de calidad. Además, se deben considerar los factores físicos, tales como, uso de suelo, condiciones de infiltración, tipo de suelo, características geológicas, etc. Las principales características del sistema hidrográfico que determinan el escurrimiento son su capacidad de conducción (sección, forma,

pendiente, rugosidad) y su capacidad de almacenamiento, presencia de lagos, cauces, lagunas, embalses, etc.

Todos los elementos anteriores tienen variaciones tanto en el espacio como en el tiempo y, por consiguiente, es difícil conseguir relaciones simples que permitan estimar el escurrimiento con precisión si sólo se consideran algunos de los factores más importantes. Por lo tanto, se considera conveniente aplicar criterio técnico en las metodologías y emplear varios procedimientos de estimación si fuese posible, a fin de tomar las decisiones adecuadas.

Para caudales que escurren superficialmente, los diseños deben considerar su gasto máximo instantáneo, asociado a un Período de Retorno seleccionado considerando la importancia de la obra y de la carretera o Camino en que ésta se emplaza. La excepción la constituye el diseño de obra de retención de sedimentos en los cauces y la planificación de tareas de extracción de áridos, los que además deben considerar las series de caudales medios diarios.

Para calcular una crecida de Diseño se recomiendan los siguientes métodos:

Directos

Para lo que se requiere contar con estadísticas pluviométricas en una sección de control representativa del lugar en que se emplaza la Obra.

Regionales

Los que mediante procedimientos estadísticos adecuados permiten validar y/o extender información de corta duración en la cuenca de interés, a partir de datos registrados en otras cuencas cercanas de características similares. En casos extremos los métodos regionales pueden ser empleados también para cuencas sin información.

Modelos Precipitación - Escorrentía

Que hacen uso de las estadísticas Pluviográficas y Pluviométricas, normalmente en cuencas de tamaño moderado, que presentan caudales mayoritariamente derivados de las tormentas de lluvia; entre estos destacan en el estudio de las obras viales el llamado Método Racional y los que hacen uso del concepto del Hidrograma Unitario, en sus diversas versiones. El método a utilizar, que depende del tamaño de la cuenca, podrá ser consultado en el Tomo 3 Tomo III (Normas para Obras de Drenaje Vial) del Manual de Carreteras del Paraguay, en el cual se analizan los Conceptos de Riesgo del Diseño y Período de Retorno y en que se integran estos conceptos con el de vida útil de la obra, dando origen a una Tabla que ilustra la relación entre “Período de Retorno y Riesgo de Falla según Vida Útil”. A partir de estos resultados y considerando la importancia de la obra y de la carretera en que ésta se emplaza, más las restricciones impuestas por una disponibilidad limitada de fondos para inversión, los países adoptan criterios mediante los cuales se definen los Períodos de Retorno a considerar en el Diseño Hidráulico de las Obras Viales, destinadas a cruzar ríos, esteros, quebradas con régimen no permanente, o bien, a asegurar el adecuado drenaje del resto de las

obras viales y, en particular, en esta Guía de Diseño, las estructuras que se entierran bajo el nivel del terreno natural, para cruzar en distinto nivel otra carretera, camino, vía férrea, etc.

A continuación se presenta la Tabla 1, que establece el criterio normativo adoptado sobre la materia, para las obras de Puentes y Estructuras Afines.

Tipo de obra	Tipo de Ruta	Período de Retorno (años)		Vida útil Supuesta (n: años)	Riesgo de Falla (%)	
		Diseño ⁽⁴⁾	Verificación ⁽⁵⁾		Diseño	Verificación
Estructuras Especiales ⁽¹⁾	RVP	200	300	50	22	15
Puentes ⁽²⁾	α	200	300	50	22	15
	β	100	150	50	40	28
Alcantarillas ($S > 1.75 \text{ m}^2$) o $H_{\text{terrap.}} \geq 10 \text{ m}$ y Estructuras Enterradas ⁽³⁾	α	100	150	50	40	28
	β	50	100	30	45	26
Alcantarillas ($S < 1,75 \text{ m}^2$)	α	50	100	50	64	40
	β	25	50	30	71	45
Defensas de Riberas	α	100	-	20	18	-
	β	100	-	20	18	-

Tabla 1: Períodos de retorno para diseño

S = Sección útil de la alcantarilla

RVP = Red Vial Primaria

α = Autopistas y Multicarriles

β = Caminos y Carreteras primarias.

⁽¹⁾ Estructuras especiales

⁽²⁾ En el caso de Puentes, el cálculo de caudales en crecida está destinado a calcular la socavación en las fundaciones de las pilas. Iguales períodos de retorno se emplearán para el cálculo de socavaciones en puentes.

⁽³⁾ Las Alcantarillas de drenaje construidas bajo terraplenes de altura mayores o iguales a 10 m deben diseñarse para estos Períodos de Retorno, cualquiera que sea su sección. En esta misma categoría se clasificarán las estructuras proyectadas bajo el nivel del terreno natural circundante, destinadas al cruce desnivelado de dos vías.

⁽⁴⁾ Para la etapa de diseño de puentes y defensas de ribera, la revancha mínima asociada a la cota de aguas máximas para el período de retorno de diseño debe ser de 1,0 m.

⁽⁵⁾ Para la verificación hidráulica de Puentes se considerará que la revancha asociada a la cota de aguas máximas para el período de retorno de verificación puede reducirse a 0,30 m.

El detalle de los Estudios de Frecuencia, Técnicas Estadísticas y Procedimientos destinados a determinar los caudales de diseño bajo los cuales se deberán diseñar las Obras Viales se deberá obtener del Tomo 3 (Normas para Obras de Drenaje Vial) del “Manual de Carreteras del Paraguay”.

2.3.3 LOS PROCEDIMIENTOS Y TÉCNICAS HIDRÁULICAS

Los fundamentos de los conceptos asociados al cálculo hidráulico se establecen considerando escurrimiento crítico, uniforme y de flujo gradualmente variado, siendo este último aquel que normalmente se tiene en canales, fosos, etc., para los cuales se describen los métodos tradicionales de cálculo del Eje Hidráulico.

Las materias relativas a Hidráulica Fluvial se desarrollan en el Tomo 3 (Normas para Obras de Drenaje Vial) del Manual de Carreteras del Paraguay, según se cita en el numeral 2.22.3.4.2 de esta sección.

El flujo bajo un puente constituye un caso de restricción de la sección, el cual ha sido estudiado experimentalmente por diversos investigadores. Yarnell ha efectuado un cuidadoso análisis de la literatura técnica al respecto y ha efectuado también numerosos experimentos en laboratorio. Las expresiones más utilizadas son las de Nagler y las de D'Aubuisson. La fórmula de Nagler entrega el caudal (Q) en función de un coeficiente empírico, el ancho de la sección contraída (b_2) la altura de aguas abajo (y_3), la velocidad de aguas abajo (V_3), la pérdida de energía (h_3), la velocidad aguas arriba (V_1) y dos coeficientes empíricos (β , θ). El coeficiente empírico θ disminuye cuando la contracción disminuye, normalmente tiene un valor del orden de 0,3. El coeficiente β varía con la razón de angostamiento (b_2/b_1). La expresión de Nagler es la siguiente:

$$Q = K_N b_2 \sqrt{2g} (y_3 - \theta \frac{V_3^2}{2g}) \sqrt{(h_3 - \beta \frac{V_1^2}{2g})} \quad \text{Ecuación -1}$$

La expresión propuesta por D'Aubuisson es:

$$Q = K_A b_2 y_3 \sqrt{(2gh_3 + V_1^2)} \quad \text{Ecuación 0-2}$$

Algunos valores para los coeficientes K_N y K_A se muestran en la

Tabla 0-2

Forma de la pila	Razón de angostamiento					
	0,9		0,8		0,7	
	K_N	K_A	K_N	K_A	K_N	K_A
Rectangular	0,91	0,96	0,87	1,02	0,86	1,02
Extremos Semi-circulares	0,94	0,99	0,92	1,13	0,95	1,2
Extremos Triangulares	0,95		0,94		0,92	
Par de cilindros	0,91		0,89		0,88	
Forma Lenticular	0,95	1,00	0,94	1,14	0,97	1,22

Tabla 0-2 : Coeficiente de contracción K_N y K_A

En el Tomo 3 (Normas para Obras de Drenaje Vial) del Manual de Carreteras del Paraguay, se abordan los Fenómenos de Transporte de Sedimentos, Procesos Fluviales y Métodos de Análisis, materias relacionadas directamente con el cálculo hidráulico del escurrimiento en cauces naturales y los procesos de Transporte de Sedimentos que estos inducen, materias relacionadas directamente con el dimensionamiento hidráulico de los Puentes, las socavaciones probables al pie de pilas y estribos, degradación del lecho, etc. Todas ellas se tratan desde el punto de vista del diseño establecido en el Tomo 3 (Normas para Obras de Drenaje Vial) del “Manual de Carreteras del Paraguay”.

2.3.4 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO DE PUENTES

2.3.4.1 PUENTES Y VIADUCTOS

En el caso de los puentes los caudales de diseño influirán directamente en la determinación de la sección hidráulica útil que deberá proveer la estructura, determinando su longitud y en muchos casos influenciando la altura libre al fondo de vigas, en tanto, que el nivel de aguas máximas y la velocidad de escurrimiento, influirán sobre la cota de fundación de estribos y pilas, según sea el material existente en el lecho y riberas del cauce. Consecuentemente, la topografía a ejecutar debe describir perfectamente la forma, pendiente y accidentes del cauce, sus riberas y zonas adyacentes inundables durante las crecidas, es decir, el cauce en planta, alzado, y con mayor detalle aún, ciertas secciones transversales, seleccionadas por el Especialista.

En el caso de los viaductos sobre cursos de agua, en que la rasante se desarrolla a cotas muy superiores a las de las aguas máximas, la longitud de la obra no depende de aspectos relacionados con la capacidad hidráulica, sin embargo, si existen pila o pilas que se apoyan en terrenos afectados por las aguas, resulta indispensable determinar también el nivel máximo de las aguas y la velocidad

de escurrimiento, variables que junto con el tipo de materiales en que ellas se fundan, determinan los fenómenos de socavación.

2.3.4.2 PASOS A DESNIVEL Y PASARELAS

En estos casos, la topografía ejecutada para estudiar los elementos del enlace, normalmente en escala 1:500, será suficiente para estudiar también los problemas de drenaje. No obstante ello, en los pasos enterrados bajo el nivel de terreno natural siempre se deberá tratar de proyectar un drenaje gravitacional y ello puede requerir la prolongación de levantamiento hacia el punto de entrega. Sólo si el drenaje gravitacional resulta significativamente más costoso, o técnicamente impracticable, se procederá a estudiar un sistema de drenaje mediante elevación mecánica o un sistema mixto. Los pozos de infiltración sólo podrán ser considerados como alternativa en las regiones del país donde el nivel de precipitación sea bajo, siempre que no existan napa subterránea y que las tasas de infiltración del suelo sean suficientemente altas como para asegurar el buen funcionamiento frente a la tormenta de diseño considerada, lo que deberá ser demostrado en la memoria correspondiente, avalada por ensayos de infiltración ejecutados en terreno.

Tanto en el caso de puentes y viaductos y en el caso de pasos a desnivel y pasarelas, los estudios topográficos necesarios deberán quedar referidos geodésicamente mediante los procedimientos y orden de control topográfico especificados en el numeral 2.2 de esta Guía de Diseño.

Se describen a continuación los estudios topográficos a ejecutar en los diferentes Niveles de Estudio, en lo relativo al cauce aguas arriba y aguas abajo de la estructura, ya que aquellos requeridos para el diseño estructural de la obra fueron cubiertos en el numeral 2.2 de la presente Guía de Diseño.

2.3.4.3 TOPOGRAFÍA DEL CAUCE SEGÚN NIVEL DE ESTUDIO

En el numeral 2.2.4 se trató lo relativo al Levantamiento Topográfico para el estudio de emplazamiento de la estructura. Corresponde aquí tratar los aspectos relativos a los estudios topográficos según el Nivel de Estudio, para caracterizar el cauce y poder predecir el comportamiento hidráulico del río o torrente durante las crecidas.

2.3.4.4 TOPOGRAFÍA DEL CAUCE EN PERFIL DE ESTUDIO.

Mediante el análisis de las Cartas Geográficas 1:25.000 ó 1:50.000 y el reconocimiento del terreno, se definirán las características del cauce en la zona de emplazamiento de puente(s) o viaducto(s) que se están estudiando.

En primer lugar se debe analizar si el cauce presenta hacia aguas arriba, sub-cauces que independizándose del principal, pueden captar parte del caudal en las crecidas, con lo que el gasto a considerar en el diseño puede ser algo menor que el determinado sin considerar esta derivación; lo anterior inducirá la necesidad de estudiar una o más estructuras de descarga localizadas en los puntos en que los sub-cauces o brazos independientes del cauce principal, interceptan el camino en estudio. La localización de estas estructuras puede distar algunas decenas de metros o algunos cientos de metros del emplazamiento de la obra principal.

Normalmente estos sub-cauces o brazos independientes suelen ser poco perceptibles si ellos operan para períodos de retorno sobre 10 años y al momento del reconocimiento del terreno están cubiertos de vegetación, sin embargo, el análisis detenido de cartas geográficas y de las fotos aéreas del área puede ayudar a detectarlos. Eventualmente una Restitución Aerofotogramétrica apoyada en terreno, escala 1:5.000 o similar, puede ayudar a precisar el diagnóstico correspondiente en esta etapa.

En consecuencia, el levantamiento topográfico que se deberá especificar para el siguiente nivel de estudio, sea este de Estudio de Identificación o Proyecto Definitivo, deberá establecer la longitud a levantar hacia aguas arriba, para incluir el tramo en que se desprende el o los brazos de descarga, zona en que también se deberá ejecutar un estudio hidráulico para estimar el caudal derivado. Ahora bien, si el término de dicha zona, cuya longitud se define más adelante, está separada más de 1,5 veces el ancho medio (A_m) del cauce principal respecto del inicio del tramo a levantar, que se especifica para cauces en que no se presenta esta situación, se definirán dos levantamientos independientes, ligados en coordenadas y cotas pero obviando el levantamiento de la zona intermedia.

La longitud (L_m) hacia aguas arriba y aguas abajo de la estructura, que se debe especificar para los levantamientos de cauces quedará definida de la siguiente manera:

$L_m = 10 A_m$, si la pendiente es menor o igual al 15%.

$L_m = 5 A_m$, si la pendiente es mayor al 15%.

Para cauces con un $A_m > 500$ m o con variaciones de ancho muy importantes, el especialista deberá definir la longitud a levantar según corresponda.

La longitud L_m se medirá por el eje del cauce principal, hacia aguas arriba y hacia aguas abajo a partir de la sección transversal del río en que se emplaza el puente.

Si como se planteó precedentemente, existe aguas arriba un brazo que se desprende del cauce principal, el levantamiento de esa zona se extenderá hacia aguas arriba en la longitud señalada, a partir del inicio de la salida del sub-cauce y de igual modo a contar del término de ella, debiendo penetrar el levantamiento al menos 5 veces el ancho del sub-cauce a lo largo del mismo. El proyecto de la estructura de descarga requerirá también de los estudios hidráulicos correspondientes.

El levantamiento que se está especificando se ejecutará con el uso de un distanciómetro, (alternativamente mediante Restitución Aerofotogramétrica apoyada en terreno) haciendo estación en vértices del STC o en vértices de una poligonal derivada de él y cerrada contra él, la que podrá ser de un Orden de Control Secundario o Terciario, según se derive de un STC Primario o Secundario. (Ver numeral 2.2.3). Altimétricamente se extenderá una red de transporte de cota por una de las riberas, con Monumentos Auxiliares, sino se prevén obras de defensa en las riberas y con alguno de los tipos de monumentos (A o B) de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, si se prevé el estudio y construcción de obras de defensa que deberán ser replanteados durante la ejecución de la obra. La nivelación será Geométrica de Precisión.

Los Monumentos Auxiliares se utilizan para materializar: estaciones auxiliares para un levantamiento, estacas de alineación u otros elementos de un eje; o bien, para nivelar la proyección de un eje sobre el terreno y que, en definitiva, no volverán a utilizarse o serán removidos durante la

construcción, podrán ser materializados mediante estacas de madera clavadas directamente en el terreno natural. En caso que la superficie esté constituida por roca, se aceptará el uso de pintura tipo esmalte sintético. Sobre pavimentos asfálticos o carpetas de grava, se autorizará el empleo de clavos rieleros.

La nivelación geométrica de precisión será el procedimiento apropiado para transportar el sistema altimétrico de referencia a lo largo de todo el estudio de un proyecto vial, cualquiera sea su extensión, siempre que la escala del plano por ejecutar sea mayor o igual que 1:2.000. Servirá de base a otras nivelaciones (trigonométricas y eventualmente mediante GPS, para dar cota a estaciones de levantamiento o apoyos estereoscópicos) y en ella se apoyarán todos los trabajos posteriores de esta naturaleza; en particular, los replanteos parciales en los estudios tipo EDEP y, finalmente, la etapa de construcción. Las exigencias a que deben someterse estas nivelaciones son las siguientes:

- **Aspectos Generales.** Los niveles, miras y accesorios que se usarán en nivelaciones de precisión, deberán corresponder a los siguientes:
- **Niveles y Accesorios.** Los niveles por utilizar podrán ser de los siguientes tipos: Dumphy, Reversibles o Automáticos; pudiendo los dos primeros contar o no con tornillo de trabajo. Deberán disponer, como mínimo, de anteojos de X 24 aumentos para permitir leer directamente sobre la mira los centímetros y apreciar milímetros. La sensibilidad del nivel tubular, para 2 mm de desplazamiento de la burbuja, deberá ser menor o igual que 60 segundos de arco sexagesimales. En los niveles automáticos la precisión de estabilización del compensador automático deberá ser menor o igual que 0,5 segundos.
- **Miras y Accesorios.** Las miras podrán ser de invar, de madera o de otro material apropiado, y deberán encontrarse en buen estado. Su graduación será directa o invertida, conforme a la imagen que produzca el instrumento en uso. Además llevarán incorporado un nivel esférico cuya burbuja permita ajustar su verticalidad. En caso de no contar con este accesorio se registrará la menor lectura observada al bascular la mira.
- **Puntos de Apoyo de la Mira.** La mira se apoyará sobre el punto establecido en cada P.R. (punto de referencia) y en los puntos de cambio que sea necesario. Los puntos de cambio deben permitir un apoyo estable, pues en parte importante el éxito de la nivelación dependerá de la calidad de éstos. Lo anterior hace recomendable disponer de placas metálicas de apoyo o usar puntos apropiados que se encuentren en el trayecto.

Transversalmente el levantamiento deberá abarcar todo el ancho del cauce, definiendo claramente las riberas, mediante el fondo de cauce y coronamiento de éstas, en caso de tratarse de riberas de poca altura. En cauces encajonados, el levantamiento deberá alcanzar una altura tal que se asegure estar al menos 2,0 m por sobre el nivel de aguas máximas estimado en el Estudio de Identificación. Si las riberas son bajas y se prevé que el nivel de aguas máximas las superará, el levantamiento deberá extenderse en todo el ancho afectado por la inundación en crecida.

En definitiva, el o los Planos de Planta se deberán ejecutar normalmente en escala 1:2.000, pero con curvas de nivel cada 1,0 m, salvo que el especialista defina otra escala en el Estudio de Identificación. El plano debe representar fielmente la forma del cauce, las islas existentes, las puntillas rocosas que puedan existir, la presencia de clastos de más de 10 m³ o acumulaciones de rocas de similar tamaño. De igual modo deberán mostrar las Obras Civiles existentes tales como bocatomas, defensas, etc., las que se representarán mediante esquemas detallados en planta, alzado y/o secciones transversales, en escalas adecuadas y con notas aclaratorias en que se

describan materiales constituyentes y su estado.

El plano de levantamiento se debe complementar con Secciones Transversales, levantadas con distanciómetro, normales al eje del cauce principal, las que serán al menos 5 hacia aguas arriba y 5 hacia aguas abajo de la Sección Transversal en que se prevé emplazar el Puente, es decir, en total un mínimo de 11 secciones incluida la del Puente, la que también será normal al eje del cauce principal, aun cuando la estructura cruce el río en forma esviada respecto de la sección normal.

La distancia entre las Secciones Transversales estará comprendida entre A_m y $1,5 \cdot A_m$, empleándose un distanciamiento uniforme A_m para cauces de ancho razonablemente uniforme, pudiendo en casos particulares distanciarse hasta $1,5 A_m$ para representar de mejor forma los puntos en que se producen angostamientos o ensanches. Con el mismo objeto entre dos secciones consecutivas la distancia podrá ser menor que A_m . En último término, cuando el Especialista lo estime necesario, especificará en el Estudio de Identificación un mayor número de secciones.

Una vez definidas por el Especialista sobre la Carta Geográfica o sobre la Restitución, la posición de las Secciones Transversales a levantar, se deberán materializar estaciones auxiliares de levantamiento debidamente ligadas al STC planimétrico y altimétrico que se está usando y desde ellas proceder al levantamiento del perfil, que deberá incluir todos los puntos requeridos para caracterizar en detalle la forma del cauce según esa sección.

Las tolerancias para levantar los puntos de la Sección Transversal serán las exigidas para los puntos de relleno de un levantamiento en escala 1:500. El levantamiento taquimétrico escala 1:500, con curvas de nivel cada 0,5 m, requiere que los errores máximos eventuales asociados a los puntos levantados no superen los 0,25 m, tanto en planimetría como en altimetría.

Tolerancias en la Poligonal.

- a) Los ángulos cenitales entre estaciones de la poligonal deben estar comprendidos entre 75° y 125° .
- b) Las estaciones del circuito de la poligonal deben estar al menos a 200 metros entre sí. Las estaciones adicionales podrán estar al menos a 100 metros de la estación de ligazón.
- c) En las estaciones los ángulos horizontales y verticales se leerán en directa y en tránsito y se registrarán, a lo menos, a los $25''$.
- d) Las distancias entre estaciones se medirán con una tolerancia de 3 cm.
- e) La poligonal no podrá extenderse por más de 9 vértices, antes de cerrarse.
- f) Las estaciones de la poligonal deberán nivelarse geométrica o trigonométricamente. La tolerancia en el cierre será de 10 cm.
- g) La tolerancia en el cierre angular de la poligonal no debe exceder de $50'' \sqrt{n}$, en que n es el número de estaciones.
- h) La tolerancia en el cierre lineal de la poligonal no debe exceder de 0,1 m.

Tolerancia en los Puntos de Relleno.

- a) Los ángulos cenitales de los puntos de relleno deben estar comprendidos entre 75° y 125° .
- b) La distancia que se mida tendrá una tolerancia de 10 cm.
- c) Los ángulos verticales y horizontales se registrarán al menos a los 50° .
- d) Los puntos que definen alineamientos no deben estar desplazados en más de 0,3 mm, a la escala del plano.
- e) Una cantidad de 100 puntos por hectárea se considerará normal a esta escala. Su aumento o disminución dependerá de la cantidad de detalles planimétricos y altimétricos que deban representarse.

Debiendo observarse, además, las siguientes restricciones: Angulo Vertical comprendido entre 85° y 115° , determinado con un instrumento que permita leer a los 20° ; lectura de la Distancia Inclinada limitada a 500 m si no se hace corrección por curvatura y refracción, pudiendo leer hasta 1.000 m si se incorpora esta corrección. Corrección del error de Índice si el instrumento presenta en ese momento este tipo de error. En las condiciones descritas la exactitud de las determinaciones permite limitar el error a $\pm 0,10$ m, en posición y cota, para las condiciones extremas especificadas.

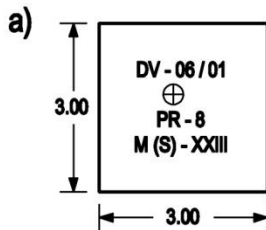
2.3.4.5 LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS A NIVEL DE EI Y O TESA

En el EI, o en TESA, corresponderá ejecutar los Levantamientos y Perfiles Transversales especificados en la Etapa de Estudio de Identificación, etapa en que se habrá estimado la extensión de los trabajos con una razonable aproximación, en conformidad con los lineamientos generales allí establecidos, debidamente precisados por el especialista a cargo de esa etapa. Como labor de apoyo, el equipo topográfico deberá localizar por coordenadas los lugares en que se ejecuten ensayos de macrogranulometría.

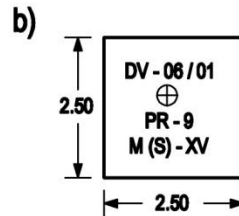
A. CONSTRUIDOS EN SITIO

FUNDADOS EN TERRENO NATURAL

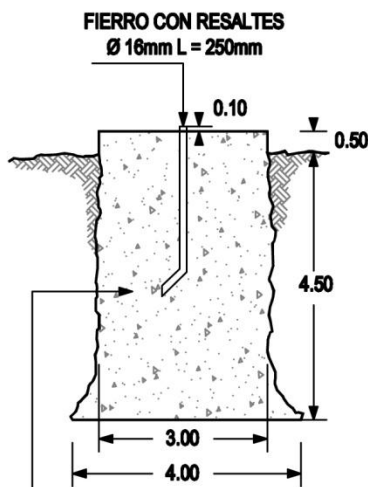
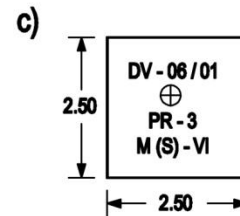
Zonas Próximas al Tránsito
de Vehículos y Peatones (<50m)



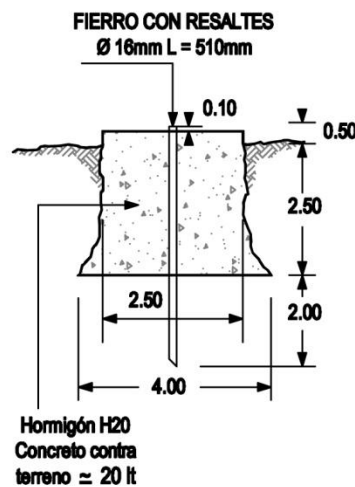
Zonas Distantes del Tránsito
de Vehículos y Peatones (>50m)



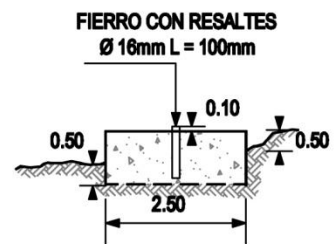
FUNDADOS EN
ROCA SUPERFICIAL
(Independiente del Lugar)



Hormigón H20
Concreto contra
terreno ≈ 45 lt



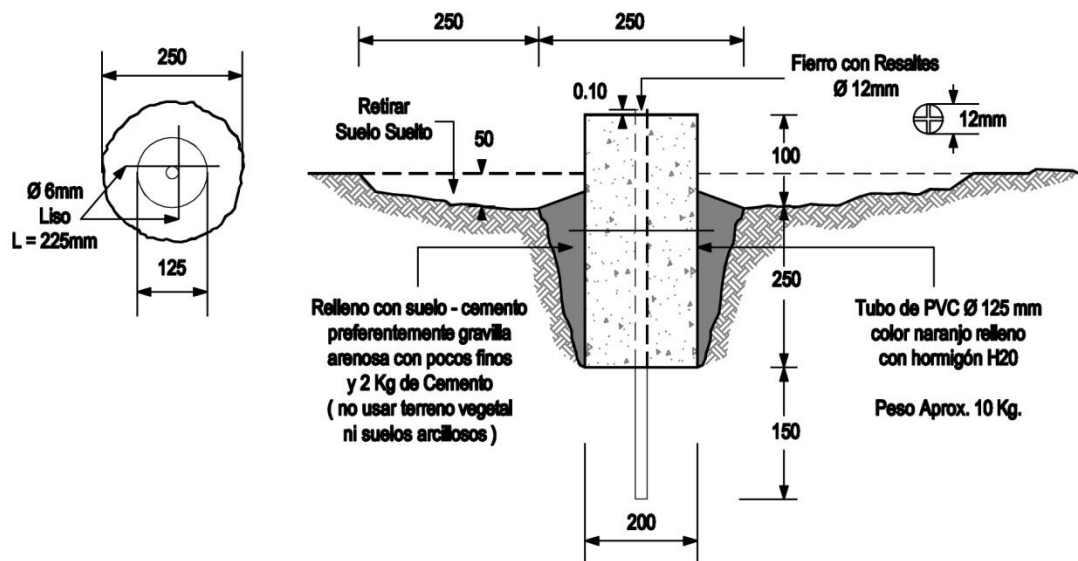
Hormigón H20
Concreto contra
terreno ≈ 20 lt



- Extremo superior
cortes con sierra
prof. mínima 2mm



B. MONUMENTOS PREFABRICADOS PARA ZONAS AISLADAS



2.3.4.6 ANÁLISIS DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL CAUCE

Desde el reconocimiento en la etapa de Estudio de Identificación, el especialista en Hidráulica Fluvial deberá clasificar el cauce atendiendo a los criterios en la materia y en concordancia con lo establecido en el Tomo 3 (Normas para Obras de Drenaje Vial) del Manual de Carreteras del Paraguay, lo que permitirá clasificarlo como cauce Aluvial o de Lecho Móvil, correspondiente a los cauces arenosos, o como Cauce No Aluvial o de Lecho Fijo, o bien, una situación mixta.

Con esta información se podrán estimar los Coeficientes de Rugosidad según se expone en el Tomo III (Normas para Obras de Drenaje Vial) del Manual de Carreteras del Paraguay, en lo concerniente

- a) para los cauces de Lecho Fijo
- b) para estimar las pérdidas de carga en cauces de lecho móvil,
- c) a los Métodos Unidimensionales de Lecho Móvil, y
- d) a los Métodos Bidimensionales de Lecho Fijo.

En los niveles del Estudio de Identificación y/o TESA, cuando el especialista cuente ya con planos topográficos de escala adecuada, y con el muestreo de los materiales que constituyen el lecho, según lo expuesto en el Tomo III (Normas para Obras de Drenaje Vial) del Manual de Carreteras del Paraguay, se seguirán afinando estos conceptos para así pasar a la etapa de cálculo del Eje Hidráulico que permitirá estimar alturas de escurrimiento en las Secciones Transversales levantadas y las velocidades de escurrimiento asociadas.

2.3.4.2 MÉTODOS DE CÁLCULO HIDRÁULICO FLUVIAL

Definidas las propiedades del lecho y conocidos los caudales solicitantes, para el Período de Retorno seleccionado, corresponde calcular el Eje Hidráulico aplicando los conceptos y parámetros teóricos y empíricos.

2.3.4.3 MÉTODOS DE CÁLCULO MECÁNICO FLUVIAL

De acuerdo a lo establecido en el Tomo 3 (Normas para Obras de Drenaje Vial) del Manual de Carreteras del Paraguay, se describen los procesos de formación de ondas sedimentarias y de acorazamiento de un lecho fluvial, así como los métodos utilizados para su cuantificación. También se describen algunos métodos orientados a la determinación del gasto sólido de fondo y en suspensión, según el tipo de granulometría que constituye el cauce. Todo ello constituye la sustentación teórica del cálculo de la Socavación, fenómeno de primera importancia en el estudio de los puentes y/o viaductos.

2.3.4.4 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN

En el Tomo 3 (Normas para Obras de Drenaje Vial) del Manual de Carreteras del Paraguay se exponen las fórmulas y criterios recomendados para estimar la Socavación Local al pie de pilas y estribos de puentes, así como la Socavación General del Cauce, indicando el campo de aplicación de las expresiones e ilustrando su uso mediante algunos ejemplos, materia que generalmente requerirá de la participación de especialistas experimentados.

Conforme a lo que se señala en dicha sección, el especialista deberá estimar la socavación general del cauce y las locales al pie de estribos y pilas, para el período de retorno de diseño y para períodos de 5, 25, 50 y 100 años para puentes emplazados en Carreteras, y períodos de 5, 25 y 50 años para puentes emplazados en Caminos. De las redes Primaria y Secundaria.

2.3.4.5 DISEÑO DE OBRAS DE DEFENSAS FLUVIALES

En el Tomo 3 (Normas para Obras de Drenaje Vial) del Manual de Carreteras del Paraguay se aborda la definición, tipología, elementos constructivos, componentes de las Obras de Defensa Fluvial y los Procedimientos y Técnicas de Diseño Hidráulico de este tipo de obras.

En lo específico, las obras de defensa fluvial son aquellas obras destinadas a satisfacer alguno de los siguientes objetivos:

- Mantener una cierta capacidad de conducción de agua en un cauce.
- Proteger estructuras, instalaciones, terrenos agrícolas, o poblados que puedan ser afectados por el escurrimiento.
- Desviar las aguas de un cauce para diversos usos.
- Modificar la hidrología natural de la cuenca, de modo a limitar el gasto máximo para un cierto período de retorno.

En mismo Tomo 3 (Normas para Obras de Drenaje Vial) del Manual de Carreteras del Paraguay, también se incluye una descripción de los distintos tipos de defensas fluviales utilizadas frecuentemente para la protección de riberas y obras de infraestructura implantadas en cauces fluviales, las que a continuación se resumen en la siguiente enumeración:

- Defensas Longitudinales y Transversales de Riberas
- Protecciones de Pilas y Estribos de Puentes
- Protecciones Locales de Otras Obras
- Obras de Retención de Sedimentos en Cauces

Para cada una de ellas se describen los Elementos Constructivos Básicos (Enrocados, Gaviones, Elementos Prefabricados), los Elementos Componentes (Coraza, Fundación, Coronamiento, Talud, Terraplén de Respaldo, Zarpas o Dientes, Radieres, etc.) para luego continuar con los Procedimientos y Técnicas de Diseño Hidráulico y con los Criterios Generales de Diseño de Obras Fluviales, los que se ilustran con Diseños Tipo de las diversas obras de defensa antes mencionadas.

2.4 ASPECTOS GEOTÉCNICOS

2.4.1 REQUISITOS GENERALES DEL RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO

Durante el desarrollo del Estudio de Identificación, basándose en Cartas de Pequeña Escala (IGM 1:25.000 ó 1:50.000), los Especialistas seleccionarán los corredores alternativos en los que se estima razonable y conveniente analizar posibles trazados.

El Especialista en geotecnia analizará dichos corredores haciendo uso de la cartografía disponible, fotos aéreas, levantamientos geológicos que puedan existir, etc. Con la información proporcionada por estos antecedentes, se procederá a reconocer el terreno, en lo posible simultáneamente con el resto de los especialistas, pero en especial en el caso de los puentes con el especialista en hidráulica.

De dicha visita de reconocimiento se pueden alcanzar conclusiones que aconsejen eliminar alternativas claramente inferiores en razón de problemas técnicos o por los altos costos que se les asocian, o bien, se pueden redefinir los emplazamientos preliminares, a la luz de la detección de emplazamientos especialmente favorables. Cumplida esta etapa, se redefinirán los corredores seleccionados y, por lo general, se procederá a ordenar la ejecución de una Restitución Aerofotogramétrica Apoyada en Terreno, en escala intermedia (1:5.000 ó 1:10.000) y eventualmente 1:2.000 si la complejidad de los problemas detectados así lo amerita.

En este nivel de Estudio de Identificación normalmente no se consultan prospecciones, en consecuencia, el especialista en Geotécnica deberá hacer su aporte basado en los antecedentes y en las observaciones hechas en terreno, complementadas con su experiencia o conocimiento del área en que se emplazarán la o las estructuras.

Los Estudios de Identificación de forma preliminar, desarrollados sobre la restitución a escala intermedia, permitirán trazar ejes en planta y alzado que informarán de las alturas de rasantes, longitud de la estructura, alturas de cortes y terraplenes en los accesos etc., diseños que se realimentarán con los aportes de los distintos especialistas.

Finalmente, al igual que el resto de los especialistas, el del área geotécnica procederá a definir en su área el tipo y cantidad de prospecciones, toma de muestras y ensayos a ejecutar en terreno en el siguiente nivel de estudios, dimensionándolos según se haya acordado con el Contratante, si la próxima etapa será de Estudio de Identificación o TESA. Cabe señalar que estas prospecciones deben ser aprovechadas para conocer los parámetros de necesarios para determinar las profundidades de socavación en los sectores de los puentes.

En las próximas etapas, consecuentemente, el Especialista del área trabajará con los resultados de dichas prospecciones, que podrán confirmar o rectificar las estimaciones previas; en este último caso surgirá la necesidad de complementar las prospecciones en la etapa siguiente, o en la misma etapa si es la definitiva.

En todo caso es un hecho, que toda la inversión que se haga en prospecciones, racionalmente diseñadas y correctamente interpretadas, representa sólo una fracción pequeña de los costos en que se incurre durante la construcción al encontrarse realidades más desfavorables que las previstas y en caso contrario, si las prospecciones confirman condiciones de terreno mejores que las pronosticadas, o ayudan a levantar incertidumbres, el diseño de la estructura podrá optimizarse, logrando así una estructura más económica.

En lo que sigue de este Tópico, se exponen los procedimientos y recomendaciones generales que deben orientar el estudio geotécnico de las estructuras que corrientemente se requieren para las Obras Viales. En aquellos casos de estructuras singulares o de especial complejidad, se deberán desarrollar unos Términos de Referencia Específicos que complementen lo aquí expuesto.

2.4.2 FRECUENCIA Y LOCALIZACIÓN DE LA EXPLORACIÓN

La exploración del subsuelo deberá ser programada por el especialista geotécnico y el proyectista con el fin de obtener la información necesaria para el diseño y construcción de las fundaciones, con un número suficiente de sondajes, penetraciones con cono y/o calicatas para establecer el perfil estratigráfico longitudinal del suelo y, en casos especiales, transversal. En ciertas ocasiones es conveniente complementar la exploración mediante refracción sísmica, en especial cuando se desea investigar las características en profundidad de un afloramiento de roca, o definir las características del contacto suelo-roca. Estos perfiles deben ser refrendados con sondajes o calicatas que alcancen la roca.

Dependiendo de la naturaleza y longitud del Puente o de la Estructura y del grado de conocimiento del suelo en base a estudios previos, se determinará el número mínimo de puntos a prospectar, teniendo en consideración la posibilidad de complementarla con prospecciones adicionales, de acuerdo a los resultados que se vayan obteniendo. Ello obliga al proyectista o al especialista geotécnico a mantener un seguimiento cercano de los avances de la exploración con el fin de introducir oportunamente los cambios que sean pertinentes.

En las Tabla 3 y Tabla 0-4, se establecen el número de prospecciones recomendable para Puentes y Estructuras, respectivamente (se exceptúan Puentes con grandes luces o que tengan configuraciones estructurales especiales y complejas).

Tabla 3: Prospecciones recomendadas en puentes mediante sondaje rotativo.

Longitud del puente (m)	Número de prospecciones recomendadas
≤ 30	2
30 - 60	2 – 3
60 - 200	2 – 4
200 - 400	3 – 5
400 - 600	4 – 6

Tabla 0-4: Prospecciones Recomendadas en alcantarillas tipo cajón y pasarelas mediante sondaje rotativo.

Longitud de la Estructura⁽¹⁾ (m)	Número de prospecciones recomendadas
≤ 20	1
20 - 40	2
40 - 80	2 – 3
80 - 200	3 – 4

⁽¹⁾ Pasos superiores e inferiores, alcantarillas tipo cajón y pasarelas.

La localización de las prospecciones se efectuará teniendo en cuenta la información recopilada en Estudios de Gabinete con base a antecedentes existentes y del reconocimiento detallado del sitio de emplazamiento del puente o la estructura, lo que puede dar origen a una localización de las prospecciones uniforme o asimétricamente distribuidas a lo largo del eje.

2.4.3 PROFUNDIDAD DE LA EXPLORACIÓN

La profundidad de la exploración quedará definida por la zona de suelo comprometida por las fundaciones, tomando en consideración que las luces de las estructuras y, por tanto, las solicitaciones sobre las fundaciones, pueden modificarse durante el desarrollo del proyecto.

2.4.3.1 FUNDACIONES DIRECTAS (CIMENTACIONES DIRECTAS).

Para fundaciones directas la exploración debe extenderse por debajo de la cota de fundación prevista, hasta alcanzar las profundidades establecidas en la Figura 1. Se exceptúan casos en los que a profundidades menores se alcance suelo competente como por ejemplo roca, gravas muy compactas, suelos con cementación, etc., en cuyo caso y siempre que se avale la continuidad en profundidad de dichos suelos, la exploración podrá detenerse al inicio de ellos.

Para todo efecto, incluida la definición de la profundidad de exploración, la cota de fundación corresponde al nivel de apoyo de las zapatas, independientemente de si se utiliza un mejoramiento del suelo por debajo de dicha cota.

2.4.3.2 FUNDACIONES PROFUNDAS

Para fundaciones profundas, tales como pilotes o pilas de fundación, la exploración debe extenderse bajo el nivel previsto para la punta de los pilotes o bajo la cota de fundación de las pilas un mínimo de 7 m, ó bien 3 veces el diámetro de la punta del pilote o 3 veces el lado menor de la fundación de la pila, utilizándose el mayor valor que resulte al aplicar ambos criterios.

Cuando la punta de los pilotes o la cota de fundación de las pilas se encuentren apoyadas en roca se deberá penetrar en la misma un mínimo de 3 m para asegurar que no se trate de un gran clasto. En ocasiones, cuando se requiera que la fundación profunda penetre en roca, se deberá explorar toda la longitud de penetración prevista en el caso de fundaciones en tracción, agregándose una penetración adicional igual a 3 veces el diámetro o el lado menor de la fundación si está sometida a compresión.

Para grupos de pilotes o pilas de fundación la exploración se extenderá bajo la punta de los pilotes o bajo la cota de fundación de las pilas previsto para el grupo, en una longitud mínima, D_E , o bien hasta un mínimo de 7 m, utilizándose el valor mayor que se obtenga al aplicar ambos criterios, estos según los criterios expuestos en el punto 4.3.2 de la AASHTO.

Tabla 5: Penetración de la exploración bajo la punta o bajo la cota de fundación para grupos de pilotes o pilas

S/D	D_E
$\geq 4,0$	3,0 D
3,0	4,5 D
2,0	6,0 D

Dónde:

S= Menor distancia entre ejes de pilotes o pilas de fundación contiguas.

D= Diámetro de la punta del pilote o lado menor de la fundación de la pila.

D_E = Penetración de la exploración; si $D_E < 7$ m, usar $D_E = 7$ m.

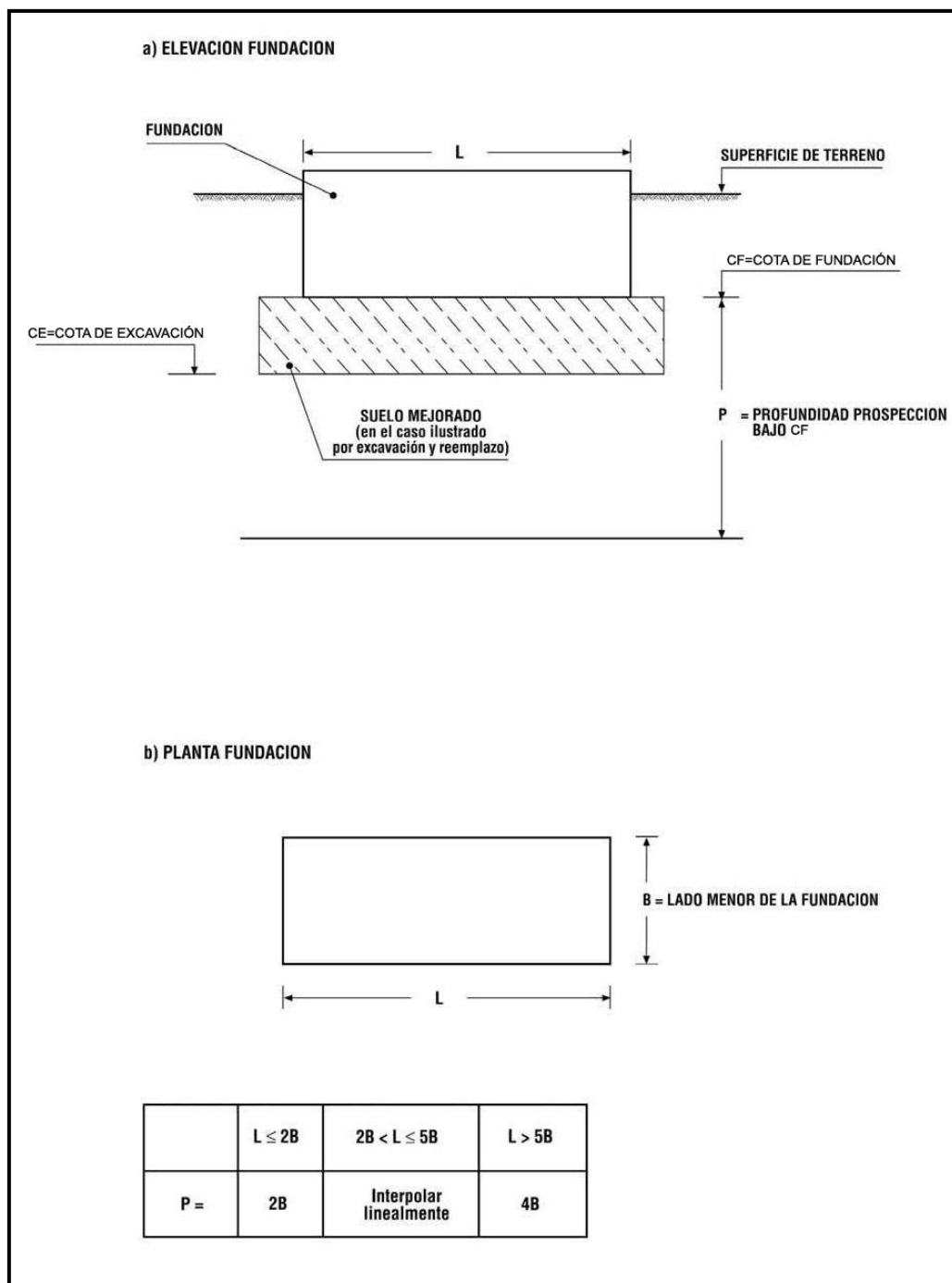


FIGURA 1-2: PROFUNDIDAD DE LA PROSPECCIÓN PARA FUNDACIONES DIRECTAS³

Las profundidades de exploración establecidas en los numerales precedentes podrán reducirse de acuerdo al grado de certidumbre geotécnico que establezcan los estudios previos establecidos en base a antecedentes existentes. De hecho, para el caso de estructuras, la práctica normalmente utilizada en suelos no conflictivos es ajustar los estudios previos con exploraciones utilizando calicatas de 4 a 6 m de profundidad, que no necesariamente cumplen con las profundidades mínimas

establecidas en los numerales precedentes, todo lo cual se complementa con algunos sondajes o calicatas más profundas para validar la continuidad estratigráfica en profundidad.

La programación de las profundidades de fundación establecidas en los numerales precedentes requerirá al menos una definición preliminar del tipo y dimensiones de la fundación basándose en el Perfil de Proyecto y lo expuesto en el numeral 2.4.1. En todo caso, la programación de la exploración deberá contar con la participación del proyectista y del especialista geotécnico.

2.4.4 ENSAYOS EN SITIO

En Tomo 6 (Normas para Materiales y Ensayos de Materiales) – Volumen I: Suelos del Manual de Carreteras del Paraguay, se describen los ensayos en sitio destinados a caracterizar las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo prospectado, tales como, pruebas de carga con placa, permeabilidades, medidas de densidad, ensayos de penetración, etc.

Las pruebas de carga con placas se hacen para evaluar la rigidez y la capacidad de soporte del suelo y pueden realizarse contra el fondo de la perforación de una calicata o contra las paredes de la misma.

Los ensayos de permeabilidad pueden ser ejecutados tanto en calicatas como en sondajes, y permiten cuantificar con relativa precisión el coeficiente de permeabilidad del terreno. Pueden ser del tipo de agotamiento si la perforación tiene su fondo bajo el nivel estático de la napa, y de infiltración, si el nivel del agua subterránea está bajo el fondo de la perforación.

Los ensayos de penetración tienen como finalidad determinar las características mecánicas de los suelos prospectados. Uno de los ensayos más usados es el de penetración (cuchara normal o "SPT"[ASTM D- 1586]) realizado en sondajes, que se encuentra descrito por la AASHTO T206, y que permite además obtener una muestra perturbada del suelo comprometido. Este ensayo, que es aplicable a suelos arenosos exentos de grava que supere un tamaño superior a 12 mm (1/2"), está desarrollado especialmente para ser usado en arenas, dado que hay buenas correlaciones entre la densidad relativa de éstas y los resultados de la prueba. Las correlaciones existentes entre este ensayo y los suelos finos, tales como limos o arcillas, presentan dispersiones importantes que obligan a usar sus resultados con cautela.

El Ensayo de Cono Dinámico (ASTM D-3441) es un ensayo de penetración que permite tener una idea cualitativa de la compacidad o consistencia de un suelo, o para extrapolar en forma confiable la información que pueda obtenerse de un sondaje convencional. Estos ensayos, que son similares al de la cuchara normal (SPT), pero con conos de 50 mm de diámetro y un ángulo de 60° en la punta, seguido por un cilindro o fuste del mismo diámetro y 10 mm de altura, se realizan contabilizando el número de golpes necesarios para hincar el cono en 30 cm. La masa es de 140 lbs. de peso y cae libremente desde 75 cm de altura.

El Ensayo de Cono Portátil de Penetración Dinámica aconseja el hincamiento de una punta cónica de 20 mm de diámetro mediante golpes de un martinete de 8 kgf de peso en caída libre desde

57,5 cm de altura. Se registra el avance del cono en cada golpe, obteniéndose trazos lineales cuya pendiente es un índice de la capacidad de soporte dentro de todo el espesor de estrato

homogéneo. El índice de penetración D (mm/golpe) está relacionado al valor CBR por una ecuación de regresión.

$$CBR = \frac{411}{D^{1,235}}(\%)$$

El Ensayo Penetrómetro Estático consiste en el hincado en el terreno de un cono mediante presión estática y es usado para evaluar cuantitativamente la consistencia o compacidad de suelos finos o arenas que no presenten gravas.

2.4.5 ENSAYOS DE LABORATORIO

En el Tomo 6 del “Manual de Carreteras del Paraguay – Volumen I: Suelos”, Normas para Materiales y Ensayos de Materiales se describen los ensayos de laboratorio para determinar las propiedades índices, mecánicas e hidráulicas del suelo prospectado.

A los tipos de ensayos triaxiales allí descritos se agrega aquí el triaxial cíclico en la modalidad consolidada sin drenaje, el que permite definir la resistencia y rigidez de suelos sometidos a sollicitaciones sísmicas.

El ensayo consiste en consolidar la muestra para posteriormente aplicar, en condiciones no drenadas, entre 20 a 30 ciclos de esfuerzo desviador con una amplitud definida, registrando las deformaciones axiales y la evolución de las presiones de poros en caso que se trate de suelos saturados. Después de 30 minutos de terminada la etapa cíclica y manteniendo en todo momento la probeta con las válvulas de drenaje cerradas, se aplica el esfuerzo desviador monotónicamente creciente hasta alcanzar la falla (triaxial convencional). Mediante este procedimiento se obtendrá el módulo de corte dinámico y la relación de amortiguamiento crítico del suelo, los cuales a veces son necesarios para realizar análisis dinámicos. Este procedimiento permite evaluar la magnitud de la degradación de la resistencia y rigidez del suelo provocada por la sollicitación cíclica (sísmica). El ensayo está normado por la Norma ASTM D5311-92 bajo el título, “*Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soils*”.

2.4.6 CONTENIDO DEL INFORME GEOTÉCNICO

El informe geotécnico debe entregar todos los antecedentes necesarios para el proyecto estructural de la obra, entre los que se señalan los siguientes:

- Descripción geológica, o bien, un estudio geológico de la zona de emplazamiento de la obra, considerando la planta y perfil del terreno.
- Antecedentes geotécnicos que se hubiesen recopilado en los estudios de gabinete en base a antecedentes existentes y los obtenidos con la exploración de suelos efectuada para la obra, incluyendo los ensayos de laboratorio y de terreno ejecutados. Se deberá explicitar el valor de los parámetros del suelo utilizados en la definición de las bases de diseño para las

fundaciones.

- Planta y perfil longitudinal del terreno en el eje del Puente o de la Estructura donde se represente la ubicación y cotas de los puntos prospectados y el perfil estratigráfico obtenido. La cota de los puntos prospectados deberá estar en concordancia al sistema de cotas del levantamiento topográfico.
- Tipo y cotas de fundación, incluyendo alternativas de sistemas de fundación, mejoramiento del suelo bajo las fundaciones, sistemas de precarga, etc., si ello fuera pertinente. Cuando se requiera el uso de pilotes, el informe lo deberá explicitar.
- Tensiones de contacto admisibles para fundaciones directas, carga admisible de compresión y tensión para fundaciones profundas y constante de balasto para solicitaciones estáticas y dinámicas. Para el caso de suelos finos saturados y en tanto ello fuera relevante para la estructura, se entregará el desarrollo de una metodología que permita estimar la magnitud y distribución de los asentamientos, de modo que si se considera que ellos resulten excesivos se pueda modificar el proyecto.
- Pesos unitarios y parámetros de resistencia al corte para determinar empujes de tierras, resistencia al deslizamiento, resistencia pasiva, diseño de anclajes y estabilidad de taludes y terraplenes cuando ello fuera pertinente, tanto para condiciones estáticas como dinámicas.
- Empujes sobre pilotes emplazados en torno a taludes de terraplenes sobre suelos blandos.
- Especificaciones técnicas especiales que fuera necesario explicitar para que se cumplan las bases de diseño establecidas en el informe geotécnico. Entendiendo como especificaciones técnicas especiales todas las obras o metodología que son de uso poco común en la región o que se aplique en forma excepcional a la obra, debido a las condiciones particulares de la misma. Ejemplos claros son: Jet Grouting, Compactación Dinámica, Métodos vibratorios, entre otros.

2.5 ASPECTOS DE DEMANDA Y CARACTERÍSTICAS DEL TRÁNSITO

Estas materias que normalmente serán estudiadas como parte del proyecto integral de la Carretera o Camino, se desarrollan en detalle de acuerdo a lo establecido por el MOPC. Ellas influirán en la selección de la Sección Transversal que se deberá adoptar para la calzada de los Puentes, Viaductos y Alcantarillas.

Dado que las cargas móviles que circulan por los caminos del país están limitadas por Ley, y los tonelajes máximos quedan cubiertos por el Vehículo Tipo de Diseño, este no será un problema en los caminos públicos bajo la administración del MOPC.

Los casos particulares de cargas especiales que deben requerir autorización para transitar, deben entonces ser abordados mediante las exigencias que se hacen respecto de los vehículos en que ellas van a ser transportadas.

Se hace notar en todo caso a los Proyectistas, que para ciertos proyectos que les pueden ser

encomendados por particulares, en especial las empresas mineras, de soja o cementeras, son frecuentes los vehículos tipo “Fuera de Carreteras”, los que requerirán de un estudio especial que no está tratado en esta guía.

2.6 ASPECTOS AMBIENTALES Y DE MITIGACIÓN DE IMPACTO

Las materias relacionadas a esta sección se desarrollarán de acuerdo a lo establecido por el MOPC y la Secretaría del Ambiente (SEAM), en concordancia con la ley correspondiente a aspectos ambientales y de mitigación de impacto.

SECCIÓN 3 - DISPOSICIONES Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO

El diseño de los puentes se basa, en general, en las disposiciones de la AASHTO, "*Standard Specifications for Highway Bridges, Seventeenth Edition, 2002*" y la aplicación de las disposiciones de la norma "*AASHTO LRFD Bridges Design Specifications*", 4a Edición 2007, se realizará con la aprobación del MOPC

En la presente Sección, se incorporan recomendaciones y criterios que la práctica ingenieril en estructuras y puentes ha desarrollado en los últimos años y que han permitido un buen comportamiento de las estructuras frente a los eventos naturales. Las disposiciones y recomendaciones incluidas en estas secciones son, en general, complementaciones, aclaraciones y/o interpretaciones.

El alcance de los temas que se abordan en la presente Sección, se limitará a puentes, y obras afines, con tramos de luces libres no mayores de 40 m (estructuras menores y medianas). No se incluirán mayores y de tipologías especiales, tales como puentes en arco, atirantados, colgantes, etc.

No se contemplan en la presente Guía disposiciones para los puentes provisionales, de madera o de mampostería y/o mampostería y serán considerados como puentes provisorios. De igual modo, no se contemplan recuperaciones de estándar de diseño y cambios de estándares de puentes existentes, los que darán origen al desarrollo de Términos de Referencia Especiales que consideren las particularidades de cada caso y que, en los aspectos de diseño, podrán apoyarse en las recomendaciones incluidas en las presentes secciones.

3.1 ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO

3.1.1 SECCIONES TRANSVERSALES TIPO DE PUENTES

En la definición de la sección tipo del puente se deberá tener en cuenta parámetros tales como: lugar de emplazamiento del puente (puentes rurales o urbanos), ancho de la plataforma del camino donde se emplaza, longitud total del puente, categoría del camino (Autopista, Red Nacional, Primario, Colector, Local y Desarrollo) y el tránsito previsto para el año horizonte de diseño.

Las disposiciones referentes a la sección transversal tipo de los puentes también serán aplicables a los pasos sobre niveles superiores.

El ancho de calzada mínimo de un puente con dos fajas para tránsito bidireccional o unidireccional será de 7.3 m. El tablero del puente deberá mantener el ancho total de la plataforma, a nivel de rasante, del camino o calle donde se emplaza, exceptuando el sobre ancho de plataforma. En ningún caso, se podrá disminuir las dimensiones de la o las fajas del Puentes de simple vía o de anchos de tableros menores a los señalados se podrán diseñar sólo para casos muy justificados, que deberán contar con la aprobación previa del Contratante.

En el caso de puentes de simple vía, el ancho mínimo de la calzada será de 4,00 m. El empleo de una sección transversal como la señalada, se reserva para caminos locales o de desarrollo, con velocidades de diseño inferiores a 50 km/h y con una baja proyección de crecimiento futuro.

En el caso de Pasos Superiores en Ramales de Enlaces, que normalmente se asocian a una Planta en Curva, los anchos del Tablero coincidirán con los de la plataforma del ramal a nivel de rasante, consideración hecha y expuesta en el Tomo 1, Volumen II (DISEÑO GEOMETRICO) del "Manual de Carreteras del Paraguay" respecto a "Anchos de Calzadas en Ramales de Giro".

Dependiendo de la longitud total del puente y de la importancia del flujo peatonal, la calzada podrá separarse de las aceras colocando barandas o barreras vehiculares en el límite que los separa. En este caso, la barrera que se colocará en el borde externo del tablero será una baranda del tipo peatonal o de ciclovía, si es que la acera sirve también para el tránsito de bicicletas. En los casos que no se segregue el flujo vehicular del peatonal, la baranda que se colocará en el borde externo del tablero será una combinación de baranda vehicular y peatonal o ciclovía.

En los puentes sin aceras y en sus accesos inmediatos, los límites de la calzada vehicular se demarcarán con líneas de borde, franjas sonorizadoras y con tachones reflectantes que adviertan al conductor si invade la zona de banquetas.

En la Tabla 3-1, se muestran los anchos mínimos de los tableros para puentes y pasos superiores, distinguiéndose el lugar de emplazamiento de la estructura y, en el caso de las zonas rurales, la longitud de ésta. Las dimensiones transversales del tablero se expresan en relación con el ancho de la plataforma del camino o carretera donde se emplaza.

En la Figura 3-1 se muestra la disposición del tablero de un puente o paso superior con los principales elementos que definen su ancho.

El MOPC se reserva el derecho de exigir secciones de estructuras mayores que los mínimos establecidos, en aquellos casos en las características del trazado o de los tránsitos lo recomienden, así como también, el derecho de autorizar secciones especiales para puentes de longitud o luces excepcionales

Emplazamiento			Longitud (m)	Ancho (m) ⁽¹⁾⁽²⁾	del tablero	Descripción
Puentes Rurales	en	zonas	>15	$a_p + 2(a_{bv} + b + a_{bp})$ $a_p \geq 7.3 \text{ m}$		a_p = Ancho en metros de la plataforma del camino en los accesos del puente, incluyendo calzadas, medianas, bermas y sobrehanchos de curvas si corresponde. No se considera el sobre ancho de plataforma (sap) a_{bv} = Ancho barrera vehicular b = Ancho en metros de la acera a_{bp} = Ancho baranda peatonal (m)
			≤ 15	$a_p + 2a_{bm}$ Si $a_p \geq 7.3 \text{ m}$		a_p = Ancho en metros de la plataforma del camino en los accesos del puente, incluyendo calzadas, medianas, bermas y sobrehanchos de curvas si corresponde. No se considera el sobre ancho de plataforma (sap) a_{bm} = Ancho baranda mixta peatonal vehicular o ciclovía vehicular (m)
Puentes Urbanas	en	Zonas		$a_p + 2(a_{bv} + b + a_{bp})$		a_p = Ancho en metros de la plataforma del camino en los accesos del puente, incluyendo calzadas, pistas de viraje, medianas y bermas, si las hubiera. a_{bv} = Ancho barrera vehicular (m) ⁽³⁾ b = Ancho en metros de la acera a_{bp} = Ancho baranda peatonal (m)

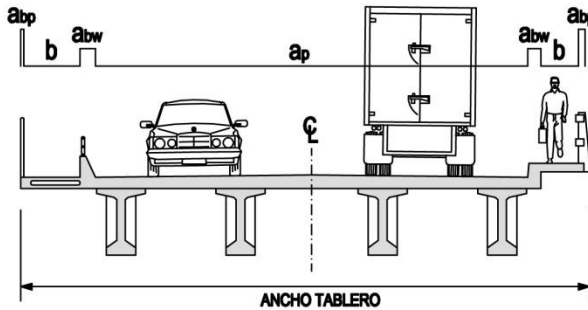
Tabla 3-1 = Anchos mínimos de tableros en puentes y pasos superiores

(1) Puentes de anchos menores a los señalados y puentes de simple vía deberán contar con la aprobación previa del Contratante. Los puentes de simple vía se reservan para caminos locales o de desarrollo con una baja proyección de crecimiento futuro.

(2) Para Pasos Superiores en Ramales de Enlaces ver la tabla correspondiente del Tomo 1, Volumen II del "Manual de Diseño Geométrico".

(3) En los puentes y pasos urbanos la colocación de barreras vehiculares que aislen el tránsito peatonal del vehicular es optativa.

PUENTES Y PASOS SUPERIORES EMPLAZADOS EN ZONAS RURALES

a) LONGITUD $L > 15$ m

$$\text{ANCHO TABLERO} = a_p + 2(a_{bp} + b + a_{bw})$$

En que :

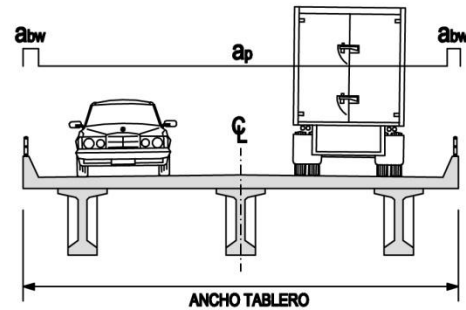
a_p = Ancho en metros de la plataforma del camino en los accesos del puente incluyendo calzadas, mediana, bermas y sobreanchos de curvas si corresponde. No se Considera el sobreancho de la plataforma (SAP)

b = Ancho en metros de la acera > 1.0

a_{bv} = Ancho barrera vehicular (m)

a_{bp} = Ancho baranda peatonal (m)

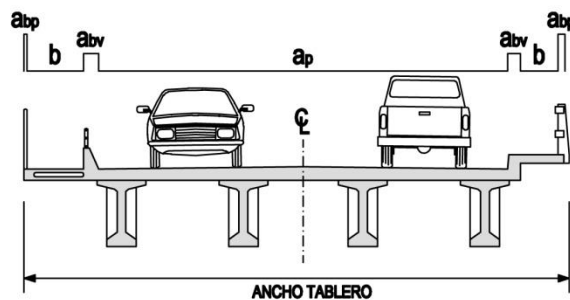
a_{bw} = Ancho baranda mixta peatonal-vehicular o ciclovía-vehicular

a) LONGITUD $L > 15$ m

$$\text{ANCHO TABLERO} = a_p + 2 a_{bw}$$

Si $a_p < 10$ SE CONSIDERA $a_p = 10.0$ m.

PUENTES Y PASOS SUPERIORES EMPLAZADOS EN ZONAS URBANAS



$$\text{ANCHO TABLERO} = a_p + 2(a_{bv} + b + a_{bp})$$

En que :

a_p = Ancho en metros de la plataforma del camino, calle o avenida en los accesos del puente, incluyendo calzadas, pistas de viraje, medianas y bermas si las hubiera.

b = Ancho en metros de la acera > 1.0

a_{bv} = Ancho barrera vehicular (m)

a_{bp} = Ancho baranda peatonal (m)

FIGURA 3-1 : SECCION TIPO DE PUENTES Y PASOS SUPERIORES

3.1.2 .SECCIONES TIPO EN PASOS A DESNIVEL

Para fines de esta Guía, se entenderá como paso bajo nivel o inferior, aquel en el cual la carretera o camino que se está proyectando pasa bajo una estructura sobre la cual atraviesa otro camino, carretera o vía férrea. Como paso sobre nivel superior se entenderá aquel en el cual la carretera o camino pasa sobre una estructura, bajo la cual cruza otro camino, carretera o vía férrea. En el primero, las dimensiones de la plataforma y distancias libres laterales y verticales con respecto a la estructura se refieren a las secciones que deben quedar libres bajo la estructura, para que la carretera o el camino crucen en forma segura y sin interferencias. En el segundo caso, las secciones y distancias se refieren a las que definen el ancho del tablero del paso superior.

Las carreteras y caminos, a su paso bajo o sobre estructuras, deberán mantener, en lo posible, el ancho total de su sección transversal. En ningún caso, se podrán disminuir las dimensiones de la o las calzadas y se permitirán reducciones del ancho de las banquetas sólo en casos justificados y cuando las limitaciones de espacio lo requieran. En el caso de los pasos bajo nivel, sólo se podrá alterar la sección en los detalles de la infraestructura caminera correspondiente a las cunetas.

3.1.2.1 Pasos Bajo Nivel

La plataforma, en estos casos, no debe alterarse. Se deben respetar, además, ciertos espacios libres, lateral y verticalmente, con el fin de salvaguardar la visibilidad y el galíbo correspondiente. Es importante que todas estas secciones deban ser estudiadas considerando las futuras ampliaciones.

Las distancias libres laterales deben tener como mínimo un ancho de 1,80 m, y se miden desde el borde de la calzada hasta el próximo obstáculo que en este caso puede ser un estribo, un muro, un pilar, una barrera de seguridad o una solera. Este valor constituye un mínimo absoluto si dicho obstáculo está situado a la derecha del flujo vehicular, y mínimo deseable si se encuentra a la izquierda, lo que puede suceder sólo en calzadas separadas unidireccionales. En este último caso, el mínimo absoluto será de 1,20 m. En el caso de calzadas únicas bidireccionales, la distancia libre a la izquierda de un flujo vehicular corresponde a la de la derecha del flujo contrario, por lo cual el mínimo absoluto será de 1,80 m. Como las banquetas deben continuar bajo las estructuras, estas distancias están aseguradas cuando dichas banquetas tienen un ancho suficiente.

En todo caso, los requerimientos de visibilidad pueden hacer insuficiente estos espacios libres. En tales casos, ellos deberán ser ampliados según estas necesidades primordiales.

Si hay pistas auxiliares, las mínimas distancias laterales libres, a la derecha, podrán reducirse hasta 1,50 m. En la práctica, si existe una pista lenta, la reducción del ancho de la banqueta adyacente a ella puede redundar en una sección libre menor que la que resulta cuando se mantienen banquetas de anchos superiores a 1,50 m.

La distancia lateral libre deseable en las pistas normales será de 2,40 m y en las pistas lentas podrá reducirse a 1,80 m. Sin embargo, si las banquetas del camino en estudio que cruza bajo la estructura tienen anchos superiores a los señalados, la distancia libre deseable será el ancho de éstas.

La distancia libre entre los paramentos de los estribos de la infraestructura del paso bajo nivel debe considerar, como mínimo, el ancho de la o las calzadas del camino, las aceras y jardineras si es que existen, y las distancias libres laterales mínimas especificadas anteriormente. Si estas últimas están delimitadas por barreras de seguridad, se debe contemplar además el espacio necesario para que

éstas trabajen adecuadamente ante un impacto. Esta última exigencia será fundamental para elegir el tipo de barrera, flexible, semirrígida o rígida, que se deberá colocar dependiendo de las disponibilidades de espacio. Si el paso bajo nivel tiene estribos transparentes, la distancia libre debe medirse entre los paramentos de los muros o soleras colocados al pie de los taludes de los terraplenes hacia el camino, o entre los pies de los taludes si no existe ninguno de los dispositivos anteriores.

En caso de que el camino que cruza bajo el paso corresponda al ramal de un enlace, la distancia libre mínima entre los paramentos de los estribos coincidirá con los de la plataforma del ramal a nivel de rasante, de acuerdo a lo establecido de lo expuesto en el Tomo 1, Volumen II (Diseño Geométrico) del Manual de Carreteras del Paraguay referido como "Anchos de Calzadas en Ramales de Giro". En todo caso, se deberá cuidar las distancias laterales mínimas necesarias para cumplir con los requerimientos de visibilidad, así como también, los espacios necesarios para las barreras de seguridad, flexibles, semirrígidas o rígidas; que puedan ser requeridas por el diseño.

Las distancias libres en el sentido vertical o gálibos deben ser de 5,00 metros sobre todo el ancho utilizable de la plataforma (calzada, bermas y aceras). En el caso que la sección del paso bajo nivel se desarrolle mayoritariamente bajo la cota de terreno natural, la luz libre vertical en las áreas previstas para el paso de peatones o ciclistas podrá reducirse hasta una altura libre de 2,50 m. Para esto, las áreas destinadas a aceras o ciclovías se desnivelarán por sobre la calzada vecina disminuyendo con ello las pendientes de los accesos peatonales o ciclovías que deben cruzar bajo el paso.

Los criterios anteriores se ilustran en la Figura 3-2.

La sección de la carretera que cruza bajo un paso inferior deberá mantener las cunetas o fosos que permiten su saneamiento. Si estos elementos no pueden ser reemplazados por colectores, se deberán revestir o impermeabilizar. En estos casos, la sección libre del paso deberá contemplar los espacios necesarios para emplazar estos dispositivos.

Cuando la rasante de la carretera que cruza bajo la estructura se desarrolle bajo el nivel del terreno natural, es indispensable que se proyecte un adecuado sistema de drenaje para interceptar y captar las aguas que fluyen hacia el paso.

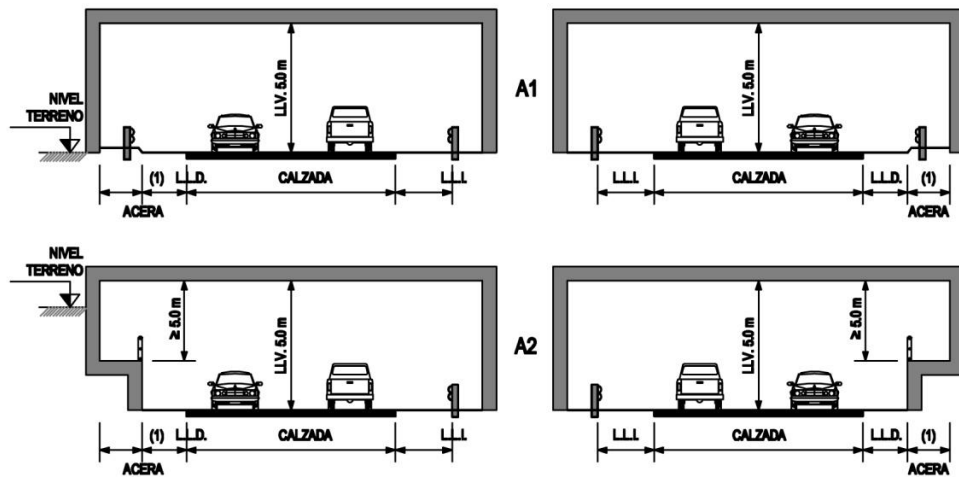
3.1.2.2 Pasos Sobre Nivel

En general, el ancho del tablero del paso deberá respetar el ancho total de la plataforma del camino o carretera que cruza sobre él. Se deberá mantener el ancho de la o las calzadas y de sus banquetas y medianeras. Se aceptarán reducciones del ancho de las banquetas en casos justificados, pero en ningún caso, se podrá disminuir el ancho de la o las calzadas. No rige esta facilidad para vías de acceso controlado, que deben mantener su ancho de calzadas y banquetas en todo su recorrido, ni para las vías de cualquier tipo a su paso por puentes losa sin aceras, en los cuales se debe respetar el ancho total de la plataforma.

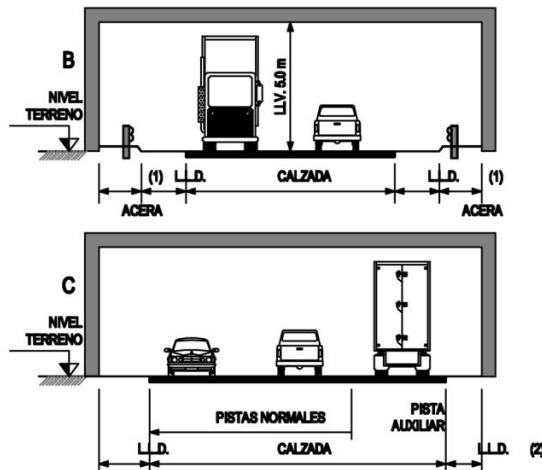
El ancho del tablero de pasos sobre nivel se tratará bajo las mismas disposiciones establecidas para los puentes en el numeral 3.1.1. Las secciones libres bajo el paso para el camino o carretera que se está cruzando deben cumplir las disposiciones de gálibos y distancias libres laterales especificadas en el numeral 3.1.2.1 para pasos bajo nivel.

En el caso de pasos sobre vías férreas, los gálibos y distancias libres laterales deberán ser los establecidos por la empresa ferroviaria correspondiente.

LUCES LIBRES EN CALZADAS SEPARADAS



LUCES LIBRES LATERALES EN CALZADAS UNICAS



(1) Acera para peatones o bicicletas. Si no se necesita, L.L.D. se trata como en la figura C.

(2) Si hubiese acera, rigen los detalles correspondientes de las figuras A1 o A2 y B.

	L.L.I. (m)		L.L.D. (m)			
	MINIMO ABSOLUTO	MINIMO DESEABLE (b)	SIN PISTA AUXILIAR		CON PISTA AUXILIAR (a)	
			MINIMO ABSOLUTO	MINIMO DESEABLE (b)	MINIMO ABSOLUTO	MINIMO DESEABLE (b)
CALZADA UNICA BIDIRECCIONAL	1.80	2.40	1.80	2.40	1.50	1.80
CALZADAS SEPARADAS UNIDIRECCIONALES	1.20	1.80				

(a) Pistas lentas, de trazo o de cambio de velocidad.

(b) En el caso de que los anchos de las bermas sean mayores que los L.L.I. o L.L.D. el Mínimo deseable será el ancho de las bermas.

FIGURA 3-2 : LUCES LATERALES LIBRES Y GALIBOS EN PASOS BAJO NIVEL

3.1.3 PASARELAS O PUENTES PEATONALES

El diseño de las pasarelas deberá contemplar una sección libre bajo ellas, que permita el paso de la carretera o camino sobre la cual se emplaza, con el ancho total de su sección transversal, incluidas cunetas y fosos.

Serán aplicables, para el diseño de las pasarelas, las disposiciones establecidas en las *"Guide Specifications for Design of Pedestrian Bridges"* de AASHTO, versión de Agosto de 1997 y sus modificaciones posteriores, en todo lo que no se contradiga con las especificaciones de la presente guía.

Las distancias libres laterales deberán respetar las disposiciones establecidas para los pasos bajo nivel en el Numeral 3.1.2.1. La distancia libre vertical o gálibo será de 5,50 m como mínimo. Sólo en casos especiales, y previa autorización del MOPC, se aceptarán gálibos de menores.

El ancho libre mínimo de circulación de los tableros de las pasarelas peatonales será de 2,00 m. En las autopistas, redes nacionales y caminos primarios, las pasarelas serán proyectadas con infraestructuras y superestructuras, preferentemente en hormigón armado y/o pretensado.

La infraestructura deberá protegerse con barreras de seguridad, de posibles impactos de los vehículos que circulan por la carretera, en especial, las pilas que se emplazan en las medianas. Al respecto debe tenerse en cuenta lo señalado en el Numeral 3.1.2.1 para pasos bajo nivel, referente a las distancias libres laterales y a la elección del tipo de barreras.

Las rampas de acceso a la pasarela deberán diseñarse con una pendiente máxima de un 10% y la parte desarrollada en terraplén, no deberá superar una altura de 2,50 m. El uso de pendientes mayores a la establecida sólo se permitirá en casos debidamente justificados y aprobados por el MOPC. En los tramos de las rampas que se conformen con vigas y losa, los apoyos del tramo deberán emplazarse por sobre el nivel de terreno natural.

Las barandas de protección que se coloquen en la pasarela, deberán extenderse a lo largo de todas las rampas de acceso. La altura de la baranda deberá contemplar el tránsito de ciclistas, por lo cual, su altura mínima será de 1,40 m, conforme se especifica en el Numeral 3.1.4.

3.1.4 BARANDAS Y BARRERAS

En los bordes exteriores de las superestructuras de puentes, pasos sobre nivel y pasarelas deberán proveerse barandas o barreras de protección para el tránsito vehicular y el flujo de peatones y/o ciclistas. De igual modo, deberá disponerse de barandas de protección para peatones o ciclistas en las rampas de acceso a las pasarelas y en las aceras a desnivel de los pasos bajo nivel, cuando estos se desarrollen bajo el nivel del terreno natural.

Las barandas o barreras serán de cinco tipos, a saber, barreras de tráfico, barandas peatonales, barandas para ciclovías y combinaciones de barandas peatonal- tráfico y ciclovía - tráfico. La geometría, cargas y bases de diseño se encuentran especificadas en el numeral 2.7 de la Sección 2 de la AASHTO, con los siguientes ajustes en las alturas mínimas:

- Barreras de Tráfico:

0,69m Para barreras metálicas o combinadas con muros de hormigón

0,81m Para muro de hormigón diseñados con la cara hacia el tráfico con pendiente

Ver figuras 2.74A y 2.74B de la AASHTO.

- Barrera de hormigón.

- Barreras Peatonales y combinadas para Tráfico - Peatones:

1,07 m Ver figuras 2.74' y 2.74B de la AASHTO.

- Barreras para Ciclovías y combinadas Tráfico-Ciclovía:

1,37m Ver figuras 2.74' y 2.74C de la AASHTO

Las barandas peatonales y combinadas Tráfico-Peatones deberán disponer a todo lo largo y en todo su alto, barras o mallas con una separación máxima de 12 cm entre ejes de elementos, ya sea en el sentido vertical o en el horizontal.

Las barandas de las pasarelas tendrán una altura mínima de 1,37 m considerando que ésta puede ser usada como ciclovía.

3.1.5 RASANTE

La rasante de los puentes y pasos superiores de preferencia deberá ser recta a lo largo de toda la estructura.

En los casos, que se hiciera necesario introducir deflexiones de la rasante dentro del puente, ésta no podrá ser superior a 0,50% y se deberá ubicar frente al eje de una pila o en un estribo. Para deflexiones mayores se procurará introducir una curva vertical de gran radio (R 7.000), de modo que la curva se pueda tratar como un polígono cuyas deflexiones no excedan de 0,50%. Las deflexiones se emplazarán en los ejes de las pilas o estribos.

3.1.6 REVANCHA

Para puentes emplazados en carreteras, la distancia mínima que deberá existir entre el fondo de viga o nivel inferior de la superestructura y el nivel de aguas máximas extraordinarias, para el período de retorno de diseño considerado, será de 1,50 m. Esta distancia, denominada revancha, deberá ser como mínimo igual a 0,50 m para el período de retorno de verificación, tomando en cuenta lo indicado en el punto 2.3.2 “La Hidrología o Cálculo de Caudales Solicitantes” y la tabla 2-1. Para zonas muy llanas y no susceptibles al depósito de material, (con la aprobación del MOPC), podrá utilizarse como revancha de diseño 1.00 m, manteniendo la revancha de 0.50 m para el periodo de retorno de verificación.

3.1.7 DRENAJE

Para evacuar las aguas lluvias de la calzada del puente o paso superior, se deberá procurar mantener pendientes transversales constantes en todo su largo, sin efectuar transiciones en el interior de la estructura. La calzada del puente o paso superior mantendrá, en lo posible, la pendiente transversal de la calzada de los caminos de acceso. En los casos, en que los caminos de acceso tengan pendientes transversales diferenciadas para la calzada y para las banquetas, la transición de pendientes deberá hacerse antes del puente para llegar a la estructura con la misma pendiente que se adoptará en la calzada del tablero.

Si la entrada o salida del puente se encuentra próxima a una curva horizontal, la transición de peralte deberá desarrollarse fuera de la estructura; de ser necesario, se preferirá pasar el puente con una pendiente transversal única en todo el ancho de la calzada, para posteriormente completar la transición de peralte.

En los puentes en que se dispongan aceras o ciclovías, éstas deberán tener un bombeo o pendiente transversal hacia el interior del puente de un 1,00 %.

3.1.8 SEGURIDAD VIAL

La circulación de vehículos por las carreteras y caminos, a su paso bajo o sobre estructuras, deberá hacerse en forma segura y sin interferencias. Con este objetivo, además de mantener en lo posible, el ancho total de la sección transversal del camino en su paso sobre o bajo las estructuras, deberá considerarse en el diseño, las distancias libres necesarias hasta los obstáculos que pueden representar los estribos, muros o pilas de ellas.

De ser necesario, deberá contemplarse la instalación de sistemas viales de contención, barreras de seguridad, amortiguadores de impacto u otros elementos de seguridad que aminoren los riesgos de accidentes. Para tal efecto, deberán contemplarse las disposiciones vigentes de señalización y seguridad vial del MOPC, o lo establecido en el Tomo 5 (Normas de Señalización y Seguridad Vial) del “Manual de Carreteras del Paraguay”.

3.2 CARGAS

3.2.1 ASPECTOS GENERALES

La práctica de diseño de Puentes está basada en los manuales AASHTO, que recopilan la información más relevante para definir las cargas y los procedimientos de diseño tanto en Puentes como obras afines, pasarelas y alcantarillas, entre otros. Dentro de esta normativa se distinguen dos tendencias claramente definidas, una recopila los métodos tradicionales en el manual denominado AASHTO Standard Specifications, donde a su vez se permite el diseño tanto con la metodología de tensiones admisibles (ASD) como con la metodología de Factores de Carga (LFD), y el manual denominado AASHTO LRFD, donde se incorporan nuevas metodologías de cálculo incorporando modificaciones en las cargas de diseño, en los factores de mayoración y minoración de cargas e incorpora métodos de

cálculo más específicos dependiendo de la tipología estructural empleada.

La presente guía está basada en la normativa AASHTO Standard, sin embargo, en este capítulo se presentará un alcance con las cargas empleadas en la AASHTO LRFD para identificar sus principales diferencias.

En la Sección 3 de la AASHTO Standard y AASHTO LRFD, se definen y detallan todas las cargas que se deben contemplar en el diseño de los puentes y obras afines, como éstas se deben combinar y como se deben distribuir en los tableros. De manera general, las estructuras se deben diseñar para soportar las siguientes cargas:

- Cargas permanentes: peso propio estructura, pavimento o capa de rodadura, aceras, barandas y barreras, etc.
- Cargas vivas: cargas móviles de vehículos y peatones.
- Efecto dinámico o impacto de las cargas móviles.
- Empujes de tierra.
- Cargas de viento.
- Presiones hidrodinámicas.
- Otras cargas, cuando existen, tales como: fuerzas longitudinales, fuerzas centrífugas, esfuerzos térmicos, supresión, acortamiento elástico, esfuerzos de montaje, sismo.

El dimensionamiento de los distintos elementos de la estructura puede efectuarse por el método de las cargas de servicio y tensiones admisibles (ASD: ALLOWABLE STRESS DESIGN), o por el método de los factores de carga y esfuerzos mayorados (LFD: LOAD FACTOR DESIGN).

En la parte A de la Sección 3 de la AASHTO, se establecen las disposiciones que se deben tener en cuenta para los distintos tipos de carga que se consideran en el diseño estructural de los puentes.

Las combinaciones de carga en el diseño se harán ciñéndose a lo establecido en la parte B de la Sección 3 de la AASHTO. En el Numeral 3.2.4.4 de la presente guía se incluyen algunos alcances y complementos.

La distribución de carga en los tableros se realizará conforme se establece en la Parte C de la Sección 3 de la AASHTO.

3.2.2 TIPOS DE CARGA

En la Parte A de la Sección 3 de la AASHTO, se establecen las disposiciones referentes a los distintos tipos de carga que se deben considerar en el diseño estructural de los puentes y estructuras afines.

3.2.3 CARGAS PERMANENTES

Las cargas permanentes que se deben tener en cuenta en el diseño de los puentes y obras afines son el peso propio de todos los elementos estructurales, el peso propio del pavimento o capa de rodadura, aceras, barandas y barreras, los que, en general, se encuentran presentes en toda vida útil de las estructuras.

Existen además algunos otros elementos cuyo peso puede ser significativo y que preferentemente se encuentran en estructuras urbanas. Entre éstos se pueden citar, los servicios de utilidad pública (tendidos eléctricos e iluminación, aducciones y conductos de agua potable, alcantarillado, telefonía, etc.).

Conforme se señala en AASHTO, si se prevé que se pueden presentar asentamientos diferenciales en la estructura, los esfuerzos resultantes de tales asentamientos deben ser tomados en cuenta en el diseño.

En la Tabla 3-2 se detallan los pesos específicos de algunos materiales de uso habitual en el diseño de puentes y estructuras afines.

Hormigón simple	22.000 N/m ³	2.200 kgf/m ³
Hormigón Armado v Pretensado	24.000 N/m ³ -25.000 N/	2.400 kqf/ m ³ -2.500 kqf/
Acero Redondo	78.500 N/ m ³	7.850 kgf/m ³
Acero Estructural	78.500 N/ m ³	7.850 kgf/m ³
Acero Estructural en Vigas (Soldadura)	80.000 N/ m ³	8.000 kgf/ m ³
Maderas duras (roble)	10.000 N/ m ³	1.000 kgf/ m ³
Maderas de construcción	8.000 N/ m ³	800 kqf/m ³
Rocas	25.000 N/m ³	2.500 kgf/ m ³
Material de Relleno (variable)	18,000-22.000 N/m ³	1.800-2.200 kqf/m ³
Capa Asfáltica	24.000 N/m ³	2.400 kgf/m ³

Tabla 3-2: Pesos Específicos de algunos Materiales

3.2.4 CARGA VIVA.

Los efectos de la carga viva en un puente, están supeditados a muchos factores y parámetros como las dimensiones del vehículo, peso total y cargas por eje, configuración de ejes, posición de estas cargas, longitudinal y transversalmente, número de vehículos en el puente, velocidad de los mismos, características del puente en cuanto a materiales tipología estructural y dimensiones; todos estos parámetros implicarían estudios complejos causa - efecto y estudios dinámicos, para cada puente, por lo que, las normas en general asumen modelos matemáticos e hipotéticos que no representan a ningún vehículo particular en existencia; pero, se presume que para ningún vehículo que circule por el puente, con Cargas Legales, las acciones producirán en la estructura tensiones mayores que los vehículos y cargas de diseño.

Los reglamentos corrientes establecen los pesos y dimensiones permisibles para la circulación en carreteras de vehículos automotores, con cargas legales, las cuales no deben exceder un cierto peso – por ejemplo de 45 Ton. Sin embargo, para cargas mayores y comprobadamente indivisibles, tanto las especificaciones AASHTO como norma local de cargas prevén estudios y permisos especiales para

su tránsito en condiciones controladas.

En general las cargas Vivas de diseño son las establecidas por las Normativas AASHTO y se prohíbe el uso de otros vehículos y cargas, porque cada norma establece los pesos y dimensiones en función a su filosofía de diseño la cual se traduce en sus factores de amplificación y reducción, así como sus combinaciones de carga.

3.2.4.1 Esquema de Cargas Vivas Según AASHTO Standard.

La definición y consideraciones que se deben tener en cuenta en la acción de las cargas móviles se

detallan en los Artículos 3.4 a 3.14 de la AASHTO. Las cargas móviles comprenden las cargas de carreteras (camiones estándar, carga equivalente efectos dinámicos o de impacto, fuerzas longitudinales y centrífugas) y las cargas de peatones y bicicletas.

Para puentes tanto en caminos y carreteras, la carga viva será la que genere el efecto más desfavorable entre los dos casos que se mencionan a continuación.

Pistas o Vías de Tránsito.

El ancho asumido de vía que ocupa la carga de un camión o una carga de faja es de 3,00 m y su número se determinará dividiendo por 3,50 m el ancho del puente medido entre bordes de barreras y/o bordillos. No se consideran fracciones de vías de tránsito, sin embargo, para calzadas de 7,30 m, deben considerarse dos vías de diseño, cada una con un ancho igual a la mitad de la calzada. Las cargas móviles de diseño deben colocarse dentro de las vías de tránsito en tal número y posición, de modo tal, que se produzcan las máximas sollicitaciones en los elementos estructurales en consideración.

Impacto.

El efecto dinámico de las cargas móviles se describe y detalla en el Artículo 3.8 de la AASHTO.

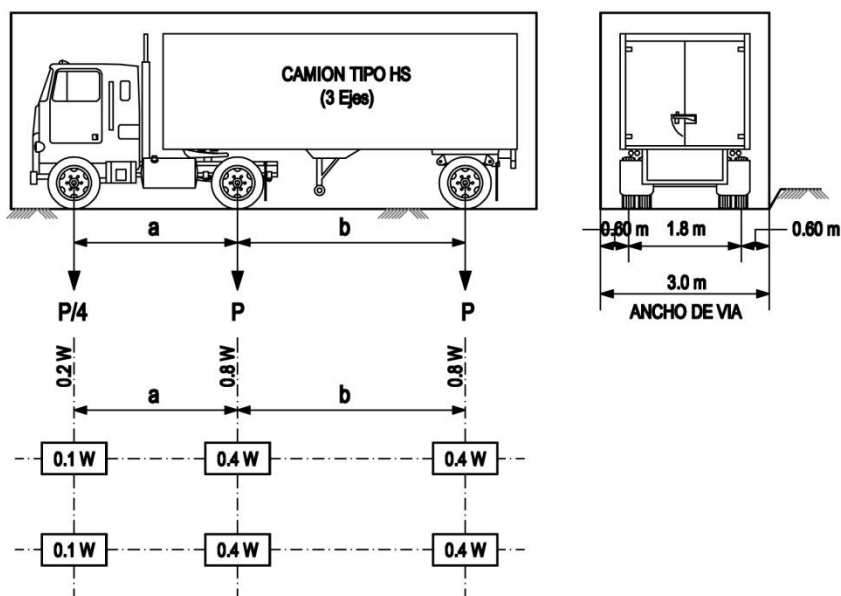
Fuerzas Longitudinales y Centrífugas.

Consideraciones para fuerzas longitudinales en aquellas estructuras en que todas sus vías de tránsito van en el mismo sentido se hacen en el Artículo 3.9 de la AASHTO. Para las estructuras en curva, en el Artículo 3.10 de la AASHTO, se incluyen disposiciones acerca del efecto de las fuerzas centrífugas.

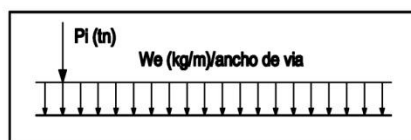
Aplicación de las Cargas Móviles.

Conforme a lo establecido en el Artículo 3.11 de la AASHTO, tanto las cargas de los camiones estándar como las de faja deben considerarse como una unidad. En ningún caso, deben considerarse fracciones del camión o de una faja de tránsito. En el Artículo 3.11 de la AASHTO se incluyen además, disposiciones acerca del número y posición de las cargas móviles y de las cargas de faja en tramos continuos.

1er CASO : CAMION TIPO O CONVOY DE CARGA

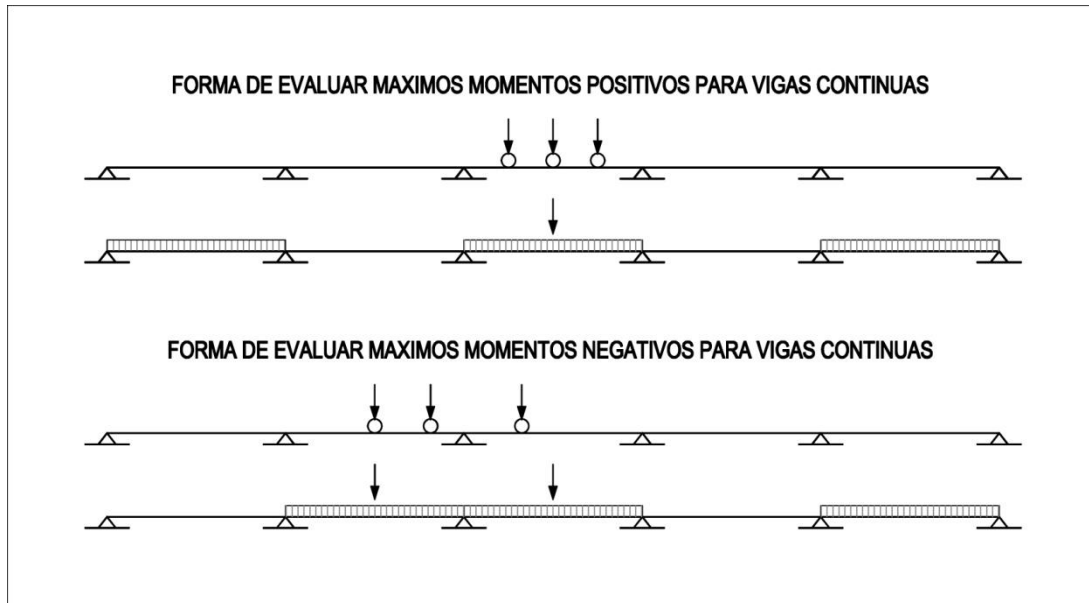


2do CASO : CARGA EQUIVALENTE



ANCHO DE VIA = 3.0 m

TIPO	PESO CAMION (tn)	P (tn)	a (m)	b (m)	W _e (kg/m)	P _i P. Corte (tn)	P _i P. Momento (tn)
HS - 20	32.667	14.515	4.30	4.30 - 9.00	952.4	11.793	8.165
HS - 25	40.834	18.144	4.30	4.30 - 9.00	1,190.5	14.741	10.26



Reducción de la Intensidad de las Cargas.

Conforme se establece en el Artículo 3.12 de la Norma AASHTO, cuando las máximas solicitaciones se establecen en un elemento estructural por la aplicación simultánea de cargas en varias vías de tránsito, las cargas móviles deben reducirse en su intensidad por la improbable ocurrencia de dicho evento. Las reducciones a considerar son las siguientes:

	porcentaje
Una o dos vías de tránsito	100
Tres vías de tránsito	90
Cuatro o más	75

La reducción de intensidad de las cargas sobre elementos transversales debe determinarse en forma similar, considerando el número de vías a cargar en el ancho de la calzada, a fin de obtener los máximos esfuerzos en el elemento estructural considerado.

Cargas de Acera, Cordones, Pasarelas Peatonales.

En el Artículo 3.14 de la AASHTO, se establecen las disposiciones referentes a cargas de acera, cordones y pasarelas peatonales. Las disposiciones para cargas de barandas y barreras se detallan en el Artículo 2.7 de la AASHTO.

Las pasarelas peatonales y las ciclovías se diseñarán para una carga distribuida de 4.067 N/m^2 (415 kgf/m^2). Se acepta la reducción por área de la sobrecarga peatonal definida en la "*Guide Specification for Design of Pedestrian Bridges*" de la AASHTO.

En general, las pasarelas peatonales no serán diseñadas para el tránsito de vehículos menores, salvo el MOPC haya contemplado, en las bases de la Licitación, que la pasarela deberá permitir el paso de vehículos menores. En este caso, los TDR's deberán especificar las características del vehículo y de las cargas asociadas a éste.

Subpresión.

Cuando las estructuras se cimentan en terrenos donde el nivel freático puede alcanzar la cota de fundación se producen empujes de agua verticales y la condición del empuje de tierra debe ajustarse a la condición boyante. Este tipo de carga se presenta frecuentemente en los puentes. Conforme se señala en el Artículo 3.19 de la AASHTO, la subpresión debe ser considerada en todos los casos que afecte la seguridad del diseño, tanto de la infraestructura (pilas y estribos), como de la superestructura.

Empuje de Tierras.

En todas las estructuras de contención de tierras tales como estribos y muros de contención, actúan las cargas de empuje de tierra. En el Artículo 3.20 de la AASHTO, se describen estas cargas. Las condiciones y alcances para el caso paraguayo respecto a los criterios de diseño se proponen en el Numeral 3.4 de la presente guía.

Otras Cargas.

Las estructuras de puentes y obras afines se encuentran sometidas además, a otro tipo de cargas que, en general, no controlan el diseño. Sin embargo, bajo circunstancias especiales es necesario considerar sus efectos. Entre éstas se pueden citar las siguientes:

- Fuerzas Térmicas: Ver Artículo 3.16 de la AASHTO
- Fuerzas de Arranque: Ver Artículo 3.17 de la AASHTO.
- Presión hidrostática por corriente fluvial: Ver Artículo 3.18 de la AASHTO.
- Presión por materiales arrastrados en aluviones: Ver Artículo 3.18 de la AASHTO.

3.2.4.2 Combinaciones de Carga AASHTO Standard

Las siguientes definiciones representan varias cargas a las que puede estar expuesta la estructura y son las establecidas en la guía de diseño "AASHTO Standard Specification of Highway Bridges Design".

D= Peso propio.

L= Carga viva.

I= Carga de impacto.

E= Presión del Suelo.

B= Empuje del Agua.

W= Carga del viento sobre la estructura.

WL= Carga del viento sobre los vehículos.

LF=Fuerza longitudinal debido a la carga viva.

CF = Fuerza centrífuga vehicular.

R=Deslizamiento.

S=Retracción del hormigón.

T= Temperatura.

EQ = Sismo.

SF = Presión del flujo de agua.

ICE = Carga de hielo.

Las cargas de diseño se obtienen utilizando la siguiente combinación:

$$\text{Grupo}(N) = \gamma_D [D + \gamma_L (L + 1) + \gamma_C CF + \gamma_E E + \gamma_B B + \gamma_S SF + \gamma_W W + \gamma_{WL} WL + \gamma_L LF + \gamma_R (R + S + T) + \gamma_{EQ} EQ + \gamma_{ICE} ICE]$$

Dónde:

N = Nombre del Grupo.

γ = Factor de carga.

γ = Coeficiente.

Se utilizarán los factores que se establecen en la Tabla 3.22.1A de la Parte B de la Sección 3 de la Normas AASTHO.

Col. No.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
FACTORES β															
GRUPO	γ	D	(L+I) n	(L+I) p	C F	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+ T	EQ	ICE	%
SERVICE LOAD (asd)	I	1,00	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	100
	IA	1,00	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1,00	1	0	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	..
	II	1,00	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1,00	1	1	0	1	β_E	1	1	0,3	1	1	0	0	125
	IV	1,00	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	125
	V	1,00	1	0	0	0	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1,00	1	1	0	1	β_E	1	1	0,3	1	1	1	0	140
	VII	1,00	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	1	0	140
	VII I	1,00	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	1	0	140
	IX	1,00	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	150
	X	1,00	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	1	0	100
LOAD FACTOR DESIGN (LFD)	I	1,30	β_d	1,67*	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	NO APLICABLE
	IA	1,30	β_d	2,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1,30	β_d	0	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	
	II	1,30	β_d	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	
	III	1,30	β_d	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	
	IV	1,30	β_d	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	
	V	1,25	β_d	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	
	VI	1,25	β_d	1	0	1	β_E	1	1	0,3	1	1	1	0	
	VII	1,30	β_d	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	
	VII I	1,30	β_d	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	
	IX	1,20	β_d	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	
	X	1,30	1	1,67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	

Tabla 3.22.IA

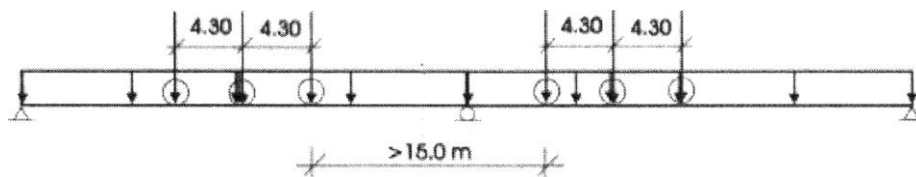
3.2.4.3 Esquema de Cargas según AASHTO LRFD.

Esta norma incorpora modificaciones en la modelación de la carga viva que actúa en la estructura, cuya justificación se basa en estudios detallados del comportamiento de los flujos de carga reales y su variación respecto a lo establecido como cargas máximas por ejes.

Por lo cual, respecto a las consideraciones de la carga viva, la principal diferencia que presenta la norma *AASHTO Standard Specifications* y su homóloga AASHTO LRFD, es que en ésta última se debe superponer la carga distribuida y el tándem o camión de diseño.

Las magnitudes de estas cargas son idénticas a las establecidas en la Norma AASTHO Standard pero al superponerlas configuran el camión de diseño que se denomina HL-93. Esta configuración implica un aumento en la carga viva actuante sobre la estructura, pero este efecto se ve compensado en cierta medida con la utilización de factores de combinación de carga menores a los utilizados en la *AASHTO Standard Specifications*.

En esencia la carga idealizada que se debe utilizar en la modelación estructural corresponde la superposición de la carga distribuida y un camión o un tándem de diseño que se espera generen los aspectos más desfavorables sobre la estructura. Para estructuras que puedan desarrollar un momento negativo sobre sus apoyos se deben considerar 2 camiones o tándems separados 15 m, en este caso, el efecto de esta disposición debe minorarse por un factor de 0.9 para momentos y cortantes.



Incremento por Carga Dinámica.

El efecto dinámico de las cargas móviles, el cual incluye el efecto de martilleo, que es la respuesta dinámica del conjunto de la rueda frente a las discontinuidades de la superficie de rodamiento, tales como las juntas del tablero, fisuras, baches y deslaminaciones, y la respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan, la cual se puede deber a ondulaciones del pavimento de la carretera, tales como las provocadas por el asentamiento del relleno, o a la excitación resonante como resultado de la similitud de frecuencias de vibración del puente y el vehículo, se describen en el punto 3.6.2 y que básicamente resumen el efecto.

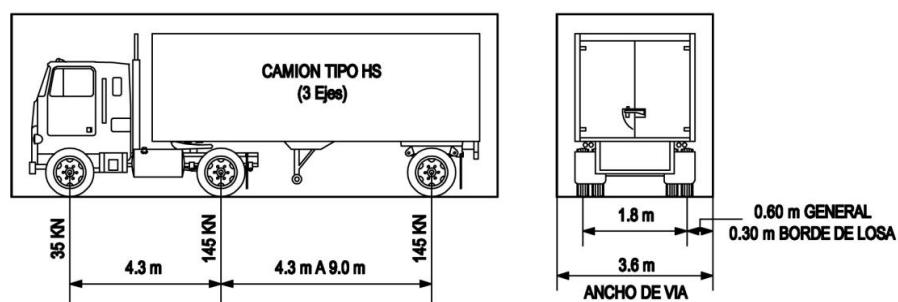
Componente	1M
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Reducción de la intensidad de Cargas.

La Norma AASHTO LRFD en el numeral 3.6.1.1.2, establece la necesidad de reducir la intensidad de carga debido a la presencia de múltiples vehículos. Las reducciones a considerar son las siguientes:

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

1. CAMION DE DISEÑO



2. TANDEM DE DISEÑO

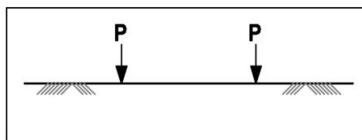
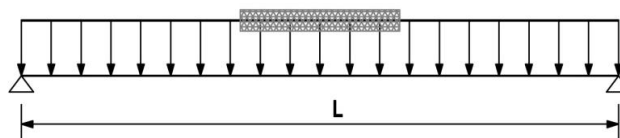


TABLA DE CARACTERISTICAS GENERALES :

TIPO LRFD	PESO W (ton)	P (ton)	a (m)	b (m)
CAMION DE DISEÑO	33.13	—	4.30	4.30 - 9.00
TANDEM DE DISEÑO	22.40	11.20	1.20	—

EL CAMION DE DISEÑO Y LA CARGA TANDEM DEBEN SUMARSE A :



SOBRE CARGA REPARTIDA

W = 970 kg/m POR ANCHO DE VIA DE 3.00 m

3.2.4.4 Combinación de Cargas AASHTO LRFD

Las siguientes definiciones representan varias cargas a las que puede estar expuesta la estructura y

son las establecidas en la guía de diseño AASHTO LRFD.

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 postesado.

ES = Sobrecarga de suelo

EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

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

EQ = Sismo

FR = Fricción

IC = Carga de hielo

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

Las cargas de diseño se obtienen utilizando la siguiente combinación:

N = Nombre del Grupo.

ϕ = Coeficiente de modificación (varía entre 0.95 y 1.05).

γ = Factor de carga.

Q = Cargas.

Utilizando los factores que se establecen en la Tabla 3.4.1-1 y Tabla 3.4.1-2 de la Norma AASHTO LRFD.

Combinación de.	DD DW	LL IM								Usar sólo uno por vez			
	EH EV	CE BR					TU CR SH						
Estado Limite	ES EL	PL LS	WA	WS	WL	FR		TG	SE	EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se	ϕ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	ϕ_{tg}	ϕ_{se}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	ϕ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	ϕ_{tg}	ϕ_{se}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	ϕ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	ϕ_{tg}	ϕ_{se}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV - Sólo EH, EV, ES	ϕ_p												
RESISTENCIA V	ϕ_p	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	ϕ_{tg}	ϕ_{se}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO	ϕ_p	ϕ_{eq}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO	ϕ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	ϕ_{tg}	ϕ_{se}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO ID	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	ϕ_{tg}	ϕ_{se}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20		1,00	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL,	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 3.4.1-1

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		
	Muros de sostenimiento y estribos	1,00	N.A/
	Estructura rígida enterrada	1,35	1,00
	Marcos rígidos	1,35	0,90
	Estructuras flexibles enterradas 11 otras, excepto alcantarillas	1,95	0,90
	Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo		1,50	0,75

Tabla 3.4.1.2

3.3 FUNDACIONES

En la Sección 4 de la AASHTO, se establecen las disposiciones y criterios de diseño para las fundaciones de puentes y obras afines. Estas disposiciones deberán ser respetadas en su totalidad en los diseños desarrollados, considerando las modificaciones o complementos que se incluyen en las secciones analizadas a continuación.

En el Numeral 2.4 de la presente guía de diseño se establecen los requisitos generales del Reconocimiento Geotécnico para desarrollar los estudios de las fundaciones de los puentes y obras anexas. En todo lo que no se contradiga con esas disposiciones, regirá lo establecido en el Artículo 4.3 de la Norma AASHTO.

Los modelos de análisis planteados en el presente tópico de Fundaciones, pueden ser reemplazados por otros publicados en la literatura técnica, siempre y cuando tengan un respaldo teórico válido y cuenten con la aprobación del MOPC.

Se distinguen las fundaciones directas, también llamadas superficiales, y las fundaciones profundas. Conforme se señala en el Artículo 4.2.1 de la AASHTO, la selección del tipo de fundación se basará en la evaluación de la magnitud y dirección de las cargas, la profundidad de los suelos con capacidad de soporte adecuada, las evidencias de crecidas previas, profundidades de socavación esperadas, potencialidades de licuefacción, y facilidades y costos de la construcción. En el caso de puentes sobre cursos de agua, uno de los parámetros más relevantes para definir el tipo de fundación será la profundidad esperada de la socavación total.

Las fundaciones directas generalmente son aplicables a situaciones en las que el suelo competente, o el nivel de socavación esperada se encuentra, por lo general, a una profundidad bajo la superficie del terreno no mayor a 1 a 2 veces el lado menor de la fundación y donde no existan condiciones difíciles para agotar la nivel freático.

Cuando el suelo competente o el nivel de socavación esperada se encuentre profundo, de tal forma que dificulte las labores de excavación, ya sea por problemas de agotamiento o de estabilidad de las paredes de dicha excavación, se recurre a fundaciones profundas tales como pilotes o pilas de fundación.

El suelo competente para una fundación directa corresponde a aquel que presenta, en un espesor no inferior a dos veces el lado menor de la fundación, una rigidez y resistencia al corte adecuada al nivel de solicitaciones transmitidas por las fundaciones, de modo de garantizar la capacidad de soporte y de mantener los asentamientos y giros de fundación bajo los niveles admisibles exigidos por el proyecto estructural.

Para el caso de fundaciones profundas, el espesor mínimo del suelo competente bajo la punta de los pilotes o bajo el plano a nivel de cota de fundación de pilas corresponderá al valor de D_E explicitado en la Tabla 2 - 5 de la presente guía de diseño.

3.3.1 FUNDACIONES DIRECTAS

3.3.1.1 Aspectos Generales

3.3.1.2 Profundidad mínima de fundación

Las fundaciones sobre roca sana, masiva y resistente a la erosión se podrán apoyar directamente sobre la superficie de la roca en tanto, que se la someta a una limpieza previa. Si se requiere suministrar una resistencia adicional al deslizamiento en la fundación se preferirá el uso un diente (dentellón) de corte embebido en la roca y en la fundación, más que profundizar la cota de fundación embebiéndola en la roca.

Las fundaciones apoyadas en suelos y rocas degradables deberán alcanzar una profundidad que

suministre la capacidad de soporte considerada en el diseño y que se encuentre por lo menos a 2.0 m por debajo del nivel de socavación total.

De no existir problemas de socavación, la cota de fundación deberá ubicarse en el suelo o la roca degradable con la capacidad de soporte considerada en el diseño, a una profundidad mínima de 100 cm bajo la superficie del terreno natural. Si a esa profundidad no se alcanza el suelo o la roca degradable con la capacidad de soporte requerida, la fundación deberá profundizarse hasta alcanzar un suelo o roca con las características adecuadas. En todos los casos, la cara superior de la fundación deberá quedar por debajo de la superficie del terreno.

En el caso de fundaciones apoyadas en rellenos confeccionados con materiales y compactación controlada y en tanto, no existan problemas de erosión, o se dispongan elementos de protección contra la erosión, se utilizará una profundidad mínima de 120 cm.

No obstante lo anterior, deberán analizarse las condiciones de apoyo del relleno sobre el suelo natural, de modo de incluir el efecto que tengan estas condiciones en la estabilidad de la fundación.

Sin perjuicio de lo establecido en el Numeral 3.3.1.8, las fundaciones que se apoyen en o cerca del borde de un talud, deberán emplazarse de modo que la línea que une el pie del talud y el borde de la fundación más cercano al talud, presente una pendiente igual o inferior a 2: 1 (H : V). En el caso, de rocas o de suelos con cohesión se podrán utilizar pendientes mayores, lo que deberá ser avalado por un estudio geotécnico que tenga en cuenta los planos de clivaje de la roca y las características de resistencia del suelo.

3.3.1.3 Rigidez de la fundación

La fundación directa se considerará rígida si se verifica la siguiente condición:

$$L = 4 \sqrt{(K_v / 4 E I)} \leq 1.00 \quad \text{Ecuación 3-1}$$

Dónde:

$I = (1 * h^3) / 12$ representa el momento de inercia por unidad de longitud de la fundación dada en m^3 ;

h = Altura o espesor de la fundación en (m);

E = Módulo de deformación del material constitutivo de la fundación en tonf/m^2 ;

K_v = Constante de balasto por asentamiento entre la fundación y el suelo en tonf/m^3 ;

L = Longitud de cálculo expresada en (m) y definida en la Tabla 3-3.

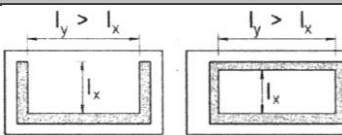
Elementos de la fundación	Longitud, L
Zona exterior de la fundación	Distancia entre el borde de la fundación y el borde exterior de la columna o muro
Zona interior de la fundación entre columnas	Mayor luz libre entre columnas consecutivas con solicitaciones axiales que no difieran en más de 50%
Zona interior de la fundación entre muros paralelos dispuestos en una sola dirección	Mayor luz libre entre muros consecutivos con solicitaciones axiales que no difieran en más de 50%
Zona interior de la fundación que conforma paños de losa delimitados por un mínimo de 3 muros	

Tabla 3-3: Longitud de cálculo para determinar la rigidez de la fundación

Si no se cumple la condición establecida por la ecuación 3-1, la fundación deberá ser analizada como una viga o una losa apoyada sobre un medio elástico representado por una constante de balasto k_v . La constante de balasto k_v será determinada por el especialista geotécnico.

3.3.1.4 Restitución del Suelo

La restitución del suelo se ceñirá a lo indicado en las especificaciones de Excavaciones para Estructuras y Obras de Arte, salvo casos especiales cuyo tratamiento deberá estar incluido en los planos del proyecto.

El caso especial de cortes practicados para materializar fundaciones en laderas podría requerir restituir la superficie original del terreno, o bien, reforzar dichos cortes con anclajes para evitar comprometer la estabilidad de la ladera misma o de otras fundaciones emplazadas en ella. El análisis de este u otros casos especiales deberá contar con la participación de un especialista geotécnico.

3.3.1.5 Desplazamientos

Desplazamientos horizontales por resistencia pasiva

Si se introduce la resistencia pasiva movilizada, E_{pm} , en la verificación al deslizamiento o volcamiento de una fundación, se la evaluará como:

$$E_{pm} = Fr * E_p \quad \text{Ecuación 3-2}$$

Dónde:

Fr = Factor que depende de las características del suelo y que varía con el desplazamiento de la fundación;

E_p = Resistencia última o resistencia pasiva propiamente tal que actúa en la altura, h , que se desarrolla a partir de la profundidad de socavación o el inicio del suelo competente, eligiéndose la altura menor.

En la Figura 3-3 se establecen los valores de Fr para suelos arenosos y se define la altura, h , sobre la cual actúa la resistencia pasiva. Para otros tipos de suelos tales como suelos cementados, arcillas duras, etc., se podrán utilizar los factores Fr para suelos arenosos densos (Densidad Relativa $DR = 70\%$) establecidos en dicha lámina.

En el caso de rellenos granulares compactados se podrá considerar resistencia pasiva en tanto que, en su confección, se utilicen materiales con características y grados de compacidad controlados. Para tal efecto, la longitud del relleno compactado en dirección normal a la cara de la fundación sobre la cual actúa la resistencia pasiva, deberá ser igual o superior a $2,5 * h$. Las condiciones que debe cumplir el relleno compactado deberán estar explícitas en los planos.

Para simplificar los análisis en los que se incorpore la resistencia pasiva, se considerará $Fr = 0.50$, es decir, que la resistencia pasiva movilizada es igual a la mitad de la resistencia pasiva E_p . La adopción de $Fr = 0.50$ se introduce para tener en cuenta que los desplazamientos horizontales de una fundación bien diseñada, son muy inferiores a los requeridos para desarrollar la resistencia pasiva.

El empleo de $Fr > 0.50$ debe respaldarse calculando el desplazamiento del muro, P , según se ilustra en la Figura 3-3.

3.3.1.6 Capacidad de soporte

Área en compresión

El área de compresión en la fundación queda limitada por la tensión de contacto admisible la cual no puede ser superada. Sin embargo, aun cuando se cumpla la condición anterior, el giro de fundación para solicitaciones estáticas y, especialmente, el giro por deformaciones no recuperables generadas por la aplicación de cargas cíclicas, aumenta exponencialmente con la disminución del área en compresión. En consecuencia, para limitar el giro de fundación, el porcentaje de área en compresión con respecto al área total de la fundación deberá cumplir con los valores mínimos siguientes:

- Roca sana 50%
- Roca meteorizada y gravas arenosas densas 60%
- Arenas densas y suelos finos con resistencia a la compresión no confinada mayor o igual a $1,5 \text{ kgf/cm}^2$ para la condición más desfavorable de humedad 70%
- Gravas y arenas de compacidad media y suelos finos con resistencia a la compresión no confinada inferior $1,5 \text{ kgf/cm}^2$ para la condición más desfavorable de humedad 80%

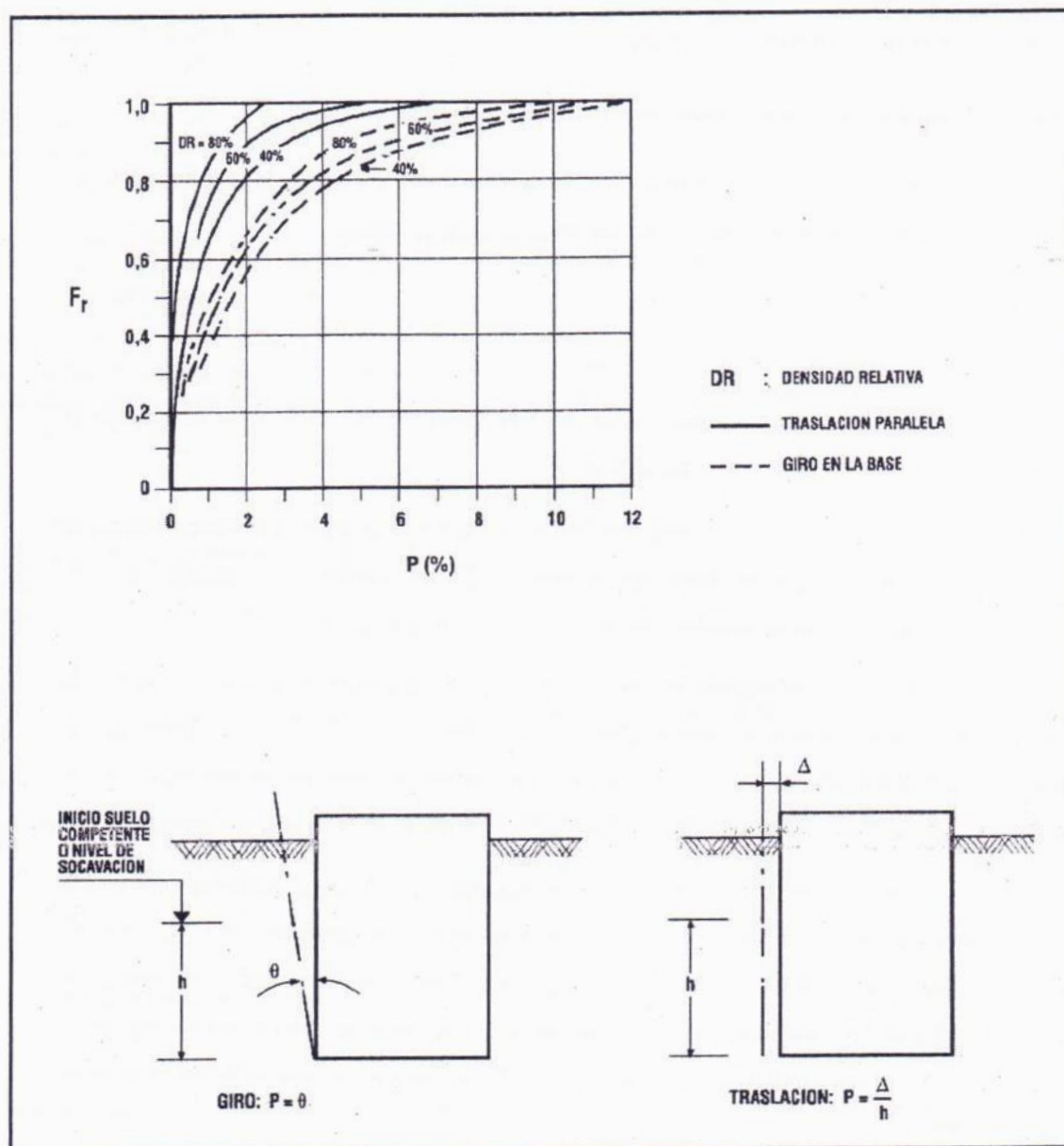


Figura 3-3: Factor de movilización de la resistencia pasiva en arenas³

3.3.1.7 Resistencia al Deslizamiento

La resistencia última al deslizamiento de una fundación hormigonada directamente contra el suelo se evaluará como:

Condición drenada $R = N \cdot \tan \phi_b + c_b \cdot \Omega_c + E_{pm}$ **Ecuación 3-3**

Condición no drenada: $R = S_u \cdot \Omega_c + E_{pm}$ **Ecuación 3-4**

Dónde:

R = Resistencia última al deslizamiento en (tonf);

N = Resultante normal al plano de fundación expresada en (tonf) y determinada con el peso unitario boyante para los materiales que se encuentran bajo nivel freático.

ϕ_b = Ángulo de fricción interna del suelo en contacto con el plano de fundación en ($^{\circ}$);

c_b = Cohesión del suelo en contacto con el plano de fundación en (tonf/m²)

S_u = Resistencia no drenada del suelo en contacto la fundación (aplicable a suelos finos) en (tonf/m²);

Ω_c = Área en compresión en (m²).

E_{pm} = Resistencia pasiva movilizada según 3.3.1.6 expresada en (tonf).

En la Ecuación 3-3 no considerará el efecto de la cohesión, salvo que el suelo presente cementación.

Si el suelo natural en contacto con el plano de fundación es un granular compacto o, en su defecto, si se utiliza un mejoramiento del suelo de fundación hasta alcanzar un suelo granular compacto, se recomendará $\phi_b = 38^{\circ}$.

Si el suelo natural de fundación es un suelo fino con consistencia media o superior, se recomendará $\phi_b = 30^{\circ}$.

La incorporación de cohesión o valores de ϕ_b mayores a los propuestos deberá ser avalado por un estudio geotécnico.

El factor de seguridad estático al deslizamiento FSED, deberá ser igual o superior a 1,5.

3.3.1.8 Fundaciones en laderas

Sin perjuicio de lo establecido en el numeral 3.3.1.2, la determinación de la capacidad de soporte para falla local en condición estática de una fundación en o cerca del talud de una ladera, se efectuará según lo establecido en el numeral 4.4.7.1.1.4 de la AASHTO.

Para falla general en condición estática y para falla local y general, la estabilidad de la fundación se determinará mediante un análisis de estabilidad de taludes empleando métodos tales como Bishop modificado, Janbu, Spencer u otro método aceptado por la práctica profesional.

El análisis de estabilidad deberá incluir la tensión de contacto normal y tangencial en el sello de la fundación, el eventual deterioro de la rigidez y resistencia del suelo de la ladera incluyendo el suelo bajo la base del talud.

El factor de seguridad para solicitaciones estáticas deberá ser $FSE \geq 1,50$. Si no se verifica esta condición la fundación debe emplazarse por detrás de la superficie potencial de deslizamiento, de modo de duplicar, a nivel de cota de fundación, la distancia existente entre el talud y la superficie potencial de deslizamiento

El caso de apoyo en o cercano al talud de un terraplén deberá ser aprobado por el MOPC, sin perjuicio de lo cual, sólo se admitirá en tanto que se cumplan las siguientes condiciones:

- El material y la compactación empleados en la construcción del terraplén sean debidamente controlados.
- Los asentamientos diferenciales que se originan en la fundación apoyada en el terraplén, o entre ésta y los apoyos sobre pilas, estén dentro de los límites admisibles establecidos por el proyecto.
- Se verifique la estabilidad estática de la fundación de modo que satisfaga los factores de seguridad $FSE \geq 1,50$.
- Se dispongan las obras para proteger contra la erosión el talud del terraplén vecino a la fundación.

3.3.2 PILAS DE FUNDACIÓN

3.3.2.1 Condiciones de Diseño

Las pilas de fundación se analizan como elementos rígidos, pudiéndose incorporar a restricción del suelo en sus caras laterales si el suelo que las embebe y el sistema constructivo empleado en su materialización, garantizan el contacto entre la cara de la pila y el suelo.

La restricción en la cara lateral de la pila actúa a partir de la profundidad de inicio del suelo competente, o bien, a partir de la profundidad alcanzada por la socavación total, adoptándose la mayor profundidad que se obtenga con ambos criterios. El inicio del suelo competente podrá ser la superficie del terreno, salvo que los horizontes superficiales correspondan a suelos blandos con baja resistencia lateral, o bien, suelos susceptibles de licuarse.

Las pilas de fundación pueden estructurarse con y sin base ensanchada. Podrán ser hormigonadas en sitio en contra de las paredes de una excavación, ser construidas en sitio colocando posteriormente un relleno compactado, suelo cemento u hormigón pobre entre la pila y la pared de la excavación, o bien, ser materializadas como un elemento prefabricado hincado en el suelo. En este último caso, si se perturba el suelo circundante para facilitar la hinca, el módulo de deformación del suelo contribuyente en las caras laterales se reducirá en 50%.

La incorporación de la restricción lateral del suelo introduce disminuciones en las dimensiones de la pila, en tanto, que la altura de suelo contribuyente en sus caras laterales sea, por lo menos, 2 veces el ancho en compresión en la base de la pila medido en la dirección paralela al plano donde actúan las solicitaciones y que la rigidez del suelo bajo la cota de fundación no supere en más de 3 veces la del suelo contribuyente en las caras laterales de la pila.

Al incorporar la restricción lateral del suelo se acepta hasta un 50% de área en compresión en la base de la pila, lo que permite un mejor aprovechamiento de la restricción lateral.

3.3.2.2 Modelo de Análisis

3.3.2.2.1 Pilas de Sección Rectangular

En la Figura 3-4 se establece el modelo de análisis, en el que la rigidez del suelo se representa por la variación en profundidad de su módulo de deformación E . Dicha variación se asimila a una ley lineal para el caso de suelos granulares con baja cementación y a un valor constante en profundidad para suelos finos pre-consolidados o granulares con cementación.

Los términos envueltos en el modelo son los siguientes:

M, H, V	Solicitaciones en la cabeza de la pila en (tonf-m) y (ton-f).
PPP	Peso propio de la pila en toneladas fuerza (usar pesos unitarios boyantes bajo el nivel freático).
ds	Espesor de suelo entre la superficie original del terreno y el inicio del suelo
D	Altura de suelo contribuyente en la cara lateral de la pila en (m).
A1, A2, B	Dimensiones de la sección de la pila en (m).
Z	Profundidad a partir del inicio del suelo contribuyente en (m).
Z*	Profundidad a partir de la superficie original del terreno en (m).
ZR	Profundidad del centro de rotación (CR) medida a partir del inicio del suelo contribuyente en (m).
Bc	Longitud en compresión en (m).
Ks, ki	Constantes de balasto en (tonf/m ³) que representan la restricción lateral del suelo contribuyente sobre y bajo el centro de rotación, respectivamente.
k _θ	Constante de balasto que representa la restricción al giro en la base de la pila en (tonf/m).
kH	Constante del resorte que representa la restricción al desplazamiento horizontal de la base de la pila en (tonf/m ²).
θ	Giro de la pila en (rad).
qmáx	Tensión de contacto máxima en la base de la pila en (tonf/m ²).
f	Coeficiente en (tonf/m ³) que representa el incremento lineal real con la profundidad del módulo de deformación del suelo contribuyente que embebe a la pila (ver recuadro de la Figura 3-4).
feq	Coeficiente equivalente en (tonf/m ³) para representar el incremento lineal con la profundidad del módulo de deformación del suelo contribuyente que embebe a la pila, medido a partir del inicio del suelo contribuyente (ver Figura 3-4)
Eo	Módulo de deformación del suelo contribuyente que embebe a la pila con valor constante en profundidad en (tonf/m ²).
E	Módulo de deformación del suelo contribuyente que embebe a la pila con variación lineal en profundidad en (tonf/m ²).
EB	Módulo de deformación del suelo a una profundidad, bajo la cota de fundación, igual al lado menor de la base de la pila en (tonf/m ²).

Las constantes de balasto y del resorte horizontal de la base se expresan como:

Ecuación 3-5 $K_{\text{B}} = 1.7 E_{\text{B}}/A_2 * (1+0.83 * A_2 /B)$ si $A_2 \leq 0.6B$

Ecuación 3-6 $K_{\text{B}} = 2.8 E_{\text{B}}/A_2 * (1+0.30 * B/A_2)$ si $A_2 > 0.6B$

Ecuación 3-7 $K_s = 2.2 E_o/D$ Módulo de deformación constante con la profundidad

Ecuación 3-8 $K_i = 7.3 E_o/D$ Modulo de deformación constante con la profundidad

Ecuación 3-9 $K_s = 2.2 f_{\text{eq}}/D * Z$ Modulo de deformación variable linealmente con la profundidad

Ecuación 3-10 $K_i = 6.3 f_{\text{eq}}$ Modulo de deformación variable linealmente con la profundidad

Ecuación 3-11 $f_{\text{eq}} = f * \sqrt{(1+ 3.3 d_s/D)}$

Ecuación 3-12 $K_H = 0.77 * \sqrt{(A_2 * B)}$

Las ecuaciones 3-5, 3-6 y 3-12 corresponden a expresiones simplificadas en las que se consideró $B_c = 0,6 B$. Las ecuaciones 3-7 a 3-10 se dedujeron considerando $Z_R = 0,75 D$, lo que implica que no necesariamente se logre equilibrio de fuerzas horizontales, pero ello no introduce errores de consideración, lográndose simplificar la solución del problema.

Para analizar la pila con sus resortes se procede por iteraciones sucesivas, partiendo con una longitud en compresión inicial tentativa, hasta que se logre convergencia en el giro Θ . En cada iteración se establece el equilibrio de momentos, por ejemplo con respecto al centro de rotación, CR.

La ecuación 3-11 contiene el coeficiente equivalente, f_{eq} , en función del coeficiente de incremento real con la profundidad del módulo de deformación del suelo contribuyente, f . Dicha ecuación se dedujo de acuerdo al criterio establecido en el recuadro de la Figura 3-4.

En la Tabla 3-4 se presentan valores aproximados del coeficiente, f , para suelos arenosos con cohesión baja a nula y para gravas arenosas compactas. También pueden utilizarse los módulos de deformación establecidos en la Tabla 4.4.7.2.2A de la AASHTO, a partir de los cuales se pueden

definir los valores de E , y del coeficiente f . No obstante, los valores de los parámetros del suelo requeridos en el análisis, deberán ser definidos en el informe geotécnico.

Mediciones del coeficiente f para suelos de grava arenosa con DR entre 30% y 65% no existen en estado natural, por lo cual se ha optado por no completar la tabla con extrapolaciones.

Suelo	Coeficiente f (kgf/cm^3)		
	DR=30 a	DR=40 a 65%	DR=70 a 90%
Arena sobre el nivel freático	0.30	0.90	2.40
Arena bajo el nivel freático	0.17	0.60	1.45
Grava arenosa sobre el nivel			3.00
Grava arenosa bajo el nivel freático			2.00

Tabla 3-4: Coeficiente de incremento lineal real con la profundidad del módulo de deformación del suelo contribuyente

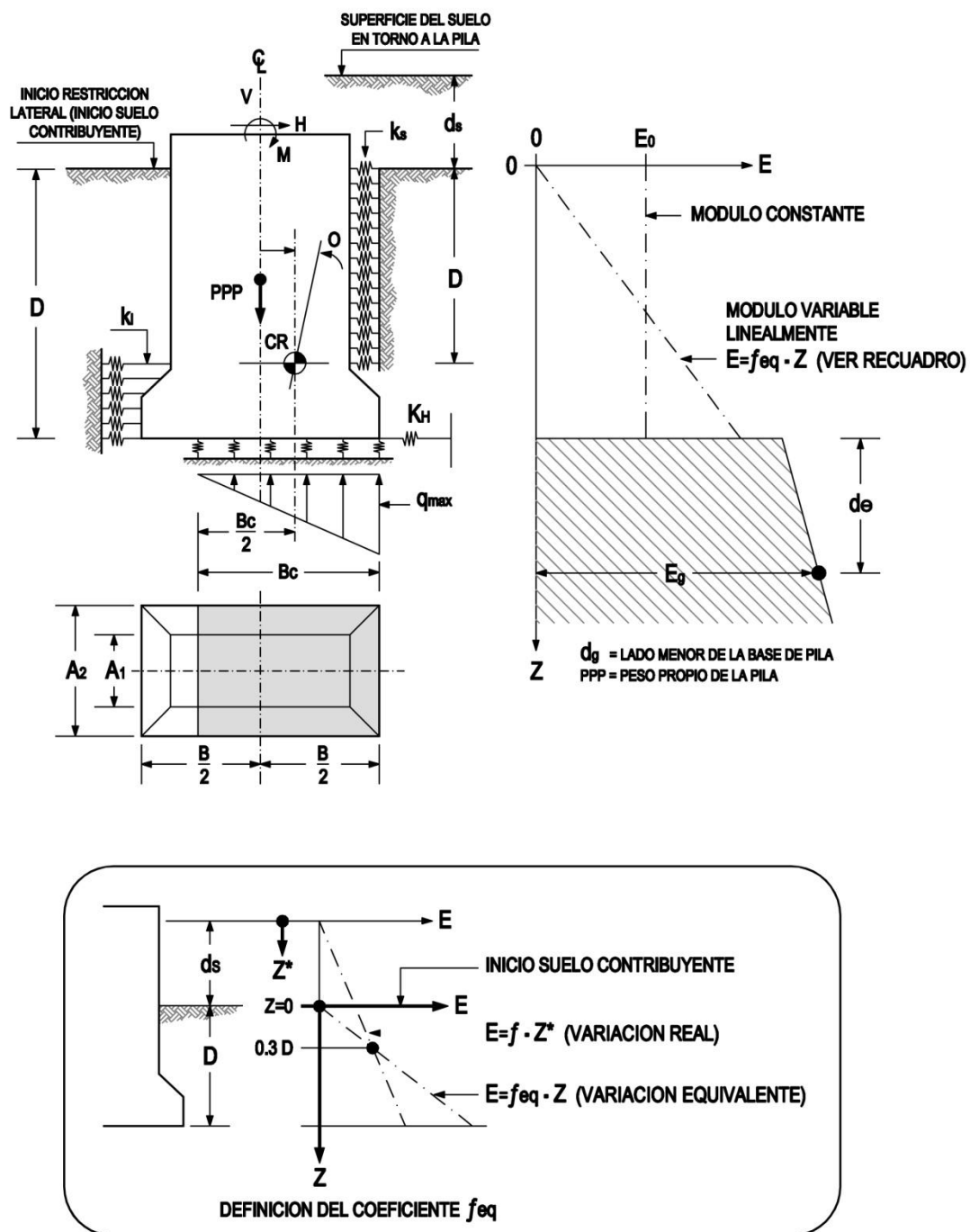


FIGURA 3-4 : MODELO PILA RECTANGULAR

3.3.2.2 Pilas de Sección Circular

En la Figura 3-5 se establece el modelo de análisis en el que el significado de los términos y sus unidades es similar a los de la pila con sección rectangular, salvo que la sección transversal de la pila queda representada por los diámetros D_1 y D_2 y que el módulo de deformación, E_B , se determina a una profundidad $0,5 D_2$ medida a partir de la cota de fundación de la pila.

Considerando $B_c = 0,6 D_2$, la constante de balasto K_θ y la constante del resorte basal se expresan como:

$$k_\theta = 3.6 \frac{E_B}{D_2} \quad \text{Ecuación 3-13}$$

$$k_H = 0.77 \cdot E_B \cdot D_2 \quad \text{Ecuación 3-14}$$

Las constantes de balasto k_s y k_i se obtienen con la Ecuación 3-7 y la Ecuación 3-8 si el módulo de deformación del suelo contribuyente que embebe la pila es constante con la profundidad y con la Ecuación 3-9 y la Ecuación 3-10 si el módulo varía linealmente con la profundidad. La constante de balasto k_s actúa sobre un frente de dimension $Z_R \cdot D_1$, mientras que la constante de balasto k_i sobre un frente con un ancho que varía desde D_1 hasta D_2 .

El análisis de la pila con sus resortes se efectúa mediante iteraciones partiendo con una longitud en compresión inicial, hasta que se logre convergencia en el giro, θ . En cada iteración se establece el equilibrio de momentos, por ejemplo, con respecto al centro de rotación, CR.

3.3.2.3 Verificaciones

3.3.2.3.1 Capacidad de soporte

La capacidad de soporte se determinará según lo establecido en el numeral 4.4.7.1 de la AASHTO.

3.3.2.3.2 Capacidad de los Resortes Laterales

$$\text{Ecuación 3-15} \quad \text{Solicitud estática} \quad \frac{\sigma_{zp}}{\sigma_{zs}} \geq 1.5$$

$$\text{Ecuación 3-16} \quad \text{Solicitud sísmica} \quad \frac{\sigma_{zp}}{\sigma_{zs}} \geq 1.3$$

La resistencia pasiva, $\bar{q}_{zp}$ se expresa en (tonf/m²) y se determinará con las relaciones siguientes:

$$\text{Ecuación 3-17} \quad \bar{q}_{zp} = \bar{q}_{vz} \cdot K_p^* + c \cdot \{ 2 \sqrt{K_p} + 0,75D/L \cdot \cos(45-\bar{\phi}/2) / \tan(45-f/2) \}$$

$$\text{Ecuación 3-18} \quad K_p^* = \{ 0,50 \cdot KL \cdot D/L \tan \bar{\phi} \sqrt{K_p} \cos(45-\bar{\phi}/2) + F_p \}$$

Ecuación 3-19 $K_p = (1 + \text{sen} \varphi) / (1 - \text{sen} \varphi)$

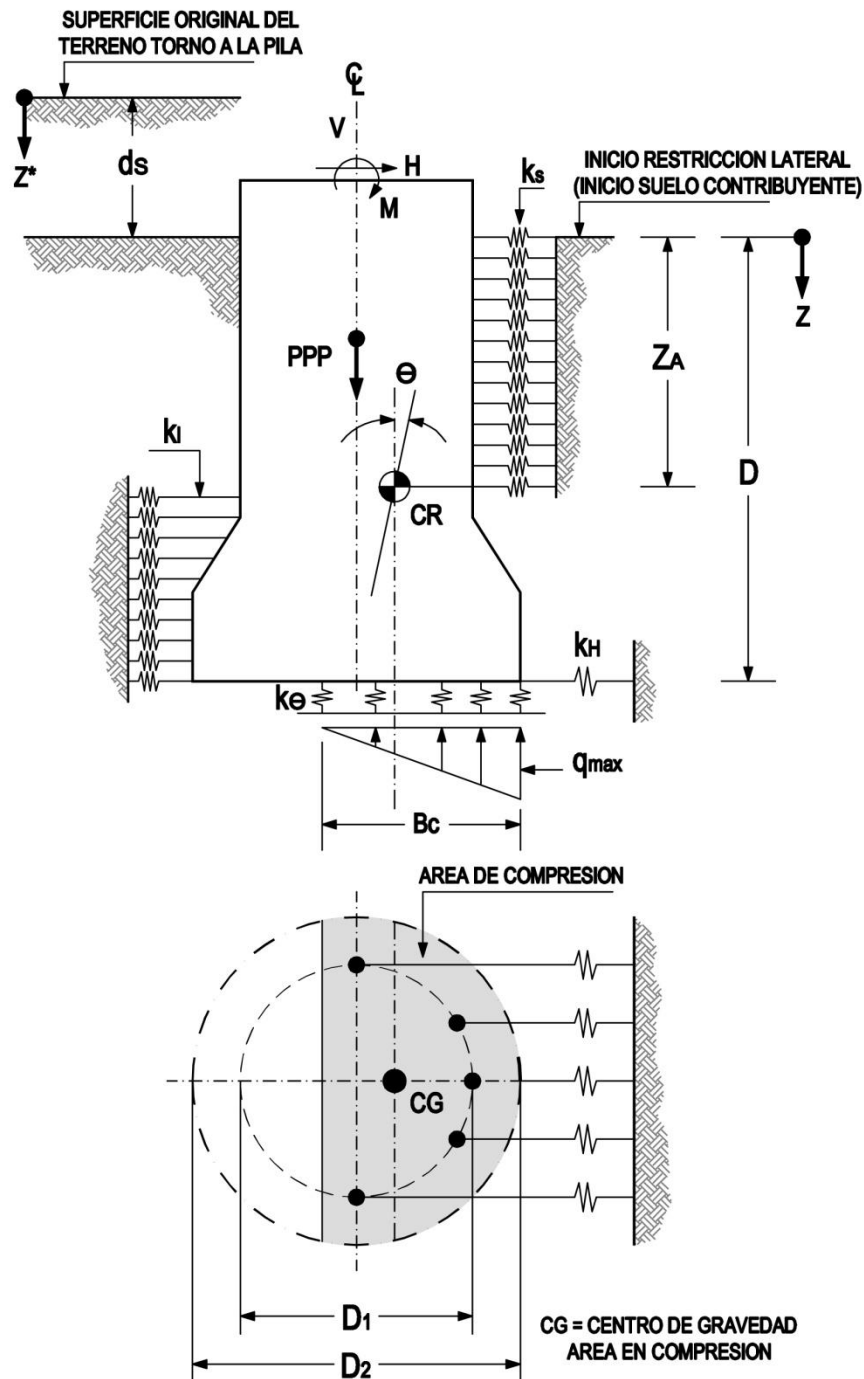


FIGURA 3-5 : MODELO PILA CIRCULAR

- z Profundidad medida a partir del inicio del suelo contribuyente en (m).
- $\bar{\sigma}_{vz}$ Tensión vertical efectiva en (tonf/m²) a la profundidad z , que incluye el peso de la columna de suelo de espesor, ds , que exista sobre el suelo contribuyente.
- C Cohesión del suelo contribuyente que embebe lateralmente a la pila en (tonf/m²); se considerará nula para suelos en los que su módulo de deformación se asimila a una variación lineal con la profundidad.
- ϕ Ángulo de fricción interna del suelo contribuyente que embebe lateralmente a la pila en (°).
- L Dimensión igual a Al en pilas rectangulares e igual a DI en pilas circulares en (m).
- $KL = 1 - \sin \phi$ para suelo suelto
- $KL = 1 - \sin^2 \phi$ para suelo denso

Para una condición de falla no drenada bastará hacer $\phi = 0$, reemplazar la tensión vertical efectiva $\bar{\sigma}_{vz}$ por la tensión vertical total y reemplazar la cohesión, c , por la resistencia no drenada del suelo, S_u .

Los parámetros resistentes del suelo, c , ϕ o S_u , deberán ser definidos por el informe geotécnico.

3.3.2.3.3 Deslizamiento en la base de la pila

La sollicitación horizontal, Q_H , que tome el resorte basal, K_H , deberá verificar las siguientes relaciones:

Ecuación 3-20 Sollicitación estática $\frac{R_d}{Q_H} \geq 1.5$

Ecuación 3-21 Sollicitación sísmica $\frac{R_d}{Q_H} \geq 1.$ 3

La resistencia última al deslizamiento R_d en la base de la pila se determinará según lo establecido en el Numeral 3.3. 1.7, pero tomando el valor de $E_{pm} = 0$.

3.3.2.3.4 Interacción entre Pilas

Cuando la distancia libre entre pilas, S , dividida por la altura del suelo contribuyente, D , sea inferior a 1,50, se modificará la posición del inicio del suelo contribuyente, lo que implica multiplicar la altura del suelo contribuyente, D , por un coeficiente de reducción, Cr , según se indica en la Figura 3-6. En consecuencia, el término D se reemplaza por $Cr * D$ en la Ecuación 3-7, la Ecuación 3-8, la Ecuación 3-9, la Ecuación 3-17 y la

Ecuación 3-18. La profundidad z se mantendrá medida a partir del inicio del suelo contribuyente original (sin interacción entre pilas) y el coeficiente, f_{eq} , presente en la Ecuación 3-9 y la Ecuación 3-10 se reemplazará por un coeficiente, f_{eq}^* definido como:

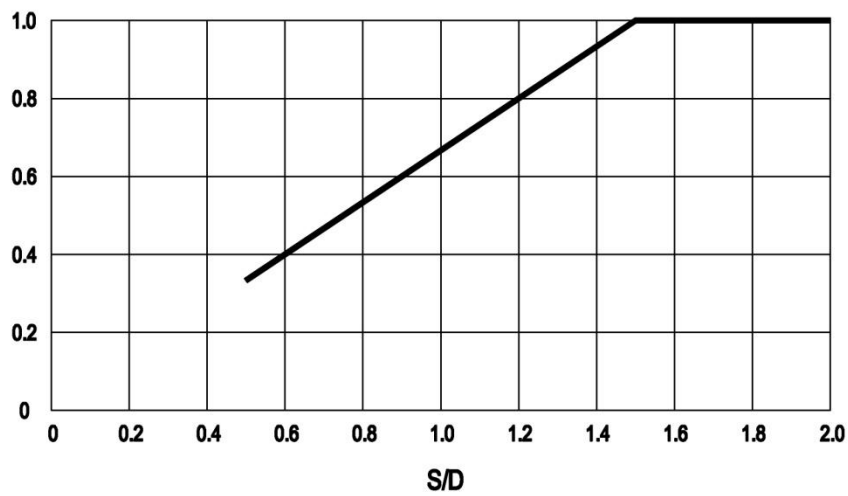
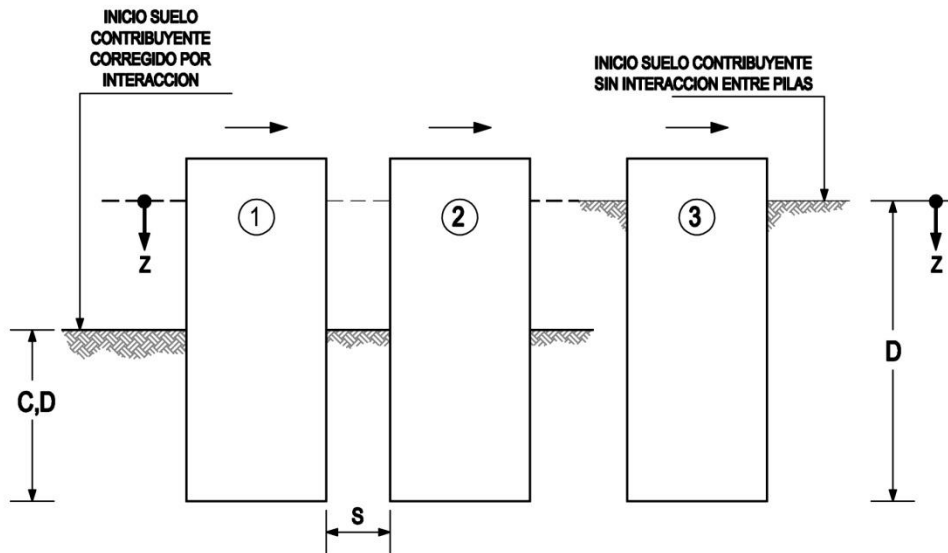
$$\text{Ecuación 3-22} \quad f_{eq}^* = 4 \times f_{eq} \times (1 - 0.75 Cr) / Cr.$$

Donde f_{eq} se determina con la Ecuación 3-11 en la cual el término D se mantiene inalterado, es decir, como si no existiera interacción entre pilas.

Para el sentido de las solicitaciones expuestas en la Figura 3-6 la modificación de la altura contribuyente se aplica a las pilas 1 y 2; si se revierte el sentido de la solicitación la modificación se aplica a las pilas 2 y 3.

3.3.2.4 Pilas con Cabezal

El caso de una batería de pilas conectadas por un cabezal se analizará como un marco en el que sus columnas son las pilas. La modelación de la interacción pila suelo contribuyente se efectuará según lo indicado en 3.3.2.2 considerando 100% del área de la fundación en compresión, mientras que las verificaciones se ceñirán a lo indicado en 3.3.2.5. Las solicitaciones V , H y M corresponderán a las que actúan sobre el cabezal.



NOTA:

PARA LA DIRECCION DE LA SOLICITACION INDICADA, EL FACTOR C , SE APLICA A LAS PILAS 1 Y 2; SI SE REVIERTE LA DIRECCION DE LA SOLICITACION, EL FACTOR C , SE APLICA A LAS PILAS 2 Y 3.

FIGURA 3-6 : COEFICIENTE DE REDUCCION DE LA ALTURA CONTRIBUYENTE POR INTERACCION ENTRE PILAS

3.3.3 FUNDACIONES PROFUNDAS**3.3.3.1 Solicitaciones horizontales y de momento****Elástica y Esfuerzos**

Los pilotes sometidos a solicitaciones horizontales y de momento aplicadas en sus cabezas se tratarán como vigas en medio elástico, en las que la colaboración lateral del suelo se inicia a partir de la mayor profundidad entre el inicio del suelo competente y la profundidad de socavación total. El inicio del suelo competente podrá ser la superficie del terreno, salvo que los horizontes superficiales correspondan a suelos blandos con baja restricción lateral, o bien suelos susceptibles de licuarse durante un evento sísmico.

Para suelos en los que el módulo de deformación se asimila a una variación lineal con la profundidad, la elástica y los esfuerzos a lo largo del pilote se obtendrán de la Figura 3-7 y la Figura 3-8 extraídas del *Naval Facilities Engineering Command (NA YF AC), Design Manual 7.01*, en las que se definen los siguientes términos:

Ecuación **3-23**
$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I_p}{f_{eq}}} \quad \text{en} \quad (\text{m})$$

dónde:

P,M	Solicitaciones externas en (tonf) y (tonf-m).
Ds	Espesor de suelo entre la superficie original del terreno y el inicio del suelo contribuyente expresado en (m).
Ep	Módulo de deformación del pilote en (tonf/m ²).
D	Diámetro o lado del pilote que se desplaza en contra del suelo en (m).
Ip	Momento de inercia de la sección del pilote con respecto a un eje perpendicular al plano de las solicitaciones externas en (m ⁴).
Lp	Longitud del pilote medida a partir del inicio del suelo contribuyente en (m).
E	Módulo de deformación del suelo que embebe al pilote variable linealmente con la profundidad ($E = f_{eq} \cdot z$) en que z se mide a partir del inicio del suelo contribuyente; se expresa en (tonf/m ²) si la unidad de f_{eq} es (tonf/m ³) y la de z es (m).
f_{eq}	Coeficiente equivalente para representar el incremento lineal con la profundidad del módulo de deformación del suelo contribuyente que embebe al pilote que se expresa en (tonf/m ³) y que se determina como: $f_{eq} = f \cdot (1 + 0,5 \cdot ds/b)$
f	El significado del coeficiente, f, se entrega en la Figura 3-4 y su valor se obtiene de la tabla 3-4, o bien de la tabla 4.4.7.2.2a de la AASHTO; las unidades del coeficiente f_{eq} , corresponderán a las que se utilicen para el coeficiente f.

Para suelos en los que su módulo de deformación se asimila a un valor constante con la profundidad igual a EO se utilizarán las expresiones formuladas en la Figura 3-9. Los parámetros de rigidez del suelo f ó EO deberán ser definidos por el informe geotécnico.

3.3.3.2 Capacidad de soporte lateral del suelo

La tensión horizontal, σ_{HZ} que se desarrolla a una profundidad z entre el suelo y el pilote en la zona contribuyente se expresa en (tonf/m^2) y deberá verificar las siguientes relaciones:

Ecuación 3-24 Solicitaciones estáticas

$$\frac{\sigma_{Hp}}{\sigma_{HZ}} \geq 1.5$$

Ecuación 3-25 Solicitaciones sísmicas

$$\frac{\sigma_{Hp}}{\sigma_{HZ}} \geq 1.3$$

La resistencia pasiva, R_{Hp} disponible en la zona contribuyente a la profundidad z se expresa en (tonf/m^2) y se determina como:

$$R_{Hp} = 3 (\sigma_{vz} * Kp + 2 * c * \tan \phi) \leq Kp$$

$$Kp = \frac{1 + \sin \phi}{\cos \phi}$$

Dónde:

c	Cohesión del suelo contribuyente que embebe al pilote en (tonf/m^2); se considerará nula para suelos en los que su módulo de deformación se asimila a una variación lineal con la profundidad.
ϕ	Ángulo de fricción interna del suelo contribuyente que embebe al pilote en ($^\circ$).
σ_{vz}	Tensión vertical efectiva en (tonf/m^2) a la profundidad z que incluye el peso de la columna de suelo de espesor d_s , que exista sobre el inicio del suelo contribuyente.

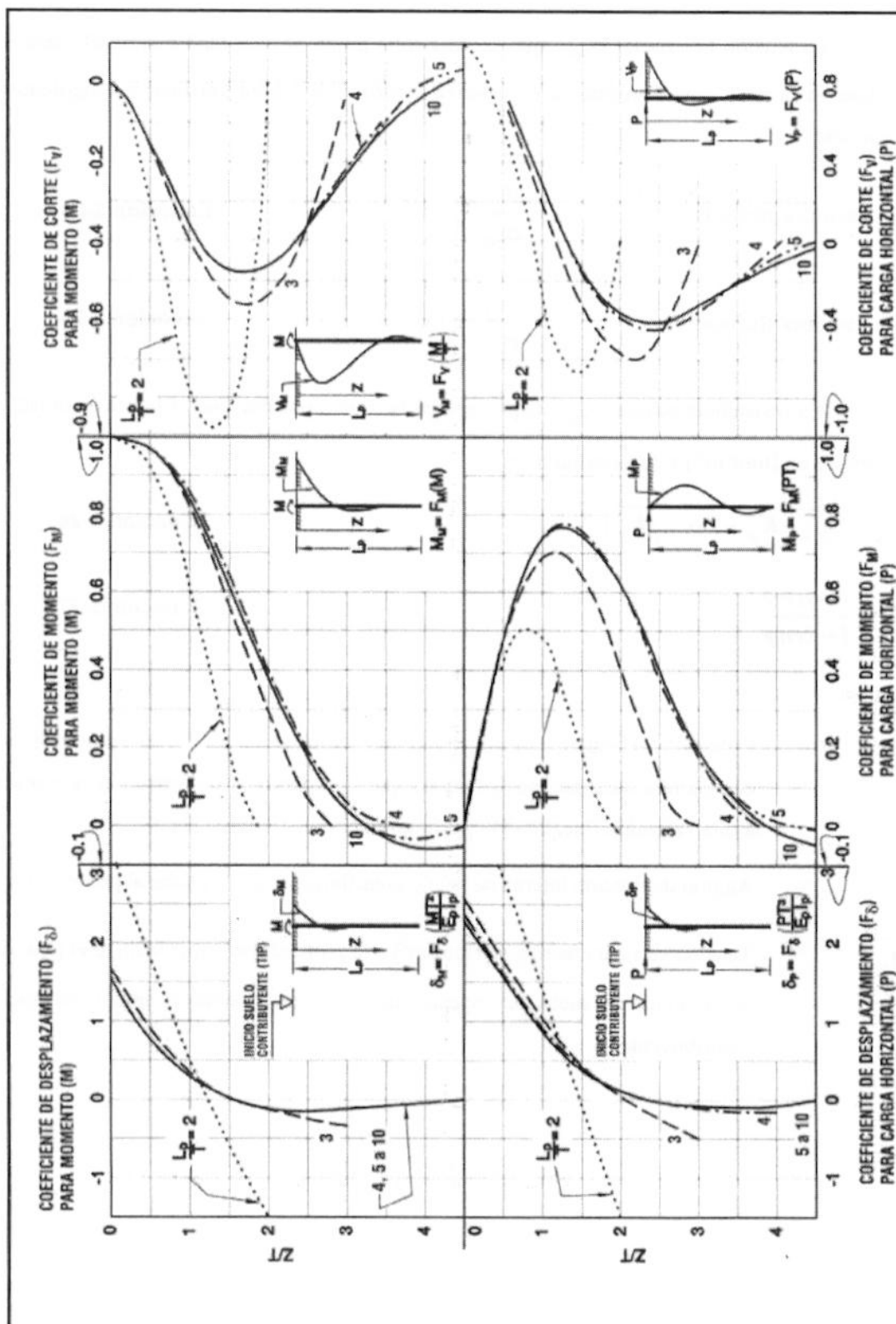


Figura 3-7: Coeficiente para definir la elástica y esfuerzos en pilotes con cabeza libre³

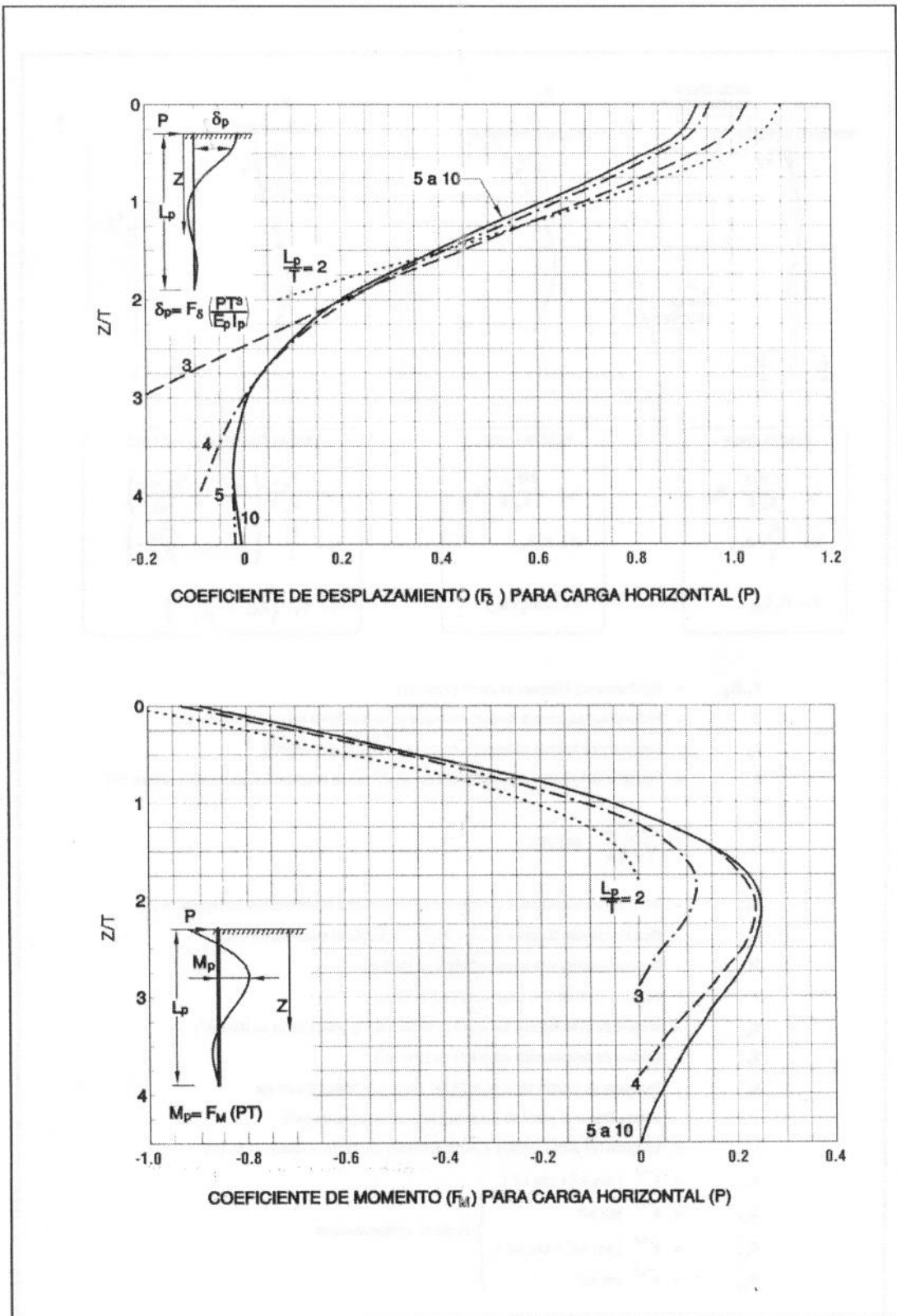


Figura 3-8: Coeficientes para definir la elástica y esfuerzos en pilotes con cabeza empotrada sin giro³

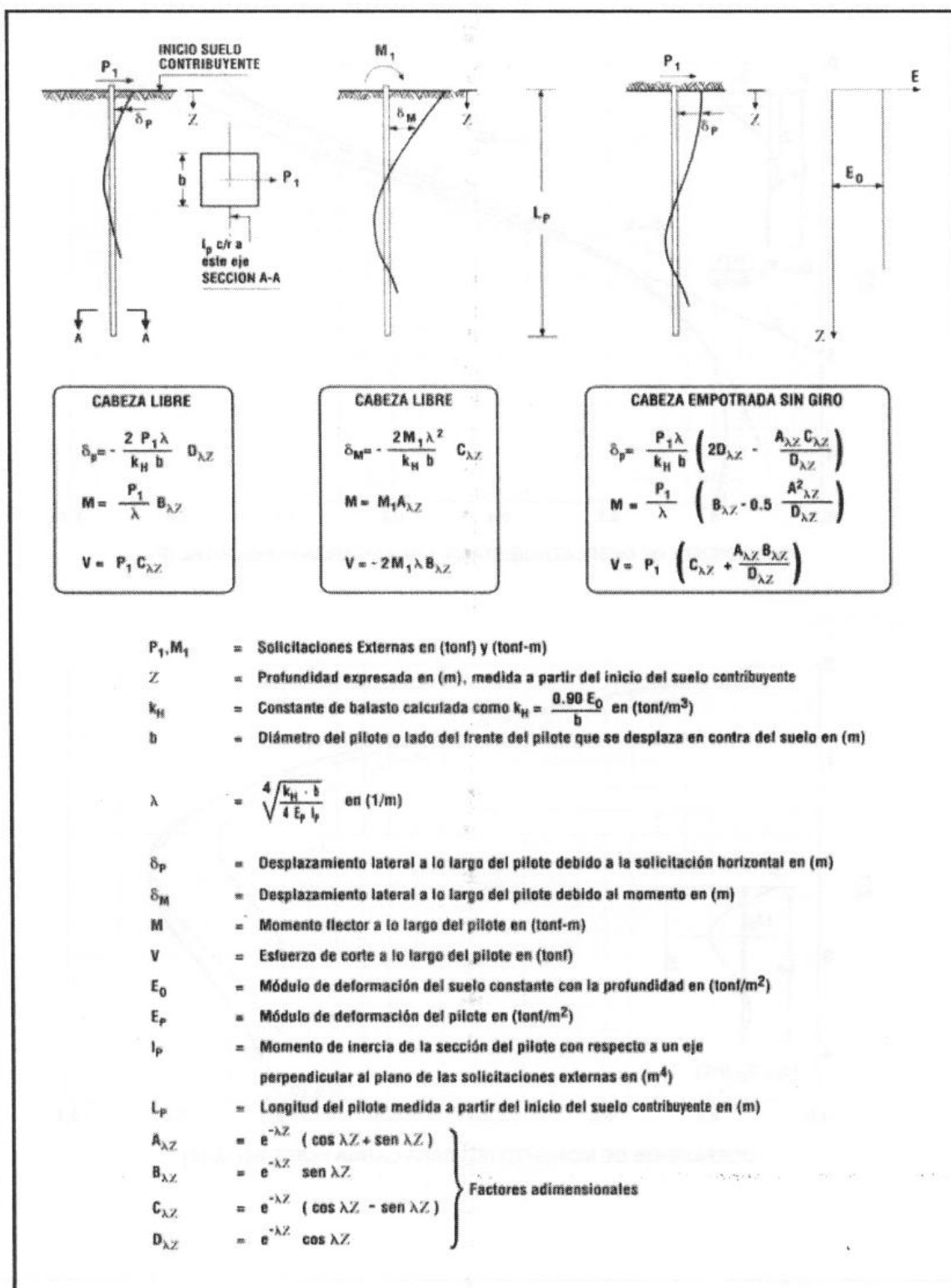


Figura 3-9: Determinación de la elástica y esfuerzos en pilotes embebidos en suelos con módulo de deformación constante con la profundidad³

Si $\sigma_{HZ} > 0,8 \sigma_{HP}$ la tensión de interacción σ_{HZ} quedará acotada a $0,8 \sigma_{HP}$ por lo que el análisis del pilote bajo esta condición se debe repetir, utilizando un inicio modificado del suelo contribuyente que se ubica a la profundidad Z_p donde se verifique $\sigma_{HZ} = 0,8 \sigma_{HP}$; por sobre esta profundidad el suelo se considera plastificado, reemplazándolo por las tensiones $0,8 \sigma_{HP}$ que pasan a ser solicitaciones externas según se ilustra en la Figura 3.11.

La profundidad de plastificación, Z_p , se acotará de modo que los desplazamientos generados en la superestructura y los esfuerzos en el pilote se mantengan dentro de límites admisibles.

De lo contrario, será necesario aumentar la cantidad de pilotes y/o sus secciones resistentes.

Para falla no drenada el procedimiento es similar, salvo que en la Ecuación 3-9 y la Ecuación 3-10 se utilizará la tensión vertical total en lugar de la efectiva, se hará $u = 0$, y $c = S_u$, en que S_u es la resistencia no drenada del suelo a lo largo del fuste del pilote. Los parámetros resistentes del suelo, c , ϕ y S_u , deberán ser definidos por el informe geotécnico.

3.3.3.3 Columna - Pilote

Esta configuración se origina cuando el pilote se prolonga por sobre el nivel del terreno, con o sin disposición de una viga cabezal, de esta manera la parte que se encuentra bajo el terreno se le denomina pilote y la que se encuentra sobre el mismo columna. En este caso, el control de la longitud de suelo plastificado es importante ya que, de lo contrario, los esfuerzos en el pilote y los desplazamientos en la superestructura pueden traspasar los límites admisibles. Por la misma razón, al utilizar una columna - pilote se debería evitar el uso de pilotes cortos. Un pilote se considerará corto si su longitud, L_p , verifica las relaciones siguientes:

- Módulo de deformación del suelo que varía linealmente con la profundidad $L_p \leq 3,5 T$
- Módulo de deformación del suelo constante con la profundidad $L_p \leq 3,0 T$

La verificación de pilote corto, a través de las relaciones anteriores, se efectuará ignorando la eventual plastificación del suelo contribuyente.

El uso de columnas – pilotes estará restringido a pilotes con diámetro igual o superior a 1,20 m. Se podrán emplear pilotes de menor diámetro previa justificación geotécnica – estructural que cuente con la aprobación del MOPC.

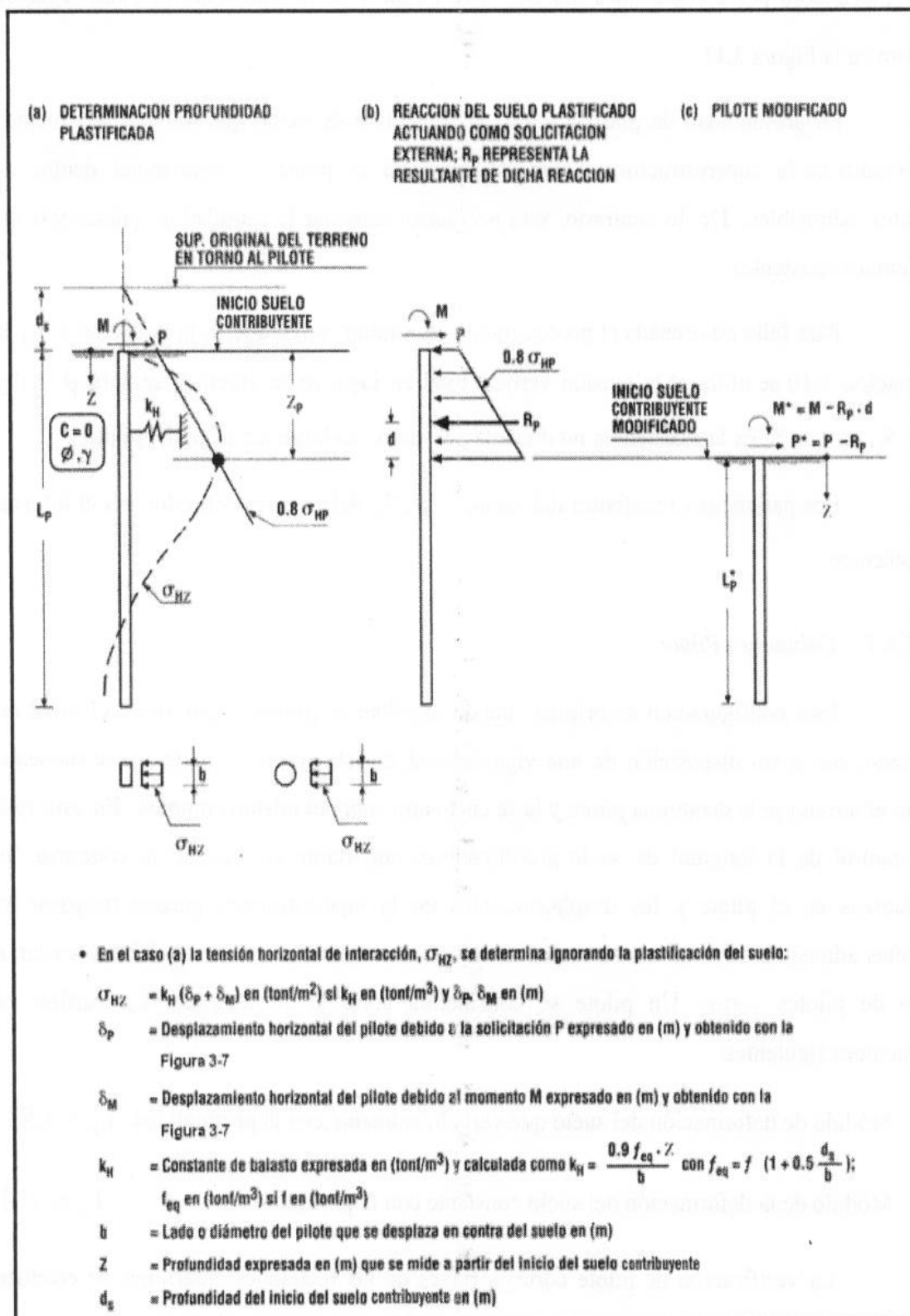


Figura 3-10: Plastificación del suelo con variación lineal en profundidad de su módulo de deformación³

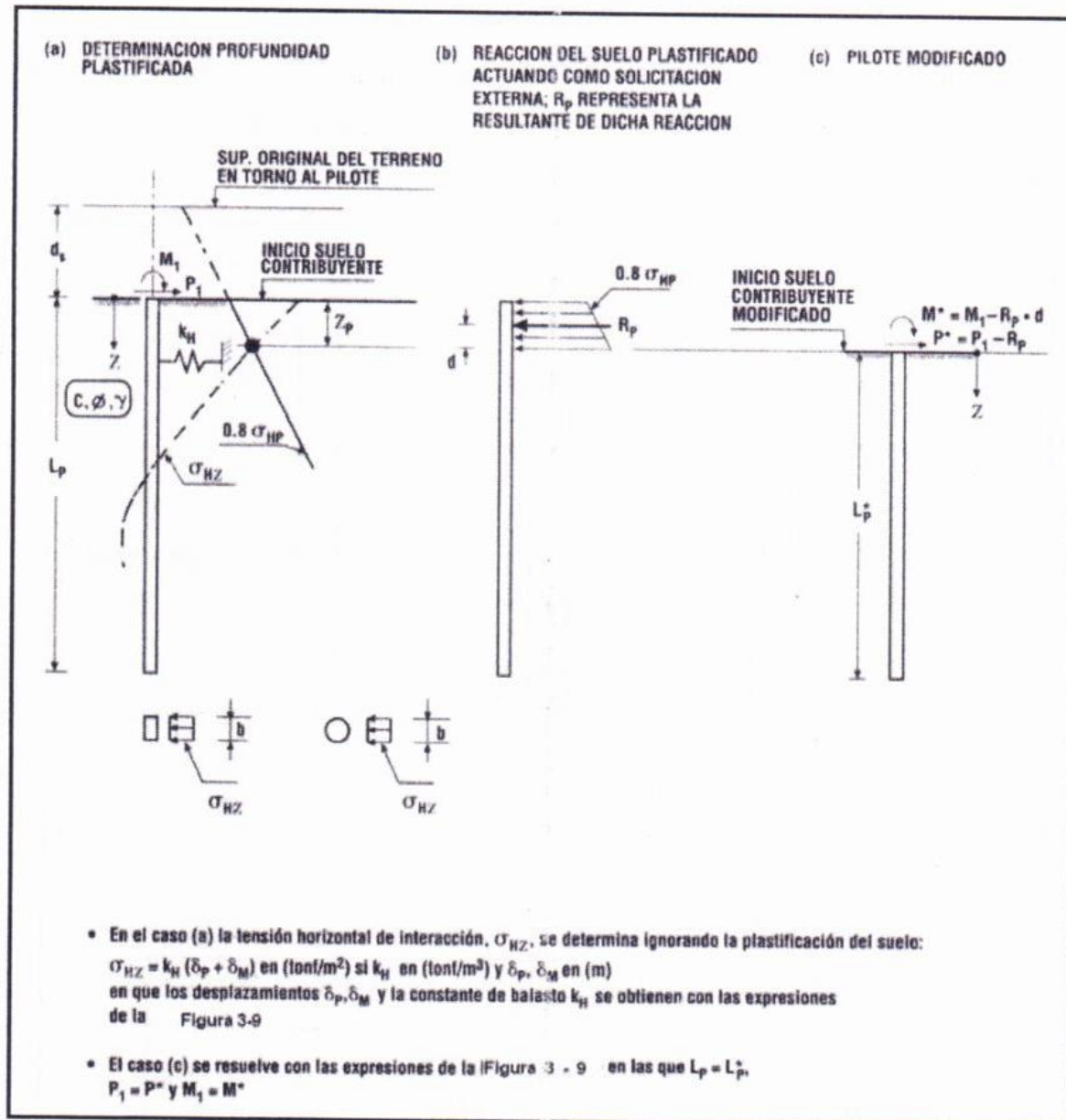


Figura 3-11: Plastificación del suelo con módulo de deformación constante con la profundidad³

3.3.3.4 Corrección de la rigidez del suelo de un grupo de pilotes

La interacción horizontal a través del suelo entre los pilotes de un grupo se cuantifica multiplicando por un factor de corrección C_r , el coeficiente de incremento lineal del módulo de deformación del suelo, f_{eq} , o el módulo de deformación del suelo, E_o ; para suelos con módulo de deformación constante con la profundidad.

En la Figura 3-12 se establecen los valores de C_r en función de la distancia normalizada entre ejes de

pilotes adyacentes.

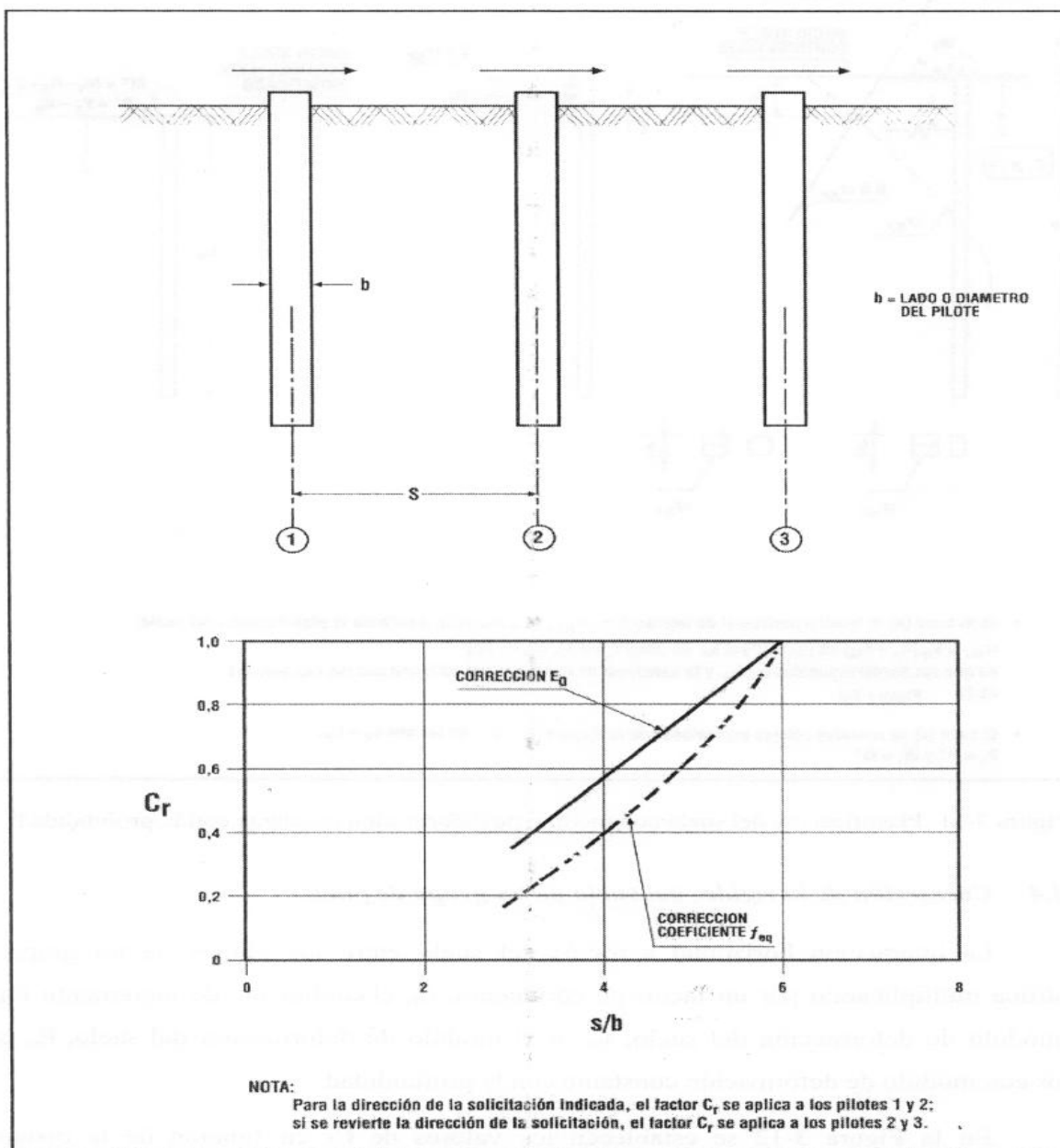


Figura 3-12: Corrección de la rigidez del suelo en un grupo de pilotes³

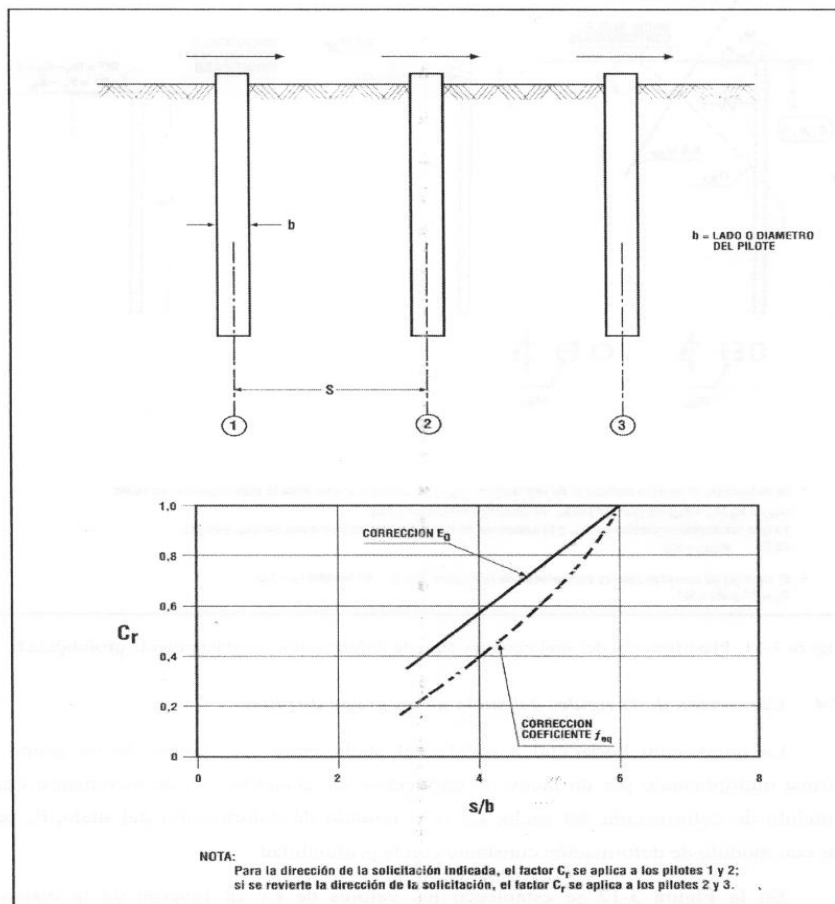


Figura 3-12: Corrección de la rigidez del suelo en un grupo de pilotes³

3.3.3.5 Análisis de un grupo de pilotes

3.3.3.5.1 Marco equivalente

Los esfuerzos en los pilotes de un grupo conectados por un cabezal pueden determinarse utilizando el método aproximado denominado marco equivalente, el cual reemplaza la zona enterrada de los pilotes por una longitud de empotramiento, L_E . En la Figura 3-13, se esquematiza el procedimiento que consta de las siguientes etapas:

- Definición de la longitud de empotramiento para conformar el marco equivalente.
- Se resuelve el marco equivalente determinando el momento flector y el esfuerzo de corte a lo largo de los pilotes entre el cabezal y el inicio del suelo contribuyente. Se designa por M_0 , al momento flector y por V_0 al esfuerzo de corte en la sección de los pilotes que coincide con el inicio del suelo contribuyente.
- Con M_0 , y V_0 como sollicitaciones externas se determina el momento flector y el esfuerzo de corte a lo largo de los pilotes bajo el inicio del suelo contribuyente utilizando los procedimientos establecidos en 3.3.3.1.

- En la determinación de la longitud de empotramiento, LE, mediante las expresiones formuladas en la Figura 3-13 y en el análisis de la zona enterrada de los pilotes, el valor de Eo o de f_{eq} deberá ser modificado multiplicándolo por el factor de corrección de grupo C, establecido en la Figura 3-12.

3.3.3.6 Efecto de desplazamientos horizontales del suelo

3.3.3.6.1 Modelación del problema

Corresponde a pilotes ubicados en la zona del talud de un terraplén apoyado en suelo blando según se ilustra en la Figura 3-14. Las solicitaciones horizontales estáticas sobre el pilote se determinan imponiendo en la base de los resortes de interacción los desplazamientos horizontales del suelo blando y del terraplén, desplazamientos que se determinan ignorando la restricción lateral suministrada por los pilotes.

En lugar de imponer desplazamientos en la base de los resortes se podrá imponer fuerzas según el procedimiento establecido por el profesor Tomás Guendelman y que se indica en la Figura 3-14.

El modelo planteado para analizar el problema es aplicable en tanto que no exista falla basal del terraplén por una insuficiente capacidad de soporte del suelo blando, lo cual deberá ser verificado por el especialista geotécnico tanto para condiciones estáticas como sísmicas.

3.3.3.7 Desplazamientos horizontales del suelo blando

Corresponden a desplazamientos estáticos inducidos por el peso propio del terraplén que se determinan utilizando las relaciones siguientes, cuyos términos se explicitan en la Figura 3-14.

$$\delta_i = \left(\sum_i^n \theta_i \cdot h \right) - 0.5 \theta_i \cdot h \quad \text{Ecuación 3-28}$$

$$B = 0.5 * \frac{\mu_s * Ht * BL}{E_1 (B+Zj) * (L+zJ)} \quad \text{Ecuación 3.29}$$

Dónde:

- δ_i desplazamiento horizontal en el centro de la capa i del suelo blando en (m);
 Z_i profundidad del centro de la capa i medida desde la base del terraplén en (m);
 H espesor de las capas en que se subdivide el suelo en (m);

- γ_t peso unitario del terraplén en (tonf/m³);
 H_t altura del terraplén en (m);
 E_t módulo de deformación del suelo en el centro de la capa i en (tonf/m²);
B y L dimensiones expresadas en (m) y definidas en la Figura 3-15.

3.3.3.8 Constante del resorte de interacción suelo-pilote

La constante del resorte para las capas en que se subdivide el suelo blando, se determina mediante las relaciones siguientes:

$$K_i = k_i \cdot h \quad \text{Ecuación 3-30}$$

$$k = 0.9 \cdot E_1 / b \quad \text{Ecuación 3-31}$$

Dónde:

- K_1 Constante del resorte en el centro de la capa i en (tonf/m);
 k_1 Constante de balasto horizontal en el centro de la capa i en (tonf/m³);
b Diámetro o lado del pilote que se opone al desplazamiento del suelo en (m).

Además de los resortes de interacción del suelo blando es necesario determinar los resortes de interacción entre el relleno del terraplén y el pilote. Para tal efecto, se utilizan la Ecuación 3-30 y la Ecuación 3-31 reemplazando el módulo E_1 por el del relleno del terraplén, $E_1 = f \cdot Z^*$, en que la profundidad Z^* aparece definida en la Figura 3-14. El coeficiente f se obtiene de la Tabla 3-4, o bien se deduce de la Tabla 4.4.7.2.2A de la AASHTO.

El tramo de pilote embebido en el suelo firme se representa por el resorte de interacción, K_s cuyo valor se determina mediante la Ecuación 3-30 y la Ecuación 3-31 introduciendo el módulo de deformación del suelo firme.

3.3.3.9 Estados de carga

En la Tabla 3-5 se exponen los distintos estados de carga que pueden actuar sobre los pilotes según sea la secuencia constructiva que se utilice, así como los correspondientes módulos de deformación, E_1 , del suelo blando a utilizar en la Ecuación 3-29 y la Ecuación 3-31.

Estado de Carga	Procedimiento
Pilote instalado después de construido el terraplén y con el suelo blando consolidado	No se requiere ya que no se inducen desplazamientos de importancia práctica sobre los pilotes.
Pilote instalado al cabo de un tiempo $t < t_c$ después de construido el terraplén, en que t_c es el tiempo de consolidación del suelo blando	Usar $E_i = 1,5 E_{ui}$, en que E_{ui} es el módulo de deformación o drenado del suelo en el centro de la capa i . El desplazamiento δ_i que se obtenga con la Ecuación 3-28 y la Ecuación 3-29 se multiplica por el factor $R_c = 1-U$, en que U es el grado de consolidación del suelo blando al cabo del tiempo t
Pilote instalado antes de construir el terraplén	Usar $E_i \sim 0,6 E_{ui}$

Tabla 3-5: Módulos de deformación para análisis del desplazamiento de suelos blandos en torno a pilotes.

El módulo de deformación no drenado del suelo blando, el módulo de deformación del relleno del terraplén y el módulo de deformación del suelo firme deberán ser especificados en el informe geotécnico.

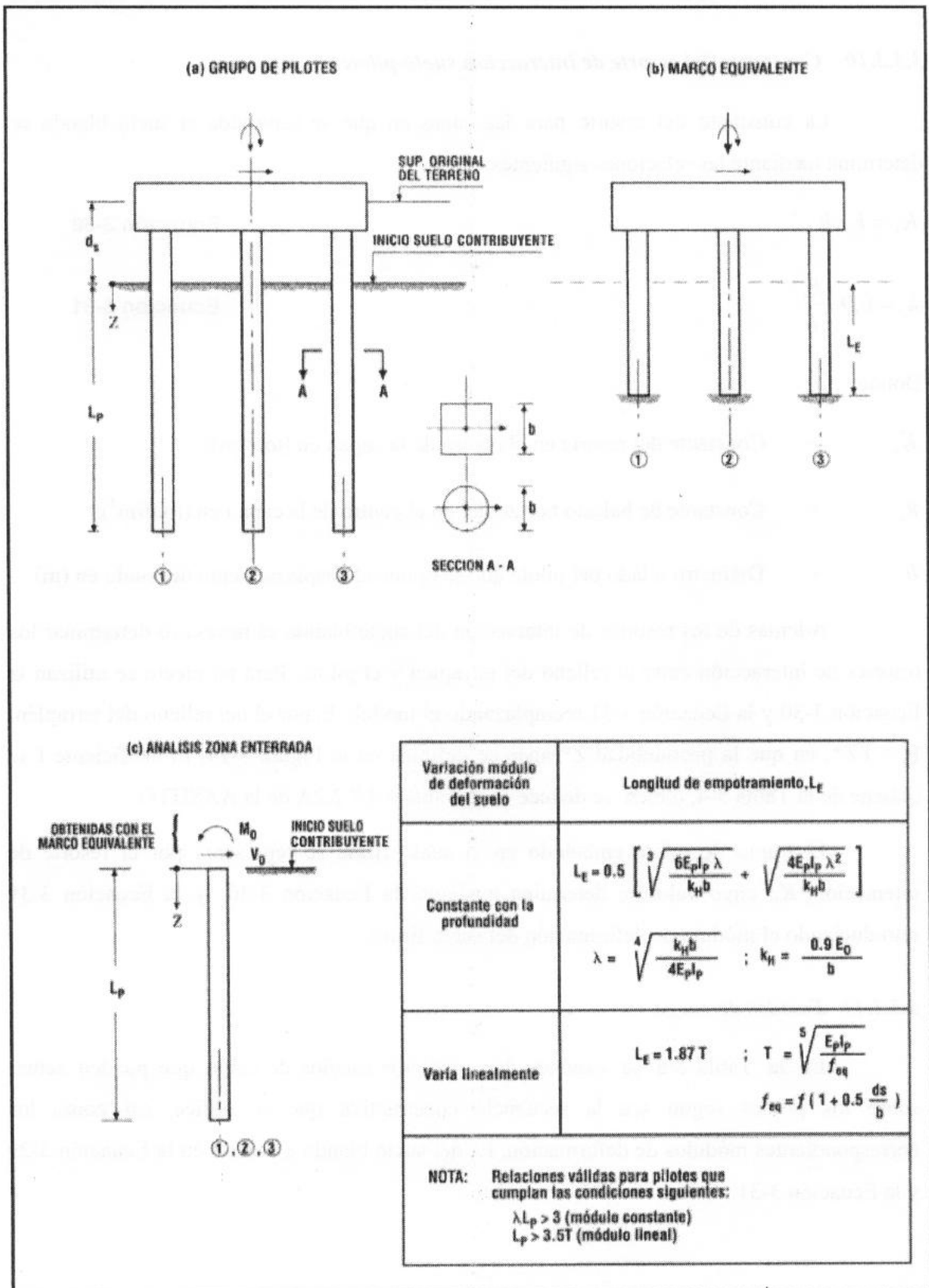


Figura 3-13: Marco equivalente para análisis de grupo de pilotes³

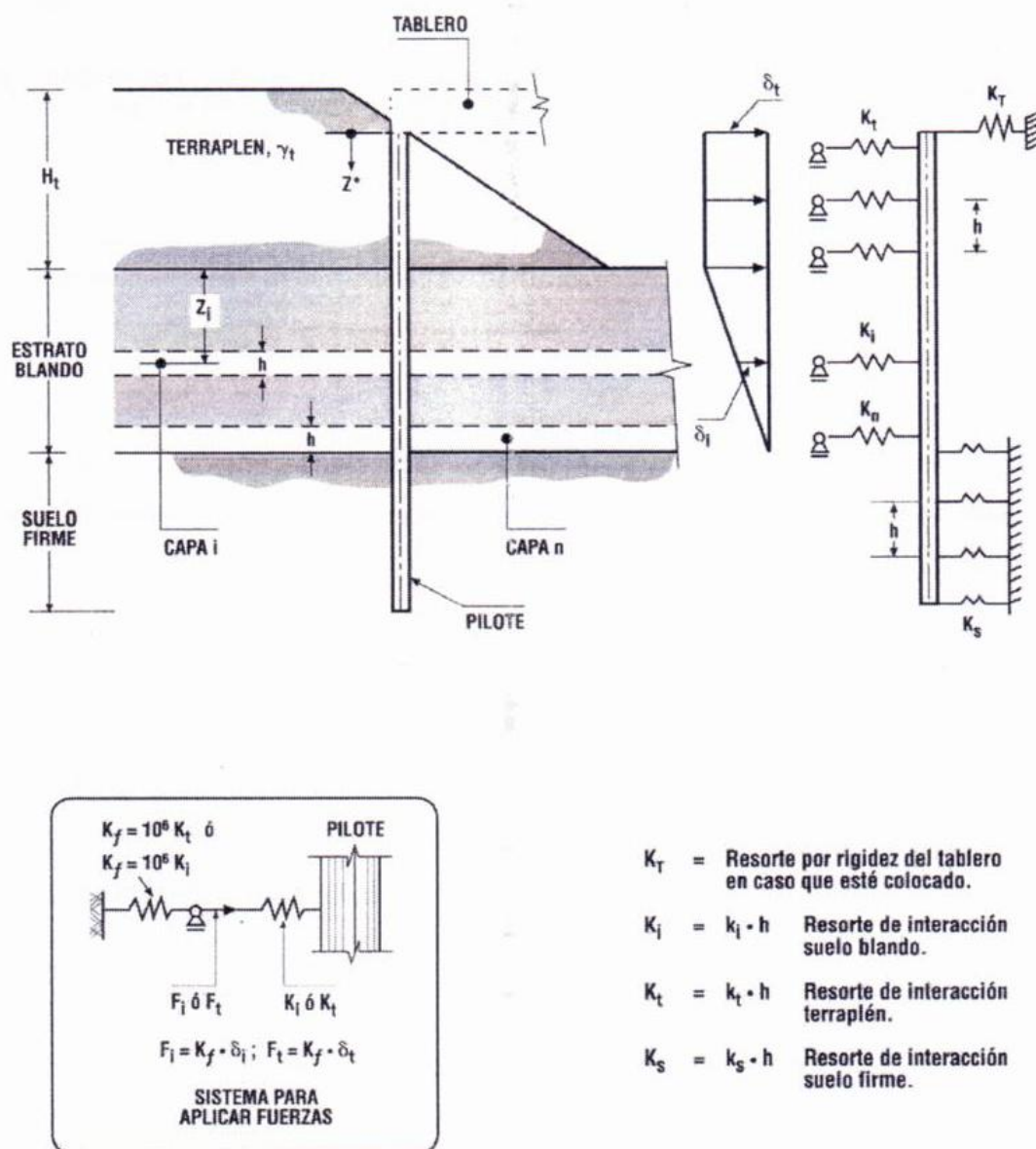


Figura 3-14: Pilote sometido a las deformaciones horizontales del suelo de fundación de un terraplén³.

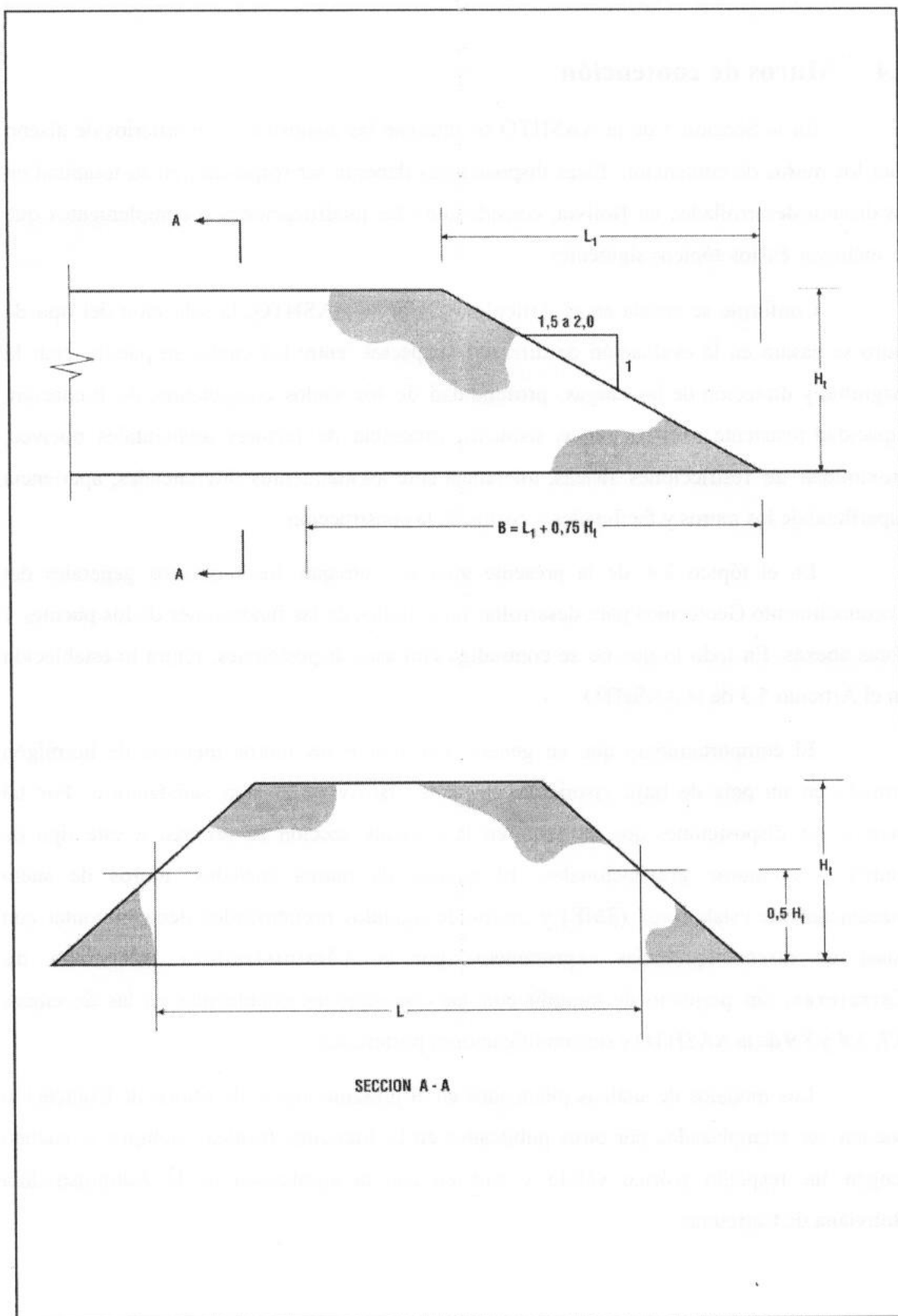


Figura 3-15: Dimensiones para evaluar las deformaciones horizontales del suelo de fundación bajo el talud frontal de un terraplén³.

3.4 MUROS DE CONTENCIÓN

En la Sección 5 de la AASHTO se entregan las disposiciones y criterios de diseño para los muros de contención. Estas disposiciones deberán ser respetadas en su totalidad en los diseños a ser desarrollados en el país, considerando las modificaciones o complementos que se incluyen en los tópicos siguientes.

Conforme se señala en el Artículo 5.2.1 de la AASHTO, la selección del tipo de muro se basará en la evaluación de diferentes aspectos, entre los cuales se pueden citar la magnitud y dirección de las cargas, profundidad de los suelos competentes de fundación, capacidad resistente para las cargas sísmicas, presencia de factores ambientales nocivos, proximidad de restricciones físicas, tolerancia ante asentamientos diferenciales, apariencia superficial de los muros y facilidades y costos de la construcción.

En el Numeral 2.4 de la presente guía se entregan los requisitos generales del Reconocimiento Geotécnico para desarrollar los estudios de las fundaciones de los puentes y obras anexas. En todo lo que no se contradiga con esas disposiciones, regirá lo establecido en el Artículo 5.3 de la AASHTO.

El comportamiento que en general han tenido los muros ménsula de hormigón armado en un país de baja sismicidad como es Paraguay, ha sido satisfactorio. Por tal motivo, las disposiciones que se tratan en la presente sección se refieren a este tipo de muros y a muros gravitacionales. El empleo de muros anclados, muros de suelo mecánicamente estabilizada (SME) y muros de módulos prefabricados deberán contar con bases de diseño aprobadas expresamente por el MOPC, sin perjuicio de cumplir con las disposiciones establecidas en las Secciones 5.7, 5.8 y 5.9 de la AASHTO y sus modificaciones posteriores.

Los modelos de análisis planteados en el presente tópico de Muros de Contención pueden ser reemplazados por otros publicados en la literatura técnica, siempre y cuando tengan un respaldo teórico válido y cuenten con la aprobación del MOPC.

3.4.1 CONDICIONES GENERALES

3.4.1.1 Tipos de muro de contención

Se contemplan muros de gravedad y muros ménsula con y sin contrafuertes, los que se representan esquemáticamente en la Figura 3-16.

3.4.1.2 Características del Suelo Retenido

El suelo retenido por el muro de contención puede estar constituido por un sistema mixto relleno-suelo natural o solo por relleno. Para la materialización del relleno se utilizarán materiales granulares con compactación controlada, salvo casos especiales en los que se podrán utilizar rellenos de suelo fino con compactación controlada y rellenos granulares masivos compactados por la maquinaria utilizada para su colocación. Los casos especiales se restringirán a situaciones en las que no existan estructuras apoyadas en el suelo retenido, o a casos con estructuras poco sensibles a asentamientos y cuya funcionalidad no sea perturbada por tales asentamientos.

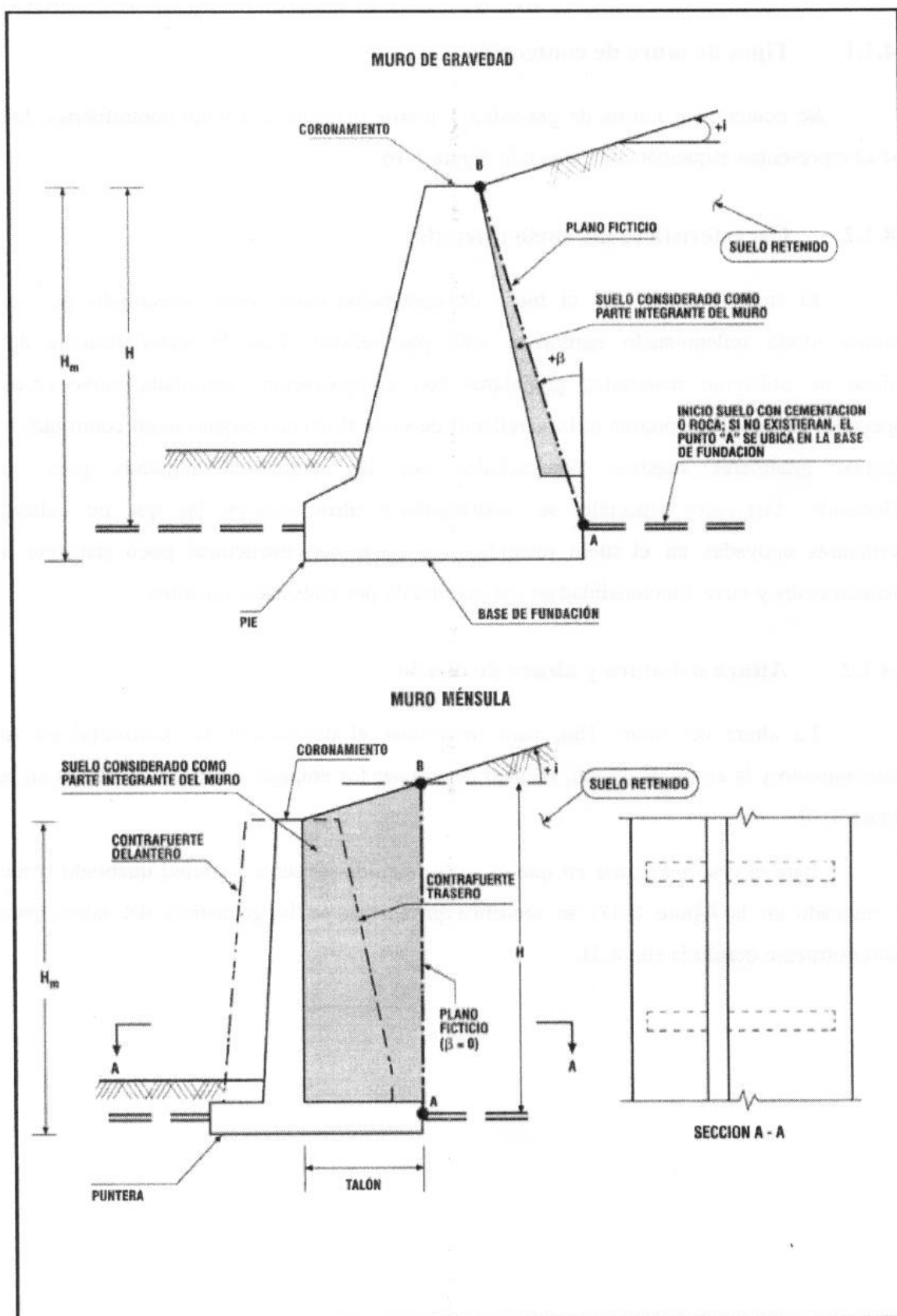
3.4.1.3 Altura del muro y altura de diseño

La altura del muro, H_m , para determinar el desplazamiento horizontal en su coronamiento y la altura de diseño, H , para determinar los empujes de tierra se definen en la Figura 3-16.

Para el caso particular en que el suelo retenido presente un talud quebrado como el indicado en la Figura 3-17, se modifica primeramente la geometría del talud, para posteriormente definir la altura, H .

3.4.1.4 Muros en laderas

Los muros de contención que retienen laderas con una inclinación, i , se analizarán con la metodología expuesta en este capítulo, la cual es aplicable cuando el suelo falla localmente en la vecindad del muro. Ello presupone que la estabilidad global de la ladera, especialmente para una condición sísmica, es adecuada. De lo contrario, se requerirá un análisis diferente que deberá ser efectuado por un especialista geotécnico.

Figura 3-16: Tipología de los muros de contención considerados³

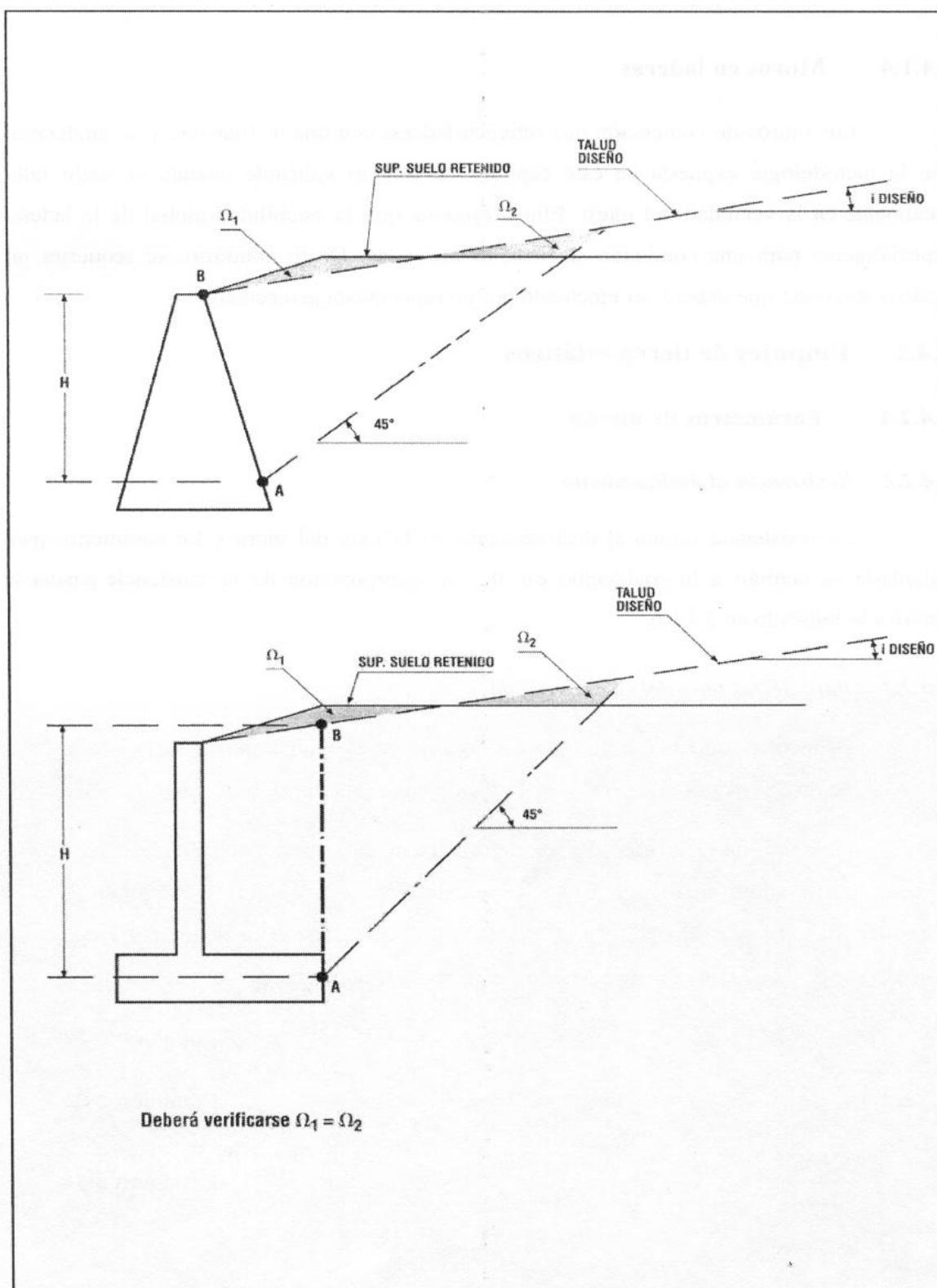


Figura 3-17: Modificación de la geometría del suelo retenido para un talud quebrado³

3.4.2 EMPUJES DE TIERRA ESTÁTICOS

3.4.2.1 Parámetros de diseño

3.4.2.2 Resistencia al deslizamiento

La resistencia última al deslizamiento en la base del muro y los parámetros para calcularla se ceñirán a lo establecido en el Numeral 3.3.1.7 (Resistencia al Deslizamiento). La incorporación de la resistencia pasiva se ceñirá a lo indicado en 3.3.1.6.

3.4.2.3 Parámetros base del suelo retenido

Dependiendo de la estratigrafía del suelo retenido se determinará su cohesión base, c^* , y su ángulo de fricción base, ϕ^* según los criterios establecidos en la Figura 3-18.

Por otra parte, según sea la deformación horizontal normalizada, Δ/H_m , que experimente el muro en su coronación, el par base $c^* - \phi^*$ definido en Figura 3-18, se corregirá para obtener el par $c - \phi$ de diseño a utilizar en las expresiones del empuje. La corrección se efectuará mediante el coeficiente Cr , empleando las relaciones siguientes:

$$e = c' * Cr, \quad \text{Si } Cr > 1.0 \text{ usar } Cr = 1.0 \quad \text{Ecuación 3-32}$$

$$\phi = \phi_0 + C_r \cdot (\phi^* - \phi_0); \quad \text{Ecuación 3-33}$$

$$C = \frac{\Delta}{H_m} \quad \text{Ecuación} \quad \text{3-34}$$

$$(\Delta/H_m)_A$$

Dónde:

Δ/H_m Desplazamiento horizontal normalizado que experimenta el muro en su coronamiento.

$(\Delta/H_m)_A$ Desplazamiento horizontal normalizado para alcanzar la condición activa, el cual se establece en la Tabla 3-6.

Δ Desplazamiento horizontal en la coronación del muro debido a su deformación más el desplazamiento por giro y traslación horizontal en su fundación originado por la deformación elástica del suelo.

ϕ_0 Ángulo de fricción equivalente para una condición de desplazamiento nulo, cuyo valor se establece en la Tabla 3-7.

Salvo situaciones especiales de muros rígidos apoyados en roca, como por ejemplo muros con contrafuertes, para efectos de diseño se considerará condición activa. Ello se traduce en adoptar $Cr = 1,0$ en la Ecuación 3-33 para definir el ángulo de fricción de diseño, ϕ . Sin embargo, la definición de la cohesión de diseño mediante la Ecuación 3-32, debe ser tratada en forma diferente.

En efecto, si el coeficiente C_r obtenido con la Ecuación 3-34 resulta mayor que 1,0, su valor para definir la cohesión de diseño, c , toma valores inferiores a 1,0. Esta disminución depende del tipo de suelo y se torna más relevante a medida que aumente el desplazamiento horizontal normalizado en el coronamiento del muro, Δ/H_m . Por lo anterior, si el muro va a estar sometido a solicitaciones sísmicas, el desplazamiento, Δ , en su coronamiento debe incluir, además, los desplazamientos horizontales inducidos por dichas solicitaciones sísmicas. En consecuencia, el valor de la cohesión de diseño, c^* , deberá estar respaldado por un informe geotécnico que establezca su valor base, e' , y la disminución de dicho valor base cuando $C_r > 1,0$. De lo contrario se considerará $c = 0$.

La cohesión movilizada en el plano ficticio, C_r , se considerará nula y el ángulo de fricción movilizado en el plano ficticio como $\phi_f = 0,5 * \phi$

Suelo retenido	(Δ/H_m)
Grava arenosa densa	$0,7 \times 10^{-3}$
Grava arenosa compactación media y suelta	$2,0 \times 10^{-3}$
Arenas densas	$0,9 \times 10^{-3}$
Arenas compactación media	$2,0 \times 10^{-3}$
Arenas sueltas	$3,5 \times 10^{-3}$
Limos compactos	$2,0 \times 10^{-3}$
Arcilla compacta y arcilla consistente	10^{-2}
Arcilla blanda	$2,0 \times 10^{-2}$

Tabla 3-6: Desplazamiento horizontal normalizado para alcanzar condición activa

ϕ^*	ϕ_o
20°	$10,5^\circ$
27°	$21,7^\circ$
34°	$27,8^\circ$
36°	$29,7^\circ$
38°	$30,4^\circ$
40°	$30,3^\circ$
47°	$30,7^\circ$
44°	$32,1^\circ$

Tabla 3-7: Ángulo de fricción equivalente

3.4.2.4 Modelo de Análisis

Para determinar el empuje estático se utilizarán las expresiones establecidas en la Figura 3-19 y Figura 3-20, las que serán tanto más válidas en tanto se verifique $i < \phi$. Si $i > \phi$ hacer $\phi = i$, lo que implica sobrevalorar el empuje ya que, para que se verifique $i > \phi$, el suelo debe presentar cohesión, la cual no se incluye en la expresión del coeficiente de empuje estático K_e . En estricto rigor, si $i > \phi$ el empuje estático se debe determinar mediante un análisis de estabilidad, empleando métodos tales como Bishop modificado, Janbu, Spencer u otro método aceptado por la práctica profesional, en los que se incluya la cohesión del suelo.

Se deberá tener en cuenta la limitación del modelo de análisis expuesto en el Numeral 3.4.1.4, para muros de contención en laderas.

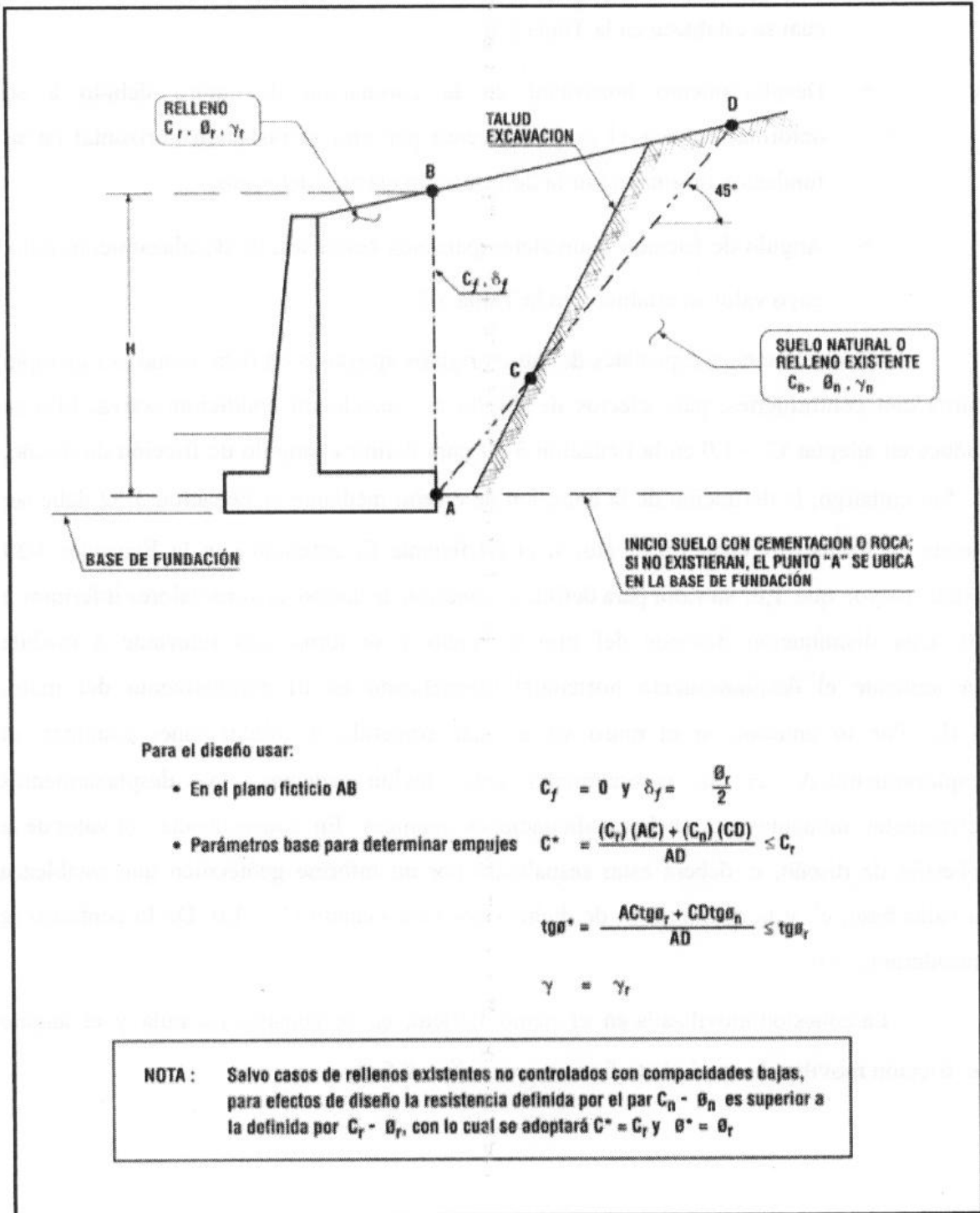


Figura 3-18: Definición de parámetros base para el suelo retenido³

3.4.2.5 Factores de seguridad

Los factores de seguridad para la condición estática en muros de contención en general y en muros de contención de estribos, serán:

$$\text{Deslizamiento } FSED = \frac{\sum \text{Fuerzas horizontales resistentes}}{\sum \text{Fuerzas horizontales solicitantes}} \geq 1.5$$

$$\text{Volcamiento } FSED = \frac{\sum \text{Momentos Volcantes resistentes}}{\sum \text{Momentos Volcantes solicitantes}} \geq 2.0$$

Para evaluar los factores de seguridad las fuerzas T_{e1} , T_{e2} y E , se tratarán como fuerzas solicitantes. Así por ejemplo, el efecto de T_{e1} y T_{e2} en el cálculo de FSEV se incorporará como un momento volcante negativo, que se incluye con signo negativo en el denominador, y no como un momento resistente incluido con signo positivo en el numerador. El efecto del resto de las fuerzas tales como W_m , W_s , W_q y W_{es} se tratará como momento volcante resistente. Los momentos volcantes resistentes y solicitantes se evaluarán con respecto al punto O indicado en las Figura 3-19 y Figura 3-20.

La fuerza W_q se podrá incorporar en tanto que la sobrecarga, q , se haya incluido en la ecuación (1) para determinar el empuje del suelo.

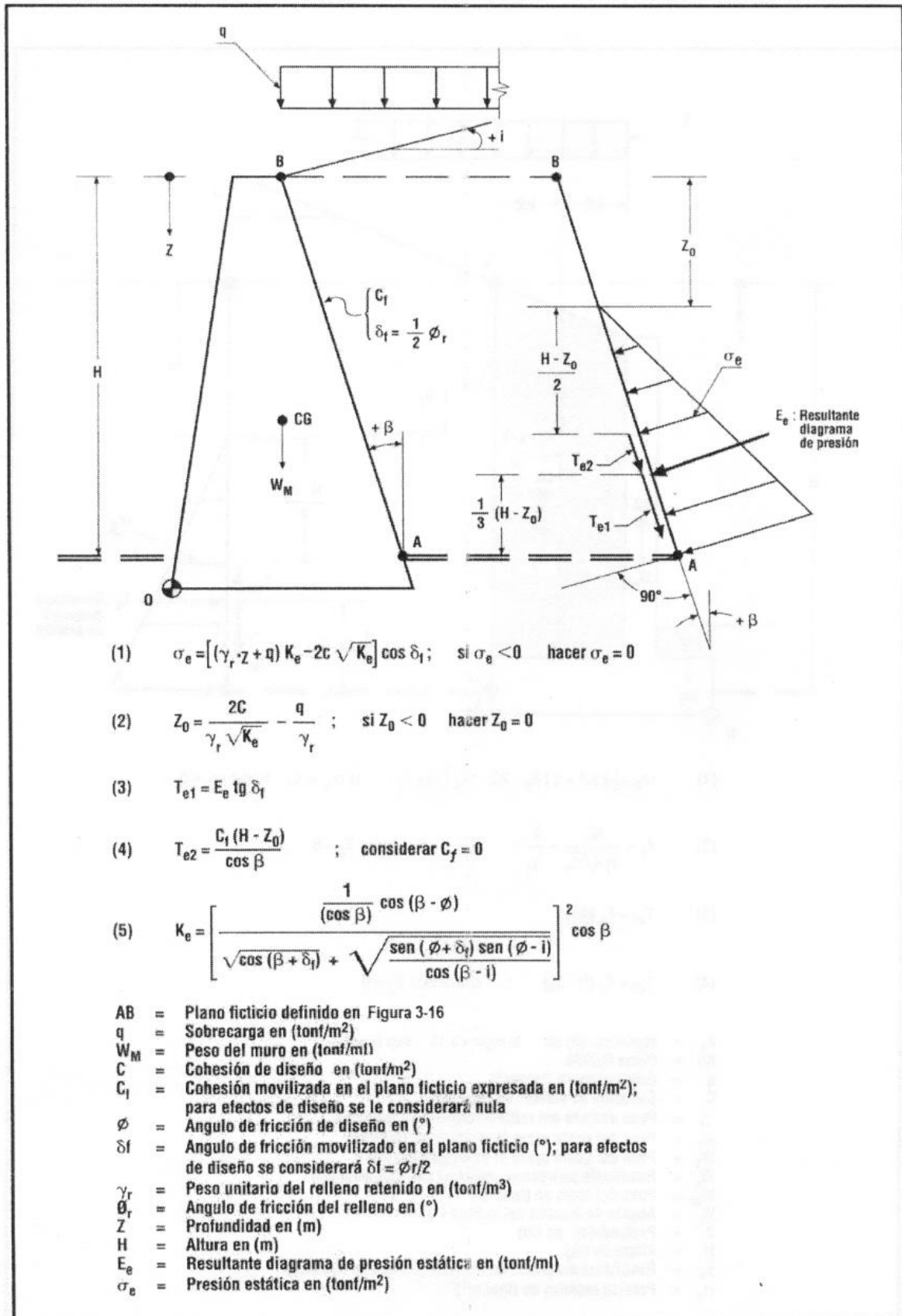
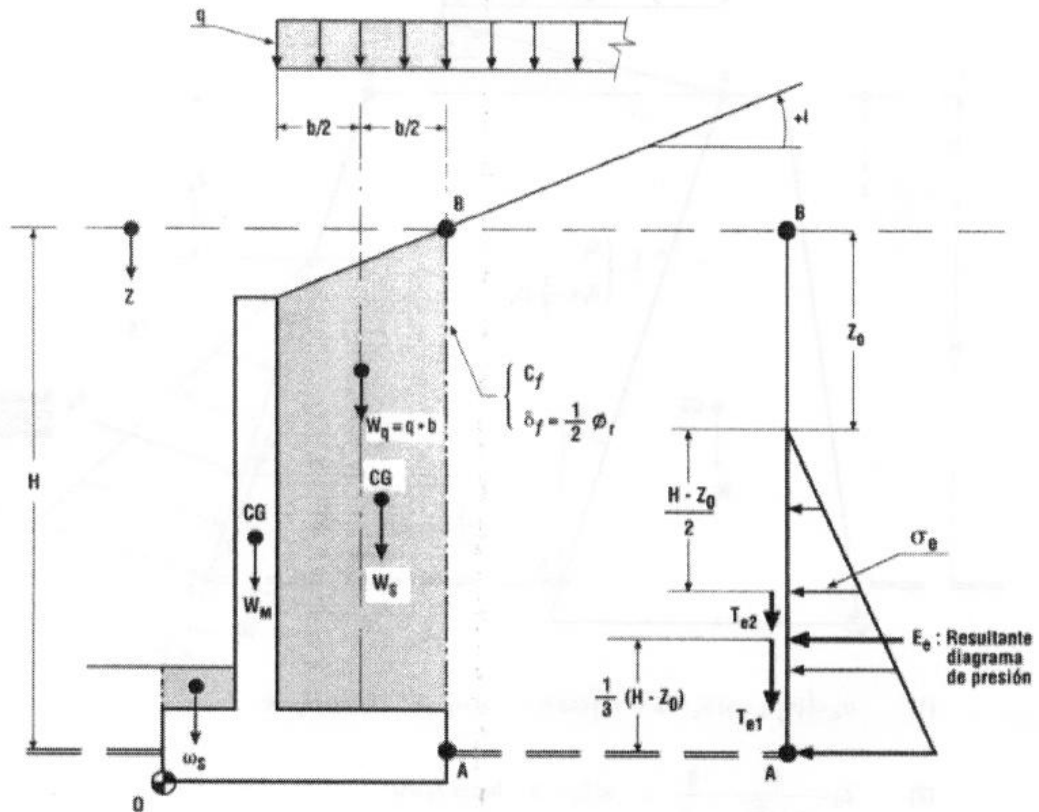


Figura 3-19: Empuje de tierra estático en muro gravitacional³



$$(1) \quad \sigma_e = [(\gamma_r Z + q) K_e - 2C \sqrt{K_e}] \cos \delta_f; \quad \text{si } \sigma_e < 0, \text{ hacer } \sigma_e = 0$$

$$(2) \quad Z_0 = \frac{2C}{\gamma_r \sqrt{K_e}} - \frac{q}{\gamma_r}; \quad \text{si } Z_0 < 0 \text{ hacer } Z_0 = 0$$

$$(3) \quad T_{e1} = E_e \tan \delta_f$$

$$(4) \quad T_{e2} = C_f (H - Z_0) \quad ; \quad \text{considerar } C_f = 0$$

- K_e = según ec. (5) en la Figura 3-19 con $\beta = 0$
 AB = Plano ficticio
 q = Sobrecarga en (tonf/m²)
 C = Cohesión de diseño en (tonf/m²)
 γ_r = Peso unitario del relleno retenido en (tonf/m³)
 ω_s = Peso del suelo sobre la puntera en (tonf/ml)
 W_s = Peso del suelo sobre el talón en (tonf/ml)
 W_q = Resultante sobrecarga sobre el talón en (tonf/ml)
 W_M = Peso del muro en (tonf/ml)
 δ_r = Ángulo de fricción del relleno (°)
 Z = Profundidad en (m)
 H = Altura en (m)
 E_e = Resultante diagrama de presión estática en (tonf/ml)
 σ_e = Presión estática en (tonf/m²)

Figura 3-20: Empuje de tierra estático en muro ménsula³

3.4.3 EMPUJE DE TIERRA SÍSMICO

3.4.3.1 Modelo de Análisis.

Para determinar el componente sísmico del empuje, σ_s , se utilizarán las expresiones basadas en Mononobe y Okabe las cuales se formulan en las Figura 3-21 y Figura 3-22. La expresión del coeficiente de empuje sísmico de Mononobe y Okabe establecida por la ecuación(3) de la Figura 3-21, será tanto más válida en tanto se verifique $(i + \Theta) < \phi$. Si $(i + \Theta) > \phi$ hacer $\phi = (i + \Theta)$, lo que implica sobrevalorar el componente sísmico del empuje ya que, para que se verifique $(i + \Theta) > \phi$ el suelo debe presentar cohesión, la cual no se incluye en la expresión del coeficiente de empuje sísmico K_s . En estricto rigor, si $(i + \Theta) > \phi$ se debe determinar el empuje resultante estático más sísmico mediante un análisis de estabilidad, empleando métodos tales como Bishop modificado, Janbu, Spencer u otro método aceptado por la práctica profesional, en los que se incluya la cohesión del suelo.

El coeficiente sísmico, C_s , a utilizar en el diseño del muro de contención se determinará como $C_s = 0.5A_o'$ en que A_o' es el coeficiente de aceleración máxima efectiva establecido por las normas vigentes de Diseño Sísmico.

La componente sísmica calculada con las expresiones de las Figura 3-21 y Figura 3-22 se superpondrá al empuje estático.

3.4.3.3 Resistencia al Deslizamiento.

La resistencia última al deslizamiento en la base del muro y los parámetros para calcularla se ceñirá a lo establecido en el Numeral 3.3.1.7, mientras que la incorporación de la resistencia pasiva se ceñirá a lo indicado en el Numeral 3.3.1.5.

3.4.3.4 Parámetros del Suelo Retenido.

Salvo casos especiales de muros rígidos apoyados en roca, como por ejemplo muros con contrafuertes, para efectos de diseño se considerará condición activa. Ello se traduce en adoptar $C_r = 1,0$ en la Ecuación 3-33, para definir el ángulo de fricción de diseño, ϕ . La cohesión de diseño, c , se evaluará según lo establecido en 3.4.2.3. El ángulo de fricción movilizado en el plano ficticio, ϕ_f , corresponderá al determinado para el caso estático $\phi_f = 0,5 \cdot \phi_r$, en tanto que la cohesión movilizada en dicho plano será nula ($c_f = 0$)

3.4.3.5 Coeficiente Sísmico.

El coeficiente sísmico vertical se considerará nulo, mientras que el coeficiente sísmico horizontal de diseño, C_s , se determinará como $C_s = 0,5 A_o'$, en que A_o' es el coeficiente de aceleración máxima efectiva establecido en la norma sísmica. Esta forma de definir el coeficiente sísmico de diseño se basa en aceptar que el muro de contención pueda experimentar un corrimiento sísmico permanente, A_s , cuando en algunos instantes del sismo la aceleración del suelo sobrepase el valor asociado al C_s de diseño.

Salvo situaciones especiales y a criterio del ingeniero proyectista, en las que se requiera diseñar el muro en base a desplazamientos sísmicos permanentes preestablecidos (por ejemplo para proteger estructuras sensibles a asentamientos emplazadas dentro de la cuña definida por el plano a 45° en la Figura 3-17), para efectos de diseño bastará definir el coeficiente sísmico como $C_s = 0,5 A_o'$.

3.4.3.6 Área en Compresión.

Para la acción combinada de las solicitaciones estáticas más la componente sísmica, el área en compresión en la cota de fundación del muro se ceñirá a lo establecido en el Numeral 3.3,1.7.

3.4.3.7 Factores de Seguridad.

Los factores de seguridad para la condición sísmica en muros de contención en general, determinados con el empuje estático más la componente sísmica del empuje, serán:

$$\text{Deslizamiento } FSSD \geq 1,1$$

$$\text{Volcamiento } FSSV \geq 1,15 FSSD$$

La condición $FSSV \geq 1,15 FSSD$ debe verificarse cualquiera sea el valor de $FSSD$. Esta condición no será exigible si se verifica $FSSV \geq 1,0$ para $C_s = A_o'$.

Para el cálculo de estos factores de seguridad se considerará el 100% de la fuerza de inercia del suelo sobre la zarpa trasera del muro y el 100% de la inercia del muro.

Para el caso particular de muros de contención de estribos se mantendrá lo expuesto para muros de contención en general, salvo que el factor de seguridad sísmico al deslizamiento deberá verificar $FSSD \geq 1,25$.

3.4.3.8 Dimensionamiento Estructural.

Los esfuerzos en la elevación del muro requeridos para el dimensionamiento estructural se determinarán considerando los empujes de tierra, el 100% de la inercia del muro y la fuerza de inercia del suelo sobre el talón, FI, expresada en (tonf/m) y definida a través de la siguiente relación:

$$FI = C_s * W_s * RI \quad \text{Ecuación 3-35}$$

dónde:

C_s = Coeficiente sísmico de diseño (adimensional) obtenido como $C_s = 0.5 A_o'$, independientemente que para determinar los factores de seguridad FSSD y FSSV se utilice un coeficiente sísmico sobre la base de desplazamientos permanentes preestablecidos.

W_s = Peso del suelo sobre el talón en '(tonf/m).

RI = Factor de carga establecido en la Figura 3-23.

Los esfuerzos en la fundación del muro requeridos para el dimensionamiento estructural se determinarán en la forma antes indicada, salvo que en la Ecuación 3-35 se utilizará $RI = 1,0$.

3.4.4 ESTRIBOS CON COLUMNAS

El empuje estático que actúa sobre las columnas de un estribo con columnas embebidas en el talud de un terraplén, sean éstos elementos apoyados en una fundación directa o bien elementos tipo columna-pilote, se determinará según lo indicado en la Figura 3-25. Para tal efecto se considerará condición activa con $e = 0$, $\phi = \phi_r$ $\gamma = \gamma_r$.

Si el estribo con columnas está conformado por un sistema columna-pilote inserto en un terraplén apoyado sobre suelo blando, el empuje estático se evaluará según lo expuesto en el Numeral 3.3.3.7.

La determinación de los empujes sobre estribos transparentes debe ir acompañada de una verificación de la estabilidad de la fundación del terraplén cuando el suelo de apoyo es blando. Dicha verificación deberá estar incluida en el informe geotécnico

3.4.5 MUROS DE SUELO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS

La tecnología de suelos mecánicamente estabilizados fue desarrollada en Francia hace más de 35 años como una alternativa técnica y económica a la solución tradicional de muros de contención en hormigón armado. El empleo de los muros de suelo mecánicamente estabilizado (SME) ha crecido

en forma significativa en el país en los últimos años y, siempre y cuando los proveedores tengan la experiencia en el diseño de estos sistemas aplicados a puentes así como en el diseño de puentes, además de que posean la capacidad de brindar la asistencia técnica adecuada durante las etapas de estudio, planificación y construcción, se obtiene un sistema coherente y seguro.

El sistema de muros SME consiste en la estabilización de una masa de suelo a través de la inclusión de capas de armadura de refuerzos, que pueden ser metálicas (inextensibles) o poliméricas (extensibles) intercaladas entre capas de relleno granular seleccionado. Las armaduras se disponen horizontalmente, generalmente perpendiculares a un paramento constituido por hormigón, elementos prefabricados o envoltorios hechos con canastas metálicas, mallas poliméricas, geotextiles, mantos para control de erosión, mampostería, bloques de hormigón, etc. Estos elementos son flexibles los cuales, además de agregar un valor estético a la obra, permiten proteger al suelo retenido del fenómeno de erosión producido por los agentes naturales tales como el viento, aguas lluvias, etc.

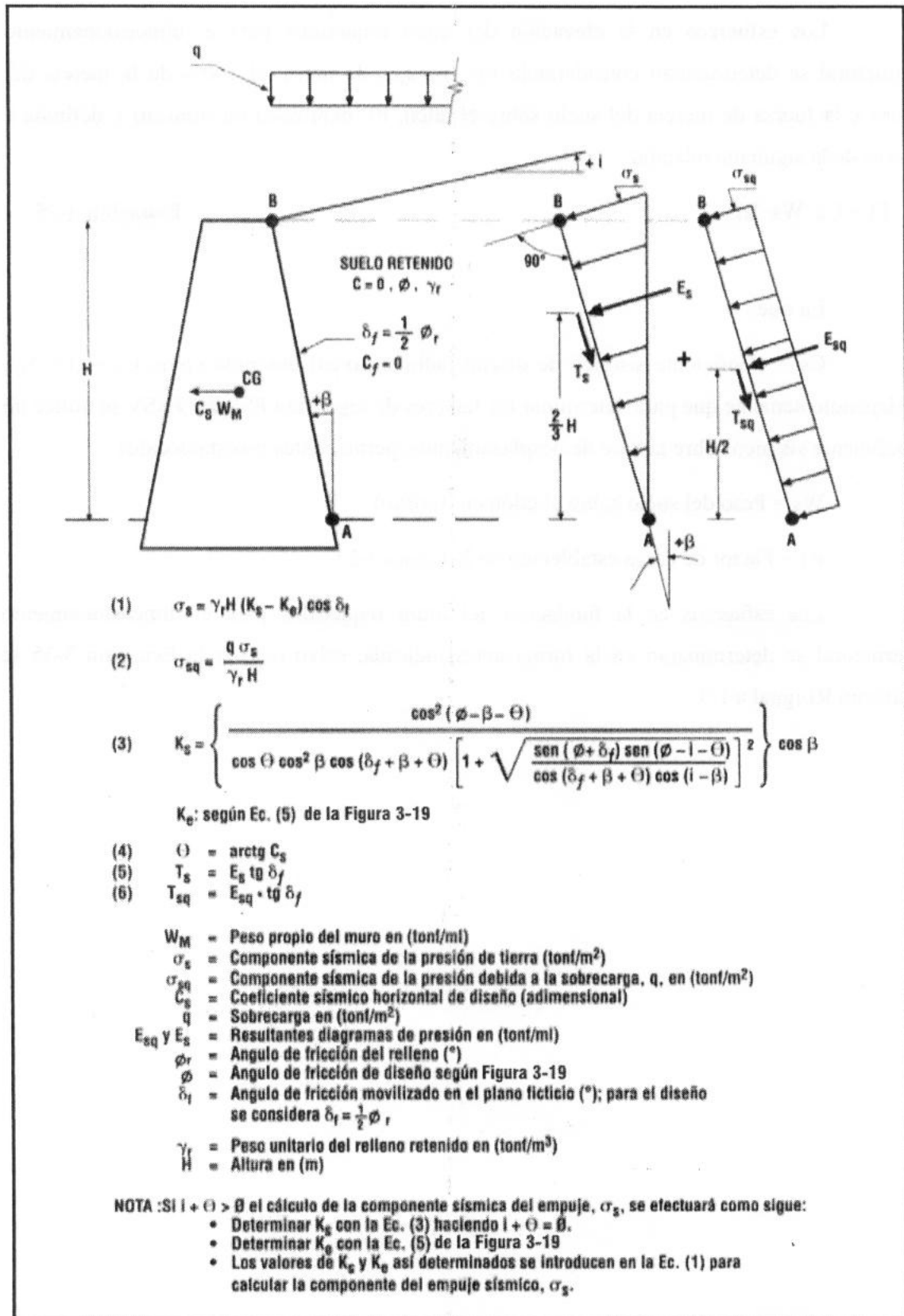
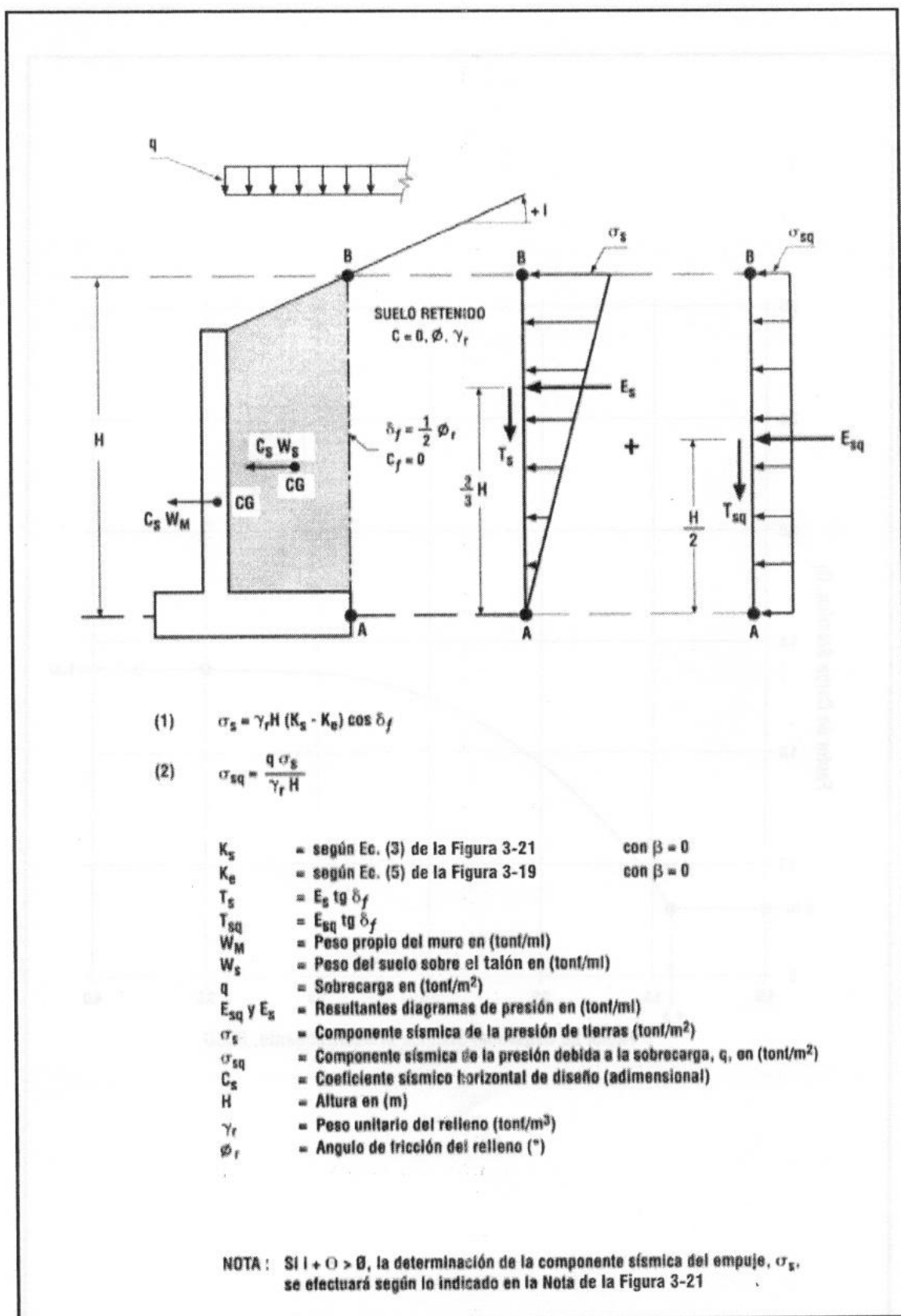


Figura 3-21 Empuje Sísmico en Muro de gravedad determinada con Mononobe y Okabe³.

Figura 3-22. Empuje Sísmico en un Muro ménsula determinada con Mononoke y Okabe³.

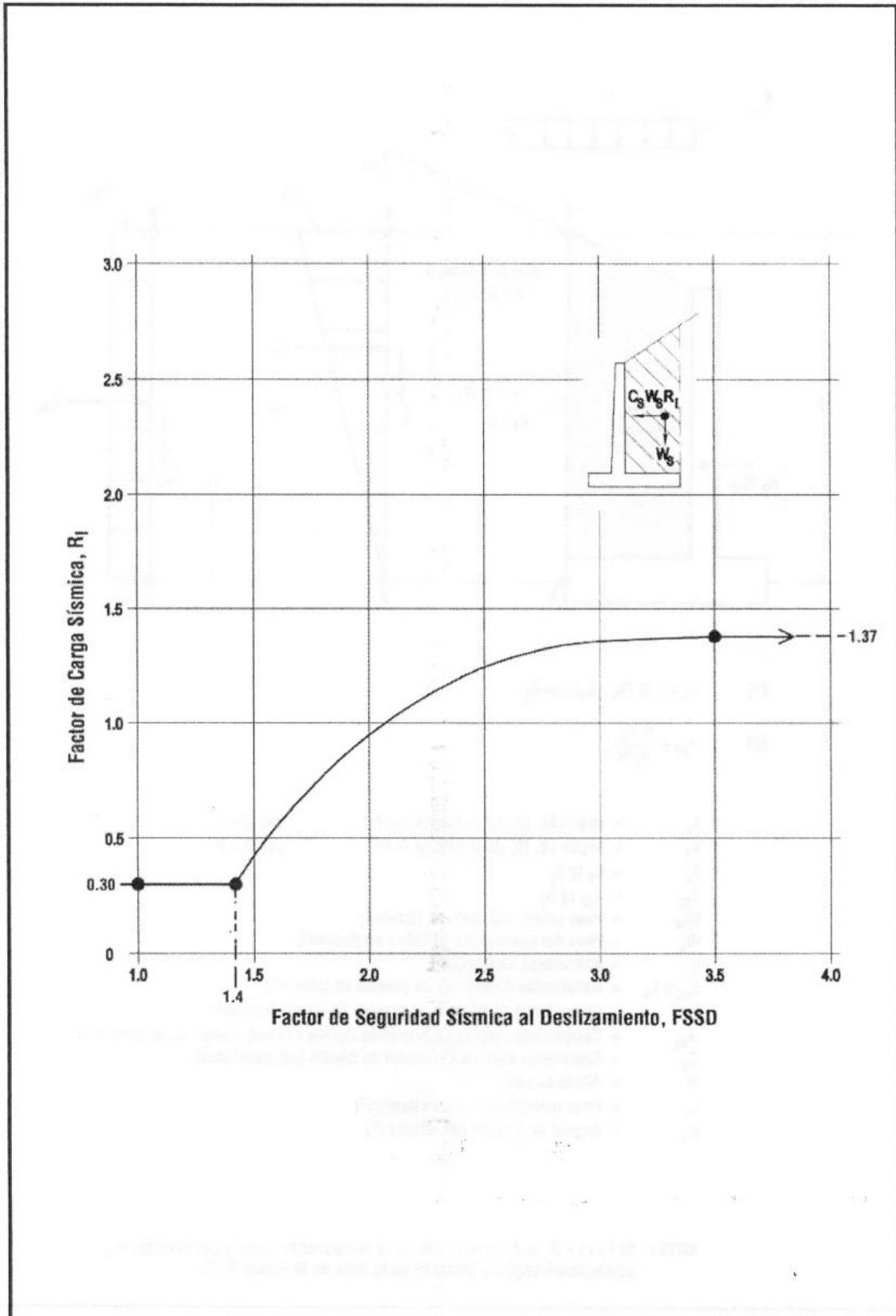
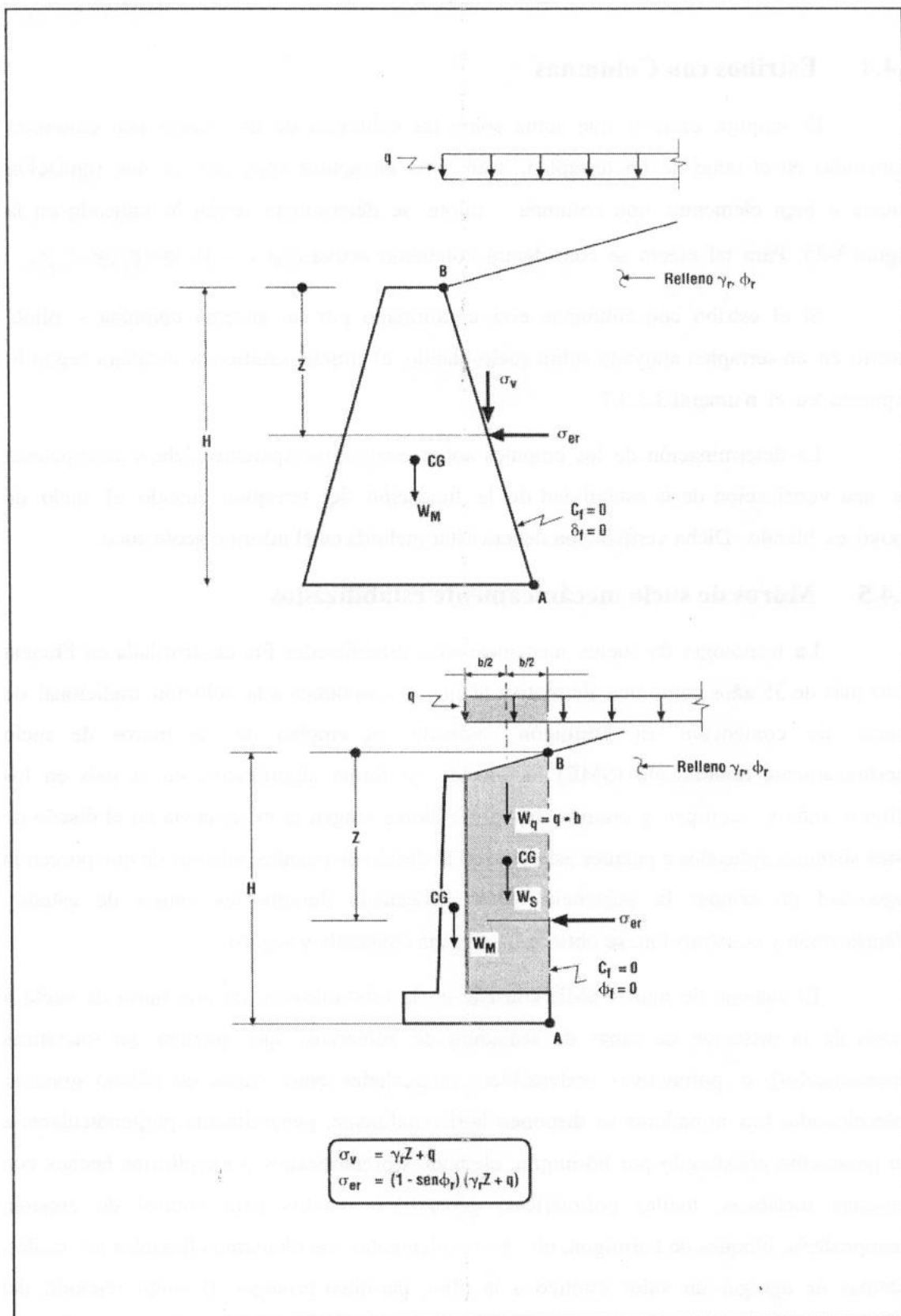


Figura 3-23. Factor de carga sísmica en el suelo sobre el talón para el dimensionamiento estructural del muro³.

Figura 3-24: Empuje de tierra estático para muros rígidos³

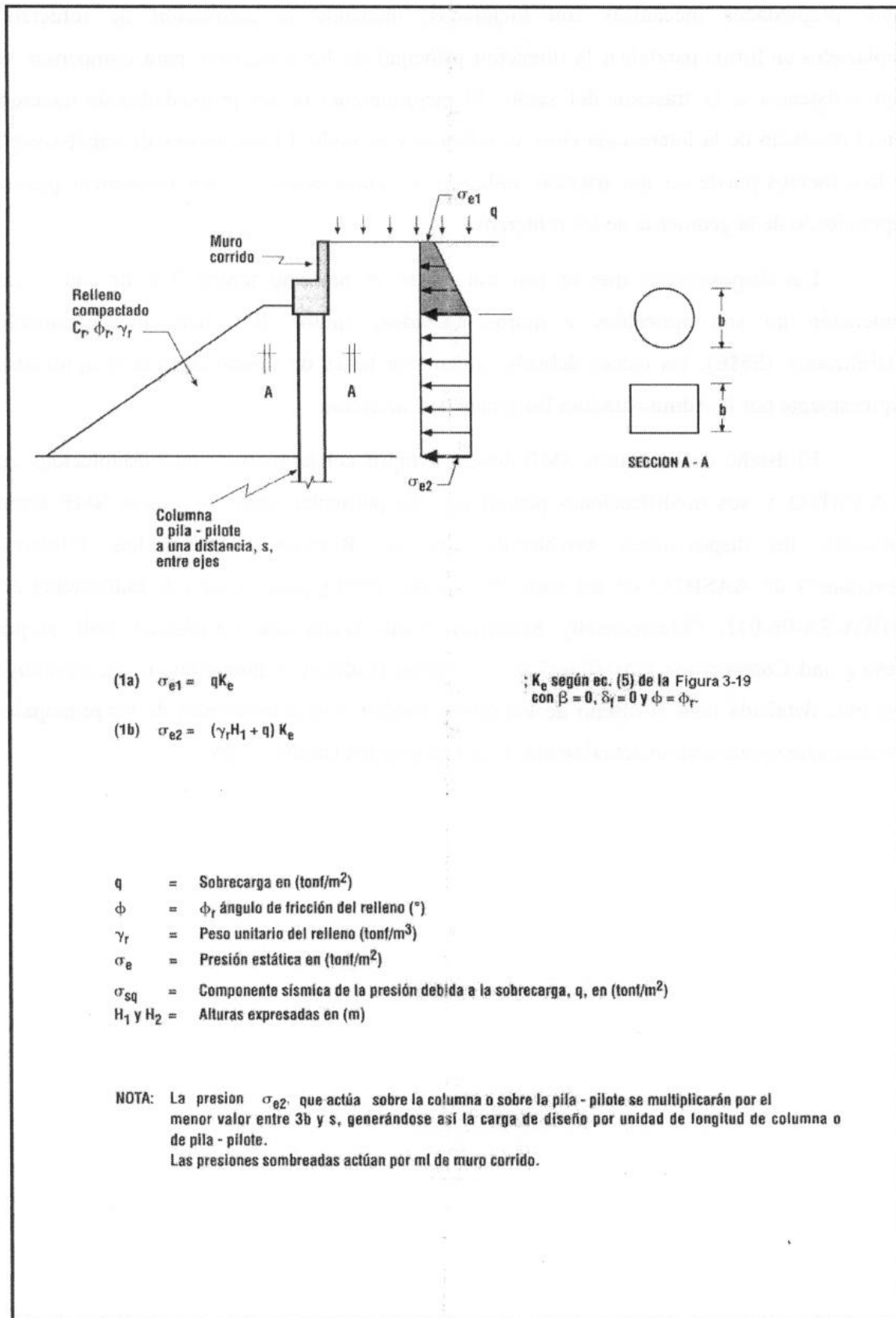
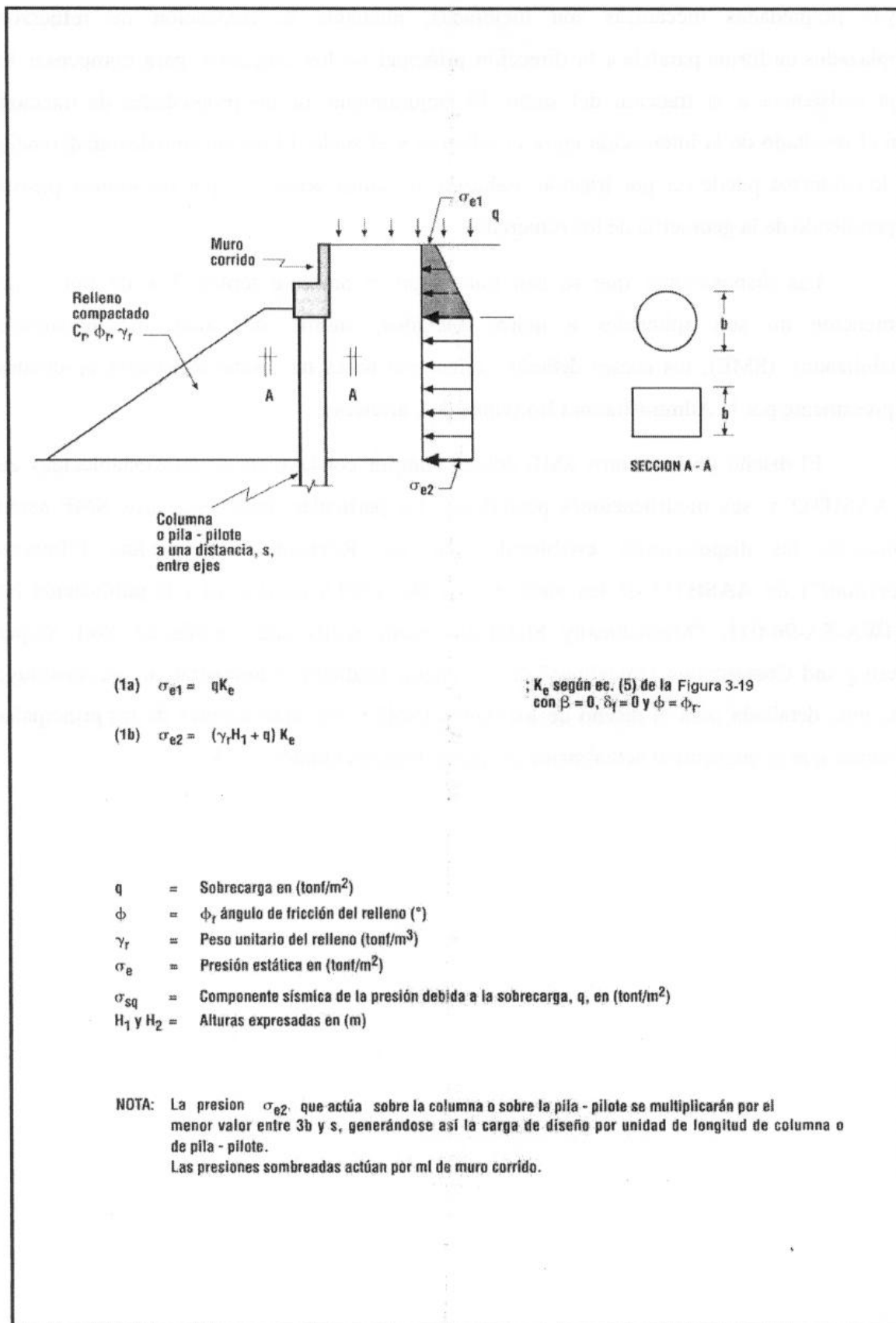


Figura 3-25: Empujes de tierra sobre estribos con columnas³

Figura 3-25: Empujes de tierra sobre estribos con columnas³

Básicamente, un muro de suelo mecánicamente estabilizado es una masa de suelo cuyas propiedades mecánicas son mejoradas, mediante la colocación de refuerzos emplazados en forma paralela a la dirección principal de los esfuerzos, para compensar la baja resistencia a la tracción del suelo. El mejoramiento de las propiedades de tracción son el resultado de la interacción entre el refuerzo y el suelo. El mecanismo de transferencia de los esfuerzos puede ser por fricción, trabazón mecánica activa y/o por resistencia pasiva dependiendo de la geometría de los refuerzos.

Las disposiciones que se han tratado en el presente tópico 3.4 de muros de contención no son aplicables a muros anclados, muros de suelo mecánicamente estabilizados (SME), los cuales deberán contar con bases de diseño especiales aprobadas expresamente por el MOPC.

El diseño de los muros SME deberá cumplir con las disposiciones establecidas en la AASHTO y sus modificaciones posteriores. En particular, para los muros SME serán aplicables las disposiciones establecidas en las Revisiones Intermedias ("*Interim Revisions*") de AASHTO de los años 1997, 1998, 1999 y posteriores, y la publicación N° FHW A-SA-96-071, "*Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*" de la Federal Highway Administration, que constituye una guía detallada para el diseño de los muros (SME), con antecedentes de los principales sistemas que se encuentran actualmente en uso en Estados Unidos.

Por otro lado, se deberá verificar las condiciones establecidas en el Artículo 5.2.1.4 de la AASHTO, bajo las cuales los muros SME no deberían ser utilizados y aquellas, bajo las cuales deben ser utilizados en condiciones especiales.

Antes de iniciar cualquier trabajo, el Contratista y el Proveedor del sistema de estabilización a utilizar, deberán presentar al MOPC, para su aprobación, el proyecto constructivo completo del muro SME, consistente con el resto del Proyecto y de acuerdo a bases de diseño aprobadas por dicha Entidad.

El proyecto constructivo se ajustará a las siguientes condiciones mínimas:

- ✓ Sistema patentado, probado y homologado en su país de origen.
- ✓ El diseño estructural se realizará ciñéndose a las disposiciones de la Sección 5.8 de la AASHTO y las actualizaciones incluidas en las Revisiones Intermedias de
- ✓ AASHTO de los años 1.997, 1.998, 1.999 y posteriores.
- ✓ La vida útil de diseño para los efectos de la aplicación de las disposiciones del
- ✓ Artículo 5.8.6 de la AASHTO, será la indicada en la Tabla 3.1003.406.A.
- ✓ Las deformaciones horizontales máximas del muro, en función de su altura H, serán las siguientes:

Etapa de Montaje <0,005 H

Etapa de Servicio (Estático + Sísmico) <0,005 H

Elemento	Vida Útil, T
Estribos	100 años
Aleros de Estribos	100 años
Muros de Contención	75 años
Otras estructura	Mínimo 75 años

Tabla 3-8: Vida útil de diseño

La presentación del proyecto constructivo de los muros SME deberá cumplir con las exigencias especificadas para un Estudio Definitivo, en la Sección 4, Presentación de los Estudios, de la presente Guía de Diseño.

3.5 HORMIGÓN ARMADO

En la Sección 8 de la AASHTO STÁNDAR se entregan las disposiciones y criterios de diseño para las obras de Hormigón Armado de puentes y obras afines. Estas disposiciones deberán ser respetadas en su totalidad en los diseños desarrollados en el país, considerando las modificaciones o complementos que se incluyen a continuación.

3.5.1 MATERIALES

Los materiales empleados en la fabricación de hormigón armado para puentes deberán cumplir con las disposiciones establecidas en el Manual de Carreteras del Paraguay.

3.5.1.1 Hormigón

Conforme se señala en la normativa local, el hormigón se clasifica en tipos con respecto a la resistencia a la compresión. La clasificación por resistencia a la compresión se mide en probeta cilíndrica al igual que la resistencia f'_c para hormigones especificada por AASHTO, en la Tabla 3-9 se muestra la clasificación por resistencia característica a la compresión en probeta cilíndrica a una edad de 28 días.

Tipo	Resistencia Cilíndrica Especificada	
	MPa	kgf/cm ²
PP	>35	Mayor a 350
P	35	350
AA	28	280
A	21	210
B	18	180
C	15	150
D	13	130
E	11	110

Tabla 3-9: Clasificación de los hormigones

La resistencia característica se define como: "El mínimo valor de la resistencia a compresión debajo del cual se espera que no caiga más de un 5% de los resultados de los ensayos de rotura a compresión".

3.5.1.2 Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo para hormigones deberá cumplir con la normativa establecida en el Manual de Carreteras del Paraguay, en todo lo que no se contradiga con la AASHTO. No se aceptará el uso de acero que no cumpla en todo con las normas de calidad y resistencia, lo cual debe ser certificado por instituciones reconocidas y aceptadas por el MOPC.

En la Tabla 3-10, se incluyen las características del acero que deberá utilizarse según lo indicado en el punto 8.15.2.2 de AASHTO Standard.

Grado	Límite de Fluencia	
	kgf/cm ²	MPa
60	4.200	420

Tabla 3-10: Propiedades mecánicas del acero (1)

3.5.2 CONTROL DE DEFORMACIONES

Los miembros sometidos a flexión en las estructuras de puentes y obras afines deberán tener la rigidez suficiente para limitar las deflexiones y toda otra deformación que pueda afectar negativamente los esfuerzos o serviciabilidad de la estructura, para las cargas en servicio más impacto. El diseño de las estructuras deberá cumplir con las disposiciones de los Artículos 8.9 y 8.13 de la AASHTO.

3.5.3 DIAFRAGMAS O TRAVESAÑOS

Conforme se especifica en el Artículo 8.12 de la AASHTO, se deberán usar diafragmas en los extremos de las vigas T y vigas cajón, a menos que se usen otros métodos para resistir las fuerzas laterales y para mantener la sección geométrica del Tablero. Los diafragmas podrán omitirse sólo si un detallado análisis estructural demuestra un adecuado comportamiento de la estructura. El MOPC se reserva el derecho de exigir este análisis, cada vez que se desee omitir el uso del diafragma.

3.5.4 RECUBRIMIENTOS

Los recubrimientos mínimos del acero de refuerzo se encuentran especificados en el Artículo 8.22 de la AASHTO y son los siguientes:

	Recubrimientos
Hormigón vaciado contra terreno o permanentemente enterrado	7,5 cm
Hormigón de pilotes in situ	7,5 cm
Hormigón expuesto a la intemperie o en contacto con la tierra Refuerzo Principal	5,0 cm
Estribos, zunchos	4,0 cm
Hormigón de losa en climas moderados Refuerzo superior:	
En losas con pavimento incorporado	2,5 cm
Losas con pavimento adicional de hormigón o asfalto	2,5 cm
Refuerzo inferior	2,5 cm
Hormigón de losa en ambientes agresivos	
Refuerzo superior	4,0 cm
Refuerzo inferior	2,5 cm
Hormigón de pilas concretadas contra terreno o permanentemente expuestos a la tierra	5,0 cm

3.5.5 JUNTAS DE DILATACIÓN

Las juntas de dilatación en muros de contención y muros de estribos se deberán disponer a intervalos no mayores a los especificados en el párrafo 5.5.6.5 de la AASHTO. Valores mayores a los especificados anteriormente, deberán ser justificados e incluir una especificación detallada del proceso de hormigonado. Se deberá evitar que las juntas de dilatación queden ubicadas en las calzadas.

3.5.6 FISURACIÓN EN ESTRUCTURAS ENTERRADAS

En todas las estructuras enterradas se deberá verificar la fisuración, limitando el valor z de distribución de refuerzos a la flexión a 12,15 t/m (ver Artículos 17.6.4.7, 17.7.4.7, 17.8.5.7 de la AASHTO).

3.5.7 LOSAS DE APROXIMACIÓN

La armadura de refuerzo mínima de las losas de aproximación será ≥ 12 a 20. En el diseño de las losas se deberá disponer juntas de construcción a no más de 6 m de distancia, y en forma tal, que la superficie de los vanos no supere un área de 25 m². El espesor mínimo de las losas de acceso será de 20 cm. El diseño detallado deberá realizarse considerando la losa como apoyada sobre lecho elástico.

3.6 HORMIGÓN PRETENSADO

En la Sección 9 de la AASHTO se entregan las disposiciones y criterios de diseño para las obras de Hormigón Pretensado de puentes y obras afines. Estas disposiciones deberán ser respetadas en su totalidad en los diseños desarrollados en el país, considerando las modificaciones o complementos que se incluyen a continuación.

3.6.1 MATERIALES

El hormigón y el acero de refuerzo deberán cumplir con lo señalado en el Numeral 3.5.1 de esta guía. El acero de pretensado deberá cumplir con las normas ASTM A421- 80 y A416-80. No se aceptará el uso de cables no adheridos.

3.6.2 DIAFRAGMAS O TRAVESAÑOS

Conforme se especifica en el Artículo 9.10 de la AASHTO, se deberán usar diafragmas en los extremos de las vigas T y vigas cajón, a menos que se usen otros métodos para resistir las fuerzas laterales y para mantener la sección geométrica del Tablero. Los diafragmas podrán omitirse sólo si un detallado análisis estructural demuestra un adecuado comportamiento de la estructura. El MOPC se reserva el derecho de exigir este análisis, cada vez que se desee omitir el uso del diafragma.

3.6.3 CONTROL DE DEFORMACIONES

El diseño de las estructuras deberá controlar las deformaciones, cumpliendo con lo establecido en el Artículo 9.11 de la AASHTO, considerando en el cálculo de ellas la acción de las cargas permanentes, cargas móviles y su efecto dinámico, fuerzas de pretensado, fuerzas de montaje, escurrimiento plástico, contracción de fraguado y relajación de los aceros.

3.6.4 TENSIONES MÁXIMAS PARA VIGAS PRETENSADAS

En el Artículo 9.15.2 de la AASHTO se especifican las tensiones máximas admisibles para el hormigón pretensado. Se aceptarán valores mayores sólo en casos particulares aprobados por el MOPC.

3.6.5 RECUBRIMIENTO Y SEPARACIÓN DE CABLES

El recubrimiento mínimo del acero de pretensado y de la armadura pasiva deberá cumplir con lo establecido en el Artículo 9.26.1 de la AASHTO.

Recubrimientos	
Acero de Pretensado y Armadura Principal de Acero Convencional	4,0 cm

Refuerzos en Losas:

- Recubrimiento superior de losa 2.5 cm
 - Recubrimiento inferior de losa 2,5 cm
- Estribos y zunchos 2,5 cm

La separación libre mínima entre elementos tensores 'deberá cumplir con lo establecido en el Artículo 9.26.2 de la AASHTO.

- Acero Pretensado: el mayor valor entre 3 veces el diámetro del cable o $11/3$ el tamaño máximo del árido.
- Acero Postensado: el mayor valor entre 3,8 cm o $11/2$ el tamaño máximo del árido.

3.7 ACERO ESTRUCTURAL

En la Sección 10 de la AASHTO se entregan las disposiciones y criterios de diseño para Acero Estructural en los puentes y obras afines. Estas disposiciones deberán ser respetadas en su totalidad en los diseños desarrollados en el país, considerando las modificaciones o complementos que se incluyen a continuación.

3.7.1 MATERIALES

Conforme se establece en la Tabla 10.2.A de la AASHTO, el acero estructural deberá especificarse según la designación AASHTO M270 en grados 36, 50, 50W, 70W y 100/100W, o ASTM A709 en grados 36, 50, 50W, 70W y 100/100W.

El acero de vigas y elementos soportantes de las cargas principales sometidos a esfuerzos de tensión, tendrá propiedades suplementarias de impacto según se describe en "AASHTO Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing".

Los requerimientos adicionales se refieren a las propiedades de tenacidad y resiliencia del material que permiten que sea sometido a ciclos de carga, absorbiendo y regresando energía sin deformaciones permanentes. Estos requerimientos de impacto dependen del tipo de acero, tipo de construcción, tipo de unión (soldada o remachada) y el promedio mínimo de temperatura de servicio a la cual la estructura estará sujeta.

Los aceros serán de resiliencia garantizada y se podrán usar aceros equivalentes siempre y cuando sean de resiliencia certificada, o ésta sea homologada con ensayos de probeta Charpy, con probetas según ASTM E23-96 y frecuencia de ensayos según ASTM A673-95. La temperatura a la cual se

deben realizar los ensayos y los valores mínimos que deben cumplir se encuentran en la Especificación ASTM A 709/ A 709M - 97 A para las tres zonas de temperatura definidas en la Tabla 10.3.3A de la AASHTO que, expresada en grados Celsius, se transcribe en la Tabla 3-11.

Designación de Zona	Temperatura Mínima de Servicio	
	°F	°C
1	O°F y superior	-18°C y superior
2	-1°F a -30°F	-19°C a -34°C
3	-31°F a -60°F	-35°C a -51°C

Tabla 3-11: Designación de zonas de temperaturas para ensayos de probeta Charpy.

Las secciones plegadas solo podrán fabricarse con acero cuya ductilidad para ser plegados sea garantizada de fábrica.

Los perfiles de acero estructural se denominarán de acuerdo a los estándares del país de origen, indicando la norma que rige la denominación del perfil y sus propiedades físicas químicas.

Es obligatorio que los aceros y perfiles consten con los certificados de homologación a los requerimientos de la AASHTO. En caso de que no cuenten con estos certificados, la homologación deberá hacerse en laboratorios nacionales reconocidos por el MOPC.

3.7.2 ESPESORES MÍNIMOS

Los espesores mínimos del metal se especifican en el Artículo 10.8 de la AASHTO.

3.7.3 CONECTORES DE CORTE

En vigas de puentes, pasos a desnivel y pasarelas sólo se aceptarán conectores de corte del tipo Canal o Espárragos (Stud). Su diseño se regirá por lo establecido en el Artículo 10.38.2 de la AASHTO.

3.7.4 DISEÑO DE SOLDADURAS

El diseño de las soldaduras de vigas y estructuras metálicas deberá ceñirse a lo especificado en el Artículo 10.23 de la AASHTO y a lo especificado en la Norma A WS D 1.5, "Bridge Welding Code".

3.7.5 SECCIONES COMPUESTAS EN VIGAS DE ACERO CONTINUAS

El diseño de las secciones en las zonas de momentos positivos en vigas de luces continuas no difiere del diseño en tramos simplemente apoyados y deberán considerarse como sección compuesta. En las zonas de flexión negativa, las barras de refuerzo paralelas a la viga de acero y dentro del ancho efectivo de la losa se usarán para calcular las propiedades de la sección compuesta. Las barras deben anclarse apropiadamente en la región de momento positivo (ver Artículo 10.38.4.2 de la AASHTO).

Para transferir las fuerzas de las barras de refuerzo a la viga de acero deben incluirse conectores de corte entre el apoyo interior y cada punto de inflexión adyacente. La fuerza horizontal que debe transferirse se puede calcular a partir de la siguiente ecuación:

$$V_h = (A_{sr} * f_{yr}) / 2 \quad \text{Ecuación 3-36}$$

Dónde:

A_{sr} Área total de barras de refuerzo.

f_{yr} Resistencia a la fluencia de las barras de refuerzo.

Los conectores de cortante en la zona de momento negativo pueden espaciarse uniformemente entre el punto de momento máximo negativo y los puntos de momento nulo.

3.8 APOYOS ELASTOMÉRICOS (NEOPRENOS)

En la Sección 14 de la AASHTO se entregan las disposiciones y criterios de diseño para los Apoyos Elastoméricos en puentes y obras afines. Estas disposiciones deberán ser respetadas en su totalidad en los diseños desarrollados en el país, considerando las modificaciones o complementos que se incluyen a continuación.

3.8.1 ENSAYOS DE LOS MATERIALES

Las placas elastoméricas deberán ser ensayadas ciñéndose a lo especificado en las "Especificaciones Técnicas Generales" para la construcción de puentes del MOPC.

3.8.2 MÓDULO DE CORTE G DE LAS PLACAS

En las placas de apoyo de neopreno se deberán utilizar un valor entre 10 y 14 kgf/cm² para el módulo de corte G. Valores distintos deberán justificarse con ensayos ejecutados en laboratorios reconocidos, aprobados por el MOPC.

3.8.3 DEFORMACIÓN MÁXIMA ADMISIBLE

La deformación lateral para la condición sísmica, más el 50% de la deformación por temperatura, no deberá superar el 100% de la altura del neopreno de la placa de apoyo. Otros valores para la deformación máxima se aceptarán sólo si se justifican con ensayos ejecutados en laboratorios reconocidos, aprobados por el MOPC.

SECCIÓN 4 - PRESENTACIÓN DE LOS ESTUDIOS

4.1 GENERALIDADES

En la presente sección se establecen procedimientos que se aplicarán en la elaboración y presentación de los planos, informes y documentos de los estudios para puentes y estructuras afines.

4.2 OBJETIVOS Y ALCANCES

4.2.1 ASPECTOS GENERALES

El diseño para puentes y obras afines normalmente es desarrollado como un capítulo especial en el estudio de una carretera o camino; o bien, como un proyecto independiente. En ambos casos el estudio constituirá una unidad que se desarrolla en forma independiente, una vez que se ha definido su ubicación.

Cuando las estructuras sean parte del estudio de un camino, estos proyectos deberán figurar en los planos planta-perfil del Diseño Geométrico del Camino, a fin de mostrar su ubicación y principales características; pero el desarrollo de su solución se presentará en láminas separadas, y a escalas convenientes. El detalle referido a las cantidades de obra para el puente u obra afín se cuantificará y se presentará de manera separada a las del camino; por lo tanto, es fundamental definir, en los planos del proyecto del puente, entre qué puntos rigen estas cantidades, a fin de evitar doble ubicación o la omisión de ciertos ítems de construcción.

4.2.2 FORMATOS DIGITALES Y MEDIOS DE DIFUSIÓN

Los textos se desarrollarán en procesadores de palabra compatibles con el programa "Word". Las Tablas y Gráficos se elaborarán mediante planillas de cálculo compatibles con el programa "Excel" y los Planos deberán ser elaborados en formatos compatibles con "Autocad". Asimismo, para la difusión del proyecto, deberá editarse una versión del proyecto en formato PDF. Este último formato de presentación se empleará para el caso de documentos elaborados mediante software técnico especializado.

4.2.3 NIVELES DE DESARROLLO

El nivel de desarrollo de los estudios fue definido en el punto 1.5.2 de esta Guía y se detallan a continuación.

4.2.3.1 Perfil de Proyecto

Dado el nivel de la información que normalmente se dispone para un Perfil de Proyecto, no es exigible la presentación de planos. Sólo cabe definir la necesidad de este tipo de proyectos, sus características principales y alternativas posibles, las que se pueden ilustrar en esquemas incluidos en el Informe del Perfil de Proyecto; para lo cual, se deberán realizar trabajos de gabinete y campo,

desarrollándose los primeros sobre la base de antecedentes existentes, tales como:

- Cartas Topográficas de pequeñas escala (IGM 1:25.000 ó 1 :50.000).
- Imágenes Satelitales.
- Estudios o Registros Pluviométricos y Pluviométricos existentes, o de proyectos cercanos.
- Estudios Geológicos y/o Geotécnicos de obras cercanas.
- Estadísticas viales y estudios de tráfico de estudios cercanos.
- Información general relativa a aspectos Ambientales sensibles del área.

Esta información se sumará a los antecedentes de campo, derivados de la información obtenida en terreno, mediante un reconocimiento ejecutado por especialistas de las diversas disciplinas, en lo posible, desarrollados en forma simultánea.

Con todos estos antecedentes, se procederá a estudiar las posibles alternativas de ubicación y emplazamiento de la obra. En los casos de puentes, se hará una primera aproximación de su longitud total y altura de rasante, derivadas de la conformación del cauce y caudales aproximados en crecida, para el Período de Retorno correspondiente, según la importancia de la ruta y de la estructura. En los casos de pasos a desnivel, serán la sección transversal y el ángulo de cruce de ambas vías las que determinarán normalmente la longitud total y altura de rasante de la obra. Estos estudios previos deben permitir desarrollar propuestas de estructuración general de la obra.

El Informe del Perfil deberá describir la geomorfología del terreno en el lugar de emplazamiento de las obras, los niveles de crecidas alcanzados por el río o quebrada según los informes proporcionados por lugareños, y la apreciación personal del especialista estructural, en todo lo que se refiere a las posibilidades de estructuración de la obra, tipo de fundación probable, luces de tramos, etc.

Sobre la base de toda esta información, se deberán desarrollar las propuestas de estructuración general de la obra.

Todo lo anterior, deberá permitir una evaluación de alternativas para el proyecto, que se podrá ejecutar sobre la base de costos por m² o m. de estructuras similares.

En esta etapa, deberá elaborarse la Ficha Ambiental y se remitirá la misma a la Autoridad Ambiental Competente para su categorización.

El Perfil de Proyecto, debe establecer el alcance de los Estudios de Ingeniería Básica que se deberán realizar en el siguiente nivel propuesto y definir si es posible pasar directamente al Nivel de Estudio de Identificación, Técnico Social y Ambiental (EI + TESA), o si por el contrario, dado el número de alternativas comparables, por motivos de orden socioeconómicos o por procedimientos del Organismo Financiado, se debe pasar al Nivel de Estudio de Identificación (EI).

4.2.3.2 Estudio de Identificación (EI)

En el Perfil de Proyecto se habrán definido las principales alternativas de ubicación, emplazamiento y estructuración de la obra, que razonablemente sean convenientes estudiar a un nivel de EI, el cual debe realizar el emplazamiento y estructuración más adecuada, cubriendo aspectos tales como la definición de formas, dimensionamiento y estabilidad de las estructuras.

En general, los proyectos de puentes, y estructuras afines para un EI, deberán desarrollarse a partir de los datos del levantamiento ejecutado para el estudio general del trazado de la vía, a no ser que éste sea insuficiente y los TDR's especifiquen un levantamiento de mayor detalle en la zona de emplazamiento de las obras. Algo similar sucede respecto de la información geotécnica para este nivel de estudio. Es por ello fundamental, según sean la importancia y complejidad del proyecto, que los TDR's especifiquen que estudios geotécnicos deben realizarse para esta etapa.

Los estudios hidrológicos, caudales de diseño para el período de retorno seleccionado, se desarrollarán en detalle en este nivel, sin embargo, el estudio hidráulico, niveles de aguas máximas y velocidades de escurrimiento, para el caso de puentes, será sólo aproximado ya que la información topográfica del cauce en la zona de emplazamiento no será suficiente para el estudio de ejes hidráulicos, salvo que los TDR's hubieran especificado el levantamiento de perfiles aguas arriba y aguas abajo de la zona de emplazamiento.

Los estudios de ingeniería básica desarrollados permitirán ejecutar los anteproyectos de las estructuras de las distintas alternativas. Estos estudios, conjuntamente con sus conclusiones, serán incluidos en el Informe Final, el que incluirá además, planos generales de las distintas estructuras estudiadas y un análisis de costos para cada alternativa. Con todo esto se podrá concluir finalmente qué alternativa pasa al nivel TESA.

El Informe Final del EI definirá con todo detalle la cantidad y tipo de Ingeniería Básica que se ejecutará en la etapa del TESA de la alternativa seleccionada, considerando que la información obtenida en la etapa del EI pudiera ser adecuada y suficiente, o que por el contrario, se requiriera complementarla, para levantar las indeterminaciones que pudieran existir.

4.2.3.3 Estudio Técnico Social y Ambiental (TESA)

Esta etapa comprende el diseño detallado de proyecto, desarrollado en base a los antecedentes de Ingeniería Básica recopilados y analizados con grados crecientes de detalle a lo largo de los distintos niveles de estudio y en los indicados en los TDR's para este nivel; contando finalmente con datos de terreno tomados específicamente para el proyecto. En esta etapa, además, se realizará el Estudio de Evaluación de Impacto Ambiental (EEIA).

El estudio concluye con el desarrollo de todos los Planos, Informes y Documentos Anexos, definidos en este capítulo, más aquellos que se pudiesen haber establecido en los TDR' s. Las escalas y grado de detalle serán los adecuados, considerando que el proyecto será empleado para la licitación de la construcción de la obra, permitiendo su expedita materialización, seguimiento y control.

4.3 PLANOS

4.3.1 FORMATOS Y CARATULAS

Los planos correspondientes a los diversos niveles de estudio de un proyecto se presentarán en láminas normalizadas, cuyas dimensiones, expresadas en milímetros, se indican en la Tabla 4-1. En general los planos se presentarán en formato A-1 y versión reducida A-3.

Designación	Línea de	Límites de	Margen		Tam. Mínimo
	Corte	Dibujo	Izq.	Otros	Caracteres
A-1	594 x 791	544 x 791	40	10	1,5-2,5
A-2	370 x 574	370 x 574	40	10	1,5-2,5
A-3	272 x 410	272 x 410	20	5	1
A-4	185x287	185 x 287	20	5	1

Tabla 4-1: Dimensiones de láminas normalizadas

Eventualmente la Supervisión del Estudio podrá autorizar el uso del formato A-0 cuyas dimensiones son:

Designación	Línea de Corte	Límites de Dibujo	Margen		Tam. Mínimo
			Izq.	Otros	Caracteres
A-0	841 x 1188	791 x 1168	40	10	1,5-2,5

La carátula estará contenida en una faja de 30 mm de alto, medidos a partir del trazo inferior del marco de la lámina, cubriendo todo el espacio útil existente entre las líneas verticales del marco. La distribución de los espacios y contenidos se señalan en la Tabla 4-2. Las caratulas de los proyectos de puentes y estructuras afines contarán además con un recuadro de 90 mm de alto por 150 mm de ancho, el que se emplazará por sobre la faja de 30 mm en el extremo izquierdo, conforme se muestra en la Figura 4-1. En este recuadro, en la lámina de Disposición General de los Proyectos Definitivos cuyo contenido se detalla en el punto 4.2.3.3, se identificarán y firmarán los responsables del Estudio Hidráulico y de Mecánica de Suelos. En el resto de las láminas bastarán las firmas del Proyectista, el Revisor y el Jefe del Área de Puentes y Estructuras. Los planos correspondientes a estas estructuras se identificarán con la sigla ES.

Distribución Horizontal (mm)			Leyenda	Tamaño Caracteres (mm)	
	A-1	A-2		A-1	A-2
LO	140	102	Ministerio de Obras Públicas y	4	3
			Dirección de Vialidad	4	3
L1	120	87	Ejecución y Revisión del Proyecto		
			Entidad Ejecutora, Jefe Proyecto, Supervisión		

			(3 líneas horizontales, 3 casillas)	3	3
L2	120	87	Aprobación del Proyecto:		
			Versión-Fecha-Aprobación		
			(4 líneas horizontales, 12 casillas)	3	3
L3	170	123	Nombre del Proyecto	5	4
L4	60	44	Departamento	4	3
L5	130	94	Nivel de Estudio (El o TESA)	4	4
			Tipo de Plano	4	4
			Dm cubierta por la lámina y escala	3	3
L6	20	15	Sigla asignada al tipo de plano	4	3
L7	31	22	Numeración lámina y total de ellas.	4	3
L8	150	108	Ministerio de Obras Públicas y	4	3
			Departamento de Puentes		
			Nombre del Puente	4	3
			Firmas	2	2
			Dibujo-Fecha-Escala-Contenido	2	2

Tabla 4-2: Distribución y contenido de la Carátula

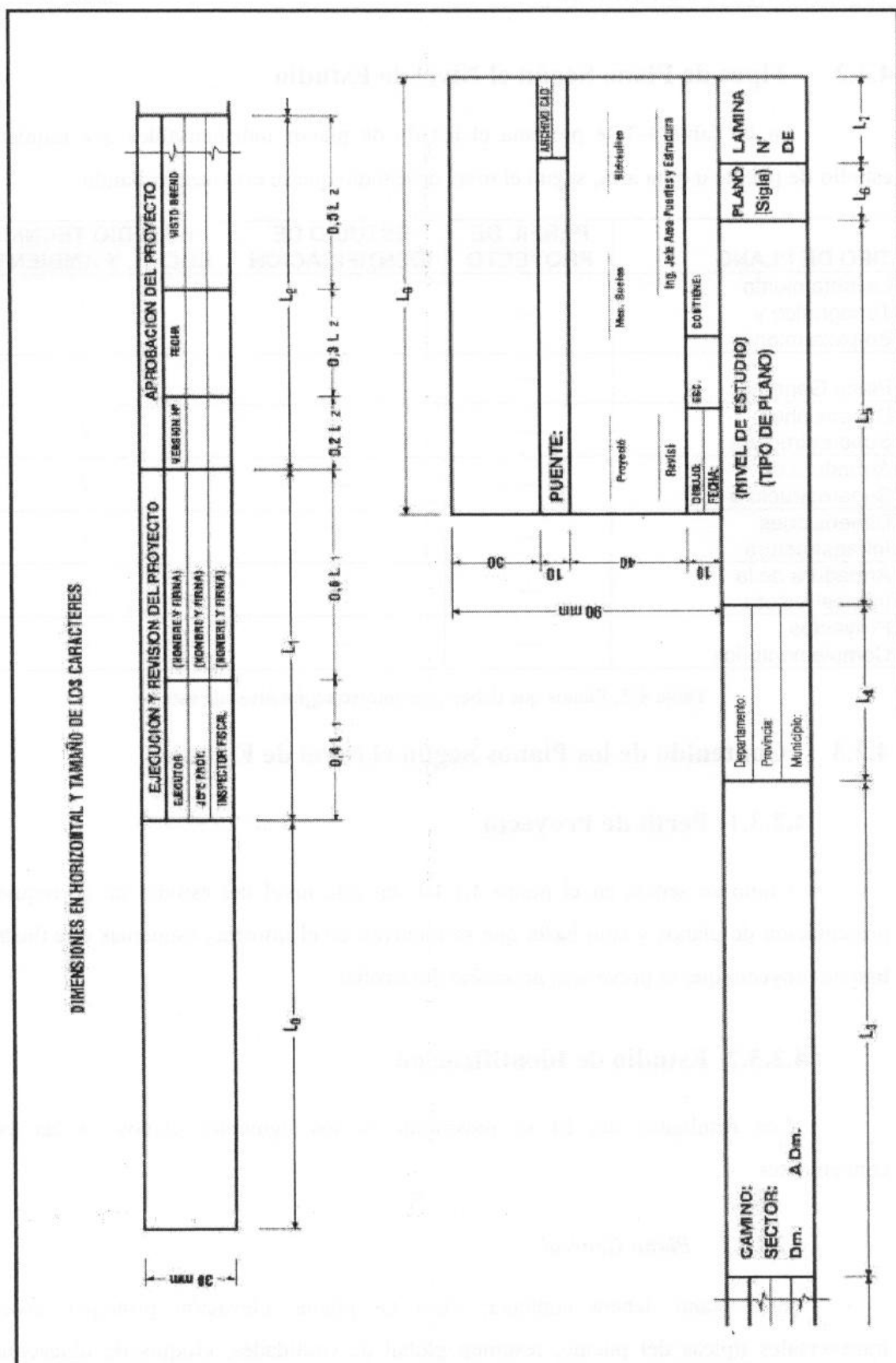


Figura 4-1: Carátulas laminas A-1 y A-2

4.3.2 TIPOS DE PLANO SEGÚN EL NIVEL DE ESTUDIO

En la Tabla 4-3 se presenta el listado de planos indispensables que requiere un estudio de puente u obra afín, según el nivel de estudio que se esté desarrollando.

TIPO DE PLANO	PERFIL DE PROYECTO	ESTUDIO DE IDENTIFICACIÓN	ESTUDIO TÉCNICO SOCIAL Y AMBIENTAL
Levantamiento Topográfico y Emplazamiento	—	—	·√
Plano General	—	·√	·J
Dimensiones Superestructura	—	·J	·J
Armadura de Superestructura	—	—	·J
Dimensiones Infraestructura	—	·J	·J
Armadura de la Infraestructura	—	—	·√
Proyectos Complementarios	—	—	·J

4.3.3 CONTENIDO DE LOS PLANOS SEGÚN EL NIVEL DE ESTUDIO

4.3.3.1 Perfil de Proyecto

Como se señala en el punto 4.2.3.1, en este nivel del estudio no se requiere la presentación de planos y solo basta que se incluyan en el informe, esquemas que ilustren el tipo de proyecto que se prevé será necesario desarrollar.

4.3.3.2 Estudio de Identificación

Los resultados del EI se mostrarán en los siguientes planos a las escalas convenientes.

4.3.3.2.1 Plano General

Este plano deberá contener: vista en planta, elevación principal, secciones transversales típicas del puente, resumen global de cantidades, croquis de ubicación que incluyan curvas de nivel, dirección de la corriente, cotas de fundación de la infraestructura, cotas de la rasante en puntos notables del puente, progresivas de los puntos notables del puente, niveles de agua (NAME, NAM, etc.) y la ubicación y profundidad de los sondeos realizados, notas técnicas, que incluyan: la carga viva considerada, descripción de la superestructura y de la infraestructura, características de los materiales de construcción, unidades de las dimensiones, así como otra información que el Ingeniero Proyectista considere relevante.

4.3.3.2 Planos de Dimensiones de la Superestructura

Estos planos deberán contener detalles de las dimensiones generales del tablero y su sistema estructural, en planta, elevación secciones transversales detalles y secciones necesarios de todos los elementos de la superestructura, detalle del sistema de barreras de protección, barandas, detalle de juntas de dilatación, detalle del drenaje de la calzada, resumen de cantidades y otros detalles que se considere necesarias, además, notas técnicas que incluyan: la carga viva considerada, descripción de la superestructura, características de las juntas y barreras, unidades de las dimensiones, así como otra información que el Ingeniero Proyectista considere relevante.

4.3.3.3 Planos de Dimensiones de la Infraestructura

Estos planos deben contener detalles de las dimensiones generales, en planta, elevación, vistas laterales, cortes y detalles de estribos y pilas, detalles de los aparatos de apoyo, cotas de fundación, nivel actual del terreno, resumen de cantidades y notas técnicas que incluyan: la carga viva considerada, descripción de la infraestructura, características de los materiales de construcción, fatiga admisible del suelo de fundación o datos relevantes referidos a su resistencia o al estudio geotécnico realizado, unidades de las dimensiones, así como otra información que el Ingeniero Proyectista considere relevante.

4.3.3.3 Estudio Técnico, Social y Ambiental

Los proyectos definitivos de estructuras de puentes y obras afines, se mostrarán en planos constructivos con el detalle suficiente para que el proyecto pueda ser ejecutado y supervisado.

Las dimensiones de los elementos de hormigón se expresarán en metros, salvo que en las notas técnicas se indique expresamente lo contrario. El diámetro del acero de refuerzo para hormigones se especificará en milímetros y sus separaciones en centímetros. Las dimensiones de las estructuras de acero, pernos de anclaje y otros elementos se especificarán en milímetros en los planos de estructuras de acero, aun cuando en los planos de hormigón se especifiquen en centímetros. Los niveles de referencia o coordenadas respecto a un cero se expresarán preferentemente en metros, salvo indicación contraria en planos.

A continuación se señalan los aspectos más importantes que deberá contener cada plano.

4.3.3.3.1 Planos de Levantamiento Topográfico y Emplazamiento

Esta lámina mostrará el lugar de emplazamiento de la estructura y su relación con los caminos de acceso. Si el puente o estructura afines un proyecto especial que está inserto en un proyecto más amplio de un camino, los límites entre ambos se fijarán claramente en este plano.

En esta lámina se mostrará en la parte superior, la planta con el levantamiento topográfico del sector a escala 1:500. Esta planta mostrará el lugar de emplazamiento de la obra, el trazado de los caminos de acceso y antecedentes tales como, posición de los sondeos, calicatas, BM's topográficos, etc. Se mostrará además en esta planta las obras complementarias de la estructura tales como muros de contención, obras de protección de márgenes, bajadas de agua, etc. En la parte inferior de la lámina se mostrará el perfil longitudinal de los caminos de acceso y el puente, en la zona de emplazamiento de éste.

4.3.3.3.2 Planos de Armaduras de la Superestructura

En estos planos se mostrarán los detalles de aceros de refuerzo, su número de posición, la cantidad, diámetro y separación si se requiere, para cada esquema y detalle constructivo necesario para la ejecución de la superestructura; se incluirá la planilla de aceros en el que se detalle la posición, diámetro, cantidad, longitud unitaria, longitud total y peso, para lo cual, se asumirá como peso específico del acero de construcción 7,850 Kg/m³; esta planilla incluirá esquemas de doblado para cada posición. Además, los planos mostrarán detalles de cables y anclajes, si se trata de un puente de hormigón pretensado; se incluirá un resumen de cantidades y notas técnicas que incluyan: la carga viva considerada, características de los materiales, recubrimientos, longitudes de empalme, tratamiento de las superficies, unidades de las dimensiones, así como otra información que el Ingeniero Proyectista considere relevante

4.3.3.3.3 Planos de Armadura de la Infraestructura

En estos planos se mostrarán los detalles de aceros de refuerzo, su número de posición, la cantidad, diámetro y separación si se requiere, para cada esquema y detalle constructivo necesario para la ejecución de pilas y estribos; se incluirá la planilla de aceros en el que se detalle la posición, diámetro, cantidad, longitud unitaria, longitud total y peso, para lo cual, se asumirá como peso específico del acero de construcción 7.850 Kg/m³; esta planilla incluirá esquemas de doblado para cada posición. Se incluirá un resumen de cantidades y notas técnicas que incluyan: la carga viva considerada, características de los materiales, recubrimientos, longitudes de empalme, tratamiento de las superficies, tensión admisible del suelo de fundación, unidades de las dimensiones, así como otra información que el Ingeniero Proyectista considere relevante.

4.3.3.3.4 Planos Complementarios

En estos planos se mostrarán los detalles constructivos especiales, ubicación y detalles de obras de protección y encauce así como esquemas de procesos constructivos, cuando el proyecto sea un proyecto especial.

4.4 INFORMES Y DOCUMENTOS

4.4.1 FORMATOS

Los estudios de puentes y obras afines, cualquiera sea su nivel, requieren de informes parciales o de avance y de un informe final que permita, conjuntamente con los planos del proyecto, una clara comprensión de los objetivos y resultados del estudio realizado.

Los informes parciales y finales de los estudios se presentarán en formato A4, de 297 mm de alto por 210 mm de ancho, tamaño final cortado. Los márgenes serán de 25 mm en el extremo superior y en el lado izquierdo, 20 mm en el extremo inferior y 15 mm en el lado derecho. Los documentos gráficos se presentarán en láminas formato A4 con un margen izquierdo de 20 mm por el lado izquierdo y 5mm por los otros tres lados, o en múltiplos de 297 x 190 mm, para poder plegarlas manteniendo el tamaño del formato. La redacción del documento será impersonal. Las unidades se presentarán en conformidad a lo dispuesto en el punto 1.4.2 de la presente Guía.

4.4.2 ESTRUCTURA DE LOS INFORMES

En general, el informe de un proyecto estructural estará conformado por cuatro partes, a saber:

- Resumen.
- Informe.
- Conclusiones.
- Anexos.

4.4.2.1 Resumen

En este capítulo se desarrollará una exposición sintética de los objetivos y alcances del estudio, así como también, una descripción somera de las características geomorfológicas, hidrológicas y geotécnicas del área de emplazamiento del proyecto. Se incluirá además una síntesis de las alternativas estudiadas, con una breve descripción de la estructuración final adoptada y, por último, una versión resumida del presupuesto final de la obra.

4.4.2.2 Informe

Este Informe, también denominado Memoria del Proyecto, comprenderá los siguientes aspectos:

- Memoria Descriptiva.
- Ingeniería Básica.
- Memoria de Cálculo de las Estructuras.
- Especificaciones Técnicas.
- Cantidades de Obra.
- Análisis de Precios y Presupuesto.
- Cronograma de Ejecución.
- Equipo Mínimo.

En la Memoria Descriptiva del proyecto se señalará el lugar de emplazamiento de la obra, el nombre y número de la ruta y tramo, las progresivas de entrada y salida, coordenadas geográficas y una breve descripción de los caminos de acceso. Se entregará una reseña de las alternativas analizadas y se hará una descripción detallada de la estructura finalmente diseñada, señalando las causas y parámetros analizados para definir la estructuración elegida. Se revisará la consistencia de la estructura diseñada con los antecedentes obtenidos en los Estudios de Ingeniería Básica, los cuales se analizarán en detalle en el segundo capítulo del Informe. Se incluirán además en esta parte del Informe, descripciones detalladas de los proyectos complementarios tales como los de protección y mejoramiento del cauce, defensas de riberas e infraestructura, proyecto de evacuación de aguas de lluvias, etc. Finalmente se incluirán las conclusiones y recomendaciones derivadas del proyecto, que pudieran ser relevantes considerar durante la construcción y operación de la obra.

En la segunda parte del Informe se hará una recopilación de la Ingeniería Básica que desarrolló en el proyecto. Por lo general, el estudio del puente u obra afín, es un proyecto especial dentro del estudio más amplio de un camino, por lo que, los estudios de Ingeniería Básica se encuentran insertos en otros volúmenes del proyecto. En este caso, en este capítulo se harán las citas necesarias a los volúmenes donde se encuentra la información, no obstante lo cual, es recomendable que las partes pertinentes se reproduzcan y se inserten como anexo al Informe del Proyecto. Todo esto, con el objeto claro de facilitar la comprensión y revisión del proyecto.

En la tercera parte del Informe se incluirá la Memoria de Cálculo Estructural del Proyecto, comenzando por detallar las bases del diseño y las referencias completas a la normativa empleada. Esta es la única parte del Informe que con la aprobación de la Entidad Contratante, se podrá presentar de forma manuscrita, con letras tipo imprenta, clara y legible.

En caso de tratarse de un estudio específico para puentes, en la cuarta parte del Informe se incluirán las Especificaciones Técnicas Generales y Especiales. En caso de ser este un capítulo del estudio de una carretera o camino, las Especificaciones constituyen un volumen independiente.

Finalmente, en las partes quinta y sexta del Informe se incluirá un detalle de las cantidades de obra, análisis de precios, presupuesto, Cronograma de ejecución y equipo mínimo. En estudios de identificación, se deberá dejar establecido en el Informe las bases bajo las cuales se hicieron la estimación de cantidades de obra y, en particular, las cuantías ocupadas para determinar la cantidad de acero para hormigones.

4.4.2.3 Anexos

En esta parte del informe se incorporará toda aquella documentación que ha sido relevante durante el desarrollo del estudio, sobre todo, aquella que haya tenido una importancia significativa en la toma de decisiones para alcanzar la solución final; entre éstas se pueden citar las siguientes:

- Estudios de Ingeniería Básica.
- Documentos y Correspondencia Oficial con Organismos Públicos y Privados relativos al Proyecto.
- Memorias de Proyectos Complementarios.

SECCIÓN 5 - CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES

En la presente sección se presentan las consideraciones generales para el diseño y construcción de puentes. Todas las tablas presentadas a continuación consideran superestructuras de hormigón.

5.1. SISTEMAS CONSTRUCTIVOS EN FUNCIÓN DE LA LUZ Y LAS CONDICIONES CONSTRUCTIVAS

TABLA 5-1 : SISTEMA CONSTRUCTIVO SEGUN LA LUZ DE LA ESTRUCTURA

RANGO DE LUZ	METODO CONSTRUCTIVO										
	PREFABRICACION						OBRA FALSA	FABRICACION IN SITU			LANZAMIENTO INCREMENTAL
	VIGA PREFABRICADA		PREFABRICACION EN SEGMENTOS					ENCOFRADO MOVIBLE	VOLADOS SUCESIVOS		
	LANZAMIENTO DE VIGA	MONTAJE CON GRUA	MONTAJE CON OBRA FALSA	MONTAJE SEGMENTO POR SEGMENTO	LANZAMIENTO DE VIGA	MONTAJE CON CERCHA DESLIZANTE			MONTAJE CON CERCHA DESLIZANTE	LANZAMIENTO DE VIGA	
20 m - 40 m	≠	≠	≠	≠	X	X	≠	≠	X	X	≠
40 m - 60 m	O	!	O	O	!	!	≠	O	O	O	≠
60 m - 80 m	X	X	!	!	≠	≠	O	!	≠	≠	!
80 m - 100 m	X	X	X	!	O	≠	!	X	≠	≠	X
> 100 m	X	X	X	!	!	≠	!	X	≠	O	X

≠ Más Apropiado

O Aplicable

X No Aplicable

! Mayor Estudio

TABLA 5-2 : SISTEMA CONSTRUCTIVO SEGUN LAS CONDICIONES DE CONSTRUCCION

CONDICIONES PARA LA CONSTRUCCION	METODO CONSTRUCTIVO										
	PREFABRICACION						OBRA FALSA	FABRICACION IN SITU			LANZAMIENTO INCREMENTAL
	VIGA PREFABRICADA		PREFABRICACION EN SEGMENTOS					ENCOFRADO MOVIBLE	VOLADOS SUCESIVOS		
	LANZAMIENTO DE VIGA	MONTAJE CON GRUA	MONTAJE CON OBRA FALSA	MONTAJE SEGMENTO POR SEGMENTO	LANZAMIENTO DE VIGA	MONTAJE CON CERCHA DESLIZANTE			MONTAJE CON CERCHA DESLIZANTE	LANZAMIENTO DE VIGA	
PROFUNDIDAD VARIABLE	O	O	O	!	≠	≠	O	!	≠	≠	X
PUNTES CURVOS	O	O	O	O	O	≠	≠	O	≠	O	O
ANCHO VARIABLE	O	O	!	!	!	!	≠	!	≠	O	!
BAJA ALTURA DE GALIBO	≠	O	!	≠	≠	≠	O	≠	≠	≠	≠
CONSTRUCCION RAPIDA	O	O	O	≠	≠	≠	!	O	O	O	O
LUZ MULTIPLE	≠	≠	!	≠	≠	≠	!	≠	O	O	≠
CLIMA	!	!	O	≠	≠	≠	!	≠	≠	≠	≠
TRANSPORTE DE MATERIAL SOBRE LA LOSA	≠	X	X	≠	≠	!	X	≠	!	≠	≠
PILAS ALTAS	≠	!	X	≠	≠	≠	!	≠	≠	≠	≠

≠ Más Apropriado

O Aplicable

X No Aplicable

! Mayor Estudio

5.2. RELACIÓN ENTRE EL TIPO DE ESTRUCTURA, SISTEMA CONSTRUCTIVO, Y RANGO DE LUZ APLICABLE

TABLA 5-3 : RELACION ENTRE TIPO DE ESTRUCTURA, SISTEMA CONSTRUCTIVO Y RANGO DE LUZ APLICABLE

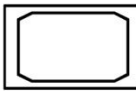
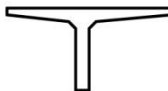
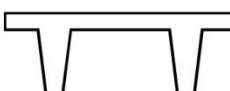
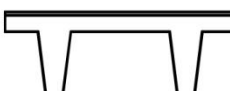
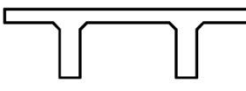
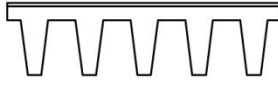
			TIPO DE ESTRUCTURA	SECCION TRANSVERSAL	METODO DE MONTAJE	LUZ (m)							MAXIMA LUZ (m)	ALTURA DE VIGA / LUZ		
						20	40	60	80	100	140	180				
VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS	VIGA PREFABRICADA	TIPO PRETENSADO			GRUA										24	1 / 24
					GRUA									24	1 / 18	
					GRUA O LANZAMIENTO DE VIGA									45	1 / 16	
	VACIADO EN SITIO				GRUA O LANZAMIENTO DE VIGA									40	1 / 15	
					OBRA FALSA									24	1 / 22	
					OBRA FALSA									66	1 / 17	
OBRA FALSA	VIGA PREFABRICADA	TIPO PRETENSADO			GRUA										24	1 / 24
					GRUA										24	1 / 18
	TIPO POSTENSADO				GRUA O LANZAMIENTO DE VIGA									41	1 / 16	
					GRUA O LANZAMIENTO DE VIGA									40	1 / 15	

TABLA 5-4 : RELACION ENTRE TIPO DE ESTRUCTURA, SISTEMA CONSTRUCTIVO Y RANGO DE LUZ APLICABLE (CONTINUACION)

	TIPO DE ESTRUCTURA	SECCION TRANSVERSAL	METODO DE MONTAJE	RANGO DE LUZ (m)							MAXIMA LUZ (m)	ALTURA DE VIGA / LUZ
				20	40	60	80	100	140	180		
VIGAS CONTINUAS			OBRA FALSA O ENCOFRADO MOVIBLE	■	■	■					45	1 / 22
			OBRA FALSA	■	■	■					60	1 / 20
			ENCOFRADO MOVIBLE	■	■	■					45	1 / 20
			LANZAMIENTO INCREMENTAL	■	■	■					69	1 / 16
			VOLADOS SUCESIVOS			■	■	■	■	■	170	1 / 18 - 1 / 35
			OBRA FALSA O ENCOFRADO MOVIBLE	■	■	■					39	1 / 17
MARCO RIGIDO			OBRA FALSA	■	■	■					104	1 / 20
			VOLADOS SUCESIVOS			■	■	■	■	■	104	1 / 12
			OBRA FALSA	■	■	■					153	1 / 18 - 1 / 35
			VOLADOS SUCESIVOS			■	■	■	■	■	153	1 / 18 - 1 / 35
			VOLADOS SUCESIVOS			■	■	■	■	■	240	1 / 17 - 1 / 49
			VOLADOS SUCESIVOS			■	■	■	■	■	130	1 / 17 - 1 / 49
			OBRA FALSA	■	■	■					70	—
			VOLADOS SUCESIVOS			■	■	■	■	■	70	—
			OBRA FALSA	■	■	■					—	—
			OBRA FALSA	■	■	■					—	—

TIPO LOSA
 TIPO CAJON

**TABLA 5-5 : RECOMENDACIONES PARA LAS SECCIONES PREFABRICADAS
DE HORMIGON PRETENSADO SEGUN LA LONGITUD DEL PUENTE**

TIPO DE SECCION	ESQUEMA	RANGO DE LONGITUD	CANTO DE LA SECCION
LOSA LLENA		5.00 m - 10.00 m	25 cm - 40 cm
LOSA ALIGERADA		4.00 m - 15.00 m	20 cm - 65 cm
VIGAS CAJON		18.00 m - 33.00 m	65 cm - 115 cm
SECCIONES T MULTIVIGA		6.00 m - 35.00 m	50 cm - 125 cm
SECCIONES T MULTIVIGA CON TABLERO IN SITU		11.00 m - 24.00 m	60 cm - 120 cm
SECCION EN CANAL		6.00 m - 20.00 m	40 cm - 90 cm
SECCION EN CANAL CON TABLERO IN SITU		6.00 m - 21.00 m	30 cm - 90 cm
SECCIONES DOBLE T		7.50 m - 19.00 m	45 cm - 90 cm
SECCIONES DOBLE T CON TABLERO IN SITU		6.00 m - 20.00 m	40 cm - 90 cm
SECCIONES MULTINERVIO		6.00 m - 18.00 m	30 cm - 60 cm
VIGAS I		18.00 m - 35.00 m	90 cm - 140 cm
SECCIONES T DE ALA ANCHA		20.00 m - 45.00 m	100 cm - 220 cm

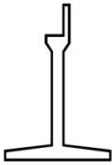
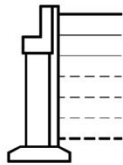
5.3. TOPOLOGÍAS RECOMENDABLES PARA ESTRIBOS SEGUN SU RANGO DE ALTURA

TABLA 5-6 : SEGÚN EL MATERIAL DE CONSTRUCCION

RANGO DE ALTURA	MATERIAL		
	BLOQUE DE APOYO	ESTRIBO TIPO MURO DE GRAVEDAD	ESTRIBO TIPO MURO MENSULA
<4 m	!	O	≠
4 m - 6 m	!	!	≠
6 m - 8 m	X	X	≠
8 m - 10 m	X	X	≠
10 m - 12 m	X	X	≠

≠ Más Apropiado
 O Aplicable
 X No Aplicable
 ! Mayor Estudio

TABLA 5-7 : SEGÚN LA TIPOLOGIA ESTRUCTURAL

RANGO DE ALTURA	TIPOLOGIA ESTRUCTURAL (con o si alero)					
	BLOQUE DE APOYO	ESTRIBO TIPO MURO DE GRAVEDAD	ESTRIBO TIPO MURO MENSULA	ESTRIBO CON CONTRAFUERTE	ESTRIBO CON BANDEJA ESTABILIZADORA	ESTRIBO ABIERTO CON ACCESO SME*
						
<2 m	≠	O	O	X	X	!
2 m - 4 m	!	≠	O	X	X	!
4 m - 6 m	X	!	≠	X	X	O
6 m - 8 m	X	X	≠	X	X	O
8 m - 10 m	X	X	O	!	X	≠
10 m - 12 m	X	X	!	O	!	≠

≠ Más Apropiado
 O Aplicable
 X No Aplicable
 ! Mayor Estudio

* SME : Suelo mecánicamente estabilizado

5.4. CONSIDERACIONES PARA PUENTES ESVIAJADOS

5.4.1 PUENTES CON VIGAS PRINCIPALES PARALELAS AL TRÁFICO

En cuanto a las vigas principales no es necesario realizar ninguna consideración especial debido al esviaje; sin embargo, para un ángulo de esviaje menor a 20° , el refuerzo principal en la losa del tablero debe ser colocado paralelo al esviaje y se considera su luz enviada en el cálculo.

Para esviajes mayores a 20° , el refuerzo debe ser colocado perpendicular a los elementos principales de los apoyos.

Los efectos de esviaje deben ser contemplados proporcionando barras cortas adicionales en las esquinas de la losa, según se muestra en la figura 5.1 siguiente:

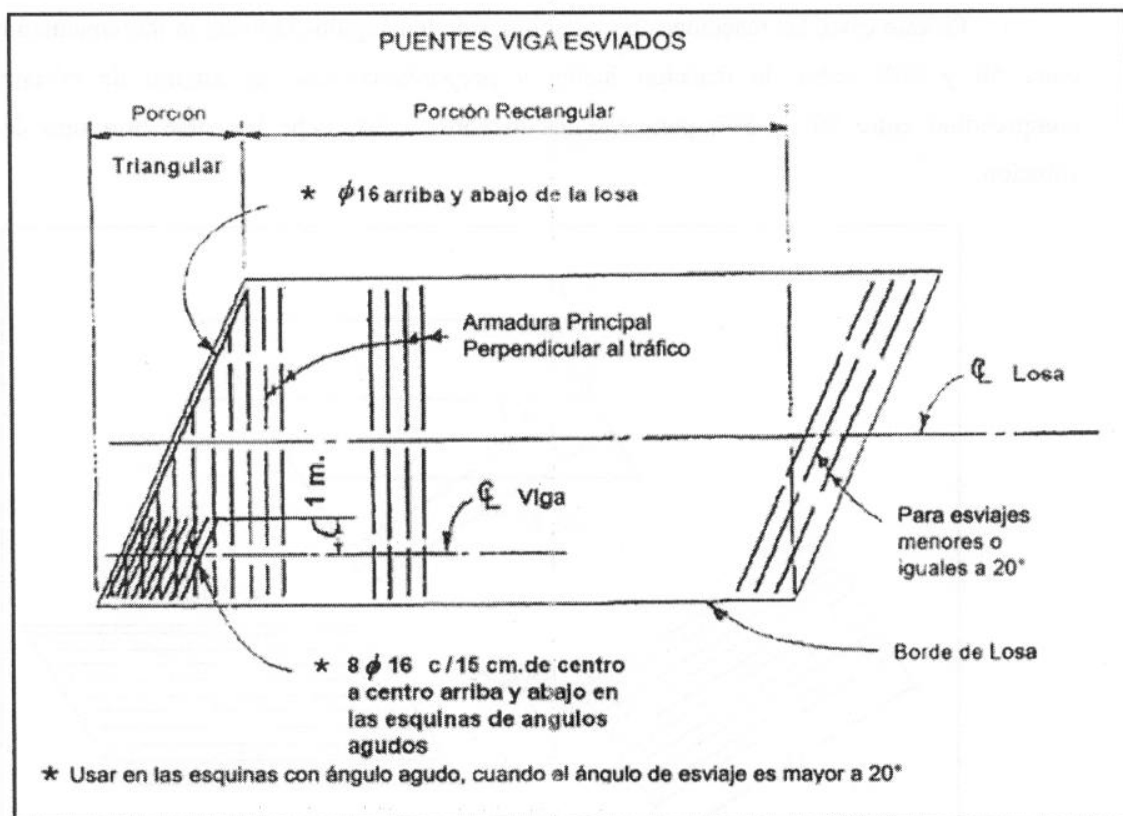


Figura 5-1.- Puente Viga Esviados¹¹

5.4.2 PUENTES CON LOSAS ESVIADAS

En el caso de losas cuyo refuerzo principal sea paralelo al tráfico debe considerarse también los casos siguientes:

- El primero en el cual el ángulo de esviaje sea menor a 20° , en tal caso en el cálculo del refuerzo a flexión puede despreciarse y la reacción en las esquinas de los ángulos agudos debe incrementarse proporcionalmente en 0% a 50% en proporción al ángulo de esviaje.
- Para ángulos comprendidos entre 20° y 50° la luz del cálculo deberá tomarse como la distancia perpendicular entre las caras de apoyo y el área de acero calculada A_1 debe incrementarse de la siguiente manera:

$$A_s = A_{s1} * \sec^2 \Phi$$

En este caso, las reacciones en las esquinas de los ángulos obtusos se incrementaran entre 50% y 90%.

- Para ángulos mayores a 50° debe estudiarse otro tipo de solución.

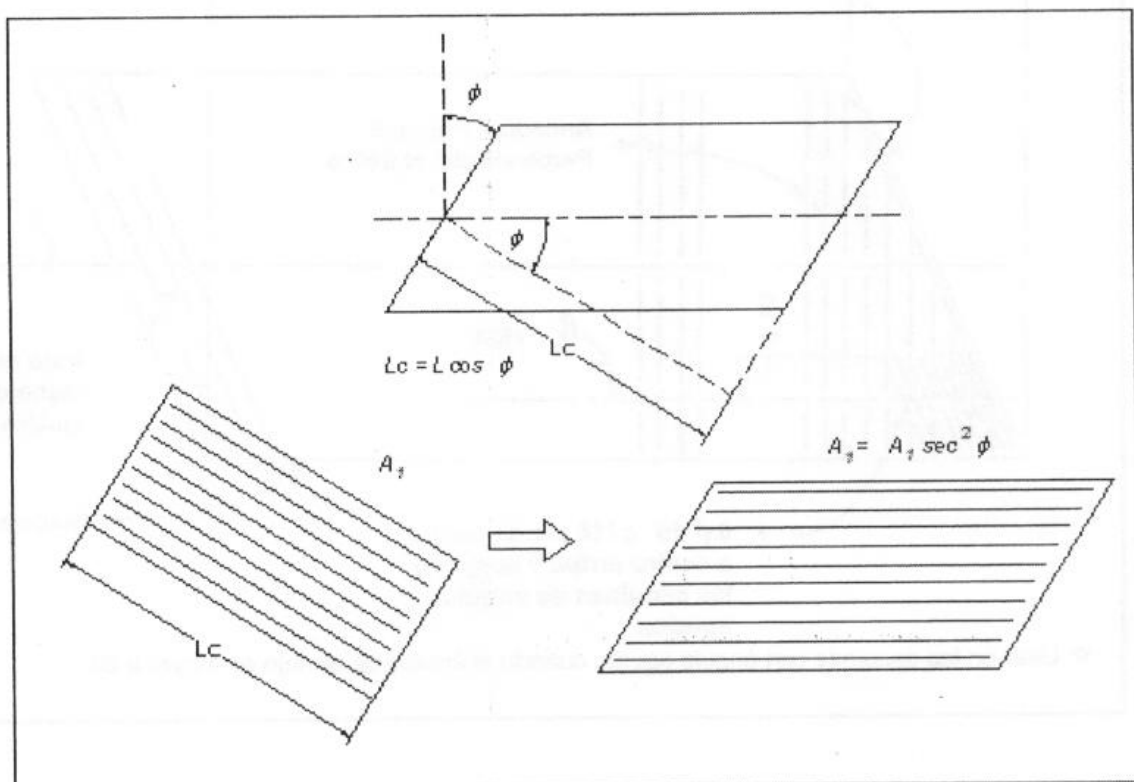


Figura 5- 2.- Puente Losa Esviajada⁵

BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO STANDARD, Standard Specifications for Highway Bridges 2002, 17ª Edition
2. AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications 2007
3. MANUAL DE CARRETERAS DE CHILE, VOLUMEN 3
4. REGLAMENTO BASICO DE PREINVERSION, Viceministerio de Inversión Pública y Financiamiento Bolivia, 2007
5. PUENTES, Hugo Belmonte Gonzales, La Paz –Bolivia, 4ª edición
6. DESIGN OF HIGHWAY BRIDGES, Richard Barker y Jay Puckett, 2ª edición
7. MANUAL DE DISEÑO GEOMETRICO, Normas de la República del Paraguay, 2011 (en edición)
8. MANUAL DE HIDROLOGIA Y DRENAJE, Normas de la República del Paraguay, 2011 (en edición)
9. MANUAL DE SUELOS Y MATERIALES –HORMIGONES, SUELOS Y ASFALTOS, Normas de la República del Paraguay, 2011 (en edición)
10. MANUAL DE DISEÑO GEOMETRICO, Administradora Boliviana de Carreteras, 2007
11. MANUAL DE HIDROLOGIA Y DRENAJE, Administradora Boliviana de Carreteras, 2007
12. MANUAL DE SUELOS Y MATERIALES –HORMIGONES, Administradora Boliviana de Carreteras, 2007
13. MANUAL DE SUELOS Y MATERIALES –SUELOS, Administradora Boliviana de Carreteras, 2009
14. GUIAS DE DISEÑO DE PUENTES, Administradora Boliviana de Carreteras, 2009
15. BRIDGE DESIGN GUIDELINES, Arizona Department of Transportation

