5-ª edición

CAMINOS

José Luis Escario

Ventura Escario

Enrique Balaguer

TOMO I estudio y construcción de la explanación

CAMINOS

Publicaciones de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

CAMINOS

POR

JOSE LUIS ESCARIO Y NUÑEZ DEL PINO

DR. INGENIERO DE CAMINOS

PROFESOR HONORARIO DE LA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS Y DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIEROS DE LIMA

Y

VENTURA ESCARIO UBARRI

DR. INGENIERO DE CAMINOS

M. S. HARVARD UNIVERSITY
SUBDIRECTOR DEL LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECÁNICA DEL SUELO

ENRIQUE BALAGUER CAMPHUIS

DR. INGENIERO DE CAMINOS

PROFESOR ENCARGADO DEL CURSO EN LA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS

TOMO PRIMERO:

ESTUDIO DEL TRAZADO Y CONSTRUCCION DE LA EXPLANACION

QUINTA EDICION

MADRID • 1967

ES PROPIEDAD
DERECHOS RESERVADOS

Depósito Legal: M - 17.887 - 1967.

Tipografía Artística. - Alameda, 12. - Madrid.

PROLOGO DE LA PRIMERA EDICION

Pretende recoger el autor en las páginas de este libro cuantos problemas se hallan planteados, en el momento presente, en la técnica de la construcción y explotación de caminos ordinarios; y como, en la parte de proyecto y construcción, los procedimientos técnicos en caminos ordinarios o ferrocarriles son idénticos, se examinan las características de estos últimos, estrictamente en aquello que puede influir en el trazado y construcción de la explanación, para que el lector pueda encontrar las bases para formular el proyecto de un ferrocarril.

La técnica del camino ha evolucionado profundamente en los últimos años; cuando el día de la paz llegue, todos los países habrán de realizar una modificación sustancial de su red de vías ordinarias, para adaptarla a los progresos que la experiencia de la mecanización de los ejércitos producirá en el vehículo; alguien ha dicho que en ese futuro, que ojalá sea próximo, los caminos actuales de primer orden quedarán casi con la categoría de los vecinales de hoy; la autoestrada, que hace unos años parecía manía de grandezas, será una realidad ineludible para las redes principales de una nación que quiera marchar al ritmo del siglo. Y además, estamos seguros de ello, la Administración del Estado habrá de ocuparse, con un concepto nuevo, de la explotación de la red nacional de caminos. Ante esta tarea, que ha de imponerse en plazo siempre breve, hemos pretendido plantear todos los problemas actuales, estudiados con la visión práctica que nos da una experiencia profesional de veinticinco años: parte de ella como administración, y parte, como constructor. Por haber vivido los problemas, no ignoramos la dificultad y responsabilidad de opinar, ni mucho menos las imperfecciones de nuestro Tratado; pero como lo mejor es enemigo de lo bueno, hemos creído preferible exponer a la crítica nuestra modesta labor, que dejar de hacer una aportación que la técnica española precisaba desde hace mucho tiempo.

Si nuestra tarea sirve para el fin expresado, la agobiante labor que ha representado su realización en los momentos actuales quedará compensada por haber contribuido, modestamente, a la reconstrucción de España.

El autor agradece profundamente su gentileza a cuantos le han proporcionado los datos, planos y fotografías reproducidas, y muy especialmente al señor Embajador de España en Wáshington, D. Juan F. de Cárdenas, por la valiosa información americana recibida, que sólo gracias a su hidalguía ha podido llegar a su poder en las difíciles circunstancias que atravesamos. Igualmente

agradece la completa información proporcionada por las Embajadas de Alemania e Italia en Madrid, y especialmente por el Instituto Sperimentale Stradale de Milán, y su insigne director, el Profesor Arriano.

En la preparación de este libro, colaboró con el autor, ayudándole en la penosa labor de selección de la información extranjera, el Ingeniero de Caminos don José Antonio Jiménez Salas, entonces alumno de 5.º año de la Escuela

José Luis Escario.

Madrid, 1943.

PROLOGO DE LA SEGUNDA EDICION

Terminada la primera edición en plena guerra, sólo fue posible recoger en ella, por referencias, los avances que se iniciaban en la técnica de la carretera. Esta segunda, en cambio, ha sido redactada después del estudio personal en Europa occidental y en Estados Unidos, de los progresos y tendencias actuales, que en este país son una brillante realidad, y en nuestro Continente, una aspiración, que poco a poco se va abriendo paso. Por ello, forzosamente, en estas páginas encontrará el lector una abundancia de documentación americana; no tiene más remedio que ser así, porque hoy día son los técnicos de Estados Unidos quienes, con vigor de juventud y una gran abundancia de medios económicos, marcan la orientación de cómo ha de ser y cómo se ha de administrar, en el futuro, la carretera. Unos medios de transporte, de capacidad cada día mayor y con velocidades más elevadas, imponen carreteras que cumplan condiciones técnicas muy rigurosas, por razones de seguridad y economía. Y la delimitación clara de la importancia de ambos conceptos, reducción del número de accidentes y del coste del transporte, ha hecho comprender a las Haciendas de los Estados que no es un lujo, sino un ahorro, tener buenas carreteras. Y ello lleva a normas nuevas en su financiación, con el concepto de que el servicio que prestan debe pagarse por los usuarios; la carretera ha de sostenerse a sí misma.

El tamiz de la cátedra, con la colaboración crítica de los alumnos, nos ha hecho modificar, en muchas partes, la ordenación y el fondo de la primera edición, pretendiendo lograr un conjunto más didáctico, en el cual queden claros los conceptos fundamentales.

El autor quiere agradecer muy sinceramente la favorable acogida de sus colegas norteamericanos, especialmente de la Public Roads Administration, la American Road Builder's Ass., con su director, magnífico mentor y amigo, Charles Upham; la Cement Portland Ass. y el Asphalt Institute.

En esta segunda edición me han prestado una valiosa ayuda mis dos colaboradores en el Laboratorio de Caminos, los Ingenieros D. José Antonio Jiménez Salas y D. Antonio Lleó y mi hijo Ventura, alumno de 4.º año de la Escuela.

José Luis Escario.

Madrid, 1949.

PROLOGO DE LA TERCERA EDICION

En el período de tiempo transcurrido desde la aparición de la anterior edición, se ha acentuado plenamente la tendencia que señalábamos en su prólogo: desde el punto de vista de financiación, el concepto explotación del camino va ganando terreno entre los economistas de los países; las carreteras de peaje y los fondos especiales van imponiéndose cada día con mayor fuerza, porque el usuario del vehículo paga gustoso, si con su aportación se mejora la carretera y puede rodar más y más barato; la economía particular es muy sensible a las ventajas de orden económico.

En el campo de la técnica, las exigencias en el proyecto y la construcción son cada día mayores; el estudio del trazado y la construcción esmerada y científica de la explanación firme y servicios auxiliares se imponen con rigor. Y en este aspecto todos los países con buenas redes de carreteras están convencidos de la importancia de la investigación y los ensayos en el Laboratorio y en el campo; con las características actuales del tráfico cada día más intenso y de mayor peso, proceder por rutina, por reglas empíricas, es una aventura que lleva a ruidosos fracasos y a gastos inútiles muy importantes; la aplicación de la mecánica del suelo, los estudios del comportamiento de los productos bituminosos y el cálculo de los firmes, son probablemente los problemas de mayor trascendencia que la técnica moderna del camino tiene planteados. En ellos se trabaja con ahínco y es de esperar que los progresos actuales, muy importantes, se conviertan pronto en teorías definitivas.

José Luis Escario y Ventura Escario.

Madrid, 1955.

PROLOGO DE LA CUARTA EDICION

Vivimos en tiempos en los cuales la evolución y el progreso de la técnica es rapidísimo; en el campo del transporte por carretera, durante los últimos años, el avance ha sido trascendental; este hecho que señalábamos insistentemente en los prólogos de las ediciones anteriores se ha acusado, si cabe más, en los años transcurridos desde la tercera edición de 1955; la paz ha permitido que los parques de vehículos de los distintos países crezcan enormemente, y ello ha acusado más aún la insuficiencia de las caracterísíticas de las viejas redes de carreteras del Mundo, imponiendo en muchos casos la construcción de arterias principales totalmente nuevas; de ellas las naciones de Europa tienen amplios planes, que hace años parecían una locura a los hacendistas y que hoy se imponen precisamente por una razón económica de buena administración. Como las inversiones necesarias son muy importantes, la técnica cada vez se va haciendo más depurada, tanto en el trazado como en la construcción de los firmes; el problema del camino es hoy uno de los más complejos que se plantean al Ingeniero, que en el plano directivo tiene que conjugar la economía de la solución escogida en su triple aspecto: construcción, conservación y explotación. Por ello, a las investigaciones de capacidad de tráfico y economía de la explotación han de ir unidos los correspondientes de dimensiones de la sección y calidad de los firmes. Y como el número de kilómetros a construir es muy grande y hay, por ello, que trabajar con coeficiente de seguridad muy pequeño, es preciso ser cada día más exigente en la técnica. La investigación en tramos experimentales está hoy a la orden del día, habiéndose demostrado en la práctica la rentabilidad de estos estudios a pesar de la importancia de la inversión necesaria; la trascendencia cada día mayor de los laboratorios de investigación y la necesidad ineludible de los de comprobación en obra de las características proyectadas son denominador común de la nueva técnica. Por ello encontrará el lector, en nuestra cuarta edición, profundas modificaciones en relación con las anteriores.

La actuación en el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, a cuyo personal el autor quiere significar su agradecimiento por el esfuerzo constante para tener la técnica española al día en todos los avances, y nuestro contacto constante con la realidad, a veces amarga, pero siempre profundamente aleccionadora del estudio de los fracasos, nos permite ofrecer al lector un resumen, pretendemos, bastante completo, de la técnica del camino.

José Luis Escario.

Madrid, 1960.

PROLOGO A LA QUINTA EDICION

Desde la cuarta edición (1960, primer tomo, y 1964, el segundo), la técnica del camino ha seguido evolucionando a ritmo muy rápido. Los gastos del transporte, no solamente las inversiones en las obras de carreteras sino en el vehículo y su explotación, alcanzan cifras elevadísimas; ello obliga a construir firmes cada vez más resistentes para que puedan soportar las cargas a que se ven sometidos y, como el número de kilómetros a construir y conservar es muy grande, es preciso estudiar con el máximo cuidado, en cada caso, las soluciones técnicas para ajustar sus características a lo necesario y suficiente. Por otra parte, las condiciones geométricas del trazado tienen una repercusión importantísima en el número y gravedad de los accidentes, que son hoy una verdadera pesadilla y que disminuyen en proporción importante por viajero-kilómetro en las carreteras con un trazado geométrico realizado con arreglo a las normas modernas; pero aquí también hay que tener presente el concepto económico, considerando no sólo el coste de construcción y de los accidentes, sino también los gastos de explotación del tráfico por el aumento de gasto al disminuir la velocidad de cálculo, que lógicamente debe depender del servicio que la vía proyectada ha de prestar. Las cifras que se manejan son de enorme importancia, pues el coste del tráfico por carretera oscila entre el 10 y el 14 por 100 de la renta nacional, en cuanto el parque alcanza una cierta importancia; por ello, cada vez se investigan más cuidadosamente los problemas de la carretera y sus características, no solamente en el laboratorio, sino asimismo en tramos de ensayo y pistas especiales, donde se estudian no solamente las características de los firmes, sino las geométricas del trazado, comportamiento de defensas, iluminación, señalización, etcétera. Por otra parte, el Ingeniero debe tener presente los estudios que se han emprendido por organizaciones de la máxima solvencia, para la señalización e incluso el mando electrónico de los vehículos cuando el volumen de tráfico así lo exige.

Con las restricciones que un tratado de tipo general impone, hemos procurado recoger en la quinta edición estas novedades, dando noticia de algunas solamente en sus líneas principales, pero acompañando una extensa bibliografía que pueda permitir al lector ahondar en un problema determinado cuando lo precise.

José Luis Escario.

Madrid, 1967.

Mapa de las Calzadas Romanas según Saavedra é itinerarios del Camino de Santiago

FRANCIA

CORUÑA · Brigantium · Betanzos · Caranico · Ordenes · Mellid · Palas del Rey · Lucus Augusti LUGO · Santiago · Arzua · Padrón · Puerto Marin · Sárria · Samos · Villaris · Triacastella · Villafranca del Vierzo · Ponferrada · Ad Duos Pontes PONTEVEDRA · Vigo · Tuy · ORENSE · Puebla de Tribes · Caladuno · Bande · Pinetum · Puebla de Sanabria · Limia · Chaves · Roboretum · BRAGANZA · Bracara Braga · OPORTO · RIO · Calabriga · Aeminio COIMBRA · Sellium · Abrantes · Fraxinum · Scalabin Santarem · Matusaro · Portalegre · LISBOA · Ad Septem Aras Emerita Mérida · BADAJOZ · Ebora EVORA · Salacia · Paceiulia Beja · Aranni · Myrtil · Fines · Arucci · Ad Robras · Faro · Tavira · La Palma · Italica · Hispali · Ayamonte · HUELVA · Gades CADIZ · Puerto de Sta. Maria · Mergablo Sn. Roque · Tarifa · Marbella · Estepona · MALAGA · Barba · Ugia · Itipa · Carula · Guadalquivir · Carmona · Ecija · Astigi · SEVILLA · Monte Mariorum · Celti · Corduba CORDOBA · Bujalance · Ipagro · JAEN · Viriolis · Baeza · Tugia · Uciense Andújar · Ad Aras · Ad Morum · Ad Solaria · Mariana · Mentesa · Oretum · Sisapone Almadén · CIUDAD REAL · Guadiana · Murum · Consaburum · Alces · Castris Caecilii CACERES · Leuciana · Lacipea · Rusticiana · Toletum TOLEDO · Aranjuez · Titulcia · MADRID · Miacum · Complutum Alcalá de Henares · Caecilio Vico · Arriaca GUADALAJARA · Caesada · Segontia Sigüenza · Medinaceli · Segovia SEGOVIA · Cauca · Sabariam · Salmantica SALAMANCA · AVILA · Llerena · Mellaria · Artigi · Serciana · Almendralejo · Arucci · Lamini · Libisosa · ALBACETE · Saltigi Chinchilla · Ad Aras · Adelo Villena · Saetabi Jativa · Alcira · Valentia VALENCIA · Segubriga Segorbe · Viver · CUENCA · Saguntum Segunto · CASTELLON DE LA PLANA · Dertosa Tortosa · Ilerda · TERUEL · Albonica · Calamocha · Daroca · Bilbili Calatayud · La Almunia · Caesaraugusta ZARAGOZA · Gallicum · Ebellino · Osca HUESCA · Tolous Monzón · Montblanch · Tarracone TARRAGONA · Fines · Barcino BARCELONA · Serunda GERONA · Aquis Voconis · Secerras · Summo Pyrenes · Iuncaria Figueras · Jaca · Canfranc · Tiermas · Larrasoaña · Roncesvalles · PAMPLONA · Monreal · Puente la Reyna · Los Arcos · Miranda · Estella · Pancorbo · VITORIA · Salvatierra · Villafranca · Tolosa · SN. SEBASTIAN · Irún · BILBAO · SANTANDER · OVIEDO · LEON · Asturica Astorga · Mansilla de las Mulas · Puente del Orbigo · Sahagún · La Bañeza · Segisamon · La Rodilla · Briviesca · BURGOS · Sta. Domingo de la Calzada · Tricio · Najera · Calagurra Calahorra · Graecurris · Vareia · LOGROÑO · Carrión · Frómista · Castrogeriz · Brigecio · Benavente · Tela · Pallantia PALENCIA · Rauda · Roa · Cluniam · Numantia · Agreda · SORIA · Borja · Ocelodori ZAMORA · Toro · VALLADOLID · El Burgo de Osma · Duero · Raudo · Aquilarre · Cogeces · Simancas · Pisoraca · Intercatia · Lancia · Asturiana · Cauca · Segovia · Rio · Tajo · Ebro · Rio · Duero · Rio · Guadiana · Rio · Guadalquivir · Rio · Tajo · Rio

CUENCA · TERUEL · CASTELLON DE LA PLANA · VALENCIA · ALICANTE · MURCIA · Carthagine Spartaria Cartagena · Vélez Rubio · Totana · Lorca · Basti Baza · Acci Guadix · GRANADA · Antequera Vélez-Málaga · Albuñol · Matril · ALMERIA · Alba · Tiyla · Antiquera · JAEN · Elche · Elche · Orcelis · Tolaria · Ilduin · Sitibili · Saetabi · Alcira · Valentia · Saguntum · Segubriga · Viver · Segorbe · Dertosa · Tortosa · Ilerda · Bilbili · Calatayud · Daroca · Calamocha · Albonica · Medinaceli · Segontia · Sigüenza · Caesada · Arriaca · GUADALAJARA · Complutum · Alcalá de Henares · MADRID · Miacum · Titulcia · Aranjuez · Toletum · TOLEDO · Castris Caecilii · CACERES · Consaburum · Alces · Murum · Guadiana · CIUDAD REAL · Lamini · Libisosa · ALBACETE · Saltigi · Chinchilla · Ad Aras · Mentesa · Oretum · Sisapone · Almadén · Mariana · Ad Solaria · Ad Morum · Ad Aras · Uciense Andújar · Baeza · Tugia · Corduba CORDOBA · Celti · Bujalance · JAEN · Viriolis · Ipagro · Astigi · Ecija · Carmona · SEVILLA · Hispali · Italica · La Palma · Ayamonte · HUELVA · Faro · Tavira · Carula · Ugia · Itipa · Barba · Antiquera · Vélez-Málaga · Albuñol · Matril · ALMERIA · Alba · Acci Guadix · GRANADA · Basti Baza · Vélez Rubio · Totana · Lorca · Carthagine Spartaria Cartagena · MURCIA · Elche · Elche · ALICANTE · Orcelis · Tolaria · Ilduin · Sitibili · Saetabi · Alcira · Valentia · Saguntum · Segubriga · Viver · Segorbe · Dertosa · Tortosa · Ilerda · Bilbili · Calatayud · Daroca · Calamocha · Albonica · TERUEL · CASTELLON DE LA PLANA · VALENCIA

LAS COMUNICACIONES EN LA HISTORIA

La importancia de las comunicaciones se demuestra, en el estudio de la Historia, por el hecho de su auge, en las épocas de máximo esplendor de la civilización y su abandono en las de decadencia; la vía y la vida se perfeccionan y declinan paralelamente en el transcurso de los siglos.

El hombre, en cuanto forma una célula social elemental, siente la preocupación de las comunicaciones, para buscar los medios de sustento y entrar en relación con sus semejantes y, cuando las agrupaciones humanas van cuajando y llegan a adquirir una importancia social, a estas necesidades del individuo se une la aspiración colectiva de una expansión exterior, comercial y guerrera primero, cultural después.

En Asia, el imperio hitita, que abarcaba una gran parte de Asia Menor, construye vías en las cuales por vez primera se emplea el firme; verdaderas carreteras para el tráfico que habían de soportar, fueron inicialmente pistas militares, utilizadas para la expansión guerrera y más tarde vías comerciales. En Babilonia, el servicio de comunicaciones fue relativamente perfecto; se sabe que cuatro caminos partían de la capital, uno de ellos de 400 millas de longitud; cada 20 o 27 Km., para que los viajeros pudiesen descansar, existían paradores; fue en aquellos caminos, según Herodoto, donde se organizaron los primeros servicios de postas; es el sistema de comunicaciones más antiguo concebido con un concepto de explotación. Fue en Babilonia donde se empleó por primera vez el asfalto para rejuntar las losas de la vía Sacra.

En Egipto, 300 años antes de Jesucristo, el rey Keops construyó la Gran Pirámide; los grandes bloques de piedra eran conducidos desde Assuán por el Nilo, vía de comunicación natural; pero al final era preciso transportarlos por tierra, y para ello hubo que construir un camino, de gran resistencia, pues había de servir para transporte no liviano, ya que había bloques que pesaban 800 toneladas; se movían sobre una especie de trineos que se arrastraban por cuadrillas de esclavos; ello obligaba a que el camino estuviese pavimentado para presentar una superficie suficientemente lisa, no deformable; con este fin la enlosaron con piedras toscamente labradas, buscando, en la inercia de sus elementos, la resistencia precisa; la superficie del pavimento se regaba con aceite y agua para que fuera más deslizante, disminuyendo así el esfuerzo de tracción; tal vez emplearon rollos de madera, sobre los cuales se apoyaba la plataforma en la que descansaban los bloques de piedra.

¿Dónde y cuándo apareció la rueda y el eje? Es un misterio. Parece lógico que el origen fueran los rollos de madera, de los cuales se pasó sucesivamente al disco macizo, y más tarde, la rueda de radios; el eje articulado fue inventado

muy posteriormente; los vehículos, con dos ruedas, pueden verse en frisos y dibujos de las civilizaciones asiáticas y egipcias mucho antes de nuestra Era. Es curioso que este elemento fundamental para el transporte fuera completamente ignorado en dos civilizaciones muy perfectas en otros aspectos: la inca y azteca, en Perú y Méjico; la rueda fue llevada a estos países por los españoles en el siglo XVI.

En Grecia, donde la civilización alcanzó el máximo nivel, los caminos eran pocos, fundamentalmente de carácter local y religioso para el acceso a los templos; las vías griegas tuvieron un especial carácter: las ruedas de sus vehículos marchaban por unos carriles, de unos centímetros de profundidad, tallados en la piedra; marchaba así el vehículo con una mayor seguridad; fue este dispositivo un origen remoto del carril del ferrocarril.

En Roma, cuando la Humanidad llega a un máximo de civilización, es donde se encuentra el sistema de comunicaciones más perfecto de la Edad Antigua; asombra contemplar cómo aquellos hombres llegaron a concebir y realizar una inmensa red de calzadas que unían la metrópoli con los extremos más apartados del mundo entonces conocido; la existencia de un inmenso imperio unido exigía, inexorablemente, una red de comunicaciones rápida y segura. En su concepción de conjunto y en los detalles técnicos de ejecución, los romanos llegaron a una perfección que sólo igualó la Humanidad en el siglo pasado. Como la mano de obra era poco costosa — soldados de las legiones y prestación personal de los ciudadanos de las provincias —, no se reparó en las dificultades del trazado; los técnicos romanos construyeron sus vías con grandes alineaciones rectas, aunque para ello tuvieron que vencer fuertes obstáculos; por ejemplo, el túnel de la Vía Apia, de 800 metros de longitud, de importancia grande, si se tiene en cuenta la falta total de medios de construcción. Había "calzadas" de todas las categorías; las vías principales que partían de Roma estaban construidas sobre cimientos de piedra de gran espesor, terminadas superficialmente con piedra partida (fig. 1), y las más lujosas, con losas rejuntadas

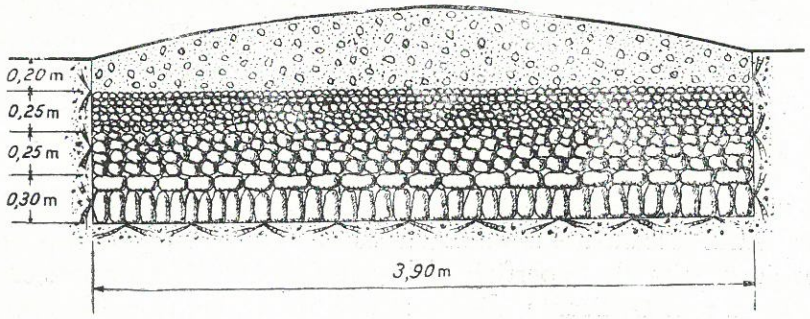


Fig. 1. — Sección de calzada romana.

con el máximo cuidado, que formaban un espléndido pavimento continuo donde apenas se veían las uniones (fig. 2). Se realizaron grandes puentes; se midieron las distancias a Roma, que se marcaron con columnas miliarias; a lo largo de las vías

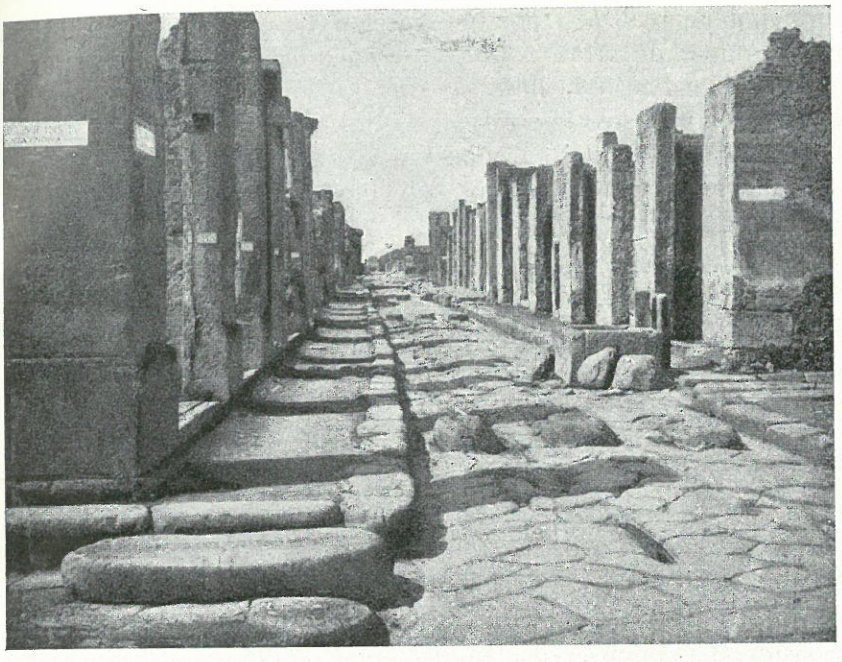


Fig. 2. — Calle de Pompeya, superficie enlosada.

se establecieron "mansiones" y *mutationes* en las que el viajero podía descansar o cambiar de caballos; un servicio de postas, perfectamente establecido, aseguraba la comunicación regular de correspondencia y encargos; los correos romanos llegaron a alcanzar una velocidad de casi 8 Km./hora, y Plinio, el mayor, cita con admiración el viaje de 297 Km. que Tiberio Nerón realizó en veinticuatro horas para ver a su hermano Druso, enfermo en Germania. El servicio de pos-

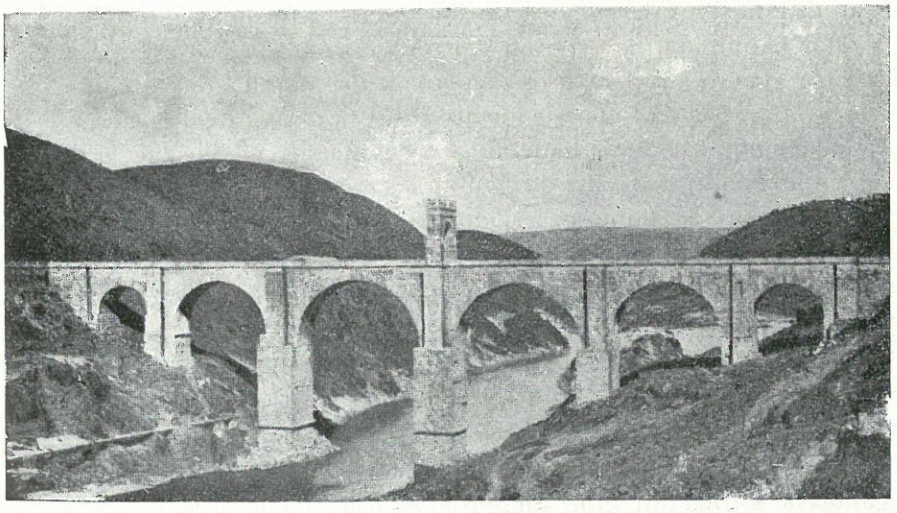


Fig. 3. — Puente romano de Alcántara (España).

tas, al principio se realizaba por hombres jóvenes que vivían en estaciones no muy distantes unas de otras, y que llevaban a mano los paquetes que, pasando de uno a otro, llegaban a su destino. Además de los caminos enlosados (*stratis lapidibus*) y los afirmados (*iniecta glarea*), los había simplemente de tierra (*terrenae*). El ancho total de las calzadas era de 5 a 6 metros: unos 4,5 metros de firme central para que cruzasen los vehículos, y el resto, para dos paseos laterales.

En las provincias del Imperio realizaron también obras de gran importancia. En España, la extensa red de calzadas romanas nos legó obras de ingeniería que hoy causan admiración (fig. 3). En Escocia la labor fue durísima; para vencer a los naturales del país, Severo hizo construir los caminos a través de terrenos pantanosos, cimentando los terraplenes sobre pilotajes de madera de 1,20 de altura, hincados en el cieno, sobre los que se apoyaban vigas de madera cubiertas por una capa de un metro de altura, de piedra y ladrillo partidos; sobre ella, 12 cm. de tierra margosa, 15 cm. de piedra silícea menuda y 20 cm. de canto rodado, asentado sobre tierra negra; la superficie de rodadura estaba formada por losas de 15 a 20 cm. de grueso, rejuntadas con gravilla menuda.

Cuidar de la construcción y conservación de las calzadas era un gran honor; se consideraba como servicio fundamental del Imperio. César Augusto fue nombrado "curador" y "comisario" de los grandes caminos de los alrededores de Roma, y Julio César fue "curador" de la Via Apia, en cuya mejora y ornato empleó parte de su propia fortuna (fig. 4).

La administración del sistema de carreteras era muy perfecta; en las provincias dependían de los gobernadores, y en cada zona municipal, de los magistrados locales; la conservación se realizaba de un modo permanente, por una organización de capataces y camineros. La circulación estaba escrupulosamente reglamentada, fijándose el número de animales de tiro, las dimensiones y forma de los vehículos; éstos eran muy perfectos: el carro ligero *rheda* o *cisium*, para pequeñas distancias, y la *carruca* de lujo y gran capacidad para viajes, que llegaba a estar habilitada para dormir (*carruca dormitoria*); se establecieron líneas regulares de viajeros, y para usos comerciales se emplearon vehículos de transporte de gran capacidad. Puede decirse que Roma alcanzó la perfección en el servicio de comunicaciones, teniendo en cuenta los medios de aquella época. El fino sentido político de sus dirigentes les hizo comprender, como dice Bergier, que "de poco le hubiese servido a la villa de Roma haber sometido a su potencia tantos reinos, provincias y naciones; haber dado el nombre de ciudadanos a los habitantes de todas las provincias sujetas al Imperio, como hizo Antonino, si no hubiese podido, por algún medio, ligar íntimamente tantas piezas diferentes en costumbres, caracteres y lenguas para formar un solo cuerpo de firme y sólida unión".

En América, a principios de la Edad Moderna, cuando Tupac, emperador inca, extiende los límites del primitivo Perú incorporando Ecuador y Chile llegando a formar su gran Imperio, establece una importante red de comunicaciones que le permite unir su capital, establecida en Cuzco, con Qui-

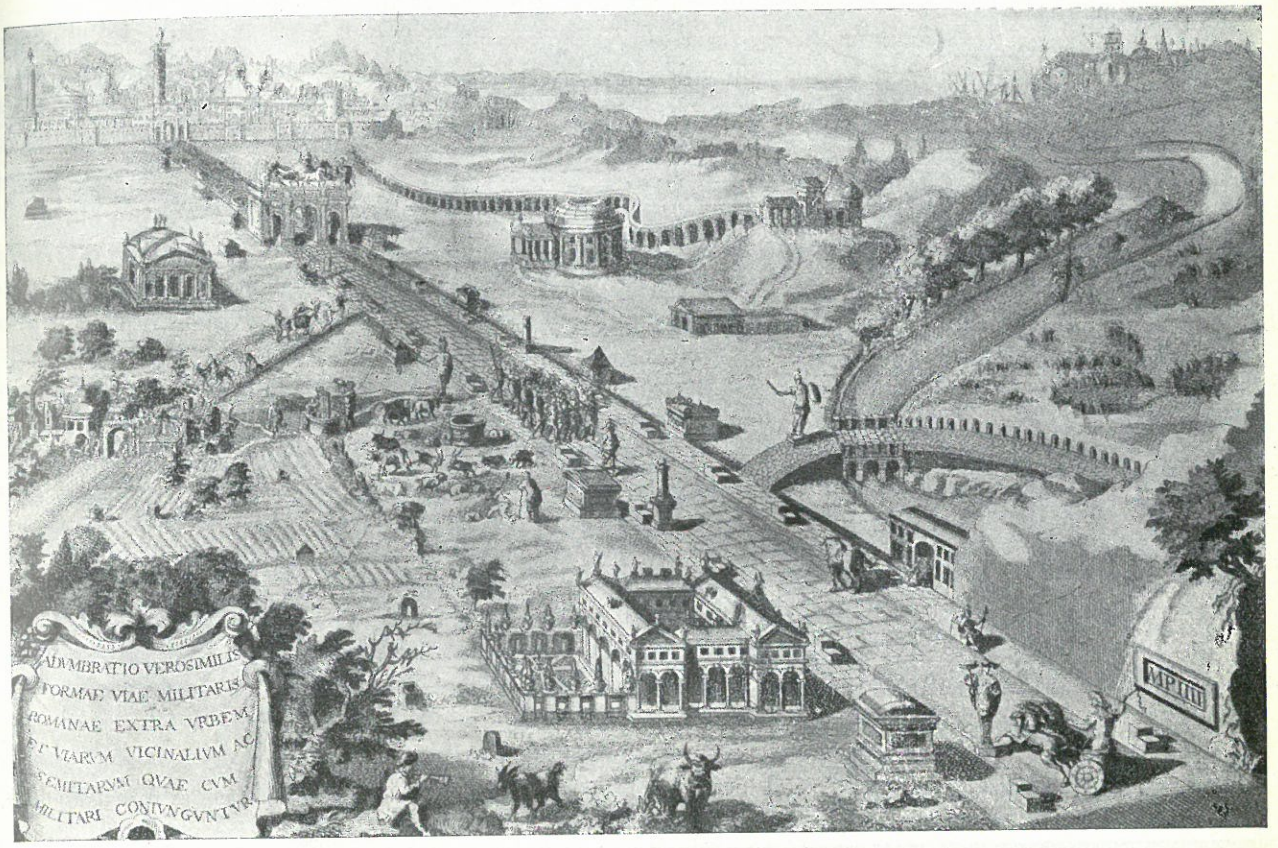


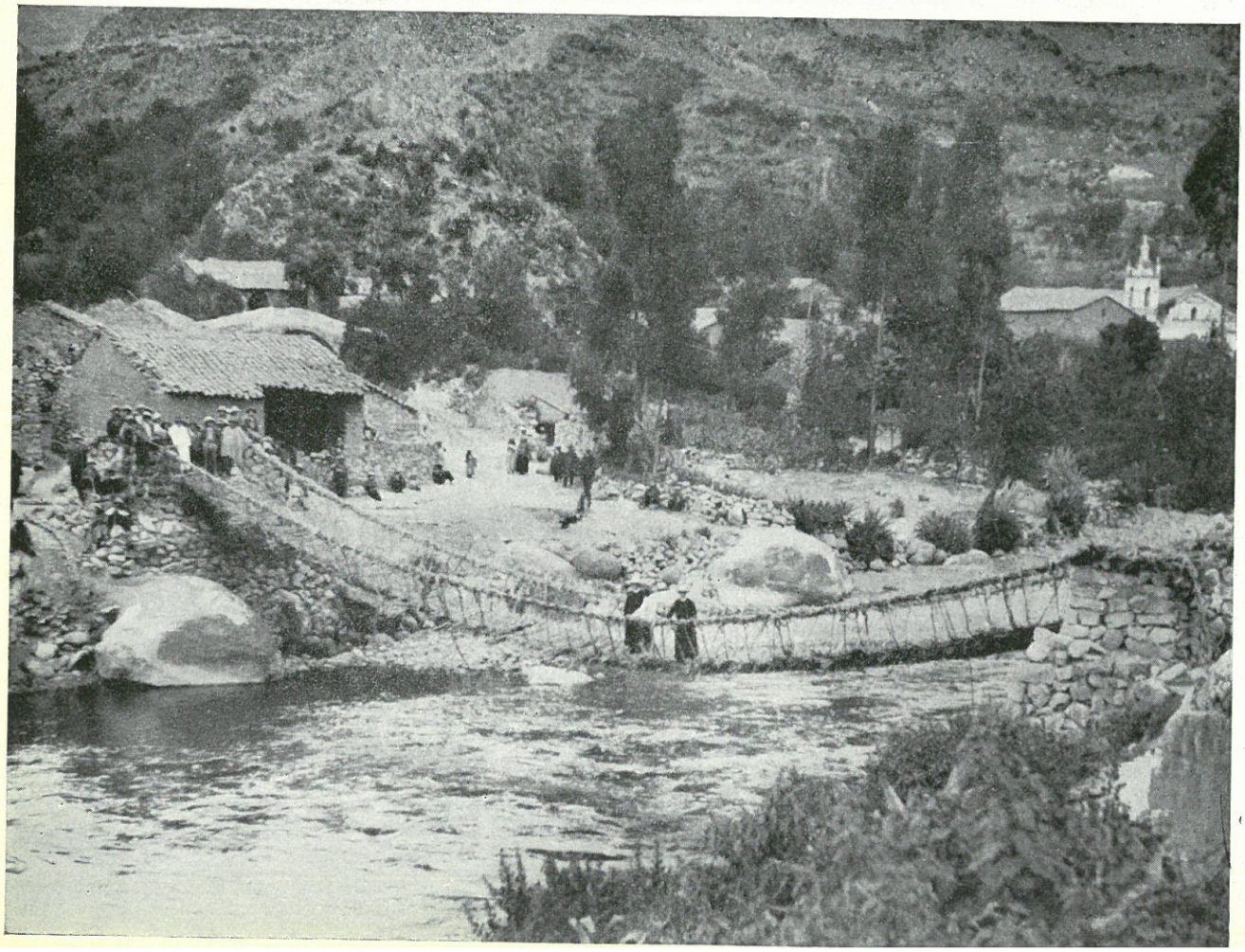
Fig. 4. — Calzada romana a la salida de Roma (según Bergier).

to, situado a 1.250 millas de distancia, que se salvaba en cinco días. Las dificultades que tuvieron que vencer fueron enormes por lo accidentado del terreno, impresionantemente abruto, pero... se vencieron más fácilmente porque los incas desconocían la rueda y el caballo; el transporte se hacía a lomos de llamas, formando grandes recuas, que hacían al día recorridos de 17 a 22 kilómetros y ello permitía que los tramos en fuerte pendiente fueran *en escalera*, en las cuales la huella era inclinada y la contrahuella de 20 a 30 centímetros; el servicio de postas era análogo a los de Babilonia y el primitivo de Roma; mandaderos que vivían a lo largo del camino, los "chasquis", a distancia tal que el trayecto entre dos puestos contiguos podría cubrirse en una carrera; los caminos iban balizados en los arenales con grandes maderas hincadas en el terreno; había también los "tambos", análogos a las "mansiones" y "mutaciones" de los romanos. A lo largo del camino, normalmente en el alto de los cerros y en las bifurcaciones, existían unas pirámides de piedras, "apachetas" (fig. 5) formadas por los viajeros que ofrecían en ellos una piedra más, en acción de gracias, a los dioses por haber llegado hasta allí; para salvar los barrancos hubieron de construir numerosos puentes, desde el tipo *transbordador*, en el cual el viajero metido en una cesta



Fig. 5. — "Apacheta" en las carreteras incas.

Fig. 6. — Puente colgante de las carreteras incas.



deslizada por una maroma muy gruesa movida desde las orillas por sogas, hasta los típicos puentes colgantes formados por ramas ingeniosamente trenzadas; hubo algún puente de este tipo que alcanzó la luz de 45 metros, con 36 metros de altura máxima (fig. 6). La longitud de las carreteras incas fue de 16.000 kilómetros.

En la misma época, la otra gran civilización precolombina, la Maya, que se desarrollaba en la península de Yucatán, construye un sistema análogo. Tampoco los mayas conocían la rueda; ni las bestias de carga; el transporte se hacía por hombres, los indios cargueros; tenían los mayas dos tipos de carreteras, el Sacbe —en lengua maya "Camino artificial"—, carretera que conducía a los templos y estaba formada por piedra caliza blanca, debidamente consolidada y terminada por un enlosado de la misma naturaleza; estaban muy bien acabadas y como no tenían que soportar la acción de las caballerías, ni de los carros, duraban largo tiempo en magnífico estado. La piedra de base estaba cuidadosamente apisonada con unos cilindros de piedra, uno de los cuales, que se ha encontrado roto, data probablemente del siglo VIII o antes; tenía 70 centímetros de diámetro y 4 metros de largo. Es extraño, como hace notar el Prof. Bustillos en su obra *Sacbé de los Mayas*, cómo no pasaron del cilindro a la rueda. Existían, además, los caminos normales como el "nohbe", camino ancho o principal y los de menor categoría hasta el "colbe" o vereda. La longitud total de los caminos ascendía a varios miles de kilómetros, ya que solamente el seguido por Hernán Cortés, desde Tenochtitlan hasta Honduras, tenía 3.217 kilómetros. Las calzadas mayas eran muy perfectas para su época; alguien llegó a compararlas con las romanas. La cultura azteca, asentada en el valle de México construyó calzadas locales y cortas; las situadas alrededor de México unían éste con tierra firme y eran en número de tres, que partían de la ciudad y se bifurcaban luego en dos más.

Al derrumbarse el Imperio Romano quedó el Mundo, que hoy denominamos Occidental, escindido en una serie de pequeñas nacionalidades aisladas; desapareció la necesidad de la comunicación entre los pueblos, que llegó hasta ser peligrosa; el poder feudal, por razón defensiva vivía material y espiritualmente aislado en el reducido territorio de su dominio. En aquellos siglos fueron las órdenes religiosas las que primeramente sintieron la necesidad de comunicación; los caminos de peregrinos en España, Francia e Inglaterra constituyen las únicas vías de intercambio internacional de la época; entre ellas, el Camino de Santiago, en España, fue la de mayor importancia; entrando en la península por Irún, Roncesvalles y Canfranc, peregrinos de todas las naciones del mundo, siguiendo en gran parte las viejas vías romanas, iban a adorar el cuerpo del Apóstol Santiago en Compostela; a lo largo de la ruta volvieron a surgir paradores; religiosos y señores feudales se ocupaban de la conservación y mejora de los caminos de sus cercanías; en la historia de aquellos años se encuentran ligados a los trabajos de los caminos los nombres de Santo Domingo de la Calzada, Patrono de los Ingenieros de Caminos, San Gregorio Ostiende y San Juan de Hortega. Lo mismo ocurría en Francia, donde existió una Congregación, los "Frères pontifés", que llevaban sobre su hábito blanco un puente de lana de color;

San Benezet, construyó el puente de Avignon; gran número de puentes de Languedoc y Provenza se deben a congregaciones religiosas; un capitular lombardo del año 803 recalca el deber del clero de construir y conservar los puentes, que es su trabajo peculiar "per justam et antiquam consuetudinem".

La financiación se hacía por medio de peajes por el paso de los ríos, derechos de circulación y transporte, de tránsito a través de las ciudades, de guía y escolta; otras veces se abonaban como caridad; así sucedía con los "denarios de Dios" pagados por los comerciantes "para la conservación de los puentes, caminos, travesías y otras buenas obras".

La organización anárquica y, en muchos casos improvisada, no era una garantía para lograr un buen servicio, y los caminos de la Edad Media eran deplorables, salvo contadas excepciones; su mal estado hizo tal vez que desaparecieran los vehículos de los tiempos de Roma; solamente se marchaba a pie y a caballo (fig. 7). El comercio interior era muy reducido, porque prácticamente re-

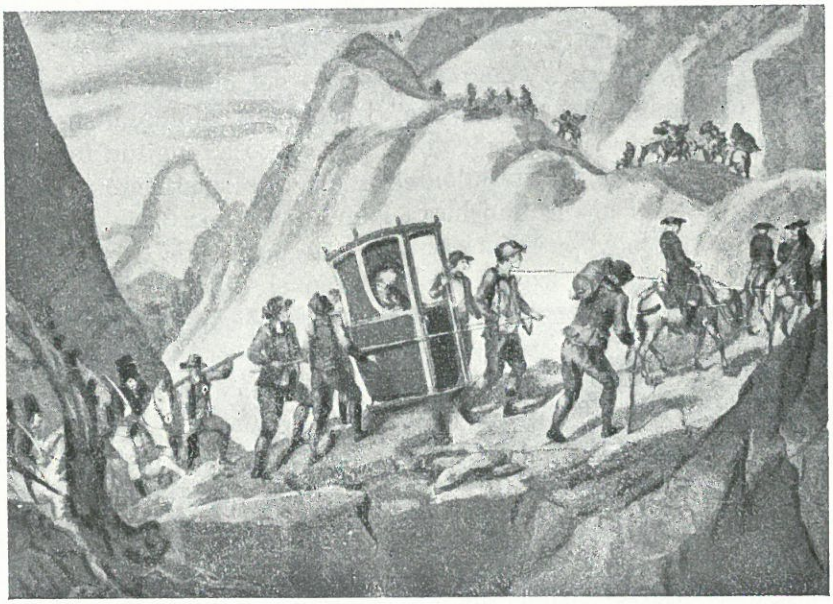


Fig. 7. — Camino de la Edad Media.

sultaba imposible; el tráfico de gran volumen se realizaba por mar. Los viajes por tierra eran una verdadera aventura. Este estado deplorable hizo, cuando se forjaron las primeras nacionalidades, que reyes o políticos ilustres en Inglaterra, Francia y España se empezaran a preocupar de la ingente tarea de mejorar la red de carreteras. Así, en Francia, Sully, Barón de Rosny, y más tarde, Colbert, fueron los iniciadores de la política del transporte terrestre; en 1716 se crea el cuerpo de Ingenieros de "Ponts et Chausées". En España fue Carlos III y su Ministro, el Conde de Floridablanca, los que realizaron el primer esfuerzo para la mejora a fondo de la Red de Carreteras Españolas, empeño que lograron plenamente;

gastaron 90 millones de reales, de los cuales, 27 salieron de un impuesto especial sobre la sal; se construyeron gran número de carreteras de nuevo trazado, se organizó la explotación, creándose el cuerpo de peones camineros; se construyeron casas de administración y de postas, así como fondas para los viajeros; se establecieron los primeros servicios regulares de diligencias; las carreteras españolas, fueron, por aquel entonces, las mejores de Europa.

En Inglaterra dos ingenieros ilustres, Telford y Macadam acometen, el primero, al servicio del Estado, y el segundo, a la iniciativa privada, la tarea de mejorar las carreteras inglesas que se transforman radicalmente antes de su muerte (1834 y 1836).

La mejora de las carreteras llevó consigo un enorme desarrollo de las diligencias. En 1836 la casa inglesa Wn. Chaplin tenía 3.000 coches con 150.000 caballos y 3.000 empleados; y en Francia, Laffite Caillard tuvo una organización de fuerza económica similar.

Por estos años apareció en el transporte terrestre un nuevo medio, el ferrocarril, que había de transformar radicalmente las ideas sobre transporte que entonces imperaban; al inaugurar Jorge Stephenson el 27 de septiembre de 1825 la primera línea, el "Stockton and Darlington Railway", se había producido un hecho trascendental; con capacidad y velocidad mucho mayores que antes, era posible transportar grandes masas a precios hasta entonces insospechados; muchas riquezas inexplotadas por el coste del transporte a los puntos de posible consumo, quedaban al alcance de la iniciativa industrial, que en el siglo XIX transforma totalmente la economía del Mundo. La rapidez del desarrollo del ferrocarril fue impresionante; los países civilizados de Europa y América cubren su territorio de líneas férreas, que transportan todo el tráfico importante de mercancías y viajeros; la carretera queda relegada a una función secundaria; como auxiliar del ferrocarril debe servir a éste, distribuyenlo y recogiendo el tráfico local; la técnica del transporte olvida la carretera para dedicar su atención preferente al ferrocarril.

A fines del siglo XIX empieza a ser una realidad el transporte, mecánico por carretera; Trevithick había construido un vehículo de vapor que, por primera vez, paseó por las calles de Londres en 1801; en lucha continuada, en Inglaterra y Francia se va poco a poco perfeccionando el nuevo vehículo, teniendo que vencer no sólo las dificultades materiales, sino incluso la inercia de los poderes públicos, que, por temor unas veces, y por presión de los intereses creados otras, limitaba su uso con disposiciones tan pintorescas como la ley inglesa conocida con el nombre "Man and Flag Act", promulgada en 1864; en ella se fijaba la velocidad máxima de 4 millas por hora y se ordenaba que un hombre, con una bandera o luz roja, marchase delante del coche. En 1884, Gottlieb Daimler construye un motor de combustión interna adaptado a una bicicleta; en 1889, Panhard y Levassor lo aplican a un ómnibus: había aparecido el automóvil de gasolina (fig. 8). Su técnica se perfecciona rápidamente. Elemento deportivo y de lujo en los primeros tiempos, poco a poco se va popularizando y se convierte en medio útil y económico para el transporte de personas y de mercancías. Fue en-

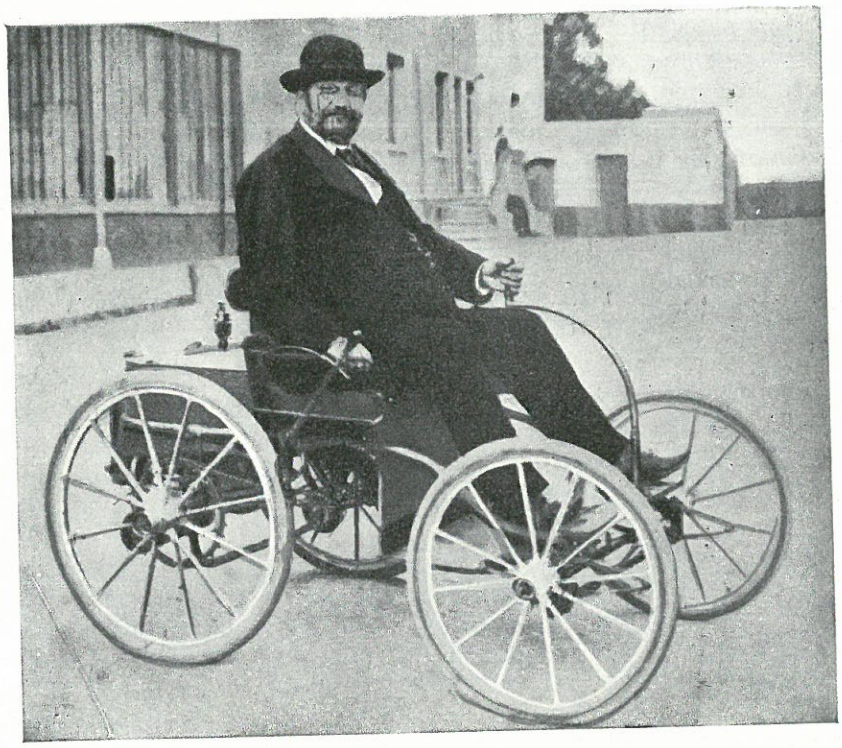


Fig. 8. — René Panhard sobre un coche tipo 1893.

tonces necesario adaptar la carretera al nuevo elemento de transporte; los antiguos firmes de macadam se destruian rápidamente y producían gran cantidad de polvo, molesto y muy peligroso por reducir la visibilidad, para el tráfico rápido. Hubo necesidad de construir pavimentos resistentes y unidos; las curvas y las rasantes eran, asimismo, inadecuadas. Se empezaron a estudiar, lógica y científicamente, los problemas de la carretera moderna. La guerra de 1914-18 consagró el automóvil como medio de transporte, y a su terminación, las naciones se preocuparon, muy en primer término, de la mejora de sus redes de carretera. El tráfico mixto de vehículos de tracción animal y automóviles de velocidad elevada, era peligroso y, en muchos casos, antieconómico; Italia fue la primera que pensó construir carreteras especialmente proyectadas exclusivamente para tráfico automóvil; se planteó como un negocio privado, pensando que los derechos de peaje compensarían el gasto de construcción y conservación de la vía. Alemania y Estados Unidos siguieron más tarde la iniciativa; la necesidad de construir nuevas vías especiales para tráfico rápido, con firmes y curvas adecuadas, separación de direcciones de tráfico y cruces a distinto nivel, es problema que hoy día está planteado en el mundo entero; por dos razones fundamentales: el aumento cada día mayor de vehículos-automóviles, de sus dimensiones y pesos y el gran incremento de velocidad comercial.

Las dos últimas circunstancias representan una gran economía en el precio

del transporte, pero obligan a una fuerte inversión en la modernización de la red de carreteras; un estudio económico del problema del transporte, coste de construcción más explotación es fundamental. No es posible, a la ligera, limitar pesos y dimensiones de los vehículos, ni es posible dejar que crezcan sin una norma y sin ver, si la inversión que la mejora de la vía representa, es rentable. La importancia del coste del transporte por carretera es muy grande: representa del 6 al 14 por 100 de la renta nacional. Por la economía que para el tráfico representa una buena carretera, se está extendiendo, en los países de tráfico intenso, el sistema de carreteras de peaje; el vehículo paga por el uso de la vía una cantidad menor que la economía que obtiene; en itinerarios de tráfico intenso, el importe del peaje financia la construcción y conservación de la vía.

La existencia de una buena red de carreteras tiene una gran repercusión económica sobre el coste del transporte; no sólo hay una economía en los gastos de explotación, sino también en la conservación y amortización de los vehículos; por todo ello, se va imponiendo la necesidad de llegar a un balance de la carretera para, considerando el debe y el haber del transporte nacional, ir a métodos de financiación que permitan acometer el problema con vistas al futuro, haciendo que el usuario pague las inversiones precisas.

Pero el problema de la carretera no hay que considerarlo aisladamente; para la nación se debe estudiar y resolver el problema del transporte conjuntamente con los otros medios: ferrocarril, tuberías y aire, muy especialmente los dos primeros. El ferrocarril está en un momento de una gran evolución; ante la competencia de la carretera, está mejorando profundamente su estructura para lograr un aumento importantísimo de velocidad comercial y, como al mismo tiempo, se aumenta la capacidad para el transporte de mercancías con grandes vagones con carga hasta 40 toneladas, además especializados o con el empleo de "paletas" o utilización de "containers", el precio de la tonelada-kilómetro disminuye considerablemente. En viajeros son ya una realidad las velocidades de 200 Km./hora con coches de gran capacidad y comodidad y, actualmente, se estudia la forma de rebasar estas cifras. Como, paralelamente, el aumento de tráfico por carretera produce en ciertos trayectos grandes aglomeraciones de vehículos que obligan a una velocidad comercial baja, todo ello hace que el ferrocarril de alta velocidad y capacidad, resulte competitivo además de representar un riesgo menor.

En carretera se apuntan también transformaciones, que pueden ser trascendentales; los vehículos guiados por medios electrónicos que pueden marchar a gran velocidad y seguridad incluso con sustentación magnética o de colchón de aire, sistemas que están en ensayo por casas de la máxima solvencia en Europa y Estados Unidos. Estas mejoras que actualmente se estudian serán para itinerarios de gran intensidad de tráfico; para los demás, la técnica actual, aunque haya modificaciones en la concepción del vehículo, parece ha de mantenerse en la mayoría de las redes de caminos.

El transporte por tuberías puede constituir un serio competidor para el fe-

rrocarril, no solamente en el transporte de líquidos y gases, sino de sólidos más o menos pulverulentos.

El transporte por aire, cada día más seguro y rápido, es insustituible para grandes distancias; exige, como complemento fundamental, el acceso rápido del aeropuerto a la ciudad; de nada vale que el avión alcance velocidades insospechadas si, en el viaje al aeropuerto, se invierte tiempo superior al consumido en el vuelo.

La simple enunciación de los problemas que el transporte plantea, pone de manifiesto la necesidad de un estudio objetivo del conjunto de los distintos medios, para llegar a las soluciones más convenientes para la economía de la nación.

CAPITULO PRIMERO

CARACTERISTICAS FUNDAMENTALES

1.1. El transporte. — Es factor fundamental de la economía y del desarrollo de un país; hay que considerar en él conjuntamente los diferentes medios que lo integran; para su eficacia y rendimiento es imprescindible hacerlo así; los distintos medios de transporte, considerados aisladamente, no forman el instrumento que la economía de un país exige; el servicio del puerto necesita no sólo barcos, sino la carretera y el ferrocarril, para que a él lleguen y de él salgan los productos que por vía marítima ha de mover. El transporte por aire precisa buenos accesos terrestres y, en fin, los medios clásicos, carretera y ferrocarril precisan el uno del otro para que, el conjunto del transporte terrestre, pueda ser económico y eficaz. Los medios terrestres constituian, a principios de siglo, unidos al transporte por mar, el conjunto del transporte nacional. El transporte, en los últimos veinte años ha sufrido una trascendental evolución, por la transformación de los vehículos de motor, el cambio de la tracción en el ferrocarril y la aparición, con eficacia competitiva, del avión. Dentro del transporte terrestre, la tubería para gases y líquidos empieza a ocupar un puesto y constituye un competidor importante del ferrocarril y la carretera. Se está iniciando también el transporte por tubería de sólidos, técnica que está avanzando rápidamente y que, tal vez, habrá que considerar atentamente, en un futuro próximo, en el conjunto del transporte.

1.2. El transporte por carretera. — La red de carreteras de un país está formada por:

a) Una malla de vías de interés nacional con gran capacidad de tráfico, donde sea posible la utilización de los grandes vehículos a una velocidad comercial elevada.

b) Las carreteras de interés comarcal que sirven a zonas provinciales, uniendolas con las arterias nacionales; y

c) La red local que comunica los puntos más apartados del país con el sistema principal.

Todos los caminos de la red tienen una función igualmente importante para la economía. Aunque la red fundamental, un 10 por 100 de las carreteras, recoge el 80 por 100 del tráfico nacional, no por eso el camino rural deja de tener una función económica y social de trascendencia vital, pues sirve para llegar a los últimos núcleos de población de la nación. Pero siendo el tráfico muy diferente, han de ser muy distintas las características técnicas de las vías se-

cundarias en relación con las principales; anchos, curvas, pendientes, firmes y sus cimientos, etc., han de estar en relación con el tráfico que el camino ha de servir; lo contrario no estaría económicamente justificado; hay que lograr que la inversión esté en proporción con el servicio que la vía presta a la economía. Para ello, dentro de la red de caminos de una nación tiene que haber amplitud de soluciones, desde las ambiciosas técnicamente, a las más modestas; todas ellas son igualmente interesantes, si se aplican de acuerdo con lo que el tráfico exige.

Por tanto, el primer problema que se plantea es el de conocer el tráfico existente en una vía y prever el futuro, pues sólo así se podrá escoger la solución técnicamente recomendable.

1.3. Estadística de tráfico. — Conocer el tráfico que ha de servir una vía es dato fundamental para proyectarla. Se precisa saber el número total de vehículos de los distintos tipos y su distribución en el tiempo; se suelen considerar los siguientes valores:

1. *Tráfico total del año* (T.T.). — Número total de vehículos de todas clases, que pasarán por el punto considerado durante un año. Esta medida del tráfico no sirve para dimensionar la carretera, pues es plazo demasiado largo y el reparto del tráfico en el tiempo no es, ni mucho menos, homogéneo; tomar esta cifra como punto de partida podría llevar a construir carreteras que durante varios meses estuviesen congestionadas y que, por tanto, fueran antieconómicas. Sirve para valorar la importancia de la vía.

2. *Tráfico medio diario* (T. M. D.). — Es el tráfico total del año dividido por 365 días. El tráfico medio diario sirve, como el total del año, para dar idea a la importancia económica de la vía y justificar las inversiones a realizar; esta medida se denomina también índice medio diario (I. M. D.).

3. *Tráfico horario.* — Las medidas 1 y 2 sirven para conocer y valorar el servicio total de la carretera; pero determinar sus características, la sección especialmente, exige conocer la variación del tráfico durante un período menor que el día; normalmente se escoge la hora, tráfico horario (T. H.); este dato nos definirá la congestión existente en las diferentes horas, y por consiguiente, de él se podrá partir para dimensionar la sección; pero no sería lógico calcular la vía para el tráfico horario máximo, pues aunque hay que evitar las pérdidas de velocidad que la congestión representa, sería antieconómico considerar para el cálculo de la sección, la hora punta del año; por ello, es norma tomar, a estos efectos, la "hora 30", que es aquella cuyo tráfico sólo se excede 30 horas al año (T. H. 30). Suele ser del 12 al 18 por 100 del tráfico medio diario. El valor de la "hora 30" se deduce de la curva que relaciona el número de vehículos que la carretera sirve y número de horas (fig. 1-1).

Las cifras anteriores dan el volumen total de vehículos en el tiempo considerado, pero es evidente que para proyectar la vía hace falta conocer la dis-

tribución por clases de los vehículos; ni para firmes, por resistencia, ni para sección, capacidad, es lo mismo una circulación de camiones, que de coches ligeros; las cifras de tráfico, deducidas del conteo, hay que clasificarlas en los distintos tipos.

Normalmente, con los procedimientos que luego se describen, se determina el tráfico total en ambas direcciones en el punto estudiado, pero hay veces en que este total conviene descomponerlo en las dos direcciones, pues cuando es muy desequilibrado, la solución técnica de la sección de la vía puede venir obligada por esta circunstancia. Por ejemplo, un tráfico medio horario de 4 000 vehículos/hora, equilibrado, puede ser servido por una carretera de dos vías de circulación; pero si de este total tenemos, por ejemplo, 3.500 vehículos en una dirección y sólo 500 en la otra, se necesitarían tres vías.

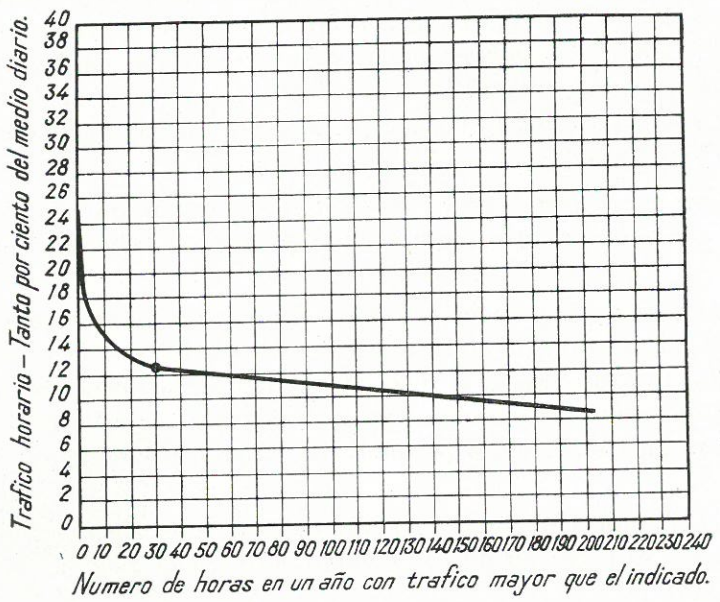


Figura 1-1.

1.4. Métodos de medida. — Para medir correctamente el tráfico en relación con el tiempo, hay que emplear métodos de medida que nos permitan cifrarlo con suficiente aproximación. En ciertas secciones, será precisa una determinación directa y continua; en otras será suficiente el empleo de sondeos para obtener, por aplicación de la técnica estadística, resultados suficientemente correctos.

Para hallar las cifras totales de tráfico en puntos determinados, con la variación horaria en los mismos, se emplean contadores.

Los más corrientes, de tipo fijo, están formados por un pedal, que puede ser metálico, colocado transversalmente a la vía; al pisar el tráfico se transmite al contador un impulso que se recoge en un aparato registrador; éste pue-

de ser totalizador, de registro horario, o de tiempos menores. En Francia, por ejemplo, los contadores de la autopista del Oeste, registran cada seis minutos.

Los más corrientes son los contadores constituidos por un tubo de goma que se instala transversalmente a la carretera, fijo en el firme por medio de unas abrazaderas, como puede verse en la figura 1-2. Este tubo debe ser muy flexible y va cerrado por un extremo; el otro va unido al contador; al pisar un vehículo, el exceso de la presión producida en el aire encerrado en el tubo, se transmite a una membrana que actúa sobre el contador por medio de un contacto eléctrico; este contacto puede regularse por un desplazamiento determinado de la membrana, lo cual teóricamente, permite regularlo para que no sea sensible para pesos menores de uno determinado; el contador puede estar dispuesto en forma que cuente una vez cada dos impulsos, con lo cual registra vehículos de dos ejes aislados; estos aparatos pueden ser totalizadores o bien registradores horarios. Son sencillos de concepto, pero si el servicio de vigilancia no es adecuado tienen averías frecuentes. Hay errores inevitables, como los producidos por el peso simultáneo de dos vehículos; pero a pesar de ello es posible alcanzar una precisión que, si no hay paradas por avería, puede ser del orden del 5 por 100.

Fundados en el mismo principio existen los contadores hidráulicos, que son accionados por agua en vez de por aire; registran los vehículos lentos, pero no los rápidos.

Los contadores magnéticos registran el vehículo por la acción de un flujo magnético producido en un solenoide colocado en la superficie; algunos contadores de este tipo utilizan el campo magnético de la tierra; otros producen el campo, con el mismo arrollamiento o uno colocado cerca de él. Estos contadores se utilizan en instalaciones permanentes y son especialmente útiles en zonas de nieve.

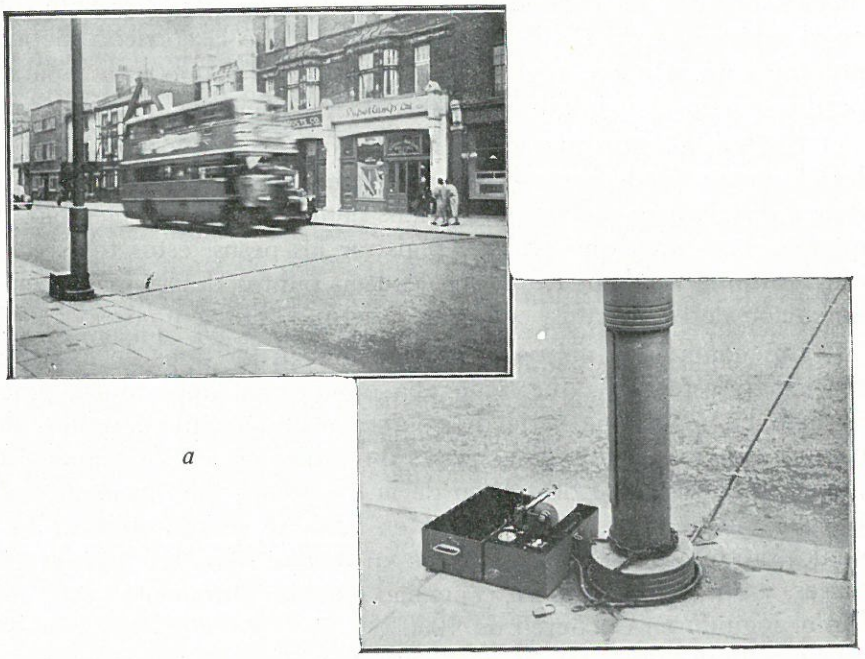
En los contadores de radar, los vehículos al moverse dentro de un haz de ondas de radio, se registran por un cambio de frecuencia de la energía reflejada por el vehículo.

En los contadores ultrasónicos, las pulsaciones emitidas por un generador colocado encima de la vía de circulación, son reflejadas por los techos de los vehículos que pasan debajo del generador, en vez de reflejarse en el firme; un receptor registra la reducción de tiempo del reflejo de la pulsación.

Hay otros contadores en los cuales los vehículos cortan un haz de rayos infrarrojos, emitidos por una lámpara colocada encima de la carretera.

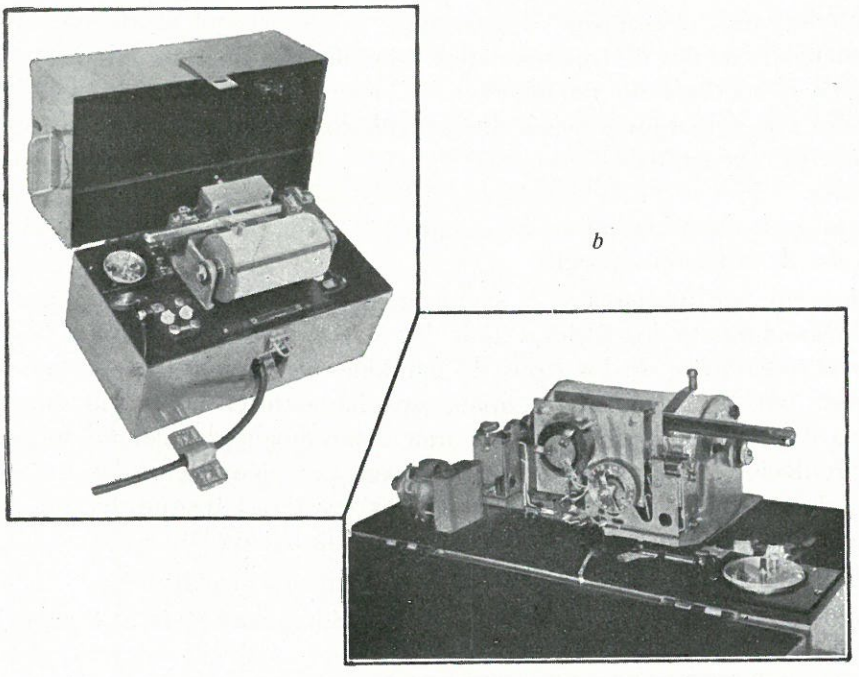
Hay tipos de aparatos que se accionan por una célula fotoeléctrica; un rayo de luz, que se corta al paso del vehículo, se registra en el contador; cuestan más que los de tubo y su precisión no es mayor.

Otro tipo, bastante usado, es el de contadores electromagnéticos; van colocados en el firme y están constituidos por un circuito bifilar, por uno de cuyos hilos, una fuente de energía hace pasar una corriente de alta frecuencia que provoca en el otro hilo una inducida; el paso de las masas metálicas de los ve-



a

Figura 1-2.



b

hículos provoca un cambio en la intensidad en esta corriente, que se recoge en el registrador. El cambio de la intensidad de la corriente depende de la importancia de la masa; regulando el amplificador, que estos aparatos llevan, es posible eliminar, si interesa, el paso de los vehículos pequeños.

Existen aparatos más complicados con dispositivos electrónicos, en los cuales el conteo puede hacerse para los vehículos en las dos direcciones, llegándose a discriminar, incluso, entre tipos determinados, por ejemplo, turismos y camiones; hay otros que pueden registrar los pesos; estos tipos complicados son muy costosos y solamente se emplean en puntos determinados en los cuales la obtención de estos datos, con gran exactitud, tenga una especial importancia.

Los contadores normales no discriminan los tipos de los vehículos; la obtención de este dato, que tiene una excepcional importancia práctica, se hace normalmente por una serie de conteos manuales que permiten obtener la descomposición en las diferentes clases de vehículos, en un número de días determinados. En el censo de tráfico de la c eteras internacionales del Oeste de Europa, celebrado por primera vez en 1955, se acordó efectuar los conteos manuales durante quince días: catorce en fechas fijas, las mismas para todos los países, y un día de tráfico excepcional elegido libremente; este mismo criterio fue el seguido en el conteo de 1960.

La clasificación de vehículos acordada para el censo europeo internacional es:

a) Bicicletas con motor auxiliar.
b) Bicicleta sin motor auxiliar.
c) Motocarros y triciclos con motor.
d) Automóviles para transporte de personas.
e) Camionetas de menos de tres toneladas y media, con o sin remolque.
f) Camiones y tractores sin remolque.
g) Camiones con remolque y vehículos articulados.
h) Transportes excepcionales.
i) Autobuses.
j) Tractores agrícolas y máquinas especiales.
k) Vehículos de tracción animal.

Esta clasificación está fundada en la importancia que en Europa tienen, por su insospechado crecimiento los últimos años, las clases *a*), *b*), *c*). También tiene importancia la separación de los tipos de camiones y camiones con remolque, no solamente por el espacio que ocupan, especialmente en las curvas, sino por la diferencia de velocidad, que produce una disminución del caudal total en cuanto la circulación pasa de un cierto volumen; por ejemplo, en las fuertes pendientes, si la proporción de tráfico lento es grande, hay que acudir a veces a la solución de tres vías: dos de subida y una de bajada.

En Estados Unidos, en general, se consideran dos tipos solamente:

a) Vehículos de pasajeros y camionetas, estas últimas hasta cuatro toneladas de peso bruto.
b) Camiones y autobuses.

1.5. Métodos rápidos. — Los métodos de conteo indicados han de emplearse en los tramos de importancia de la red nacional; aplicarlos a los tramos y carreteras secundarias sería antieconómico y en la práctica irrealizable; pero conocer el tráfico aproximado de toda la red es de una necesidad, pues solamente conociéndolo se puede actuar, técnica y económicamente, en forma racional. Para estos tramos secundarios se emplean métodos rápidos, fundados la mayoría en la aplicación de las teorías de estadística matemática; el método más corriente consiste en establecer una serie de puestos de conteo, con mayor o menor frecuencia en la toma de datos, que sirvan, extrapolando los resultados durante el resto del año, para obtener una idea aproximada del volumen de cada día, aproximación que resulta suficiente para fijar las condiciones fundamentales que ha de cumplir el trazado: radios, pendientes, secciones, transversales y características de los firmes. Normalmente se fijan:

a) Puestos de conteo principales; en ellos se toman los datos cinco días consecutivos al mes, que se varían de un conteo a otro, pero entre los cuales hay siempre un sábado y un domingo.

b) Puestos de conteo secundarios donde se toman los datos durante 48 horas, cada dos meses.

c) Puestos de cobertura donde se hacen los conteos cada 3 ó 4 años.

Se supone una variación del tráfico proporcional en el tiempo y una razón de semejanza entre el tráfico de un puesto permanente y los de conteo secundario, siempre y cuando las condiciones geográficas y económicas sean análogas.

Los puestos todos hay que fijarlos con buen sentido, teniendo en cuenta las características locales; no se pueden dar reglas fijas; hay que tener en cuenta la circunstancia de la influencia de los grandes centros urbanos; alrededor de ellos hay un tráfico que podríamos denominar "local" que hay que conocer para fijar las características del acceso, pero que sería un error considerarlo como de la vía en estudio. Según datos obtenidos por la técnica americana, el que pueda considerarse radio de acción de la población es el que se resume en la tabla siguiente:

TABLA 1-I.

NÚMERO DE HABITANTES	Radio de influencia
3.000.000 o más	56 Km.
1.000.000 a 3.000.000	48 "
500.000 a 1.000.000	40 "
300.000 a 500.000	32 "
100.000 a 300.000	24 "
50.000 a 100.000	20 "
25.000 a 50.000	15 "
10.000 a 25.000	10 "

El tráfico de distancia, propio de la vía en sí, empezará a partir de las distancias señaladas.

1.6. Previsión del tráfico. — Cuando se proyecta una vía no ha de hacerse para el tráfico actual, sino para el previsible en un futuro próximo. En esta determinación se ha de proceder con amplia visión del porvenir, para que nosotros mismos no pongamos, el día de mañana, obstáculos caros de salvar para la necesaria ampliación. Debe ser siempre lema del ingeniero, proyectar con ambición y estudiar cuidadosamente un plan de realización escalonada, a medida que las necesidades del tráfico lo vayan exigiendo, pues sólo así la obra será económicamente rentable.

El tráfico futuro debe preverse para un plazo de quince a veinte años; para fijar las cifras no es posible emplear fórmulas matemáticas, que no podrían recoger todas las circunstancias que pueden influir en el incremento de tráfico. Cuando se trata de una vía existente que se proyecta ampliar o mejorar habrá que tener en cuenta que el aumento de tráfico se ve influenciado por:

a) El tráfico correspondiente al aumento de número general de vehículos; en la previsión de la curva de tendencia en el futuro habrá que tener en cuenta el aumento previsto de renta "per cápita", que tiene influencia decisiva en el número de vehículos por habitante; esta relación no es constante; la influencia de la renta es más acusada a medida que su valor absoluto es mayor.

b) El tráfico atraído o generado por la nueva vía o la mejora en proyecto, que depende de las características de la red existentes en los alrededores de la proyectada.

c) El originado por el crecimiento industrial o, en el caso de una nueva vía, por la utilización de la zona de influencia de la misma. Las previsiones habrán de hacerse basándose en un estudio económico de la zona a servir.

La simple enunciación de los puntos a considerar es demostración evidente de la imposibilidad práctica de empleo de fórmulas matemáticas. Es el estudio de las circunstancias económicas del país y de la zona afectada por la vía en proyecto, la única manera racional de prever la evolución del tráfico en el futuro.

Para afinar el estudio del tráfico previsible es ayuda eficaz el estudio del "origen y destino" del tráfico en la zona considerada, que dará un criterio, para apreciar el posible tráfico desviado. Los estudios de "origen y destino" pueden hacerse parando un número de vehículos y preguntando a los interesados su "destino" y recorrido; en vez del interrogatorio directo puede entregarse a los automóviles una ficha que deban devolver llena; también se puede emplear el sistema, sobre todo en los estudios de poblaciones, de colocar a los vehículos una contraseña en sitio visible del coche, que luego se recoge y registra en un cordón de conteo colocado en el interior de la población.

1.7. Accidentes. — Una estadística cuidada de los accidentes será complemento indispensable de la información necesaria para determinar las características de una red varia desde el punto de vista de la seguridad de la explotación; permitirá conocer los sitios donde, con más frecuencia, se producen los accidentes y proyectar las modificaciones precisas para evitarlos; de su estudio se deducirán una serie de condiciones que las carreteras han de cumplir desde el punto de vista de la seguridad del tráfico.

Hay que tener en cuenta el alto coste económico de los accidentes, sin considerar el no valorable de la pérdida de vidas. En 1965 en Europa occidental, el Japón y Estados Unidos, murieron 131.000 personas y hubo más de 600.000 personas heridas; las cifras relevan de todo comentario.

En España hay al año una cifra del orden de los 2.000 muertos. El número total de accidentes no da idea clara de las condiciones de seguridad de una red de carreteras. Hay que considerar para ello los accidentes por número de vehículos y más exactamente por número de vehículos-kilómetro.

La mejora de las condiciones técnicas de la carretera, aun con velocidades altas de regimen, disminuye considerable el número de accidentes por vehículo-kilómetro.

Disponer de una estadística de accidentes suficientemente completa no es difícil; la policía y los servicios permanentes de la carretera intervienen en la inmensa mayoría de los casos y prácticamente en todos aquellos que tienen una cierta gravedad. Solamente es preciso que rellenen unos formularios y que los servicios centrales los ordenen debidamente para sacar, de los datos obtenidos, las oportunas consecuencias. Los tipos de fichas deben ser lo más completo posible, pero fáciles de rellenar. En la figura 1-3 se reproduce, con pequeñas modificaciones, el adoptado en España. Las fichas se pueden ordenar por sitios o por fechas; en todo caso (*) es preciso verter los datos de situación y de gravedad de accidentes en planos de las diferentes carreteras con signos convencionales sencillos. La repetición de accidentes en puntos determinados, fijación de "puntos negros" y su naturaleza, será guía utilísima de las obras a realizar para alcanzar las debidas condiciones de seguridad.

Es aconsejable discriminar los siguientes tipos de accidentes:

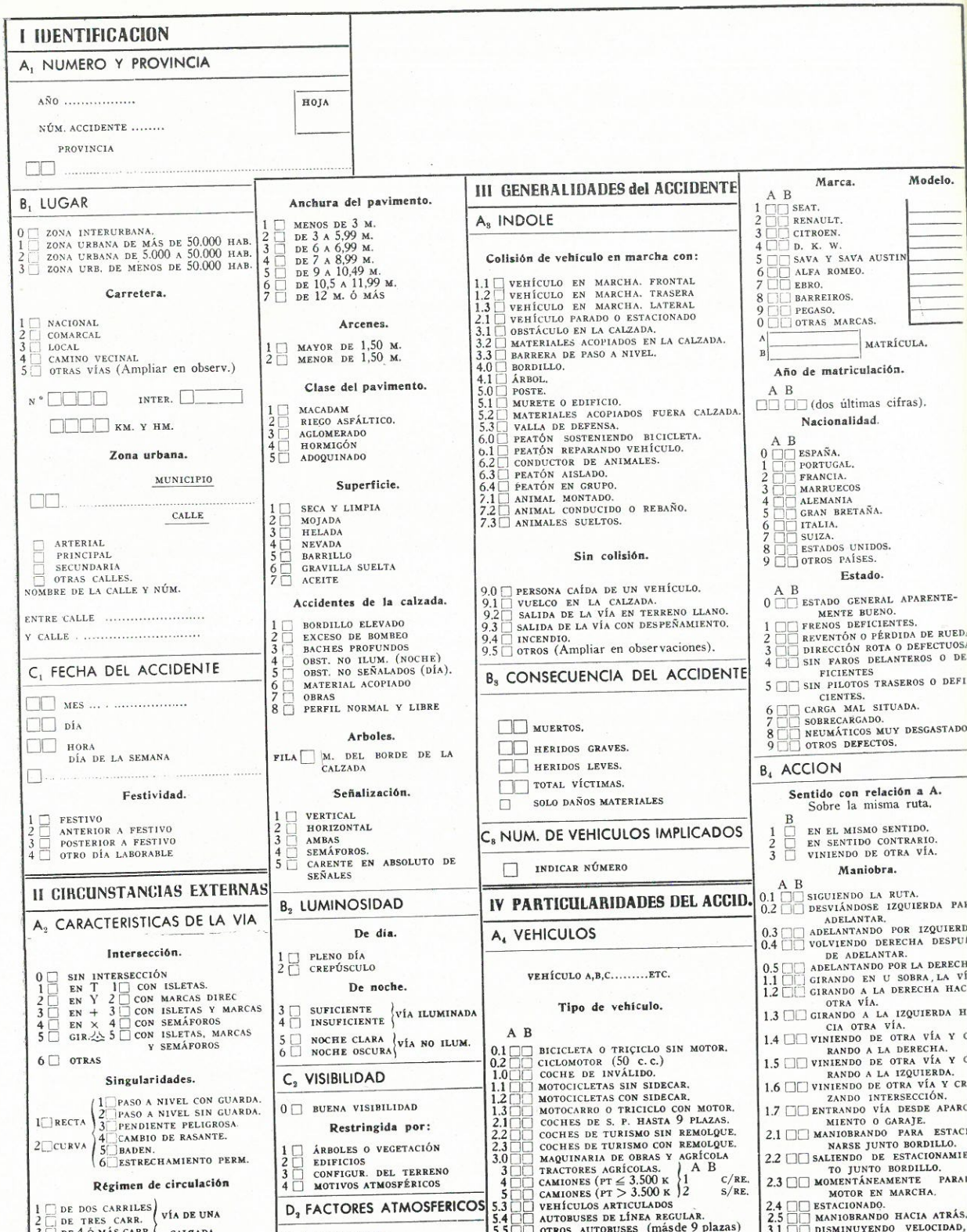
Colisión con:

Peatones.
Otros vehículos.
Ferrocarril.
Bicicletas.
Vehículos de tracción animal.
Con animal.
Con objeto fijo.
Con otros objetos.

Sin colisión:

Vuelco.
Salida de la carretera.
Varios.

(*) Traffic Engineering Handbook.



I IDENTIFICACION

A_1 NUMERO Y PROVINCIA

AÑO .....

NÚM. ACCIDENTE .....

PROVINCIA

□□ .....

HOJA

B_1 LUGAR

0 □ ZONA INTERURBANA.
1 □ ZONA URBANA DE MÁS DE 50.000 HAB.
2 □ ZONA URBANA DE 5.000 A 50.000 HAB.
3 □ ZONA URB. DE MENOS DE 50.000 HAB.

Carretera.

1 □ NACIONAL
2 □ COMARCAL
3 □ LOCAL
4 □ CAMINO VECINAL
5 □ OTRAS VÍAS (Ampliar en observ.)

N.° □□□□ INTER. □□□

□□□□ KM. Y HM.

Zona urbana.

MUNICIPIO

□□ .....

CALLE

□ ARTERIAL
□ PRINCIPAL
□ SECUNDARIA
□ OTRAS CALLES.

NOMBRE DE LA CALLE Y NÚM.

ENTRE CALLE .....

Y CALLE .....

C_1 FECHA DEL ACCIDENTE

□□ MES ... .

□□ DÍA

□□ HORA
DÍA DE LA SEMANA

□ .....

Festividad.

1 □ FESTIVO
2 □ ANTERIOR A FESTIVO
3 □ POSTERIOR A FESTIVO
4 □ OTRO DÍA LABORABLE

II CIRCUNSTANCIAS EXTERNAS

A_2 CARACTERISTICAS DE LA VIA

Intersección.

0 □ SIN INTERSECCIÓN
1 □ EN T 1 □ CON ISLETAS.
2 □ EN Y 2 □ CON MARCAS DIREC
3 □ EN + 3 □ CON ISLETAS Y MARCAS
4 □ EN × 4 □ CON SEMÁFOROS
5 □ GIR. 5 □ CON ISLETAS, MARCAS Y SEMÁFOROS
6 □ OTRAS

Singularidades.

1 □ RECTA
2 □ CURVA
1 □ PASO A NIVEL CON GUARDA.
2 □ PASO A NIVEL SIN GUARDA.
3 □ PENDIENTE PELIGROSA.
4 □ CAMBIO DE RASANTE.
5 □ BADEN.
6 □ ESTRECHAMIENTO PERM.

Régimen de circulación

1 □ DE DOS CARRILES
2 □ DE TRES CARR.
3 □ DE 4 Ó MÁS CARR.
4 □ SIN LÍN. MARCAD.
} VÍA DE UNA CALZADA

5 □ DE .. CARRILES
6 □ SIN LÍN. MARC.
} VÍA DE DOS CALZADAS

7 □ CALZADA DE SENTIDO ÚNICO

0 □ SIN PISTA CICLISTA NI ACERAS.
1 □ CON PISTA CICLISTA Y ACERAS.
2 □ CON PISTA CICLISTA SIN ACERAS.
3 □ SIN PISTA CICLISTA CON ACERAS.

Anchura del pavimento.

1 □ MENOS DE 3 M.
2 □ DE 3 A 5,99 M.
3 □ DE 6 A 6,99 M.
4 □ DE 7 A 8,99 M.
5 □ DE 9 A 10,49 M.
6 □ DE 10,5 A 11,99 M.
7 □ DE 12 M. Ó MÁS

Arcenes.

1 □ MAYOR DE 1,50 M.
2 □ MENOR DE 1,50 M.

Clase del pavimento.

1 □ MACADAM
2 □ RIEGO ASFÁLTICO.
3 □ AGLOMERADO
4 □ HORMIGÓN
5 □ ADOQUINADO

Superficie.

1 □ SECA Y LIMPIA
2 □ MOJADA
3 □ HELADA
4 □ NEVADA
5 □ BARRILLO
6 □ GRAVILLA SUELTA
7 □ ACEITE

Accidentes de la calzada.

1 □ BORDILLO ELEVADO
2 □ EXCESO DE BOMBEO
3 □ BACHES PROFUNDOS
4 □ OBST. NO ILUM. (NOCHE)
5 □ OBST. NO SEÑALADOS (DÍA).
6 □ MATERIAL ACOPIADO
7 □ OBRAS
8 □ PERFIL NORMAL Y LIBRE

Arboles.

FILA □ M. DEL BORDE DE LA CALZADA

Señalización.

1 □ VERTICAL
2 □ HORIZONTAL
3 □ AMBAS
4 □ SEMÁFOROS.
5 □ CARENTE EN ABSOLUTO DE SEÑALES

B_2 LUMINOSIDAD

De día.

1 □ PLENO DÍA
2 □ CREPÚSCULO

De noche.

3 □ SUFICIENTE
4 □ INSUFICIENTE
} VÍA ILUMINADA

5 □ NOCHE CLARA
6 □ NOCHE OSCURA
} VÍA NO ILUM.

C_2 VISIBILIDAD

0 □ BUENA VISIBILIDAD

Restringida por:

1 □ ÁRBOLES O VEGETACIÓN
2 □ EDIFICIOS
3 □ CONFIGUR. DEL TERRENO
4 □ MOTIVOS ATMOSFÉRICOS

D_2 FACTORES ATMOSFERICOS

0 □ BUEN TIEMPO
1 □ NIEBLA INTENSA
2 □ NIEBLA LIGERA
3 □ LLOVIZNANDO
4 □ LLUVIA FUERTE
5 □ GRANIZANDO
6 □ NEVANDO
7 □ VIENTO FUERTE
8 □ INUNDACIÓN
9 □ OTROS (Ampliar en observ.)

III GENERALIDADES del ACCIDENTE

A_3 INDOLE

Colisión de vehículo en marcha con:

1.1 □ VEHÍCULO EN MARCHA. FRONTAL
1.2 □ VEHÍCULO EN MARCHA. TRASERA
1.3 □ VEHÍCULO EN MARCHA. LATERAL
2.1 □ VEHÍCULO PARADO O ESTACIONADO
3.1 □ OBSTÁCULO EN LA CALZADA.
3.2 □ MATERIALES ACOPIADOS EN LA CALZADA.
3.3 □ BARRERA DE PASO A NIVEL.
4.0 □ BORDILLO.
4.1 □ ÁRBOL.
5.0 □ POSTE.
5.1 □ MURETE O EDIFICIO.
5.2 □ MATERIALES ACOPIADOS FUERA CALZADA.
5.3 □ VALLA DE DEFENSA.
6.0 □ PEATÓN SOSTENIENDO BICICLETA.
6.1 □ PEATÓN REPARANDO VEHÍCULO.
6.2 □ CONDUCTOR DE ANIMALES.
6.3 □ PEATÓN AISLADO.
6.4 □ PEATÓN EN GRUPO.
7.1 □ ANIMAL MONTADO.
7.2 □ ANIMAL CONDUCIDO O REBAÑO.
7.3 □ ANIMALES SUELTOS.

Sin colisión.

9.0 □ PERSONA CAÍDA DE UN VEHÍCULO.
9.1 □ VUELCO EN LA CALZADA.
9.2 □ SALIDA DE LA VÍA EN TERRENO LLANO.
9.3 □ SALIDA DE LA VÍA CON DESPEÑAMIENTO.
9.4 □ INCENDIO.
9.5 □ OTROS (Ampliar en observaciones).

B_3 CONSECUENCIA DEL ACCIDENTE

□□ MUERTOS.
□□ HERIDOS GRAVES.
□□ HERIDOS LEVES.
□□ TOTAL VÍCTIMAS.
□ SOLO DAÑOS MATERIALES

C_3 NUM. DE VEHICULOS IMPLICADOS

□ INDICAR NÚMERO

IV PARTICULARIDADES DEL ACCID.

A_4 VEHICULOS

VEHÍCULO A,B,C.....ETC.

Tipo de vehículo.

A B
0.1 □□ BICICLETA O TRIÇICLO SIN MOTOR.
0.2 □□ CICLOMOTOR (50 c. c.)
1.0 □□ COCHE DE INVÁLIDO.
1.1 □□ MOTOCICLETAS SIN SIDECAR.
1.2 □□ MOTOCICLETAS CON SIDECAR.
1.3 □□ MOTOCARRO O TRICICLO CON MOTOR.
2.1 □□ COCHES DE S. P. HASTA 9 PLAZAS.
2.2 □□ COCHES DE TURISMO SIN REMOLQUE.
2.3 □□ COCHES DE TURISMO CON REMOLQUE.
3.0 □□ MAQUINARIA DE OBRAS Y AGRÍCOLA
3 □□ TRACTORES AGRÍCOLAS.
4 □□ CAMIONES (PT ≦ 3.500 K
5 □□ CAMIONES (PT > 3.500 K
A: 1 C/RE. 2 S/RE.
5.3 □□ VEHÍCULOS ARTICULADOS
5.4 □□ AUTOBUSES DE LÍNEA REGULAR.
5.5 □□ OTROS AUTOBUSES (más de 9 plazas)
6.1 □□ TROLEBUSES.
6.2 □□ TRANVÍA.
6.3 □□ TREN.
7.1 □□ CARRO.
8.1 □□ OTROS VEHÍCULOS (ampliar en observ.)

9.1 □□ ANIMAL MONTADO O CONDUCIDO.

Marca. **Modelo.**

A B
1 □□ SEAT.
2 □□ RENAULT.
3 □□ CITROEN.
4 □□ D. K. W.
5 □□ SAVA Y SAVA AUSTIN
6 □□ ALFA ROMEO.
7 □□ EBRO.
8 □□ BARREIROS.
9 □□ PEGASO.
0 □□ OTRAS MARCAS.

A □ B □ MATRÍCULA.

Año de matriculación.

A B
□□ □□ (dos últimas cifras).

Nacionalidad.

A B
0 □□ ESPAÑA.
1 □□ PORTUGAL.
2 □□ FRANCIA.
3 □□ MARRUECOS
4 □□ ALEMANIA
5 □□ GRAN BRETAÑA.
6 □□ ITALIA.
7 □□ SUIZA.
8 □□ ESTADOS UNIDOS.
9 □□ OTROS PAÍSES.

Estado.

A B
0 □□ ESTADO GENERAL APARENTEMENTE BUENO.
1 □□ FRENOS DEFICIENTES.
2 □□ REVENTÓN O PÉRDIDA DE RUED
3 □□ DIRECCIÓN ROTA O DEFECTUOS
4 □□ SIN FAROS DELANTEROS O DEFICIENTES
5 □□ SIN PILOTOS TRASEROS O DEFICIENTES.
6 □□ CARGA MAL SITUADA.
7 □□ SOBRECARGADO.
8 □□ NEUMÁTICOS MUY DESGASTADO
9 □□ OTROS DEFECTOS.

B_4 ACCION

Sentido con relación a A.
Sobre la misma ruta.

B
1 □ EN EL MISMO SENTIDO.
2 □ EN SENTIDO CONTRARIO.
3 □ VINIENDO DE OTRA VÍA.

Maniobra.

A B
0.1 □□ SIGUIENDO LA RUTA.
0.2 □□ DESVIÁNDOSE IZQUIERDA PA ADELANTAR.
0.3 □□ ADELANTANDO POR IZQUIERD
0.4 □□ VOLVIENDO DERECHA DESPU DE ADELANTAR.
0.5 □□ ADELANTANDO POR LA DERECH
1.1 □□ GIRANDO EN U SOBRA LA VÍ
1.2 □□ GIRANDO A LA DERECHA HAC OTRA VÍA.
1.3 □□ GIRANDO A LA IZQUIERDA H CIA OTRA VÍA.
1.4 □□ VINIENDO DE OTRA VÍA Y C RANDO A LA DERECHA.
1.5 □□ VINIENDO DE OTRA VÍA Y C RANDO A LA IZQUIERDA.
1.6 □□ VINIENDO DE OTRA VÍA Y CR ZANDO INTERSECCIÓN.
1.7 □□ ENTRANDO VÍA DESDE APARC MIENTO O GARAJE.
2.1 □□ MANIOBRANDO PARA ESTACI NARSE JUNTO BORDILLO.
2.2 □□ SALIENDO DE ESTACIONAMIE TO JUNTO BORDILLO.
2.3 □□ MOMENTÁNEAMENTE PARA MOTOR EN MARCHA.
2.4 □□ ESTACIONADO.
2.5 □□ MANIOBRANDO HACIA ATRÁS.
3.1 □□ DISMINUYENDO VELOCIDAD, PARADA BRUSCA.
3.2 □□ MANIOBRA SUBITA, SALVAR O TÁCULO, VEHÍCULO O PE
3.3 □□ SALTO INVOLUNTARIO DE SE RACIÓN CALZADAS.
3.4 □□ SALIDA INVOLUNTARIA DE VÍA.
4.1 □□ MARCHA DEMASIADO LENTA TORPECIENDO CIRCULACI

Figura 1-3.

Factores de maniobras forzadas.

A B

1 ☐☐ FORZADO POR OTRO VEHÍCULO O PEATÓN NO ALCANZADO
2 ☐☐ FORZADO POR OTRO VEHÍCULO. O POR PEATÓN CON EL QUE COLISIONÓ
3 ☐☐ DESLUMBRADO POR OTRO VEHÍCULO
4 ☐☐ DESLUMBRADO POR EL SOL
5 ☐☐ PICADURA DE INSECTO.
6 ☐☐ PATINAZO PREVIO
7 ☐☐ OTROS (Ampliar en observaciones)

C1 CONDUCTORES

Sexo.

1 ☐☐ MASCULINO
2 ☐☐ FEMENINO

Edad.

A B
☐☐ ☐☐ (años cumplidos)

Profesión.

A B

0 ☐☐ CONDUCTOR PROFESIONAL
1 ☐☐ CONDUCTOR PROF. POR CUENTA AJENA
2 ☐☐ CONDUCTOR VEHÍCULO MILITAR.
3 ☐☐ OFICIOS MECÁNICOS.
4 ☐☐ OFICIOS AGRÍCOLAS.
5 ☐☐ OFICIOS MANUALES NO ESPECIFICADOS.
6 ☐☐ VIAJANTES, REPRESENTANTES AGENTES DE VENTA
7 ☐☐ PROFESIONES MÉDICAS
8 ☐☐ EMPLEADOS, FUNCIONARIOS Y PROFESIONES LIBERALES
9 ☐☐ OTRAS PROFESIONES

Clase del permiso de conducción.

A B

0 ☐☐ A-1
1 ☐☐ A-2
2 ☐☐ B.
3 ☐☐ C
4 ☐☐ D.
5 ☐☐ E.
6 ☐☐ PERMISO MILITAR.
7 ☐☐ LICENCIA CONDUCCIÓN CICLOMOTORES.
8 ☐☐ CERTIFICADO TRACTORISTA
9 ☐☐ CARECE.

Nacionalidad del permiso de conducción.

A B

0 ☐☐ ESPAÑA
1 ☐☐ PORTUGAL
2 ☐☐ FRANCIA.
3 ☐☐ MARRUECOS.
4 ☐☐ ALEMANIA.
5 ☐☐ GRAN BRETAÑA.
6 ☐☐ ITALIA.
7 ☐☐ SUIZA.
8 ☐☐ ESTADOS UNIDOS.
9 ☐☐ OTROS (indicar)

Año de expedición del permiso de conducción.

A B
☐☐ ☐☐

Lesividad.

A B

1 ☐☐ MUERTO.
2 ☐☐ HERIDO GRAVE
3 ☐☐ HERIDO LEVE.
4 ☐☐ ILESO.
5 ☐☐ FUGADO.

Uso de accesorios de seguridad.

1 ☐☐ SIN ACCESORIOS DE SEGURIDAD.
2 ☐☐ UTILIZANDO CASCO (MOTOCICLOS).
3 ☐☐ UTILIZANDO CINTURONES DE SEGURIDAD (VEHÍCULOS 4 RUEDAS).

Defecto físico previo.

A B

0 ☐☐ SIN DEFECTO CONOCIDO.
1 ☐☐ DE VISIÓN.
2 ☐☐ AUDICIÓN DÉBIL
3 ☐☐ DE EXTREMIDADES SUPERIORES.
4 ☐☐ DE EXTREMIDADES INFERIORES.

Otras circunstancias.

0 ☐☐ ASPECTO NORMAL
1 ☐☐ BAJO EFECTOS DE BEBIDAS O ESTUPEFACIENTES.
2 ☐☐ DESATENCIÓN, DISTRACCIÓN.
3 ☐☐ ENFERMEDAD SÚBITA.
4 ☐☐ DORMIDO.
5 ☐☐ CANSADO.
EN EL MOMENTO DEL ACCIDENTE LLEVABA CONDUCIENDO SIN DESCANSO:
6 ☐☐ 3 HORAS APROX.
7 ☐☐ DE 3 A 5 HORAS.
8 ☐☐ MÁS DE 5 HORAS.

Infracciones conductores.

A B

0.1 ☐☐ VELOCIDAD PELIGR. PARA CONDICIONES EXISTENTES.
0.2 ☐☐ SOBREPASAR VELOCIDAD ESTABLECIDA.
0.3 ☐☐ DESLUMBRAR A OTROS USUARIOS DE LA VÍA.
0.4 ☐☐ CIRCULAR POR MANO CONTRARIA.
O DIRECCIÓN PROHIBIDA.
0.5 ☐☐ NO ENCONTRARSE EN LA PARTE DE LA VÍA QUE LE CORRESPONDE.
0.6 ☐☐ NO MANTENER INTERVALOS DE SEGURIDAD.
1.1 ☐☐ GIRAR INCORRECTAMENTE
1.2 ☐☐ ADELANTAM. ANTIRREG.
1.3 ☐☐ NO FACILITAR ADELATAM.
2.1 ☐☐ NO INDICAR O INDICAR MAL MANIOBRA.
2.2 ☐☐ NO RESPETAR PRIORIDAD.
2.3 ☐☐ NO CUMPLIR LA SEÑAL DE "STOP"
2.4 ☐☐ NO CUMPLIR LA SEÑAL "CEDA EL PASO"
2.5 ☐☐ NO CUMPLIR LAS INDICACIONES DEL SEMÁFORO.
2.6 ☐☐ ENTRAR SIN PRECAUCIÓN EN LA CIRCULACIÓN.
3.1 ☐☐ IR MARCHA ATRÁS SIN PRECAUCIÓN.
3.2 ☐☐ ESTACIONAMIENTO PROHIBIDO O PELIGROSO.
3.3 ☐☐ NO CUMPLIR SEÑAL DE "NIÑOS"
3.4 ☐☐ NO CUMPLIR OTRA SEÑAL DE TRÁFICO O POLICÍA.
4.1 ☐☐ CICLISTA AGARRADO A OTRO VEHÍCULO.
4.2 ☐☐ CICLISTA CIRCUL. FUERA DE SU PISTA.
4.3 ☐☐ CICLISTA MARCHANDO EN POSICIÓN PARALELA CON OTRO.
5.1 ☐☐ OTRAS INFRACCIONES.
5.2 ☐☐ NINGUNA INFRACCIÓN.

Infracciones administrativas.

1 ☐☐ NO HABER EFECTUADO LA REVISIÓN PERIÓDICA DEL VEHÍCULO.
2 ☐☐ CARECER DE SEGURO OBLIGATORIO.
3 ☐☐ EXCESO DE NÚMERO DE VIAJEROS SOBRE LOS AUTORIZADOS.

D4 PASAJEROS VICTIMAS

A B C D E F — Utilizar siempre la misma columna para los datos de cada uno de los implicados.

☐☐☐☐☐☐ VEH. EN QUE VIAJABA (A, B, C).

Sexo.

1 ☐☐☐☐☐☐ MASCULINO.
2 ☐☐☐☐☐☐ FEMENINO.

Edad.

☐☐☐☐☐☐ (AÑOS CUMPLIDOS)

Lesividad.

1 ☐☐☐☐☐☐ MUERTO.
2 ☐☐☐☐☐☐ HERIDO GRAVE.
3 ☐☐☐☐☐☐ HERIDO LEVE.

Uso de accesorios de seguridad.

1 ☐☐☐☐☐☐ SIN ACCESORIOS
2 ☐☐☐☐☐☐ CON CASCO (MOTOCICLOS)
3 ☐☐☐☐☐☐ CON CINTURÓN (VEH. 4 RUED.)

E4 PEATONES

1 2 3 4 — Utilizar siempre la misma columna para los datos de cada uno de los implicados.

Acción del petón.

9.1 ☐☐☐☐ ATRAVESANDO INTERSECCIÓN.
9.2 ☐☐☐☐ CRUZANDO CALZADA FUERA INTERSECCIÓN.
9.3 ☐☐☐☐ ANGAR O ESTAR EN LA CALZADA.
9.4 ☐☐☐☐ JUGAR O TRABAJAR EN LA CALZADA.
9.5 ☐☐☐☐ RESBALÓN O CAÍDA.
9.6 ☐☐☐☐ SUBIR O DESCENDER DE UN VEHÍCULO.
9.7 ☐☐☐☐ SOBRE ACERA, REFUGIO O PASEO.
9.8 ☐☐☐☐ MARCHANDO POR SU DERECHA.
9.9 ☐☐☐☐ MARCHANDO POR SU IZQUIERDA.

Sexo.

1 ☐☐☐☐ MASCULINO.
2 ☐☐☐☐ FEMENINO.

Edad.

☐☐☐☐ (AÑOS CUMPLIDOS.)

Lesividad.

1 ☐☐☐☐ MUERTO.
2 ☐☐☐☐ HERIDO GRAVE.
3 ☐☐☐☐ HERIDO LEVE.
4 ☐☐☐☐ ILESO.

Defecto físico previo.

1 ☐☐☐☐ SIN DEFECTO CONOCIDO.
2 ☐☐☐☐ DE VISIÓN.
3 ☐☐☐☐ DE AUDICIÓN DÉBIL.
4 ☐☐☐☐ DE EXTREMIDADES SUPERIORES.
5 ☐☐☐☐ DE EXTREMIDADES INFERIORES.

Otras circunstancias del peatón.

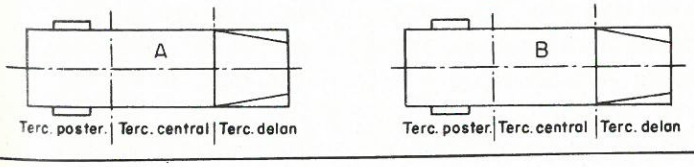
1 ☐☐☐☐ ASPECTO NORMAL.
2 ☐☐☐☐ BAJO EFECTOS BEBIDAS O ESTUPEFACIENTES
3 ☐☐☐☐ DESATENCIÓN O DISTRACCIÓN.
4 ☐☐☐☐ ENFERMEDAD SÚBITA.

Infracciones observadas.

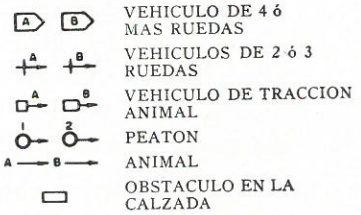
9.1 ☐☐☐☐ CRUZAR INFRINGIENDO SEÑAL.
9.2 ☐☐☐☐ CRUZAR EN DIAGONAL.
9.3 ☐☐☐☐ CRUZAR FUERA DE ZONA MARCADA.
9.4 ☐☐☐☐ IRRUMPIR EN LA VÍA ANTIRREGLAM.
9.5 ☐☐☐☐ ESTAR O MARCHAR POR CALZADA ANTIRREG.
9.6 ☐☐☐☐ SUBIR O BAJAR DE VEHÍCULOS ANTIRREG.
9.7 ☐☐☐☐ OTRAS INFRACCIONES.
9.8 ☐☐☐☐ NINGUNA INFRACCIÓN

CROQUIS

SEÑALAR AQUI LAS PARTES AFECTADAS POR EL CHOQUE



UTILIZAR LOS SIMBOLOS (1)



(1) La punta de flecha indica el sentido de la marcha.

OBSERVACIONES:

Parte formulado por ..... Unidad ..... Nombre y apellidos ..... Fecha

Figura 1-3.

Es conveniente llevar un registro de los conductores de los vehículos que sufrieron el accidente.

El número de víctimas producidas por los accidentes puede referirse a:

a) La población total; es normal el número de accidentes por 100.000 habitantes.

b) El número de vehículos matriculados.

c) El número de vehículos-kilómetro recorridos en la zona considerada; esta cifra se obtiene aproximadamente para una zona determinada por el consumo total de carburantes dividido por el medio obtenido por vehículo-kilómetro. Aunque esta última cifra no es de exactitud, por razones fáciles de comprender, en cambio la de accidentes por vehículo-kilómetro tiene un valor indudable, aunque sólo sea aproximada.

Las condiciones de la carretera, sus características geométricas, el ancho y la calidad de los firmes, etc., tienen una gran importancia en la proporción de accidentes; al estudiar cada uno de los diferentes extremos, iremos considerando su influencia en la seguridad.

1.8. Valoración de la inversión que representa el transporte por carretera. — El estudio económico de la estructuración del transporte por carretera, es fundamental, para justificar las inversiones que la red de carreteras precise. En otros sistemas de transporte, un ferrocarril, p. e., se conoce el balance y analizando las distintas partidas, es posible estudiar la repercusión de cualquier medida que sobre una de ellas se tome, en los resultados de la explotación. Pero el transporte por carretera es complejísimo y está integrado por un número muy elevado de empresas, por los usuarios para servicios privados de camiones y vehículos de turismo. No es posible en la práctica, por una actuación directa, conocer el balance de cada una de ellas y el servicio que prestan; pero, por otra parte, el conocimiento de lo que el transporte representa en gastos y el servicio que presta, es fundamental.

El método más lógico y práctico es el sondeo estadístico, que pueda realizarse distribuyendo una serie de fichas entre los usuarios en los cuales los propietarios de los coches o camiones deben consignar los datos que son precisos para conocer, no sólo el coste, sino su estructura. El Laboratorio del Transporte practicó, en el año 1962, un estudio de este tipo enviando, de acuerdo con el tamaño de las distintas estratificaciones en que divide el parque, las fichas que se recogen en las figuras 1-4 y 1-5; con ello se ha logrado obtener, con aproximación suficiente, los datos del transporte español por carretera.

Para obtener unos resultados correctos, es preciso distribuir un número de fichas, en cada estrato de la división del parque, proporcional a la población que lo integra, teniendo en cuenta la proporción que contesta, para tener una muestra de tamaño correcto con arreglo a la técnica estadística. Para el manejo de las fichas y la obtención de los correspondientes resultados, es necesario el empleo de un ordenador electrónico.

CUESTIONARIO

Características.

Marca ....
Potencia fiscal ....
Número de plazas ....
Modelo del año ....
Año en que fue matriculado ....
Años de vida del vehículo (1) ....
¿Cuántos kilómetros lleva recorridos el vehículo? ....
¿En cuánto estima usted el valor actual en venta del vehículo? ....
Fecha de renovación del motor (caso de haberlo cambiado) ....

Consumo medio en litros por 100 kilómetros.

Carburantes (2) { Gasolina { Carretera ....
Gas-oil { Ciudad ....
Aceite. Consumo (3) ....
¿Cada cuántos kilómetros cambia el aceite? ....
¿Cada cuántos kilómetros engrasa el vehículo? ....

Cubiertas.

¿Cuántos kilómetros le han durado las últimas cubiertas? .....

Servicio.

Profesión del usuario (4) ....
Número de habitantes de la localidad donde reside ....
Recorrido anual en kilómetros ....
¿Aproximadamente cuántos de ellos recorrió en carretera? ....
Número de ocupantes en el último viaje por carretera.... .....

Reparaciones generales o grandes reparaciones (5).

¿Cada cuántos kilómetros las precisa? ....
Coste medio aproximado de cada reparación ....

Reparaciones por avería (6).

Gasto anual ....
Coste de la última reparación ....

Otros gastos.

Gasto anual de chófer (incluidas cargas sociales, dietas, etc.) ....
Coste anual de garaje y lavado ....

Riesgos que tiene asegurados (7).

Daños a terceros. 1 Daños propios. 2 Incendios. 3 Robo. 4
Protección jurídica. 5

(1) En caso de que al matricularse no fuera nuevo el vehículo, indicar con la aproximación posible los años en servicio del citado vehículo, hasta el momento actual.

(2) Táchese el carburante que no se emplee.

(3) Sin incluir el cambio de aceite.

(4) Indíquese la profesión de la persona que normalmente hace uso del vehículo, tanto si lo conduce por sí mismo como si lo hace mediante chófer.

(5) Sin incluir las debidas a accidentes. En caso de no haberle sido preciso realizar aún una gran reparación, déjese en blanco este apartado.

(6) Sin incluir las debidas a accidentes.

(7) Táchense los conceptos que no se tengan asegurados.

Fig. 1-4. — Ficha relativa a vehículos automóviles.

CUESTIONARIO

Características.

¿Es semi-remolque? ....
Marca ....
Potencia fiscal ....
Número de ejes ....
Número de ruedas (1) ....
Tara en Tm. ....
Carga máxima en Tm. ....
Año en que fue matriculado ....
Años de vida del vehículo (2) ....
¿En cuánto estima usted el valor actual en venta del vehículo? ....
¿Cuántos kilómetros lleva recorridos el vehículo? ....
Fecha de renovación del motor (caso de haberlo cambiado) ....

Consumo medio en litros por 100 kilómetros.

Carburante (3) { Gasolina { Carretera ....
Gas-oil { Ciudad ....
Aceite. Consumo (4) ....
¿Cada cuántos kilómetros cambia el aceite? ....
¿Cada cuántos kilómetros engrasa el vehículo? ....

Cubiertas.

¿Cuántos kilómetros le han durado las últimas cubiertas? .....

Servicio.

Longitud de la línea que recorre normalmente ....
Recorrido anual en kilómetros ....
¿Cuántos de estos kilómetros recorre en ciudad? ....
Toneladas cargadas por el camión, por término medio (5). .....
Toneladas transportadas anualmente ....
Toneladas-kilómetro transportadas anualmente (6) ....

Reparaciones generales o grandes reparaciones (7) ....

¿Cada cuántos kilómetros las precisa? ....
Coste medio aproximado de cada reparación ....

Reparaciones por averías (8).

Gasto anual ....
Coste de la última reparación ....

Otros gastos.

Gastos anuales del personal adscrito al camión (9) (chóferes y ayudantes) ....
Otros gastos anuales atribuibles al camión (por la parte que le corresponda de gastos de personal de administración, oficinas, garaje, almacenes, seguros, impuestos, etc., excluidos gastos de talleres) ....

Riesgos que tiene asegurados (10).

Daños a terceros. (1) Daños propios. (2) Incendios. (3) Robo. (4)
Protección jurídica. (5)

Datos de la Empresa (11).

Número total de vehículos de la Empresa ... { Autobuses ....
Camiones ....
Mixtos (carga y viajeros)... .....
Remolques ....
Número total de empleados de la Empresa ....

(1) Sin contar las de repuesto.

(2) En caso de que al matricularse no fuera nueva el vehículo, indicar con la aproximación posible los años en servicio del citado vehículo, hasta el momento actual.

(3) Táchese el carburante que no se emplee.

(4) Sin incluir cambio de aceite.

(5) Indíquese la carga media transportada por el camión, teniendo en cuenta viajes de ida y de regreso.

(6) Por toneladas-kilómetro se entiende el producto del recorrido anual por la carga media transportada. Ejemplo: Si un camión recorre al año 30.000 Km. y la carga media ha sido 3 Tm., realiza un transporte de 30.000 × 3 = 90.000 toneladas-kilómetro.

(7) Sin incluir las debidas a accidentes. En caso de no haberle sido precisa aún una gran reparación, déjese en blanco este apartado.

(8) Sin incluir las debidas a accidentes.

(9) Incluidas dietas, cargas sociales, etc.

(10) Táchense los conceptos que no se tengan asegurados.

(11) Se entiende por Empresa tanto la entidad jurídicamente constituida como el propietario individual del o de los vehículos.

Fig. 1-5. — Ficha relativa a camiones.

Los resultados que se obtienen pueden servir para años sucesivos, sin más que aplicar a los resultados de cada estratificación la variación de su pablación, siempre y cuando las características técnicas no hayan cambiado esencialmente. Se puede así tener una idea bastante clara de la evolución del transporte en el tiempo, de gran utilidad para poder prever y justificar las obras a proyectar. El estudio realizado en la forma indicada puede completarse por el empleo de una serie de fichas de interrogatorio personal, a un número determinado de usuarios escogidos por suerte, a los que se visita periódicamente un empleado de la administración para recoger los datos de la ficha. La información así obtenida servirá para ajustar los datos del sondeo general.

1.9. El criterio económico de la explotación. — El gasto nacional que en el transporte representa del 8 al 14 por 100 de la renta nacional, dependiendo del grado de motorización del país. La diferencia de los gastos de explotación en un itinerario puede alcanzar del 10 al 20 por 100 según que sus condiciones de trazado y firme sean o no las debidas; tan antieconómico, desde el punto de vista nacional, es proyectar una carretera con características de lujo para un tráfico escaso, como hacerlo con características pobres para un tráfico intenso. Debe ser criterio del ingeniero lograr que la suma:

gastos de establecimiento + conservación + explotación, sea un mínimo.

CAPITULO II

LOS VEHICULOS

2.1. Los usuarios del camino. — El transporte se realiza por medio de vehículos de diferentes tipos; el conjunto de éstos y las personas, peatones, cuyo número puede tener importancia en zonas urbanas y en algunas especiales, constituyen el tráfico que la vía ha de servir; las características, pesos y dimensiones de los vehículos, tienen especial importancia en el proyecto de la vía en planta y perfil.

Los vehículos con motor constituyen el usuario fundamental de la carretera. Pueden ser:

I. Automóviles para el transporte particular de viajeros.
II. Autobuses para el transporte de viajeros en común, con motor propio.
III. Trolebuses para el transporte de viajeros en común, alimentados por línea eléctrica.
IV. Camiones sin remolque para el transporte de mercancías.
V. Camiones con remolque; conjuntos articulados movidos por tractor.
VI. Tractores agrícolas, con o sin remolque; estos vehículos suelen ir montados sobre ruedas de goma; excepcionalmente pueden ir sobre orugas.
VII. Motocicletas y triciclos con motor.
VIII. Bicicletas con motor auxiliar.
IX. Bicicletas sin motor auxiliar.

Desde el punto de vista del proyecto de la carretera, tienen importancia las siguientes características de los vehículos:

a) Las dimensiones de los diferentes tipos, por el espacio que ocupan.

b) Radios de giro mínimo para que puedan inscribirse en las curvas del camino.

c) Su peso por la acción destructora que producen en el pavimento.

2.2. Automóviles. — En los automóviles para el transporte particular de viajeros hay que considerar sus dimensiones para tener en cuenta el espacio que ocupan en la carretera, especialmente en las curvas, por las cuales deben pasar sin necesidad de maniobra y sin salir de su vía de circulación. Sus dimensiones normales máximas, así como su radio de giro mínimo se recogen en la figura 2-1, tomada de "A policy on geometric design of rural highways", publicado por A.A.S.H.O. (*); se refiere a modelos de coches americanos cuyas dimensiones son, generalmente, bastante mayores que las europeas. Las dimen-

(*) American Association of State Highway Officials.

siones exageradas de algunos de los últimos modelos americanos, no parece han de superarse; es más, la tendencia de aquel mercado se inclina, salvo excepciones, a una reducción, por la dificultad que los grandes vehículos presentan para su aparcamiento y circulación por las ciudades y carreteras de segundo orden; los vehículos de menores dimensiones son, por otra parte, más baratos de explotación.

2.3. Autobuses y camiones. — Las características de los vehículos, dimensiones y pesos, están reguladas en Europa, en sus líneas generales, por la convención de Ginebra de 19 de septiembre de 1949. Dentro de cada nación vienen fijadas por disposiciones especiales; en España, por el Código de Circulación.

La longitud no podrá, en vehículos independientes, exceder de 11 metros para vehículos de dos ejes sin remolque y de 12 metros cuando tengan más de dos ejes; el ancho, teniendo en cuenta los salientes, de 2,50 metros. La longitud máxima de un tractor y semirremolque, no debe ser mayor, normalmente, de 14 metros y de camión y remolque, de 16,50 metros. En Europa llegan a 21 metros Bélgica, y a 20 metros Italia y Luxemburgo. La reglamentación máxima en cada país depende de las características locales; por ejemplo, Suiza es, lógicamente, más estricta que otros países, por sus condiciones orográficas, que imponen trazados difíciles. A título de información se resumen en la tabla 2-I las dimensiones máximas admitidas en algunos países:

TABLA 2-I. — *Longitudes y anchos en los distintos países en* 1956.

PAISES	LONGITUD MAXIMA				Ancho máximo
	VEHÍCULO SOLO		CAMIÓN CON		
	Dos ejes — *Metros*	Más de dos — *Metros*	Semirremolque — *Metros*	Remolque — *Metros*	— *Metros*
Bélgica	7,0	12,0	14,0	21,0	2,50
Francia	11,0	—	14,0	18,0	2,50
Italia	—	—	20,0	20,0	2,50
Luxemburgo	10-11	12,0	14,0	20,0	—
Países Bajos	10,0	—	14,0	18,0	2,50
Suiza	9,5	—	18,0	18,0	2,40
Gran Bretaña	9,1	—	16,0	16,0	2,30-2,40
Alemania Occidental	10,0	—	14,0	16,0	2,50
Argentina	11,0	—	14,0	18,0	2,50
Australia	10,0	—	13,7	15,2	2,40
Brasil	10,5	—	15,0	15,0	2,60
Turquía	10,0	—	18,0	22,0	2,50
España	11,0	12,0	16,5	16,5	2,50 (*)

(*) Con permiso especial permanente: longitudes, 14 m. vehículo sólo y 16 m. camión con semirremolque o remolque; ancho, 3,50 m.

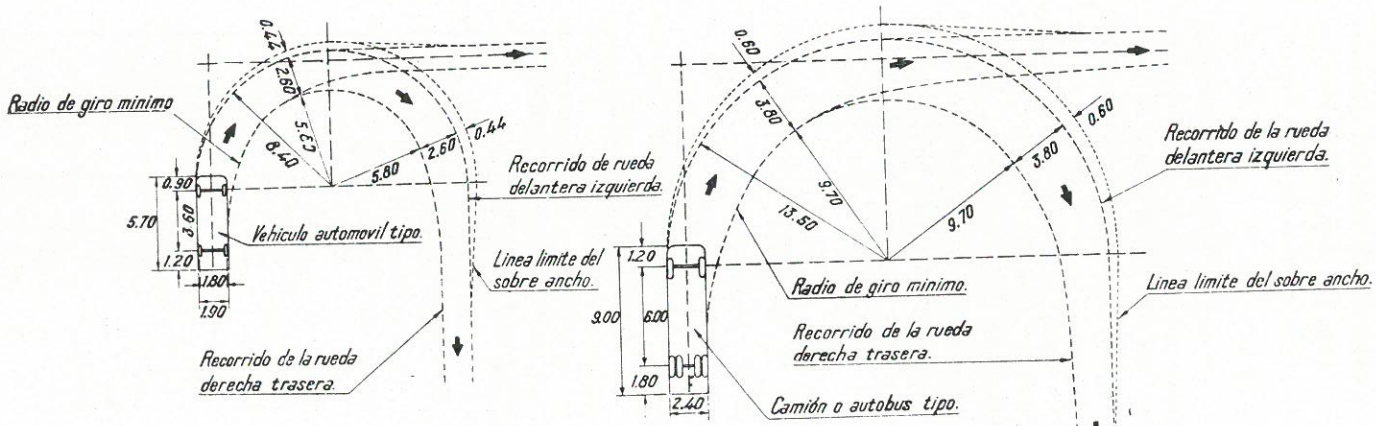


Figura 2-1.

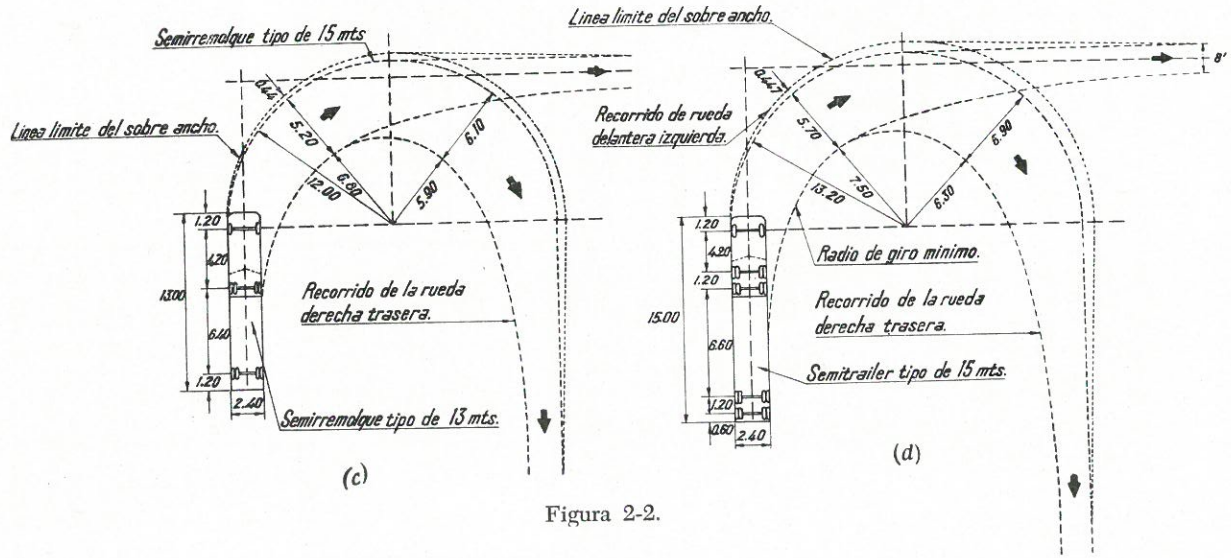


Figura 2-2.

TABLA 2-II. — *Pesos máximos en los distintos países.*

PAISES	Peso máximo por eje — *Toneladas*	VEHICULOS DE		CAMION CON	
		Dos ejes — *Toneladas*	Tres ejes o más — *Toneladas*	Semirremolque — *Toneladas*	Remolque — *Toneladas*
Bélgica	13	19	26	28	32
Francia	13	19	26	35	35
Italia	10	14,50	18	—	32
Luxemburgo	13	19	26	35	40
Países Bajos	10	16	26	28	44
Suiza	10	14	16	21	25
Gran Bretaña	10	14	3 : 20 3 : 24	20	24-32 (*)
Alemania Occidental	8-12	12	18	28	
Argentina	10	14	3 : 21 4 : 28 5 : 36	— — —	— — —
Australia	8,2	(**)	—	—	—
Brasil	8	16	24	24	48
Turquía	16	20	—	38	43
España	10	16	24	26	27

(*) Si camión y remolque están dotados de servo-frenos, 32 y 24 en los demás casos.
(**) Depende de la distancia entre los ejes extremos; por ejemplo, 10 m. 21 Tn., 15 m. 26 Tn.

Las dimensiones tienen importancia, además del espacio que el vehículo ocupa, para la determinación de su radio de giro. En Estados Unidos se fija la dimensión "distancia entre ejes" (wheelbases), limitando después el vuelo de la parte trasera y delantera. En las figuras 2-1 y 2-2 pueden verse las dimensiones y radios de giro de unos vehículos de carga de tipo medio.

La altura de los vehículos de carga y transporte, camiones y conjuntos articulados, no deben exceder de 4,00 m.; en un Estado americano se ha llegado a autorizar 4,20 m.

En relación con los pesos, los criterios son más dispares; en el cuadro 2-II se resumen los permitidos en distintos países.

Los camiones con remolque y los semirremolque, con uno o dos remolques, cuyas dimensiones máximas admisibles figuran en los cuadros, van adquiriendo cada día una importancia mayor, pues ofrecen indudables ventajas desde el punto de vista de la explotación. Una casa americana tiene en experimentación (1964) un tren de carretera con capacidad máxima de 90 toneladas. Aunque no tiene una importancia especial por sus cargas sobre firme, hay que tener muy presente sus dimensiones máximas en el trazado de la carretera y muy especialmente en los sobreanchos de las curvas, y el entorpecimiento que representa para la circulación.

El problema de las dimensiones y pesos máximos tienen una gran importancia para la explotación y, conjuntamente, para los gastos de construcción y conservación de la vía; es lógico existan discrepancias entre los países, pues cada uno tiene sus características peculiares; la libertad de criterio de cada Estado, lógica para el tráfico interior, no es admisible para el internacional, que cada día va adquiriendo mayor importancia.

Los vehículos de tracción mecánica van montados sobre neumáticos; pueden ser de baja presión (1,5 a 3 Kg./cm.^{2}) o de alta. Aunque no existe un límite máximo establecido, hoy no se pasan normalmente de los 8 Kg./cm.^{2}; en algunos vehículos especiales, la presión de las ruedas alcanza 10 Kg./cm.^{2}. La carga total del vehículo se transmite al firme por medio de las ruedas; cuanto mayor es el número de éstas, mayor puede ser la carga total; aunque la carga unitaria producida en el firme no puede, prácticamente, exceder de la interior del neumático, de 8 Kg./cm.^{2}, el efecto de las ruedas múltiples sobre el firme es considerablemente más nocivo que el de una rueda sola; por eso, las grandes cargas actuales obligan a espesores de firme cada día más considerables.

2.4. Tractores agrícolas. — Estos vehículos van hoy, normalmente, montados sobre ruedas de goma; su peso es reducido, así como la velocidad, que no suele exceder de 30 Km./hora. Cuando van montados sobre orugas, no deben marchar por carretera, pues destruyen el firme, especialmente los de piedra partida con o sin ligante bituminoso; hay que tomar precauciones especiales, obligando a desmontar los ángulos transversales de la oruga; en España, en algunas zonas agrícolas, en las cuales la carretera atraviesa una finca, se han dispuesto pasos transversales de firme con adoquinado para el cruce de la carretera por tractores con la oruga sin desmontar.

2.5. Los vehículos automóviles de dos y tres ruedas. Bicicletas. — Todos estos vehículos no tienen importancia desde el punto de vista del firme, pero su enorme difusión, por ser de precio más reducido que el automóvil, plantea un grave problema de explotación porque constituye un obstáculo para la circulación; además la proporción de víctimas que ocasionan es elevadísima. La incorporación de este tipo de vehículos a la circulación general tiene dificultades de tipo de trazado, de las cuales se hablará en el capítulo correspondiente.

2.6. Vehículos de tracción animal. — Los vehículos de tracción animal para personas, prácticamente no se usan; en cambio, en ciertos países y, especialmente en zonas agrícolas, se encuentran todavía carros, cuyo efecto sobre la circulación y, especialmente sobre los firmes, hay que considerar atentamente.

Los carros pueden ser de dos ruedas, de cuatro o más. Tanto en un caso como en otro, los ejes van unidos a un bastidor pudiendo, en los de cuatro ruedas, girar el juego delantero alrededor de un eje vertical que pasa por su punto medio; en general, el ángulo máximo de giro es de 30°.

Se denomina batalla de un vehículo la distancia entre el eje posterior y el punto de giro del eje delantero.

Algunos vehículos especiales, para poder ceñirse mejor a las curvas, tienen ambos ejes articulados; en otros, el ángulo de giro del juego delantero puede tener valores mayores de 30°, llegando a entrar debajo de la caja.

El ancho del vehículo no debe ser superior a 2,50 m.; el diámetro de las ruedas varía normalmente entre 0,40 y 1 m. La llanta de la rueda es metálica y su ancho está regulado por la carga. El Código de la Circulación español, teniendo en cuenta que la carga depende del número de animales de tiro, relaciona éstos con el ancho de la llanta, para hacer más simple la vigilancia del cumplimiento del reglamento.

El artículo 78 determina:

TABLA 2-III.

CARROS DE DOS RUEDAS

ANCHO MÍNIMO REGLAMENTARIO DE LAS LLANTAS — *Centímetros*	TIRO MAXIMO CORRESPONDIENTE
6	Una o dos caballerías mayores; una mayor y otra menor.
7	Dos caballerías mayores y una menor.
8	Tres caballerías mayores.
9	Tres caballerías mayores y una menor (dos apareadas).
10	Cuatro caballerías mayores (dos apareadas por lo menos).

CARROS DE CUATRO RUEDAS

ANCHO MÍNIMO DE LAS LLANTAS DE LAS RUEDAS		TIRO MAXIMO CORRESPONDIENTE
Delanteras — *Centímetros*	Posteriores — *Centímetros*	
5	6	Una, dos o tres caballerías mayores.
6	8	Cuatro caballerías mayores.
7	10	Cinco caballerías mayores (dos apareadas por lo menos).
8	11	Seis caballerías mayores (cuatro apareadas por lo menos).
9	12	Siete caballerías mayores (seis apareadas por lo menos).
11	14	Ocho caballerías mayores (todas apareadas).

Cada res vacuna se considera, a los efectos de fuerza de tiro, como equivalente a dos caballerías mayores.

El Código de la Circulación español dispone que, en casos excepcionales, los Ingenieros jefes de los servicios podrán autorizar tiros mayores que los se-

ñalados, previa petición del interesado, dando cuenta a la Dirección General de Carreteras.

En Alemania se prescribe que el ancho mínimo de llanta debe ser de 5 centímetros, excepto para aquellos vehículos que pesan menos de 1.000 Kg.

Los pesos máximos autorizados en dicho país para vehículos de cuatro ruedas son los siguientes:

TABLA 2-IV.

Ancho de la llanta — *Centímetros*	Carga máxima — *Kilogramos*	Peso de la carga por centímetro de ancho de llanta
5-6,5	2.000	100
6,5-10	2.500	96
10-15	5.000	125
15 ó más	7.500	125

Los frenos de los vehículos de tracción animal de llanta rígida son de cepo de madera, que actúa sobre la llanta de la rueda; la buena conservación del firme exige que, en las pendientes, no marchen los carros con las ruedas inmovilizadas.

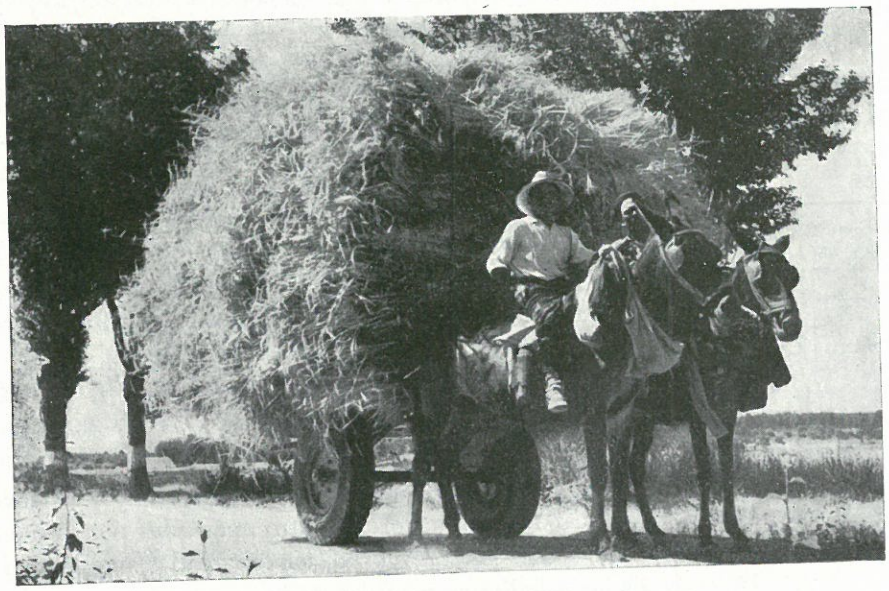


Figura 2-3.

El carro de llanta rígida constituye, a veces, en zonas agrícolas, un verdadero problema, obligando a adoptar soluciones especiales, como, por ejemplo, la construcción de paseos adoquinados; se ha llegado, en algún caso especialísimo, zona del puerto de Valencia, donde afluyen un gran número de carros

de la huerta, a construir carriles formados por planchas metálicas para las ruedas. Una solución de este problema es dotar a los carros de ruedas con neumáticos (fig. 2-3); el aumento de coste es muy pequeño y desaparecen los graves efectos sobre el firme. De todas maneras, el tráfico, de tracción animal mezclado con el de vehículos con motor mecánico, tiene indudables inconvenientes: produce una apreciable disminución de la capacidad de la vía y, además, constituye un peligro; por eso la solución de separarlo del tráfico automóvil es, por todos conceptos, muy recomendable, cuando alcanza un volumen que justifica económicamente esta solución.

EL MOVIMIENTO DE LOS VEHICULOS

2.7. Todo vehículo se mueve debido a un esfuerzo de tracción que el motor desarrolla: una parte se absorbe por las resistencias del vehículo, el resto se aplica a las ruedas y produce el movimiento. En este fenómeno intervienen diferentes factores, que fundamentalmente vienen caracterizados por tres constantes: coeficiente de adherencia, coeficiente de rozamiento por rotación y coeficiente de resistencia a la rodadura.

2.8. **Coeficiente de adherencia.** — Si tenemos dos cuerpos, A y B, en contacto, según una superficie horizontal, y entre ambos actúa una fuerza vertical, P y una horizontal, F, los cuerpos no deslizan el uno sobre el otro hasta que F alcance un valor $F > P$. μ_a; μ_a es el coeficiente de adherencia entre las dos superficies, constante física que depende de la naturaleza de los cuerpos en contacto; se determina por la relación $\frac{F}{P}$ en el momento de iniciarse el deslizamiento.

2.9. Rozamiento por rotación. — Cuando la rueda está en movimiento, hay que considerar otra constante de naturaleza similar a μ_a, pero de valor diferente: el coeficiente de rozamiento por rotación, μ_r, relación, en el momento de iniciarse el deslizamiento, entre el esfuerzo que determina el movimiento y el vertical que aplica la rueda contra el firme; gracias a este rozamiento entre la rueda y el firme, el par motor de aquélla produce una fuerza tangencial sobre el pavimento, origen de una reacción de éste sobre la rueda que la hace avanzar; cuando la fuerza tangencial es igual al producto de la fuerza vertical por el coeficiente de rozamiento por rotación, se inicia el deslizamiento de la rueda sobre el firme; un incremento de esfuerzo motor y, por tanto, del valor de la fuerza tangencial, no hará avanzar el vehículo; sólo producirá un aumento del deslizamiento de la rueda.

Existe un límite del esfuerzo motor para cada velocidad y peso que actúa sobre la rueda: el producto P. μ_r, del cual no es posible pasar, so pena de

aumentar el deslizamiento; en un coche que marcha por un terreno de pequeño coeficiente de rozamiento por rotación y empieza a patinar, será contraproducente aumentar el esfuerzo motor. La reducción del coeficiente de rozamiento por rotación al aumentar la velocidad, es importante; en un mismo firme, MOYER midió coeficientes de rozamiento por rotación de 0,87 a 3 millas por hora y 0,24 a 40 millas por hora, y esta diferencia es más sensible en superficies lubricadas (por ejemplo, firmes bituminosos con exceso de betún). Este hecho puede ser debido no exclusivamente a la naturaleza de la rueda y el firme, sino al mantenimiento de la superficie en contacto entre ambos; cuando la velocidad aumenta, la superficie de contacto disminuye, pues el firme no es perfectamente liso y el vehículo salta más, cuanto más elevada es la velocidad; ello puede ser causa de que, en definitiva, disminuya el μ_r medido: lo mismo sucede, a nuestro juicio, con una aceleración demasiado fuerte o una deceleración excesiva (frenado brusco): μ_r disminuye por disminuir la superficie efectiva de contacto; análogo fenómeno se presenta cuando aumenta la presión de los neumáticos o la dureza del caucho: la superficie de contacto disminuye y, en consecuencia, también el valor de μ_r. Si se eliminan estas circunstancias, la disminución de coeficiente de rozamiento con el aumento de la velocidad es más pequeña; este hecho lo hemos podido comprobar en los ensayos realizados en el Laboratorio del Transporte. En el fenómeno real del deslizamiento de un vehículo determinado, por cuanto hemos expuesto, tiene influencia el conjunto de sus características y especialmente su tipo de suspensión.

¿Por qué se produce el rozamiento por rotación? La antigua teoría de COULOMB, del encaje de las desigualdades de las superficies en contacto, ha sido complementada en el sentido de suponer puede haber acciones intermoleculanes, origen de una especie de rozamiento puro; estas acciones, máximas cuando el rozamiento es seco, disminuyen cuando el firme está lubricado, cubierto de una capa muy tenue de líquido que se absorbe por una o por las dos superficies en contacto; esto sucede, por ejemplo, en los firmes bituminosos, en apariencia secos, y que son deslizantes. Cuando la película del líquido es de espesor apreciable, la acción intermolecular desaparece casi completamente, no se pone en juego nada más que la viscosidad interna del líquido y su valor es muy pequeño.

Los dibujos de las cubiertas son eficaces, pues a causa de la elasticidad del neumático, por los intersticios de aquéllos, se produce la expulsión del agua del pavimento, dando lugar a un rozamiento más seco, con el consiguiente aumento de valor de μ_r. La acción de expulsión del líquido disminuye a medida que la velocidad aumenta, y por eso se comprende que en firmes mojados, a altas velocidades, sea mayor el peligro de deslizamiento. Asimismo, el polvo, el barro y la gravilla suelta disminuye mucho el valor de μ_r, actuando como bolas en el rozamiento seco y haciendo más difícil la expulsión del líquido en el rozamiento húmedo; por esta causa se explica que el estado más peligroso sea cuando existe una pequeña humedad, suficiente para formar con el polvo un líquido viscoso difícil de expulsar por los dibujos del neumático; cuando la intensidad de la lluvia es mayor, se limpia el firme de polvo y sólo

queda el agua, que se expulsa con mayor facilidad. En los firmes bituminosos tiene influencia importante en el valor del coeficiente de rozamiento no solamente el exceso de betún como antes se suponía, sino también la naturaleza del árido que forma la capa superficial; su pulimento tiene gran importancia; hoy día se mide en el laboratorio y se exige para su valor un mínimo; de ello se trata al estudiar los ensayos de los áridos.

2.10. Rozamiento transversal por rotación. — El coeficiente de rozamiento por rotación tiene un valor cuando se mide en el sentido de la marcha; al entrar el vehículo en una curva, aparece la fuerza centrífuga, que, compuesta con la motriz, da una resultante, *F;* si el producto del peso por el coeficiente de rozamiento en dirección transversal, es superior a la fuerza centrífuga, el vehículo no patina; pero cuando es menor, se produce el deslizamiento transversal. El coeficiente de rozamiento transversal tiene valores distintos del coeficiente de rozamiento por rotación en sentido de la marcha; es función de la velocidad, pero en menor proporción; hasta un cierto ángulo, 15° a 18°, con la dirección de la marcha, depende de ella; para ángulos mayores es independiente de su valor. El coeficiente de rozamiento transversal es, generalmente, mayor que el longitudinal.

Entre las distintas clases de firmes existen diferencias notables; el mínimo coeficiente no corresponde a los firmes aparentemente más lisos; los bituminosos, bien construidos, no son más deslizantes que los otros; depende el rozamiento de la correlación entre las rugosidades de la rueda y el firme; si la diferencia es muy grande, la superficie de contacto disminuye rápidamente.

El valor de los coeficientes disminuye desde 1, igualándose los valores de los dos, longitudinal y transversal, en las proximidades de 0,60.

2.11. Determinación del coeficiente de rozamiento por rotación. — La complejidad del problema, hace que el coeficiente de rozamiento por rotación haya que obtenerse experimentalmente, haciendo marchar una rueda en condiciones determinadas, por una extensión relativamente grande de firme. Los aparatos de medida pueden ser móviles o fijos; los del primer tipo se fundan todos ellos en el mismo principio; en un carro remolcado por un vehículo tractor insiste sobre una rueda, de un peso conocido que se puede hacer variar; un dinamómetro mide el esfuerzo tractor, y es posible, para cada velocidad, determinar el valor de $\mu_r = \frac{F}{P}$ en el momento en que se inicia el deslizamiento; la medida puede hacerse con la rueda libre o frenada; algunos carros tienen un dispositivo para inclinar la rueda un ángulo, que puede medirse, en relación con el sentido de la marcha, y determinar el coeficiente, el deslizamiento transversal (figura 2-4).

La rueda remolcada tiene la dificultad de que el conjunto vehículo tractor-rueda es poco estable a altas velocidades; por ello, el aparato proyectado por Mr. GILES, del Road Research Laboratory (fig. 2-5), está construido por un ve-

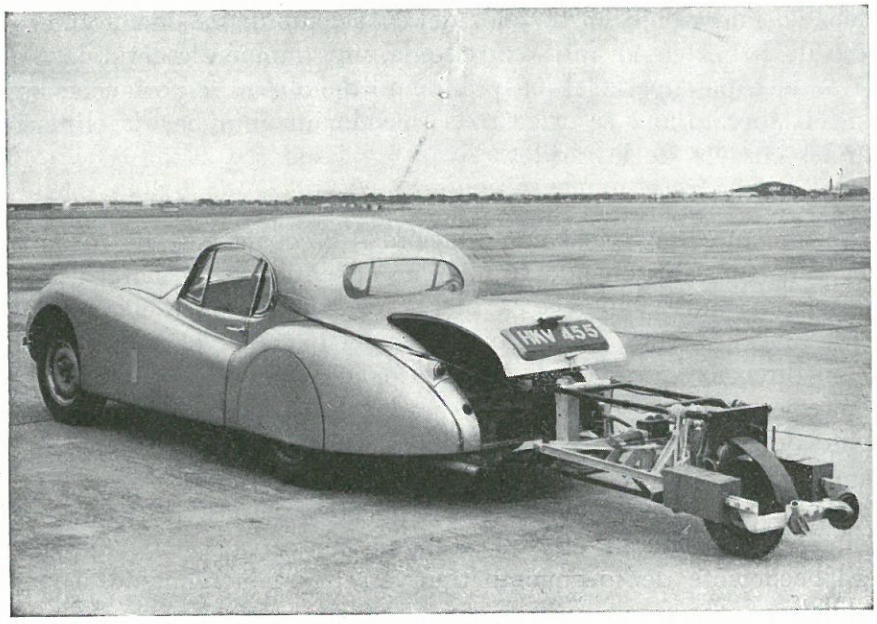


Figura 2-4.

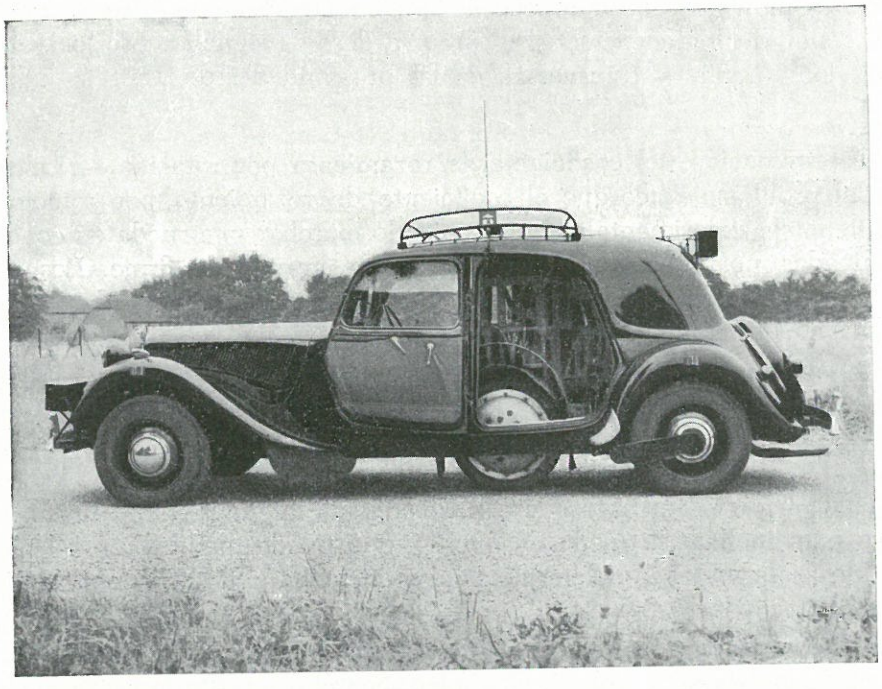


Figura 2-5.

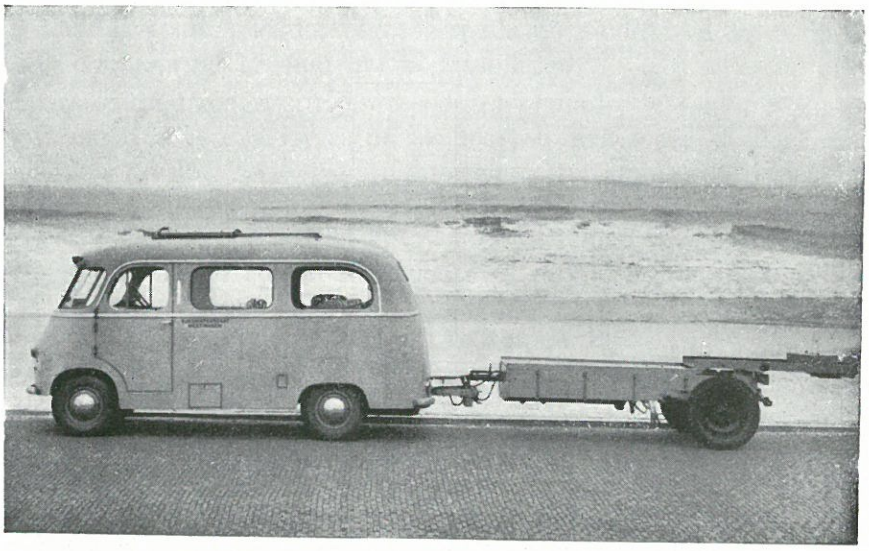


Figura 2-6.

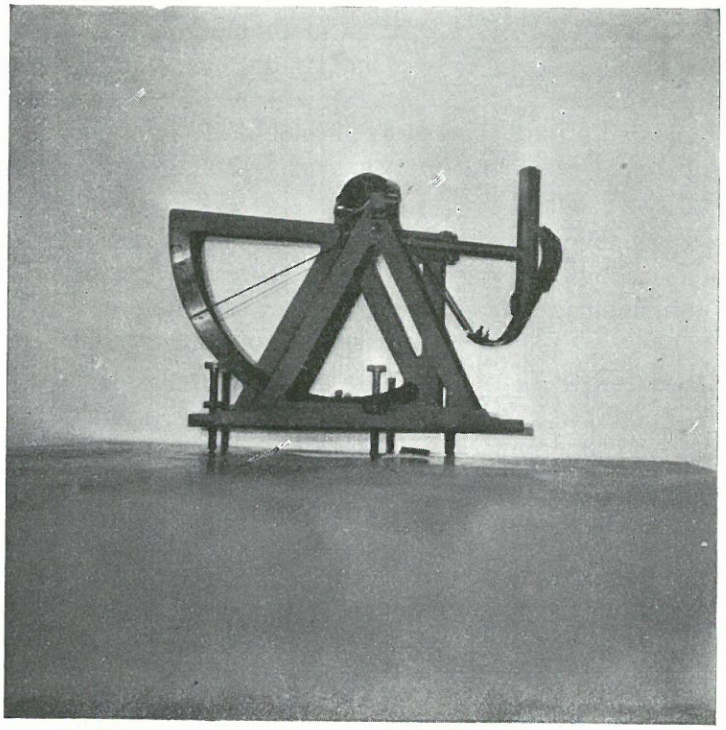


Figura 2-7.

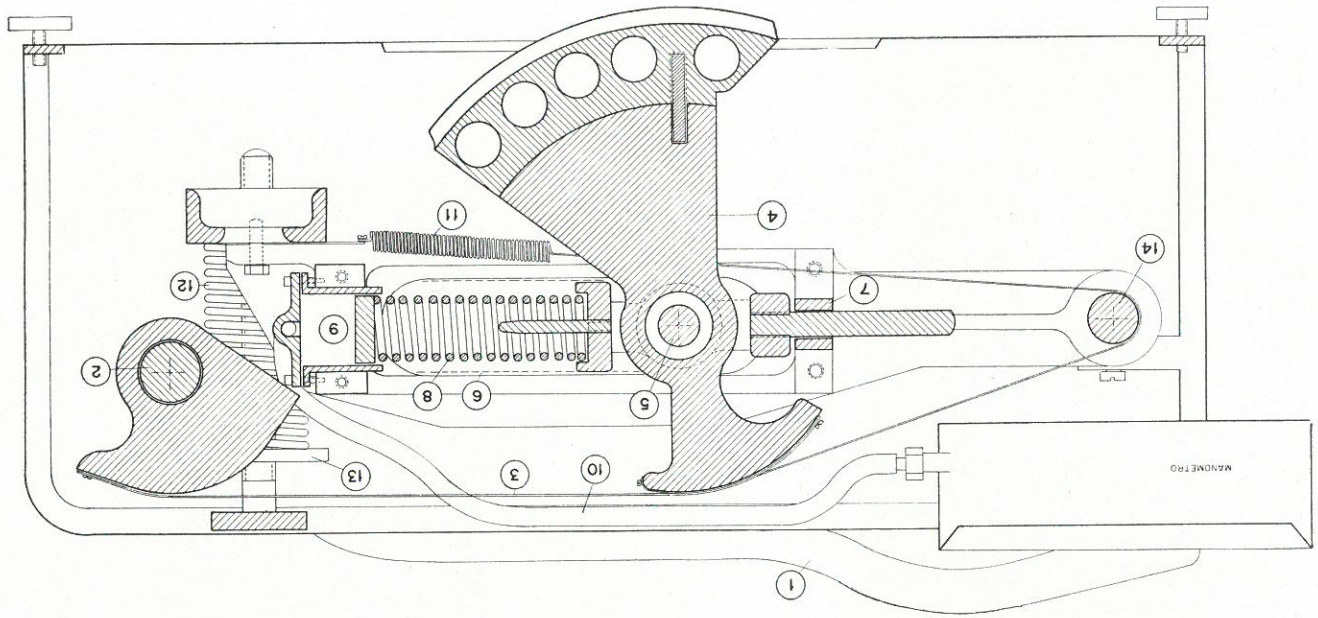


Figura 2-8.

1. Palanca.
2. Eje giro palanca.
3. Fleje.
4. Soporte zapata de goma.
5. Eje zapata.
6. Guías del eje de zapata para dirección vertical.
7. Cojinetes para dirección horizontal.
8. Muelle de medida tarado.
9. Cápsula presión de aceite.
10. Tubo de conducción al manómetro.
11. Muelle para retroceso de zapata al punto inicial.
12. Muelle de carga sobre zapata, tarado.
13. Tuerca de regulación de carga.
14. Eje fijo para soporte de zapata.

hículo de tracción delantera, que lleva en su interior la rueda de medida. El aparato holandés es remolcado, pero la rueda de medida va entre dos ruedas (figura 2-6), con lo cual se aumenta la estabilidad.

En aparatos estáticos es muy empleado el péndulo de LEROUX (fig. 2-7); es un péndulo cuya parte inferior es de caucho; se deja caer desde una cierta altura, con una presión regulable, sobre el suelo; el ángulo de desviación después de rozar el firme, es proporcional al rozamiento del caucho y el pavimento; el aparato es sencillo y barato; el ensayo repite bien y la constante obtenida tiene una cierta relación con el rozamiento μ_r.

En realidad, la posibilidad de deslizamiento de un vehículo sobre el firme depende de una serie de circunstancias, de las cuales parte de ellas son consecuencia del vehículo mismo; en la práctica es preciso disponer de un aparato sencillo, manejable y fácil de aplicar, cuyos resultados repitan, y que permitan medir una característica del firme que guarde una relación constante con sus propiedades deslizantes, para exigir que esta constante no descienda de un cierto valor fijado después de un número elevado de medidas en puntos donde se produzcan los accidentes; el valor mínimo exigible será así consecuencia de un gran número de casos reales, en los cuales se han tenido en cuenta características del pavimento y de los vehículos.

Con la orientación antes expuesta, el Laboratorio del Transporte está poniendo a punto un pequeño aparato concebido y proyectado por el Jefe de la Sección de Tráfico, D. Antonio Lleó (fig. 2-8), cuyo peso es de 15 Kg.; consiste en una zapata (4) a la que se intenta hacer girar mediante una palanca (1). La zapata actúa sobre el suelo con una carga aplicada por el muelle (2) que transmite el peso del operador. Debido a la resistencia al deslizamiento, el centro de giro de la zapata (5) se desplaza contra un muelle (8) que actúa sobre una cápsula hidráulica (9).

Cuando la presión del muelle (8) es suficiente para vencer la resistencia al deslizamiento, la zapata gira y deja de avanzar registrándose en un manómetro la presión que se ejerce sobre el muelle (8) en ese momento, y por tanto, el coeficiente de resistencia al deslizamiento.

La presión de la zapata sobre el suelo es de 25 Kg. y para asegurar su constancia se emplean dos muelles (12) tarados.

La figura 2-9, es una vista del aparato en posición de funcionamiento.

Como términos medios se pueden tomar los siguientes coeficientes de deslizamiento según los diferentes tipos de firmes:

TABLA 2-V.

	Longitudinal	Transversal
Hormigón de cemento	0,75 a 0,50	0,70 a 0,60
Mosaico	0,65 a 0,30	0,60 a 0,50
Firmes bituminosos	0,80 a 0,40	0,50
Adoquinado	0,60 a 0,20	—

El coeficiente de rozamiento por rotación de un firme, no debe bajar, para que el tráfico pueda circular en condiciones de seguridad, de 0,40 en las peores circunstancias en que el firme pueda encontrarse, que es cuando esté ligeramente húmedo.

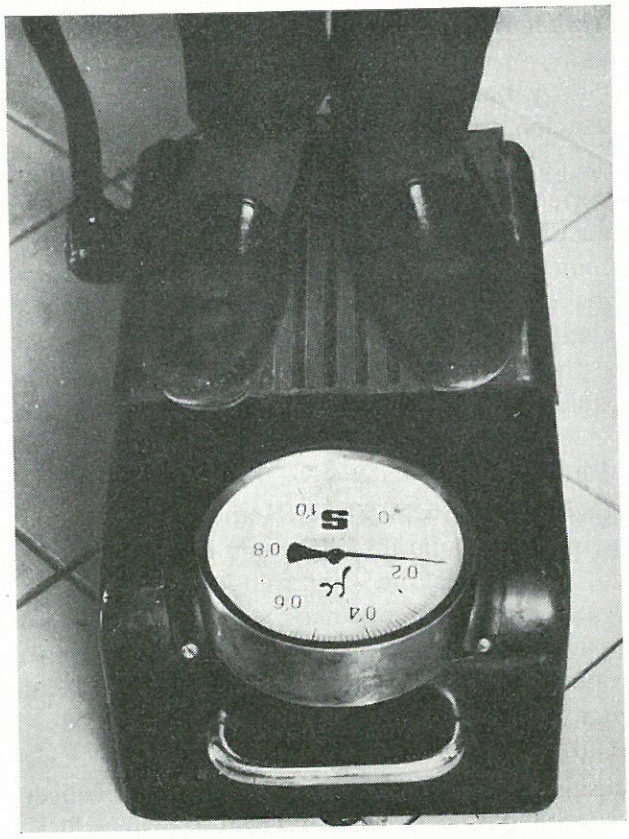


Figura 2-9.

2.12. Resistencia a la rodadura. — El coeficiente de resistencia a la rodadura es la relación entre la fuerza horizontal, necesaria para mantener el movimiento a una velocidad constante, y el peso vertical que actúa sobre las ruedas. Puede medirse experimentalmente con los carros de prueba, determinando, para una velocidad constante, la relación entre la fuerza horizontal, que mide el dinamómetro y el peso. El coeficiente de resistencia a la rodadura es una función compleja de la naturaleza y estado del firme, de la presión de los neumáticos y de la velocidad. El mal estado del firme, a igualdad de los demás factores, hace aumentar el coeficiente de resistencia a la rodadura, en proporciones que llegan hasta el 50 por 100, comprobándose que, paralelamente, aumenta el consumo de combustible. La presión de los neumáticos es inversamente proporcional al valor del coeficiente de resistencia a la rodadura, que

es, en cambio, proporcional a la velocidad; la influencia de ésta es muy importante.

2.13. Resistencia por rozamientos internos. — La resistencia al movimiento por rozamientos internos depende de la naturaleza del vehículo y forma de estar dispuestos sus órganos de rotación y transmisión; para un mismo vehículo es función de su peso. Calcular matemáticamente este coeficiente, teniendo en cuenta todas las complejas características del fenómeno es, prácticamente imposible; se puede plantear el problema como mera disquisición de orden científico, pero muy lejos de la realidad; la determinación se hace experimentalmente.

En los vehículos de tracción mecánica se emplea el aparato de la figura 2-10; una dínamo, D, que puede funcionar como motor, va unida a un eje, a, que lleva unos tambores, T, que pueden calarse en distintas posiciones en el eje para servir a diferentes anchos de vía. A la derecha existe otro tambor, T',

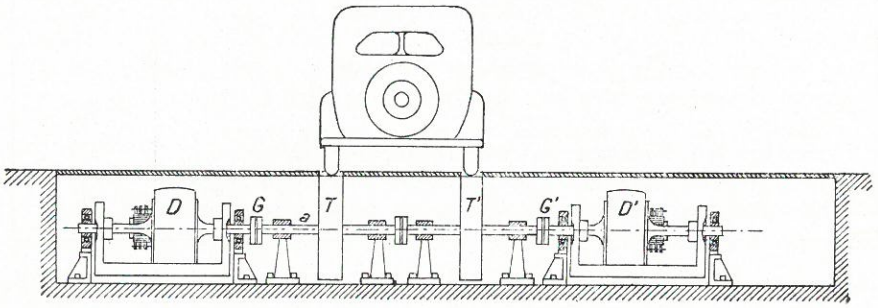


Figura 2-10.

que va unido a otra dínamo, D'; el aparato va dotado de un contador de vueltas y un dispositivo para medir el par de torsión del eje. Para medir las resistencias internas se coloca el vehículo sobre el aparato, manteniéndolo fijo en sentido longitudinal mediante un tirante que lleva interpuesto un dinamómetro, y con las ruedas motoras sobre los tambores T y T'; haciendo actuar la dínamo D como motor, se obliga a girar, por rozamiento, las ruedas del vehículo y la otra dínamo, D', que funciona como generador. Cargando los ejes con pesos distintos y dando a las ruedas distintas velocidades, se mide la potencia consumida por la dínamo D y la engendrada por la D', y conociendo el rendimiento del aparato, se puede determinar la pérdida debida a la resistencia por rozamientos internos; se puede también obtener la potencia efectiva del vehículo, haciendo funcionar su motor y midiendo la potencia engendrada por las dos dínamos, actuando como generadores.

Las resistencias internas pueden, aproximadamente, determinarse por la fórmula:

$$R_i = \alpha P,$$

en la cual el coeficiente α varía entre límites muy extensos, dependientes no sólo de la clase de vehículos, sino también de la naturaleza del pavimento; en un mal firme, α puede llegar a valer 0,12, descendiendo hasta 0,01 en un firme

liso, por ejemplo, hormigón hidráulico. Para un firme determinado, las resistencias internas dependen de la velocidad; con una superficie lisa — firme de hormigón asfáltico o hidráulico — en función de la velocidad vienen dadas experimentalmente por la fórmula $R_i = 0{,}0555V$; V Km./h.; R_i viene expresada en HP por tonelada de peso del vehículo.

2.14. Resistencia total a tracción. — Aproximadamente pueden tomarse como valores medios del coeficiente de resistencia total a tracción, en horizontal y recta (resistencia a la rodadura + resistencias internas), los siguientes:

TABLA 2-VI.

	Kg./t.
Automóviles sobre firme de cemento	13
» » » macadam bueno	20
» » » macadam regular	25
» » » asfalto	15
» » » buen adoquinado	30
Automóviles con bandajes macizos sobre firme de macadam	30
Tractores con bandajes macizos sobre buen firme	25
Tractores con bandajes macizos sobre macadam regular.	35
Tractores con bandajes macizos sobre terreno regular	80

2.15. Aumento de resistencia en curva. — Las curvas producen un pequeño aumento de resistencia, debido a que los planos de las ruedas no son exactamente paralelos al de marcha, sino que tienen una cierta inclinación, que depende del ángulo en el centro de la curva; para los radios de curvas corrientes en las carreteras modernas (mayores de 10 metros) el valor de este aumento de la resistencia puede despreciarse.

2.16. Resistencia al movimiento en las rampas. — El peso P del vehículo (figura 2-11) se descompone normal y paralelamente a la rampa en dos fuerzas: $P \cos \alpha$ y $P \operatorname{sen} \alpha$, siendo α el ángulo del camino con la horizontal; como α es muy pequeño (6 a 8 por 100 es el máximo admisible), $\cos \alpha$ es muy próximo a la unidad, y $P \cos \alpha$, prácticamente, igual a P; existe otra fuerza, $P \operatorname{sen} \alpha$, que, aunque no muy grande si la pendiente no lo es, actúa en sentido contrario del movimiento como una resistencia suplementaria, que puede valorarse en:

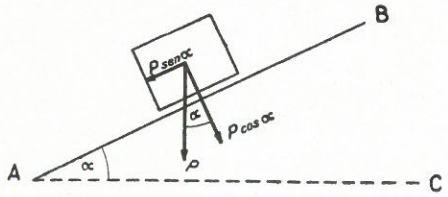


Figura 2-11.

$$R_p = P \operatorname{sen} \alpha \simeq P \operatorname{tg} \alpha = P \cdot i,$$

siendo i la pendiente; si ésta se expresa en milésimas y P en toneladas, se puede decir que la resistencia será de tantos kilogramos por tonelada como milímetros por metro tiene de pendiente el camino.

Si en vez de recorrer el camino en el sentido de la rampa, lo hiciera el vehículo en el de la pendiente, entonces la fuerza P_i iría a sumarse al esfuerzo de la tracción.

2.17. Resistencia del aire. — Tiene poca importancia en el caso de vehículos que marchan a pequeña velocidad; en cambio, en los automóviles adquiere valores que es preciso tener en cuenta. La resistencia del aire está compuesta de dos sumandos: la resistencia, propiamente dicha, que el frente delantero del vehículo tiene que vencer, y la originada por el vacío que se forma en la parte posterior del mismo; esta última tiene más importancia que la primera; para disminuir ambas, especialmente la segunda, se tiende a dar a los coches forma aerodinámica, reduciendo a un mínimo el vacío producido y, por tanto, el valor de la resistencia originada por esta causa; su valor es

$$R_a = K S V^2,$$

en la cual S es la mayor sección transversal o gálibo del coche en metros cuadrados; V, la velocidad en kilómetros por hora, y K, un coeficiente que depende de la forma y dimensiones del vehículo, y varía de 0,005 a 0,006. El pequeño valor del coeficiente K hace que R_a sólo adquiera una cierta importancia a partir de velocidades elevadas. Como se ve por la fórmula, la resistencia del aire es independiente del peso del vehículo; para los valores citados de K y las unidades adoptadas, R_a viene expresada en kilogramos.

2.18. Resistencia total al movimiento. — La resistencia total al movimiento será:

$$R = R_i \pm R_p + R_a + R_r,$$

en la cual R será la resistencia interna; R_a, la del aire; R_r, la resistencia a la rodadura, y $\pm R_p$, la componente, paralela a la rasante, del peso del vehículo; el signo de R_p será positivo, si se trata de una rampa, y negativo, al bajar una pendiente.

2.19. Esfuerzo motor. — Los motores de combustión interna pueden ser Diesel o de gasolina y de dos o, más corrientemente, de cuatro tiempos.

Los motores Diesel utilizan aceite pesado (gas-oil), funcionan a velocidades comprendidas entre 1.200 y 1.600 revoluciones por minuto y consumen de 250 a 450 gramos por HP-hora; los motores de gasolina son más revolucionados (3.000 a 3.500 revoluciones por minuto) y el consumo de combustible es mayor (400 a 500 gramos por HP-hora). Como además del menor consumo, el precio del gas-oil es más bajo que el de la gasolina, el transporte con motor Diesel resulta mucho más económico que con gasolina.

La "potencia al freno" depende en primer término de la velocidad; mantenida ésta constante, el esfuerzo de tracción y el consumo de combustible guardan una relación lineal; la curva de consumo, para distintas velocidades, ha de determinarse experimentalmente.

La potencia fiscal, potencia a los efectos tributarios, de un motor de cuatro tiempos, según el Código español de la Circulación, viene dada por la fórmula:

$$HP = 0{,}08\ (0{,}785\ D^2\ R)^{0{,}6}\ N,$$

y para motores de dos tiempos:

$$HP = 0{,}11\ (0{,}785\ D^2\ R)^{0{,}6}\ N,$$

en los cuales:

D = diámetro del cilindro, en centímetros.

R = recorrido del émbolo, en centímetros.

N = número de cilindros del motor.

En otros países se emplean fórmulas también empíricas bastante diferentes. Los resultados obtenidos varían entre sí y en relación con la potencia al freno.

En los vehículos de tracción animal hay que considerar el esfuerzo producido por el caballo y el buey; el esfuerzo de tracción de caballo puede considerarse, para la marcha normal, de 1/6 de su peso; varía con la velocidad y el tiempo, pues la fatiga del animal hace que disminuya para velocidades altas y después de un largo recorrido. El esfuerzo de tracción útil varía de 50 a 100 Kg.; en el momento de arrancar puede alcanzar 200 y hasta 450 Kg.; el caballo puede marchar a una velocidad de 1 a 1,20 m./s., al paso, durante ocho a diez horas, y al trote, 2,50 a 3 m./s., durante dos y media a cuatro horas. Un buey es capaz de desarrollar un esfuerzo de tracción de 60 a 100 kilogramos, y su marcha normal es de 0,80 m./s.

Las tres cantidades: F, esfuerzo de tracción; V, velocidad de trabajo y t, tiempo empleado, no son independientes unas de otras; están ligadas por relaciones, que se han pretendido traducir a fórmulas, de las cuales la más antigua y corrientemente usada es la de MASCHEK, que liga los valores de F, V y t con los normales F_n, V_n y t_n:

$$F = F_n \left(3 - \frac{V}{V_n} - \frac{t}{t_n}\right),$$

el trabajo que el animal puede desarrollar en un tiempo t será:

$$T = F \cdot V \cdot t = F_n \left(3 - \frac{V}{V_n} - \frac{t}{t_n}\right) V\, t.$$

Cuando el tiro en vez de ser de un caballo es de varios, no se puede multiplicar el esfuerzo unitario por el número de caballerías para obtener el esfuer-

zo total de tracción; la no coordinación en el tiempo de los esfuerzos hace que sea necesario aplicar un coeficiente de reducción, dependiente del número de caballerías que componen el tiro; el coeficiente de reducción es, según SCHWILGUE:

Para uno o dos caballos	1
Para tres caballos	0,91
Para cuatro caballos	0,89
Para cinco caballos	0,76

BIBLIOGRAFIA

A.A.S.H.O.: A policy on geometric design of rural highways.

Código español de la Circulación.

Comunicaciones de la Conferencia de Virginia sobre el deslizamiento.

Informes del Comité de deslizamiento de la Asociación Internacional de los Congresos Internacionales de Carreteras, Congresos de Río de Janeiro, septiembre, 1959 y Roma, mayo 1964.

CAPITULO III

LA PLANTA DEL CAMINO

3.1. Consideraciones generales. — En planta, el camino está compuesta de rectas y curvas. En la recta es posible lograr un movimiento uniforme del vehículo con la visibilidad precisa y, por tanto, con el máximo de seguridad; el consumo de gasolina será mínimo; las rectas no presentan dificultades para la circulación; únicamente cuando son excesivamente largas, la monotonía produce una fatiga que puede constituir un peligro al repercutir en los valores de los tiempos de reacción, de los cuales se habla más adelante. La necesidad de salvar los obstáculos que el terreno presenta, sin un movimiento de tierras excesivo, obliga a intercalar curvas entre las alineaciones rectas; en ellas aparecen los peligros de la posible falta de visibilidad y de la fuerza centrífuga, origen el deslizamiento transversal y peligro de vuelco; por ello, las curvas hay que proyectarlas cumpliendo una serie de condiciones técnicas rigurosas para que no constituyan un grave riesgo para la circulación.

3.2. Visibilidad. Velocidad específica. — La carretera ha de tener en todos sus puntos las condiciones de visibilidad precisa para que el conductor pueda tomar a tiempo las decisiones necesarias; tiene *que ver* para adaptar sus maniobras a los obstáculos que la carreterra puede presentar. Una visibilidad determinada con una curva de radio dado, impone una velocidad máxima para circular en condiciones de seguridad; esta velocidad se denomina velocidad específica o de cálculo; todos los elementos del trazado se han de disponer con unas características que permitan marchar sin riesgo a esa velocidad; y recíprocamente, toda carretera, según sus características, permitirá rodar con seguridad a una velocidad específica determinada.

Imponer una velocidad específica más alta representa, normalmente, aumentar el coste de la carretera, porque será mayor el movimiento de tierras; el aumento de coste dependerá de la naturaleza del terreno y estará más o menos justificado según la intensidad del tráfico que sirva, ya que la capacidad de la vía depende de la velocidad, pues caudal de tráfico es, en definitiva, velocidad por sección.

Por estas razones, la Instrucción española de carreteras recomienda las siguientes velocidades específicas:

TABLA 3-I.

TERRENO	I M D		
	500	400 a 2.000	2.000
	Velocidad Km./h.		
Llano	70	100	120-100
Ondulado	60	80	100- 80
Accidentado	50	60	80- 60
Muy accidentado	30	40	80- 60

No se puede pretender por una razón económica, que la velocidad específica sea la misma a todo lo largo de un itinerario; como se refleja en el cuadro anterior depende de que el terreno sea más o menos accidentado, y por ello, es lo normal que en un recorrido largo existan tramos con velocidades específicas distintas; pero a ser posible, los cambios de velocidad específica no han de ser muy frecuentes y deben anunciarse a lo largo del trazado.

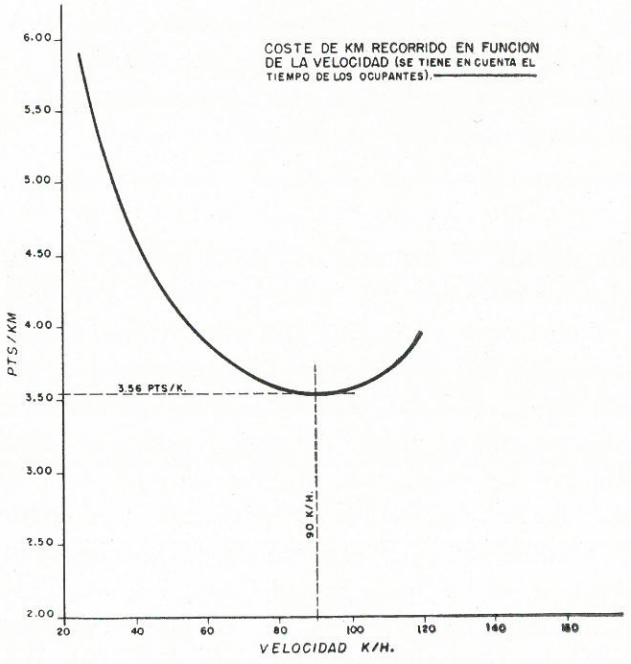


Figura 3-1.

La elección de una o más velocidades específicas en el total recorrido de un itinerario, representa una longitud y en consecuencia, un coste diferente de establecimiento. Pero una carretera con radios más amplios y velocidades más altas, supone un menor tiempo de recorrido y normalmente un ahorro de consumo de combustible: con el criterio de que sea un mínimo la suma de la anua-

lidad de establecimientos, más gastos de explotación, se ve la importancia que tiene la elección de la velocidad específica; son los dos factores que tiene en cuenta la Instrucción española, naturaleza del terreno e intensidad de tráfico.

A los efectos del cálculo de los costes de explotación del tráfico debidos a la velocidad posible y, por tanto, al tiempo invertido, en la figura 3-1 se recoge el coste medio según las distintas velocidades, en vehículos de turismo; el ahorro de tiempo, puede valorarse la hora de un turismo, tipo medio a 90 pesetas, y de un vehículo comercial, 120 pesetas.

3.3. Diferentes distancias de visibilidad. — Las distancias de visibilidad que hay que considerar son las de parada, paso y maniobra. La distancia de visibilidad de parada es la precisa para que el conductor de un vehículo, marchando a la velocidad de cálculo, pueda detenerse antes de llegar a un objeto fijo en su línea de circulación; en ningún punto del camino la visibilidad debe ser menor que la distancia de parada. La distancia de visibilidad de adelantamiento o de paso es la precisa para que un vehículo adelante a uno o varios que marchan por su vía de circulación, sin peligro de colisión, con otro que venga en sentido contrario por la vía contigua. Distancia de visibilidad de maniobra es aquella que permite a un vehículo que marcha por vía contraria, volver a la suya cuando divisa a otro que viene en dirección opuesta.

3.4. Visibilidad de parada. — La distancia de visibilidad de parada se compone de dos sumandos: el recorrido del vehículo desde el momento en que el conductor divisa el obstáculo hasta que aplica los frenos, y la distancia de frenado. Cuando el conductor divisa un objeto, lo primero que necesita es darse cuenta de que está fijo; el tiempo preciso para ello depende de diversas circunstancias relacionadas con el objeto (su tipo y color), las condiciones atmosféricas y la sensibilidad del conductor; influye también la velocidad del vehículo; cuanto más alta es, más rápida es la reacción del conductor. El tiempo de percepción, después de gran número de ensayos realizados en el laboratorio y en la carretera, se ha fijado por el Comité del A.A.S.H.O., en 1,5 segundos; esta cifra es muy conservadora. El tiempo preciso para que, divisado el objeto, se apliquen los frenos (tiempo de reacción) es de 0,5 a 1 segundo; por tanto, el tiempo total desde que se divisa el objeto hasta que se han aplicado los frenos es de 2 a 3 segundos. En el límite del rozamiento el esfuerzo de frenado será $\mu_r P$, siendo μ_r el coeficiente de rozamiento por rotación, y P, el peso del frenado; en los vehículos modernos con freno a las cuatro ruedas, el peso, P, es el total del vehículo; pero, si solamente existen frenos en las ruedas traseras, el peso, P, será la fracción del total del vehículo que actúa sobre

ellas. El esfuerzo de frenado por el espacio recorrido d_v, trabajo de frenado, deberá ser igual a la fuerza viva del vehículo, o sea:

$$\mu_r \cdot P \cdot d_v = \frac{P}{g} \cdot \frac{V^2}{2}.$$

$$d_v = \frac{V^2}{2\,g\,\mu_r}.$$

en metros las unidades lineales, y en segundos, los tiempos.

La fórmula no es totalmente exacta, porque supone que el coeficiente de rozamiento de los frenos durante todo el tiempo de frenado es uniforme, lo que no es cierto, pues, según experiencias realizadas por el Massachusetts Institute of Technology, el coeficiente de rozamiento de los frenos disminuye al cabo de un cierto tiempo de frenado y, por tanto, la deceleración sería menor, si la presión de los frenos fuese constante; en realidad no sucede así, pues el conductor tiende a aumentar la presión al final del tiempo de frenado; por ello, en la práctica la fórmula es suficientemente exacta y conservadora; está aceptada por la A.A.S.H.O. y el Ministerio inglés de Transporte.

Si la velocidad se expresa en kilómetros por hora en vez de en metros por segundo, y g se sustituye por su valor, 9,81 m. se tiene:

$$d_v = \frac{V^2}{254\,\mu_r} \quad \left\{ \begin{array}{l} d_v = \text{metros;} \\ V = \text{Km/h.} \end{array} \right.$$

Los valores de μ_r (pág. 29) varían de 0,20 a 0,80, pero como el valor del coeficiente para una misma clase de firme puede cambiar por causas accidentales, la humedad por ejemplo, la A.A.S.H.O., recomienda que al coeficiente del pavimento considerado se le aplique uno de seguridad de 1,25, y la fórmula queda convertida en:

$$d_v = 0{,}00492\,\frac{V^2}{\mu_r} \quad \left\{ \begin{array}{l} d_v = \text{metros;} \\ V = \text{Km/h.} \end{array} \right. \qquad [1]$$

Los valores de μ_r que la A.A.S.H.O. recomienda en recta son:

TABLA 3-II.

Velocidad — Km./hora	Firme mojado	Firme seco
50	0,36	0,62
65	0,33	0,60
80	0,31	0,58
95	0,30	0,56
110	0,29	0,55

Al valor [1] hay que añadirle el espacio recorrido desde que se divisa el objeto hasta que empiezan a actuar los frenos, o sea:

$$\frac{1.000}{3.600} t V = \frac{1}{3{,}6} t V \cdot$$

la distancia de parada será:

$$d_{vp} = 0{,}00492 \frac{V^2}{\mu_r} + \frac{1}{3{,}6} V t$$

siendo t el tiempo considerado, que varía de 2 a 3 segundos.

Esta fórmula concuerda, prácticamente, con la de la Instrucción española que puesta en forma análoga es $d_{vp} = 0{,}004 \frac{V^2}{\mu_r} + \frac{1}{3{,}6} V t$; como tiempo de reacción toma 2″.

El coeficiente μ_r que la Instrucción recomienda, según la velocidad es el que se reproduce en la figura 3-2.

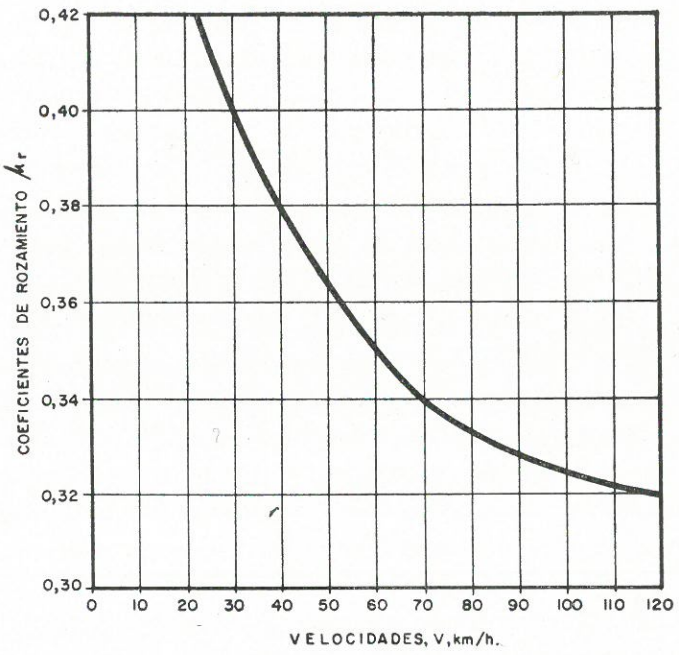


Fig. 3-2. — Coeficientes de rozamiento longitudinal.

La Instrucción francesa de 12 de abril de 1958 da las fórmulas:

Atención concentrada ..... $d_1 = 0{,}01\,V^2 + 0{,}020\,V$;
Atención difusa ..... $d_2 = 0{,}01\,V^2 + 0{,}40\,V$;

el primer término coincide con la fórmula [1], sin coeficiente de seguridad, que

en ella se toma de 1,25; el segundo equivale a tomar para t valores de 0,72 y 1,44 de segundo, cifras mucho menos conservadoras que las consideradas por la técnica americana.

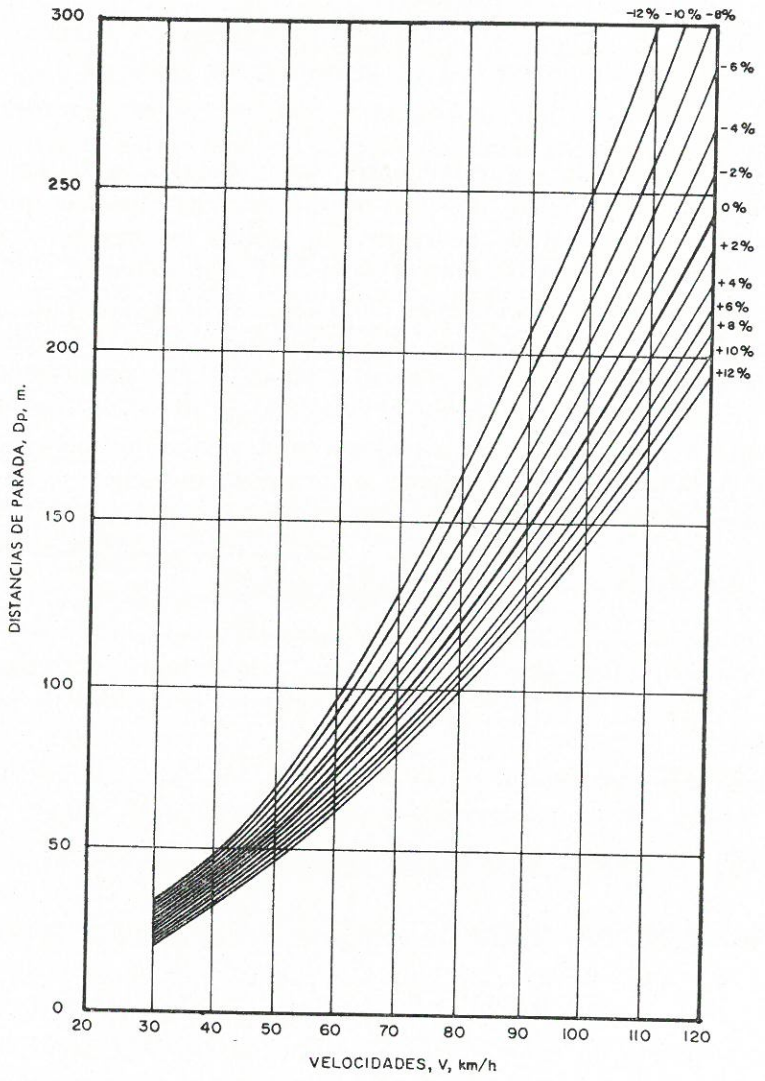


Fig. 3-3. — Distancia de parada.

Cuando el camino, en vez de ser horizontal, tiene la pendiente i, la fórmula a aplicar será:

$$d_v = 0{,}00492 \frac{V^2}{\mu_r \pm i} \left\{ \begin{array}{l} d_v = \text{metros;} \\ V = \text{Km./h.} \end{array} \right.$$

pues en este caso la igualdad de partida sería:

$$(\mu_r \cdot P \pm i P)\ d_v = \frac{P}{g}\ \frac{V^2}{2}.$$

los signos de i, + subiendo y — bajando.

Las distancias de frenado en horizontal para diferentes valores vienen dadas por el ábaco de la figura 3-3 de la Instrucción española.

3.3. Distancia mínima de seguridad entre dos vehículos. — Si dos vehículos marchan a la misma velocidad, uno tras otro, la mínima distancia que los debe separar ha de ser tal que, si el que va delante aplica los frenos, el que sigue tenga tiempo suficiente para detener el suyo sin llegar a chocar.

Si suponemos que la deceleración de frenado es la misma para ambos vehículos, para llegar a detenerse en el mismo punto deberán empezar a frenar en el mismo punto también, y como el tiempo que tarda en aplicar los frenos del vehículo que va detrás es 1", la mínima distancia que deberá separarlos será $v \cdot 1''$; como los vehículos no son puntos, sino que tienen cierta longitud, a esta distancia habrá que añadir la normal de un coche, seis metros aproximadamente, resultando la fórmula:

$$S = v + 6 = \frac{V}{3{,}6} + 6 = 0{,}278\,V + 6 \left\{ \begin{array}{l} S = \text{metros.} \\ V = \text{Km./hora.} \end{array} \right.$$

En la práctica, estos valores son excesivos, y la distancia de separación mínima entre los coches se fija por diferentes fórmulas deducidas de la observación directa.

La A.A.S.H.O. propone:

$$S = V + 20 \left\{ \begin{array}{l} S = \text{pies.} \\ V = \text{millas/hora.} \end{array} \right.$$

que en unidades métricas resulta:

$$S = 0{,}189\,V + 6 \left\{ \begin{array}{l} S = \text{metros.} \\ V = \text{Km./hora.} \end{array} \right.$$

3.6. Distancia de visibilidad de paso. — La distancia de visibilidad de paso es la necesaria para que un vehículo pueda adelantar a otro que marcha por su misma vía de circulación a menor velocidad, sin peligro de colisión con el tráfico que pueda venir en dirección opuesta por la vía que eventualmente utiliza para la maniobra de adelantar. La distancia de adelantamiento es muy superior a la de parada (cerca de tres veces); construir una carretera en un terreno montañoso conservando en toda ella la distancia de visibilidad de paso, es, a veces, antieconómico.

Cuando no sea posible que el trazado tenga en todos los puntos la posibilidad de adelantamiento, debe exigirse que, por lo menos cada dos kilómetros, haya un tramo donde exista. En un camino dispuesto en esta forma, un vehículo a 80 kilómetros por hora que deba adelantar a otro de marcha más lenta, 40 kilómetros por hora, por ejemplo, sufrirá un retraso de tres minutos si no sucede que en el momento que va a utilizar el tramo con visibilidad viene en sentido contrario otro vehículo, impidiendo la maniobra y obligándole a perder un tiempo análogo hasta encontrar el próximo tramo con visibilidad. La distancia de dos kilómetros en un máximo que no conviene exceder más que en casos excepcionales, so pena de que la carretera sea peligrosa, porque los conductores se impacientan y tratan de adelantar donde no pueden hacerlo.

El problema de la visibilidad de adelantamiento tiene importancia especial en las carreteras de dos circulaciones, ancho de siete metros, que constituyen la mayor proporción de las redes en todos los países.

La determinación de la distancia mínima de visibilidad necesaria exige forzosamente una hipótesis sobre la forma en que ha de desarrollarse la maniobra,

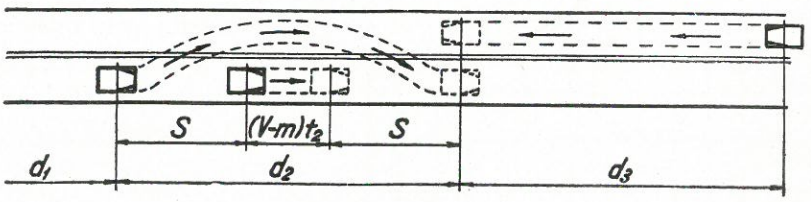


Figura 3-4.

hipótesis arbitraria, pero que deberá ser conservadora para fijar una distancia que resulte segura. Para carreteras de dos direcciones la A.A.S.H.O. supone:

1.° Que el vehículo que ha de ser adelantado marcha a velocidad uniforme.

2.° Que el vehículo que debe pasar se ve forzado a marchar a la misma velocidad del vehículo que va delante, mientras llega al tramo que tiene la visibilidad de paso.

3.° Que cuando se ha llegado a la zona de paso, el conductor del vehículo que debe pasar tiene que darse cuenta de ello (tiempo de percepción), asegurándose que no viene vehículo en dirección opuesta.

4.° La maniobra de paso se realiza acelerando durante toda ella.

5.° El tráfico en sentido opuesto aparece en el instante en que se inicia la maniobra de adelantamiento y llega a la altura el vehículo que pasa, en el momento en que éste termina su maniobra.

Es indudable que la maniobra puede realizarse, y en muchos casos se realiza, en forma distinta, dando lugar a distancias de paso más cortas o más lar-

gas; pero la hipótesis anterior, adoptada después de un detenido estudio, es suficientemente lógica y segura.

Sea V la velocidad específica del camino en kilómetros-hora, y m, la diferencia entre las velocidades de los dos vehículos. El valor de m dependerá del valor de V, tipo de tráfico (mixto o turismo) y del trazado (horizontal o en pendiente); cuanto menor es el valor de m, más difícil es la maniobra de adelantar; valores de m de 15, 20 y 30 Km./h., son lógicos en horizontal. El tiempo de percepción e iniciación de la maniobra adoptado en Estados Unidos, después de gran número de ensayos, es tres segundos, muy conservador, a nuestro juicio, y da una completa seguridad. Durante estos tres segundos el vehículo recorrerá la distancia:

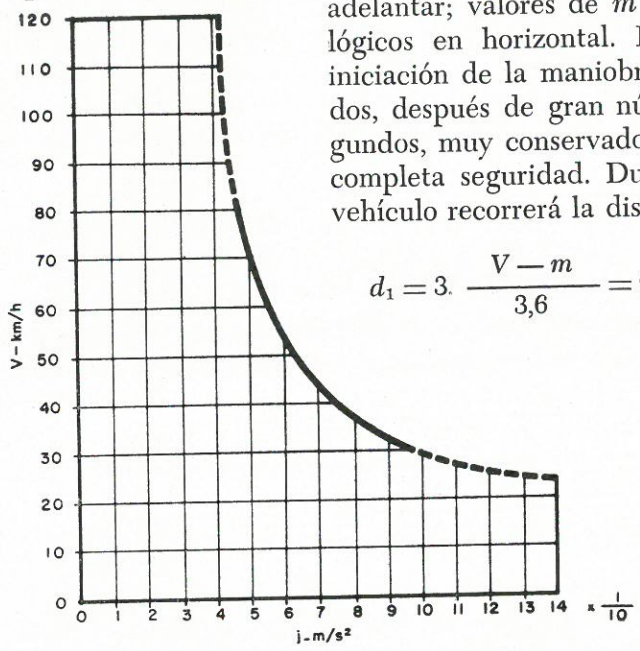


Fig. 3-5. — Valor normal de la aceleración, a efectos de la distancia de adelantamientos.

$$d_1 = 3.\ \frac{V - m}{3{,}6} = 0{,}833\ (V - m)$$

d_1 = metros;
V = Km./h.;
m = Km./h.,

manteniéndose durante este recorrido a la misma distancia S (mínima de seguridad entre dos vehículos) del que trata de adelantar.

Pasado el tiempo de reacción y decidido el conductor a realizar la maniobra, la efectúa acelerando el coche durante toda ella. El valor de la aceleración es variable, dependiendo del tipo del vehículo y de la habilidad del conductor. La A.A.S.H.O. considera para los vehículos modernos:

V = 65 Km./h.	.....	j = 2,75 Km./h./s.
V = 80 "	.....	j = 2,30 "
V = 100 "	.....	j = 2,35 "

se han redondeado los valores al pasar a unidades métricas. La Instrucción española determina la aceleración según el gráfico de la figura 3-5; los valores son menores que los citados de la A.A.S.H.O. y, por tanto, más conservadores.

Si t_2 es el tiempo que el vehículo tarda en recorrer la distancia d_2, como va animado de un movimiento uniforme acelerado, de aceleración j, se verificará:

$$d_2 = 2\,S + \frac{V - m}{3{,}6} \cdot t_2 = \frac{V - m}{3{,}6} \cdot t_2 + \frac{1}{2}\,\frac{j}{3{,}6}\,t^2{}_2$$

d_2 = metros.
S = metros.
$V - m$ = Km./h.
j = Km./h./seg.
t = seg.

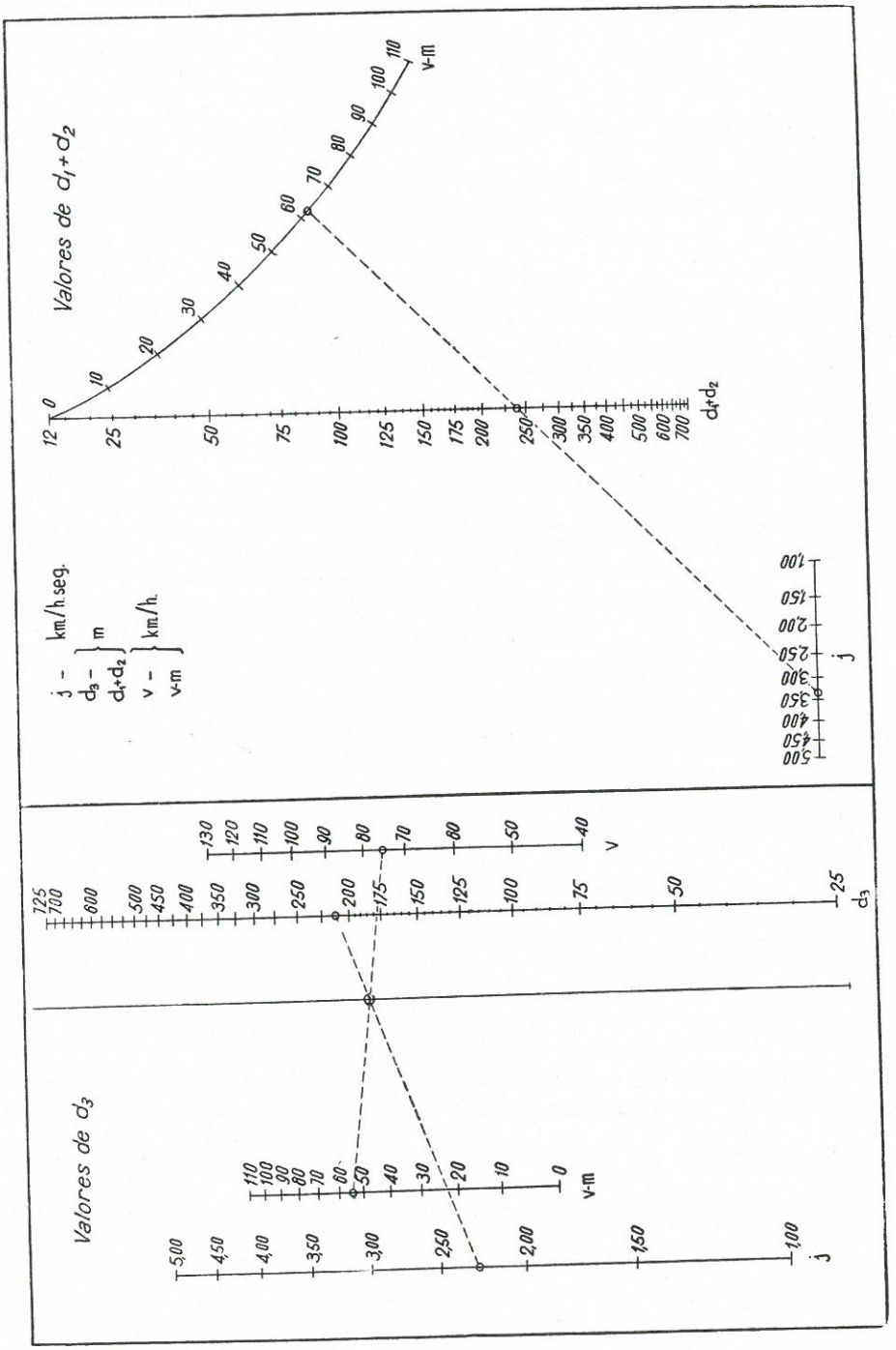

Valores de d_1+d_2
v-m
d_1+d_2
j - km/h.seg.
d_3 - m
d_1+d_2
v - km/h.
v-m
j
Valores de d_3
v
d_3
v-m
j

Figura 3-6.

De donde resulta:

$$t_2 = 2\sqrt{\frac{3{,}6\,S}{j}}.$$

y como $S = 0{,}189\,(V - m) - 6$, sustituyendo se obtiene el valor de d_2.

Por último, habrá que tener en cuenta el espacio d_3 recorrido durante el tiempo t_2 por el vehículo que viene en dirección opuesta a la velocidad V, que será:

$$d_3 = \frac{V}{3{,}6} \cdot t_2 = 0{,}278\,V\,t_2.$$

En el caso de una carretera de dos circulaciones la distancia total de visibilidad de adelantamiento será:

$$d_v = d_1 + d_2 + d_3 = 0{,}833\,(V - m) + 2\,S + 0{,}278\,(V - m)\,t_2 + 0{,}278\,V\,t_2 =$$

$$= 12 + 1{,}211\,(V - m) + 0{,}566\,(2\,V - m)\sqrt{\frac{0{,}189\,(V - m) + 6}{j}}\,3{,}6. \qquad [1]$$

En los ábacos de la figura 3-6 se pueden obtener separadamente los valores de $d_1 + d_2$ y d_3.

La Instrucción española llega a la fórmula:

$$d_v = 30 + V + (V - 8)\sqrt{\frac{0{,}7\,V}{j}}$$

las distancias que da la fórmula anterior son menores que las obtenidas por la fórmula **[1]**.

La Instrucción francesa evalúa la distancia necesaria para pasar (la d_2 de la [1]), por la fórmul

$$D = \frac{0{,}4\,V^2 + 16\,V}{m};$$

expresando V y m en Km./h.; la distancia total de d_v considerada coincide aproximadamente las deducidas de [1].

Cuando un vehículo ha de adelantar a otros dos (fig. 3-7), el valor de d_1,

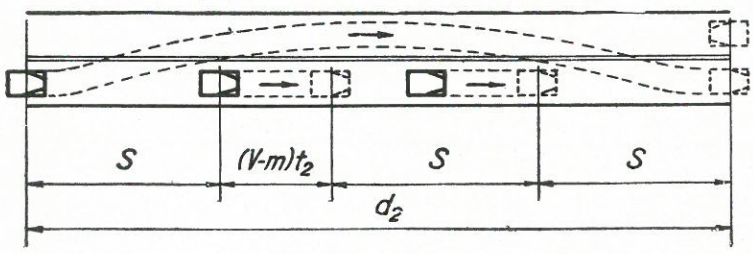


Figura 3-7.

será el mismo del caso anterior, pero para la determinación de d_2 y d_3 habrá que tener en cuenta que en este caso se verifica:

$$d_2 = 3\,S + \frac{(V - m)}{3{,}6}\,t_2 = \frac{(V - m)}{3{,}6}\,t_2 + \frac{1}{2}\,\frac{j}{3{,}6}\,t^2{}_2;$$

de donde se deduce:

$$t_2 = \sqrt{\frac{6\,S}{j}}\,3{,}6.$$

Las distancias de visibilidad de paso recomendadas por la A.A.S.H.O. para dos vías de circulación son las indicadas en la tabla siguiente:

TABLA 3-III.

CARRETERA DE DOS VÍAS.

VELOCIDAD KM./H.	DISTANCIA MÍNIMA DE VISIBILIDAD DE PASO (M) EN VEHÍCULO			
	m = DIFERENCIA ENTRE V Y LA VELOCIDAD DEL VEHÍCULO ADELANTADO			
	16	24	32	40
	PASO DE UN VEHÍCULO			
48	183	152	122	—
64	335	274	213	183
80	488	427	366	305
96	701	640	549	457
112	975	884	762	671
	PASO DE DOS VEHÍCULOS			
48	244	183	152	—
64	396	335	274	213
80	610	518	457	366
96	884	762	671	579
112	1.250	1.067	975	823

La A.A.S.H.O. recomienda, en el caso de tres circulaciones, las siguientes distancias de visibilidad de paso:

TABLA 3-IV.
CARRETERA DE TRES VÍAS.

VELOCIDAD KM./H.	DISTANCIA MÍNIMA DE VISIBILIDAD DE PASO (M)			
	m = DIFERENCIA ENTRE V Y LA VELOCIDAD DEL VEHÍCULO ADELANTADO			
	16	24	32	40
	PASO DE UN VEHÍCULO			
80	274	213	183	152
96	396	335	274	213
112	518	457	366	335
	PASO DE DOS VEHÍCULOS			
80	335	274	213	183
96	488	396	335	274
112	671	549	488	396

El camino de tres circulaciones es, en general, una mala solución; su coste, si el terreno es algo accidentado, puede acercarse al doble del camino de dos circulaciones y, en cambio, el aumento de capacidad de tráfico es pequeño y la seguridad no es mayor; la vía central debería utilizarse exclusivamente para la maniobra de paso de las circulaciones en ambos sentidos; ello constituye un grave peligro, pues en la maniobra siempre existe una indecisión del conductor, ya que es muy difícil apreciar la velocidad del coche que viene en sentido contrario y, por tanto, la distancia libre para realizarla. Para disminuir el riesgo deben pintarse en el suelo las tres vías, las dos de marcha normal y la central de adelantar; el vehículo que realice la maniobra debe llevar durante toda ella en funcionamiento la luz izquierda de cruce. Las zonas en las cuales no existe visibilidad de paso deben marcarse convenientemente con una línea continua en el centro del firme.

El problema de la visibilidad de paso pierde importancia cuando se trata de vías de cuatro circulaciones, pues en cada dirección habrá una que, normalmente, estará libre para la maniobra de paso; en esta vía no debe existir tráfico en sentido contrario, pues si así fuese, el conductor, que marcha confiado en que tiene camino libre para pasar, correría un gravísimo peligro; para evitarlo es fundamental en este tipo de sección una separación, a ser posible material, de los dos sentidos de circulación, que evite que un conductor inconsciente pueda invadir la vía de dirección contraria. La distancia de visibilidad precisa será la de parada.

3.7. Distancia de visibilidad de maniobra. — La distancia de visibilidad de maniobra es la precisa para que dos vehículos que marchan por el centro de la carretera, entren a su línea de circulación sin que se llegue a producir colisión;

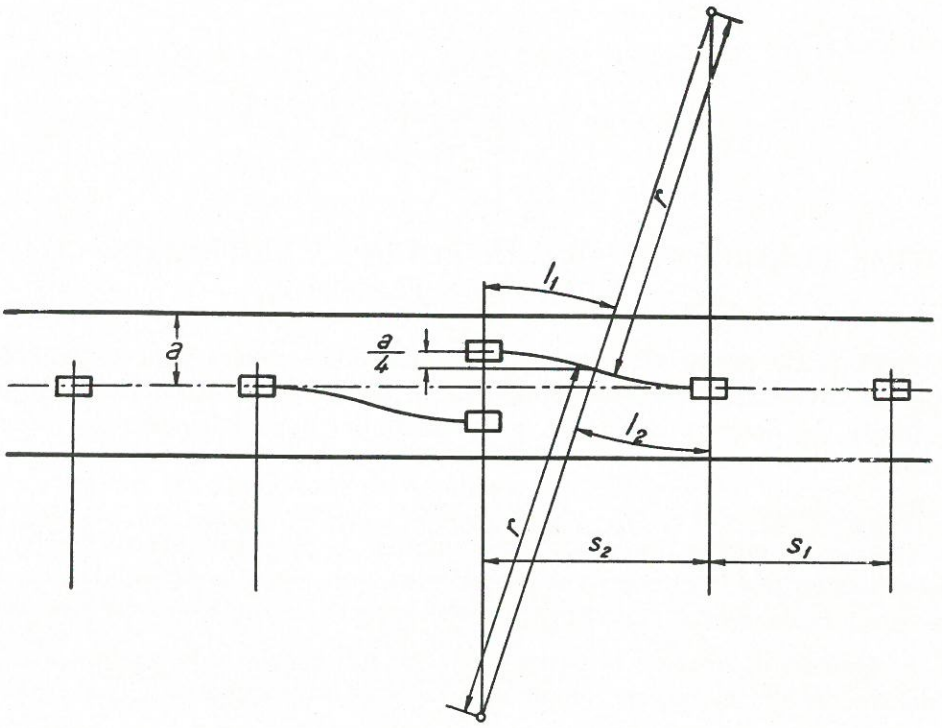


Figura 3-8.

su determinación puede ser útil, especialmente para el cálculo de curvas verticales.

Con un tiempo de percepción y reacción de dos segundos tendremos (figura 3-8).

$$S_1 = \frac{2\,V}{3{,}6};$$

$$S_2 = l_1 + l_2 = 2\sqrt{r^2 - \left(r - \frac{a}{4}\right)^2} = 2\sqrt{\frac{a}{2}\left(r - \frac{a}{8}\right)} \sim \sqrt{2\,a\,r};$$

puesto que la diferencia entre los arcos l_1 y l_2 y sus cuerdas es muy pequeña. Como la condición de no deslizamiento en las curvas de maniobra exige:

$$r = \frac{V^2}{3{,}6^2\,g\,\mu_t}.$$

resulta:

$$S_2 = \frac{V}{3{,}6}\sqrt{\frac{2\,a}{g\,\mu_t}};$$

y, por tanto:

$$d_v = 2\,(S_1 + S_2) = \frac{V}{1{,}8}\left(1 + \sqrt{\frac{2\,a}{g\,\mu_t}}\right).$$

OTRAS CONDICIONES QUE INFLUYEN EN EL TRAZADO DE LAS CURVAS EN PLANTA

3.8. Además de existir en las curvas la visibilidad precisa para que el vehículo pueda salvarlas sin peligro de choque, el coche ha de pasar con seguridad, sin temor de despiste o vuelco, y la maniobra deberá hacerse sin esfuerzos bruscos.

Ello impone:

a) Que las curvas tengan el radio mínimo y el peralte conveniente para que el tráfico pueda circular sin los peligros que, para la estabilidad de marcha, produce la fuerza centrífuga.

b) Que en la zona de la curva exista un sobreancho que permita inscribirse dentro de ella al tráfico, sin invadir las vías adyacentes.

c) Que el paso de la alineación recta a la curva se haga, cuando sea preciso, intercalando curvas de transición que eviten la brusca aparición de la fuerza centrífuga.

3.9. Peligros para la estabilidad de la marcha. Deslizamiento. — Cuando el vehículo marcha en recta, las fuerzas que actúan sobre él son: las de inercia, el peso y las reacciones del terreno (normales y debidas al rozamiento por rotación).

Al entrar en una curva se presenta la fuerza centrífuga, que origina dos peligros para la estabilidad del vehículo en marcha: el peligro de deslizamien-

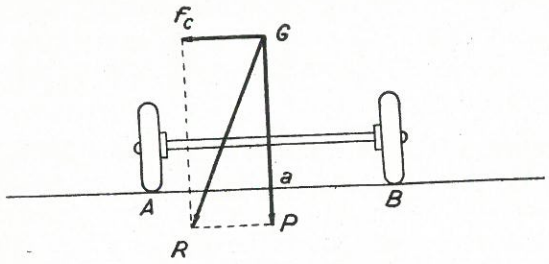


Figura 3-9.

to transversal, si el coeficiente de rozamiento no es suficiente para que $\mu_t \cdot P > F_c$, y el peligro de vuelco si $F_c \cdot a\,G > P \cdot a\,A$ (fig. 3-9); ambos pueden evitarse peraltando la curva, dando al plano $A\,B$ de la calzada una inclinación α. Vamos

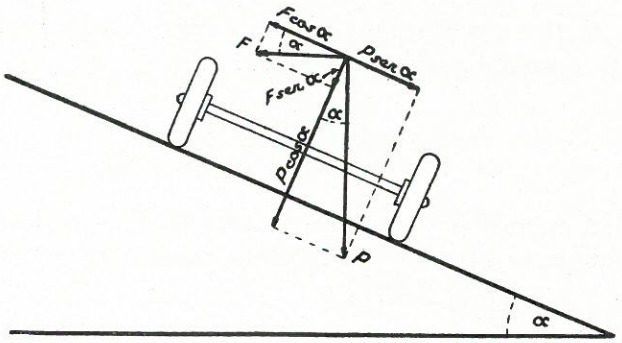


Figura 3-10.

a ver cuáles son las condiciones de equilibrio del vehículo en camino horizontal y con peralte cuando la curva tiene un radio R, y V es la velocidad (figura 3-10):

Fuerza solicitante. — Componente paralela al plano de la calzada, de la fuerza centrífuga ..... $F \cos \alpha$.

Fuerzas resistentes. — Componente paralela al plano de la calzada del peso del vehículo ..... $P \operatorname{sen} \alpha$.

Reacción del rozamiento transversal por rotación .... $\mu_t\,(F \operatorname{sen} \alpha + P \cos \alpha)$.

La condición de equilibrio será:

$$F \cos \alpha = P \operatorname{sen} \alpha + \mu_t\,(F \operatorname{sen} \alpha + P \cos \alpha)\,; \qquad [1]$$

la fuerza centrífuga vale:

$$F = \frac{M\,V^2}{R} = \frac{P}{g}\,\frac{V^2}{R}$$

si la velocidad, V, la expresamos en kilómetros por hora, la fuerza centrífuga valdrá:

$$F = \frac{P}{g}\,\frac{V^2}{3{,}6^2\,R} = \frac{P}{127}\,\frac{V^2}{R}; \qquad [2]$$

sustituyendo este valor en la [1], resulta:

$$\frac{P}{127}\,\frac{V^2}{R}\cos \alpha = P \operatorname{sen} \alpha + \left(P \cos \alpha + \frac{P}{127}\,\frac{V^2}{R} \operatorname{sen} \alpha\right) \mu_t \cdot$$

de donde se deduce:

$$R = \frac{V^2 (1 - \mu \operatorname{tg} \alpha)}{127 (\operatorname{tg} \alpha + \mu_t)},$$

que da el valor de R necesario para que no exista deslizamiento con una velocidad V. De esta misma fórmula se deduce:

$$V = 11{,}27 \sqrt{\frac{\operatorname{tg} \alpha + \mu_t}{1 - \mu_t \operatorname{tg} \alpha} R},$$

máxima velocidad admisible con unos valores de R, α μ_t determinados. Igualmente puede obtenerse el valor del peralte preciso tg α, en función de V, μ_t y R.

El valor del producto μ_t tg α se puede despreciar en relación con l, por la relación de sus valores absolutos, y porque además el hacerlo así nos coloca del lado de la seguridad; con este criterio resulta

$$R = \frac{V^2}{127 (\operatorname{tg} \alpha + \mu_t)} \quad \text{y} \quad V = 11{,}27 \sqrt{(\operatorname{tg} \alpha + \mu_t) R}; \qquad [3]$$

estas fórmulas son las que emplea la Instrucción española.

Si la carretera hubiera sido horizontal, $\alpha = 0$, y la máxima velocidad admisible sería:

$$V = 11{,}27 \sqrt{\mu_t R}.$$

3.10. Peligro de vuelco. — Supongamos que el vehículo entra en una curva situada en el plano horizontal (fig. 3-11); actuarán sobre él su peso, P, y la fuerza

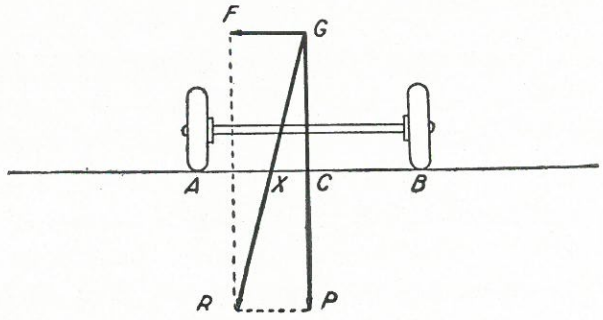


Figura 3-11.

centrífuga, F, aplicados a su centro de gravedad, G; tendrán una resultante GR, que cortará al plano del camino en un punto, X; el peso, P, se distribuirá sobre las dos ruedas en la proporción $XB : XA$ y por otra parte tendremos:

$$\frac{P}{F} = \frac{GC}{XC};$$

si F aumenta (aumento de velocidad del vehículo o disminución del radio de la curva), puede llegar un momento en que X coincida con A; entonces todo el peso actúa sobre esta rueda y el vehículo queda en equilibrio inestable. Si la resultante $G\,R$ la trasladamos y descomponemos en X (fig. 3-12), tendremos dos fuerzas: la $F\,X$ y la $X\,P$; la primera, que tiende a hacer deslizar el vehículo en sentido transversal al de marcha, ha de absorberse por el rozamiento transversal por rotación; la fuerza $X\,P$, por la resistencia del terreno, descompuesta en

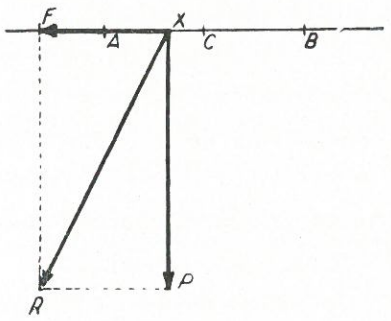


Figura 3-12.

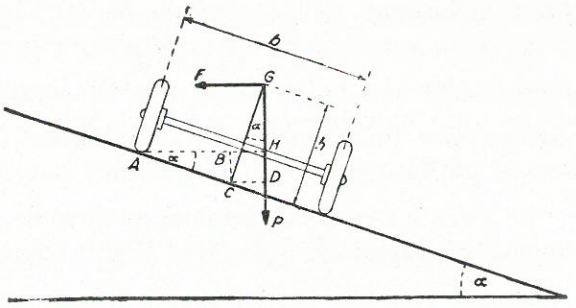


Figura 3-13.

dos fuerzas parciales en A y B en la proporción señalada. Para que no exista posibilidad de volcar es preciso que:

$$\frac{F}{P} < \frac{C\,A}{C\,G}. \qquad \text{(fig. 3-13).}$$

Royal-Dawson (Elements of Curve Design) denomina a $\frac{F}{P}$ "relación centrífuga".

Si existe peralte, habrá que establecer la condición de equilibrio entre los momentos de la fuerza centrífuga y el peso, con relación al punto de apoyo, A, de la rueda exterior; esta condición, con las notaciones de la figura 3-13, da:

$$P\,(A\,B + C\,D) = F\,(G\,D - H\,D);$$

ahora bien, tomemos:

$$A\,B = \frac{b}{2}\cos\alpha; \qquad C\,D = h\,\operatorname{sen}\alpha; \qquad G\,D = h\cos\alpha;$$

$$H\,D = B\,C = \frac{b}{2}\operatorname{sen}\alpha;$$

sustituyendo estos valores y el de F, hallado anteriormente [2], tendremos:

$$P\left(\frac{b}{2}\cos\alpha + h\,\operatorname{sen}\alpha\right) = \frac{P}{127}\,\frac{V^2}{R}\left(h\cos\alpha - \frac{b}{2}\operatorname{sen}\alpha\right);$$

de donde se deduce:

$$V = 11{,}27 \sqrt{\frac{\frac{b}{2} + h \operatorname{tg} \alpha}{h - \frac{b}{2} \operatorname{tg} \alpha} R.} \qquad [4]$$

3.11. Conclusiones. — Del examen de las fórmulas [3] y [4] se deduce:

1.° Para un radio y un peralte determinado, la consideración de deslizamiento limita más la velocidad que la condición de vuelco, ya que $\mu_t < \frac{0{,}70}{0{,}80}$; conviene, por tanto, aumentar el coeficiente μ_t en la zona de la curva, para que sea posible una velocidad mayor.

2.° Para un radio determinado, el aumento de peralte aumenta en muy pequeña proporción la velocidad límite admisible.

No son convenientes los peraltes exagerados, pues aparte de que se obtiene una ventaja muy pequeña, se encarece la obra y perjudica el tráfico en general, ya que los vehículos que marchan a velocidad menor que la de cálculo tienden a ir por la parte baja del peralte, haciendo trabajar excesivamente una zona del camino y constituyendo un grave peligro para la circulación general al marchar fuera de su mano.

La Instrucción española de carreteras fija como peralte máximo el 10 por 100. Las normas suizas y francesas admiten el máximo del 10 por 100 cuando el tráfico de automóviles de turismo es predominante, y el 7 por 100 para tráfico mixto; la Instrucción de las autoestradas alemanas fija un 8 por 100, pudiéndose llegar, excepcionalmente, al 10 por 100. Cuando exista posibilidad de formación de hielo o nieve conviene reducir el peralte; en Estados Unidos recomiendan no pasar, en este caso, del 8 por 100.

A nuestro juicio, no se debe exagerar el peralte; excepto en casos muy justificados, hay que permanecer por debajo del límite admisible, especialmente si se tiene en cuenta que la relación de velocidades máximas admisibles para curvas de un radio dado y con el mismo valor de μ_t es, aproximadamente:

$$\sqrt{\frac{\operatorname{tg} \alpha + \mu_t}{\operatorname{tg} \alpha' + \mu_t}}.$$

un aumento de tg α, dentro de los límites señalados, permitiría sólo un pequeño incremento de velocidad admisible; en cambio, pueden producirse inconvenientes graves.

3.12. Criterio para el cálculo del radio por razón de estabilidad. — El radio de la curva se suele fijar para asegurar el peligro de deslizamiento que exige normalmente radios mayores que los precisos por razón de vuelco; se utilizará para

ello la fórmula [3]. En ella hay que fijar el valor de μ_t; según dijimos (página 30), este valor no debe bajar en recta de 0,40, pero la aplicación de estos valores a las fórmulas obtenidas para el cálculo de la estabilidad por deslizamiento da radios incómodos y peligrosos, según las experiencias americanas. Esto es así porque en realidad las condiciones supuestas para el cálculo son excesivamente simples; en la estabilidad del coche en las curvas, intervienen una serie de factores propios del mismo, amortiguadores, dimensiones, etc. Por ello es tendencia general ir a radios mayores; la A.A.S.H.O. dice que, experimentalmente, han comprobado que resultan cómodas y seguras las curvas en las cuales se toma para el cálculo un valor de μ_t que varía linealmente desde 0,16 para 50 Km./hora a 0,12 para 100 Km./hora; ello representa aplicar al valor de μ_t un coeficiente de corrección para tener en cuenta las imperfecciones de la fórmula, que varía linealmente entre $\frac{1}{2,5}$ y $\frac{1}{3,3}$ para las velocidades de 50 y 100 Km./hora, respectivamente.

La Instrucción española señala para valores del coeficiente de deslizamiento en relación con la velocidad:

TABLA 3-V.

Velocidad, kilómetros/h.	30	40	50	60	70	80	90	100	120
Valores de μ_t ...	0,210	0,191	0,171	0,156	0,148	0,141	0,135	0,126	0,112

y como resultado de aplicación de este criterio dispone:

TABLA 3-VI.

RADIOS MÍNIMOS PERALTES									
Km./h.	30	40	50	60	70	80	90	100	120
$R_{mín}$ (*mts*)	25	45	75	120	175	250	350	450	800
Peralte	0,10	0,10	0,09	0,08	0,075	0,065	0,055	0,045	0,03

La Instrucción francesa usa como fórmula empírica para el radio normal:

$$R_n = 0{,}05\, V^2;$$

cuando la aceptación de este radio representa un gasto excesivo, impone como radio mínimo:

$$R_{mín} = \frac{2}{3} R_n.$$

Los radios que la Instrucción francesa señala son superiores, aproximada-

mente en $\frac{1}{3}$ a los fijados en la española; los de ésta son en números redondos los mínimos de la francesa.

3.13. Visibilidad en curvas. Radios mínimos. — El radio de la curva debe ser tal que por lo menos exista la visibilidad de parada. La distancia de parada debe medirse a lo largo del eje de la vía interior de circulación; es decir, la distancia de parada será, *A, B, C*, debiendo verse el obstáculo *C* desde *A* (figura 3-14). Hacerlo así puede ser antieconómico porque representa un gran movimiento de tierras; para evitarlo, se da el radio menor, impuesto por la es-

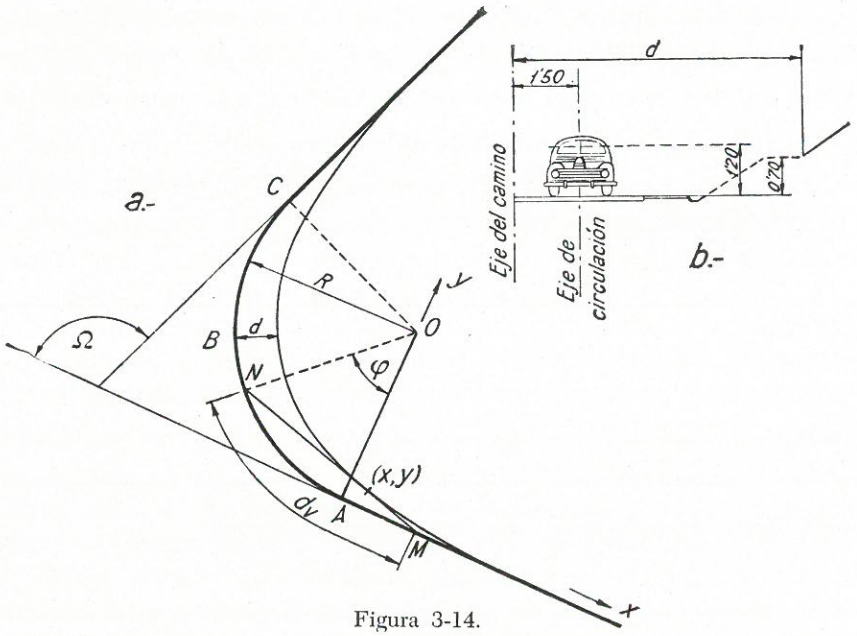


Figura 3-14.

tabilidad de la marcha, y se obtiene la visibilidad mediante banquetas, desmonte del terreno en la parte interior de la curva.

Si en la figura 3-14, *A, B,* C es el eje de la vía interior del camino, la curva que definirá la banqueta será la envolvente de las rectas *M N* que unen puntos que, a lo largo del eje de la vía, distan entre sí la distancia de visibilidad precisa (distancia de parada normalmente).

La manera más sencilla de obtener dicha envolvente es proceder gráficamente, dibujando el eje de la vía interior y determinar la curva de la banqueta como envolvente de las cuerdas de los arcos de longitud igual a la visibilidad. Si el dibujo se hace a escala 1/200, se pueden determinar las distancias de los distintos puntos de la banqueta al eje de la vía, con un error menor de 10 cm., precisión más que suficiente, dada la naturaleza del problema. Este procedimiento es especialmente recomendable cuando las dos alineaciones forman un ángulo pequeño, ya que entonces el dibujo no resulta muy grande.

REPLANTEO DE LAS CURVAS CIRCULARES

3.14. El replanteo de las alineaciones rectas no tiene dificultad. Para las curvas tendremos como datos del problema las dos alineaciones del eje del camino y el radio R, proyectado para la curva; como puntos principales deben determinarse (fig. 3-15) los puntos de tangencia T_1 y T_2, mediante las dos tan-

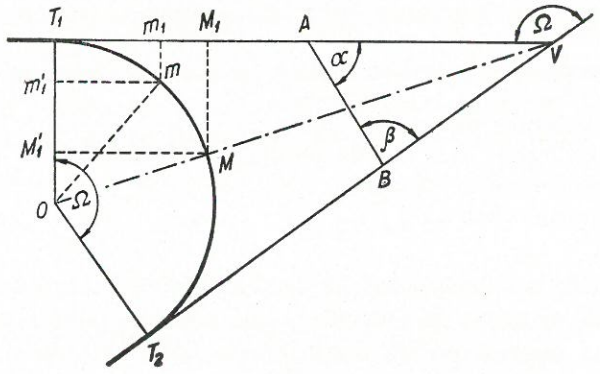


Figura 3-15.

gentes iguales $T_1 V$ y $T_2 V$, y el punto M donde el círculo corta a la bisectriz del ángulo de las dos alineaciones, hallando la magnitud $V M$.

Si el vértice V es accesible, tendremos:

$$T_1 V = T_2 V = R \operatorname{tg} \frac{\Omega}{2}\,; \quad V M = O V - O M = R \left(\frac{1}{\cos \frac{\Omega}{2}} - 1 \right)$$

Si el vértice V no fuese accesible, se tomarán dos puntos, A y B, en cada una de las alineaciones, situados en forma tal que pueda verse el uno desde el otro y, por tanto, medir la distancia $A B$, así como los ángulos α y β. Se verificará:

$$\Omega = \alpha + \beta\,;$$

y en el triángulo $V A B$:

$$V A = A B \frac{\operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen} \Omega}\,; \qquad V B = A B \frac{\operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{sen} \Omega}\,;$$

$$A T_1 = R \operatorname{tg} \frac{\Omega}{2} - V A\,; \qquad B T_2 = R \operatorname{tg} \frac{\Omega}{2} - V B\,.$$

Si $T_1 A$ ó $T_2 B$, o ambos, resultaren negativos, se llevarán de A y B hacia V, y si son positivos, hacia O.

Para determinar el punto M, como no puede medirse $V\,M$, por no ser accesible V, se fija su posición por las relaciones:

$$T_1\,M_1 = M'_1\,M = R\,\text{sen}\,\frac{\Omega}{2}\,; \qquad M_1\,M = M'_1\,T_1 = R\left(1 - \cos\frac{\Omega}{2}\right).$$

El replanteo de las curvas, una vez determinados los elementos principales, pueden hacerse por los siguientes procedimientos:

1.º Por ordenadas a la tangente.
2.º Por ordenadas a la cuerda.
3.º Por tangentes sucesivas.
4.º Por ordenadas a la cuerda prolongada.
5.º Por coordenadas polares.
6.º Por intersecciones.

El replanteo de la curva sobre el terreno debe hacerse con la suficiente exactitud; como se sustituye la circunferencia por una poligonal, es preciso que la magnitud de la cuerda pueda considerarse igual al arco sustentado, y esta condición se logra, en la práctica, cuando la distancia entre dos puntos es menor que 1/10 del radio o, lo que es lo mismo, el ángulo en el centro menor de seis grados.

3.15. Replanteo por ordenadas a la tangente. — La curva se refiere (fig. 3-15) a las dos tangentes $T_1\,V$ y $T_2\,V$ y a sus normales respectivas en T_1 y T_2; la ordenada $m\,m_1$ de un punto cualquiera vale:

$$y = m\,m_1 = T_1\,O - m'_1\,O = R - \sqrt{R^2 - x^2}\,,$$

que puede ponerse bajo la forma:

$$\frac{y}{R} = 1 - \sqrt{1 - \frac{x^2}{R^2}}$$

Existen tablas donde están calculadas las y para distintos valores del radio R; si queremos calcular las ordenadas correspondientes para otro valor de R, no hay más que multiplicar los valores x e y por la relación de los radios.

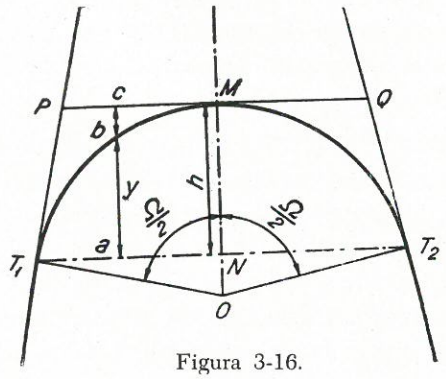


Figura 3-16.

Cuando el ángulo en el centro es muy grande, pueden resultar ordenadas y abscisas de dimensión excesiva, y el error en su medición ser importante. Para evitar este inconveniente se recurre a trazar una nueva tangente en el

punto M (fig. 3-16), que divide en dos el arco considerado; la nueva tangente $P\,Q$ se determina fácilmente por la relación:

$$T_1 P = T_2 Q = R \operatorname{tg} \frac{\Omega}{4}.$$

Determinados así los puntos P y Q, el problema queda reducido al anterior para cada uno de los arcos $T_1 M$ y $M T_2$, con un ángulo en el centro $\frac{\Omega}{2}$.

3.16. Replanteo por ordenadas a la cuerda. — Se puede replantear el arco de círculo refiriendo sus puntos a la cuerda tomada como eje de abscisa, con origen en N (fig. 3-16), punto de intersección de la bisectriz $O\,M$ con la cuerda $T_1\ T_2$. La ordenada, $y = a\,b$, valdrá:

$$y = a\,c - b\,c = h - b\,c.$$

Los valores $b\,c$ son las ordenadas a la tangente para el ángulo $\frac{\Omega}{2}$ y se determinan por el procedimiento anterior, y h vale:

$$h = O\,M - O\,N = R\left(1 - \cos\frac{\Omega}{2}\right)$$

En los manuales de trazado de curvas se dan los valores de h para valores distintos de R y Ω o su suplemento.

Se recurre a este procedimiento de replanteo cuando las tangentes son inaccesibles y, en cambio, no lo es la cuerda $T_1\ T_2$.

3.17. Replanteo por tangentes sucesivas. Determinado el ángulo en el centro Ω, se divide en n partes iguales, de manera que el ángulo $\alpha = \frac{\Omega}{n}$ (figura 3-17) sea lo bastante pequeño (menor de 6°) para que los puntos de replanteo resulten suficientemente próximos; si l es la distancia entre los dos puntos b_1 y b_2 de intersección de dos tangentes consecutivas:

$$\frac{1}{2} l = R \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2},$$

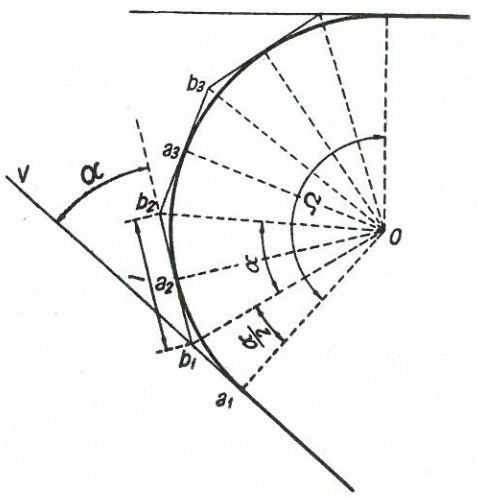


Figura 3-17.

Para replantear la curva se parte de un punto de tangencia, a_1, y se lleva la distancia $a_1 b_1 = R \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}$; en b_1 con el teodolito, se marca un ángulo, $V\,b_1\,b_2 = \alpha$, y se fijan en esta alineación los puntos a_2 de la curva y b_2 de la

intersección de la siguiente tangente, llevando las distancias $b_1\ a_2$ y $a_2\ b_2$, iguales a $R\ tg\ \frac{\alpha}{2}$, y así se continúa.

Este procedimiento sirve para el caso de un terreno donde existan muchos obstáculos; tiene el inconveniente de que el error en la determinación de un punto se va sumando en los demás.

3.18. Replanteo por la cuerda prolongada o método inglés. — Por este método se determina un punto a (fig. 3-18), distante de T_1 la magnitud l, cuyas ordenadas referidas a la tangente y al radio en T_1, son:

$$x_1 = l \cos \frac{\delta}{2}; \quad y_1 = l \operatorname{sen} \frac{\delta}{2}.$$

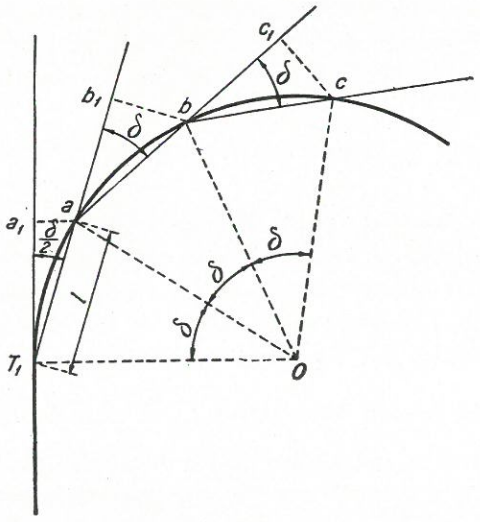


Figura 3-18.

Se traza así la cuerda $T_1\ a$ y se prolonga, determinándose el punto b, cuyas coordenadas son:

$$a\ b_1 = l \cos \delta; \quad b\ b_1 = l \operatorname{sen} \delta;$$

trazada así la cuerda $a\ b$, se prolonga determinándose en forma análoga el punto siguiente, c.

Cuando el ángulo δ sea muy pequeño, se puede escribir:

$$a\ b_1 = l; \quad b\ b_1 = 2\ l \operatorname{sen} \frac{\delta}{2} \cos \frac{\delta}{2} \simeq 2\ l \operatorname{sen} \frac{\delta}{2} = 2\ y_1.$$

Así, prolongando cada cuerda una longitud l, se tiene la abscisa del punto siguiente, y su ordenada será el doble de la del primer punto respecto a la tangente $T_1\ V$.

Este método de replanteo tiene idénticas aplicaciones que el método anterior de ordanadas a la tangente y, como éste, el inconveniente de que los errores de un punto se van acumulando en los sucesivos.

3.19. Replanteo por coordenadas polares. — Sea fig. 3-19) $T_1\ V$ la tangente de entrada, y a, un punto de la curva distante l de T_1.

Llamando s a la longitud del arco $T_1\ a$, el ángulo δ, expresado en segundos, valdrá:

$$\delta = \frac{s}{R}\ 206265''.$$

El ángulo ε valdrá, por tanto:

$$\varepsilon = \frac{\delta}{2} = \frac{s}{2R} 206265'';$$

ε y l son las coordenadas polares del punto.

Haciendo estación en T_1 con un teodolito, se sitúa, midiendo el ángulo, la alineación $T_1\,1$, y midiendo $T_1\,a = l$ se tendrá un punto de la curva.

El punto b siguiente de la curva formará con la tangente un ángulo, 2 ε, y distará l de a; si con el teodolito se fija la alineación $T_1\,2$ y con una cinta,

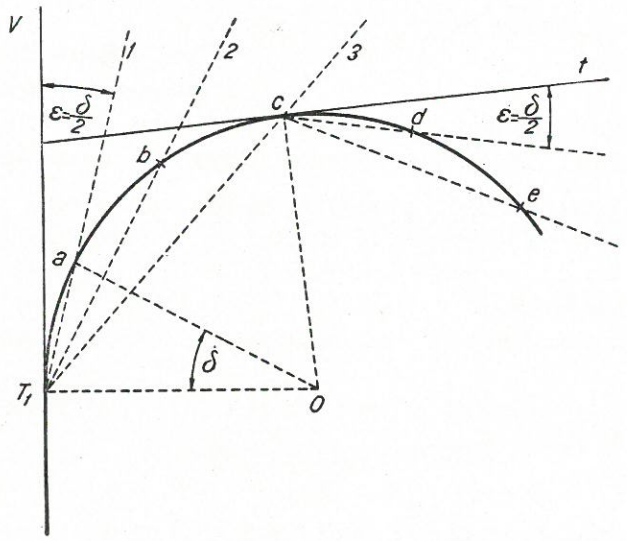


Figura 3-19.

o simplemente con una cuerda, se busca un punto situado en ella y distante l de a, se tiene así el segundo punto, b. En idéntica forma se procederá para los puntos siguientes.

Este método tiene la ventaja de no precisar tablas ni cálculos para el replanteo.

Cuando, por ser el terreno accidentado, no sea posible hacer el replanteo de la curva entera, desde un punto T_1 se llegará hasta uno, C, en el cual se traza la tangente $C\,t$, y tomando este punto como origen se continúa el replanteo.

3.20. Replanteo por intersecciones. — Para que este método pueda aplicarse es necesario que se vean entre sí los dos puntos de contacto y el vértice del ángulo de las alineaciones.

Se miden los ángulos $M\,T_1\,T_2 = M\,T_2\,T_1$ (fig. 3-20) y se dividen en un número de partes iguales; haciendo estación con dos teodolitos en T_1 y T_2, respectivamente, se trazan las alineaciones $T_1\,1$, $T_2\,1'$, $T_1\,2$, $T_2\,2'$, etc., que, por intersección en a, b, c, etc., van determinando los puntos buscados.

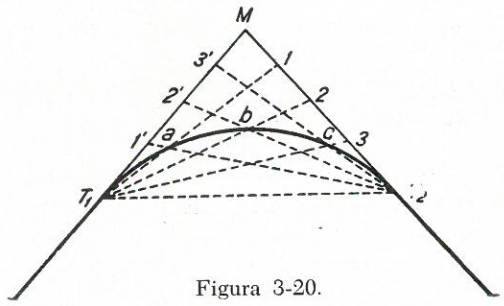


Figura 3-20.

Este método tiene la ventaja de no requerir cálculo alguno, precisa, en cambio, dos instrumentos topográficos para medir ángulos y un peón con banderolas para ir obteniendo el punto de intersección de las alineaciones.

3.21. Replanteo de curvas circulares de varios centros. — Se emplean estas curvas cuando, por razones especiales del terreno u obstáculos a salvar, la longitud de las dos tangentes tenga que ser desigual.

Tendremos como datos del problema las dos alineaciones y, por tanto, su ángulo Ω (fig. 3-21); la unión podrá hacerse con círculos de ángulos en el centro, β_1 y β_2; de los dos podemos arbitrariamente fijar uno y el otro vendrá determinado por la relación:

$$\Omega = \beta_1 + \beta_2 .$$

Proyectando la poligonal cerrada, $M\,T_2\,O_2\,O_1\,T_1\,M$, sobre las perpendiculares a $M\,T_1$ y $M\,T_2$, se tiene:

$$\begin{aligned} t_2 \operatorname{sen}\Omega + R_2 \cos\Omega + (R_1 - R_2)\cos\beta_1 - R_1 = 0\,; \\ t_1 \operatorname{sen}\Omega + R_1 \cos\Omega + (R_2 - R_1)\cos\beta_2 - R_2 = 0\,; \end{aligned} \qquad [1]$$

que servirán para determinar la longitud de las tangentes t_1 y t_2, en función de R_1, R_2, Ω, y de los ángulos β_1 y β_2.

Siendo $E\,F$ la tangente común a los dos arcos de acuerdo, tendremos también:

$$T_1\,E = E\,C = R_1 \operatorname{tg}\frac{1}{2}\beta_1\,; \qquad T_2\,F = F\,C = R_2 \operatorname{tg}\frac{1}{2}\beta_2\,;$$

obtenidas estas magnitudes, es posible replantear cada una de las curvas por cualquiera de los métodos anteriores.

Se deducen así las tangentes $M\,T_1$ y $M\,T_2$, fijando previamente los radios; si, por condiciones del terreno

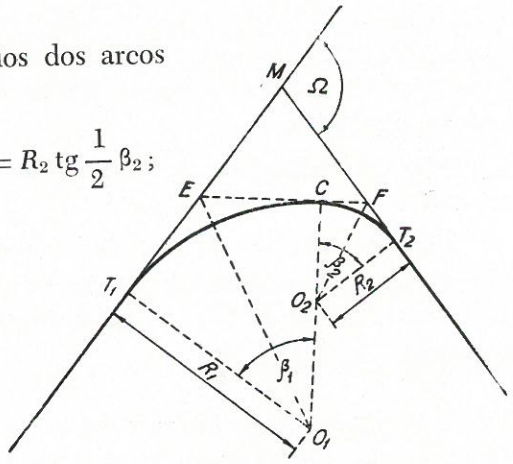


Figura 3-21.

tuviéramos determinadas las tangentes, las ecuaciones [1] darían el valor de los radios de los círculos.

3.22. Puntos de replanteo durante la construcción. — Los puntos que se fijan por las operaciones de replanteo son los que corresponden al eje del camino; durante la construcción no es posible conservar las estacas, porque se cambia la configuración del terreno durante las operaciones de explanación; por ello,

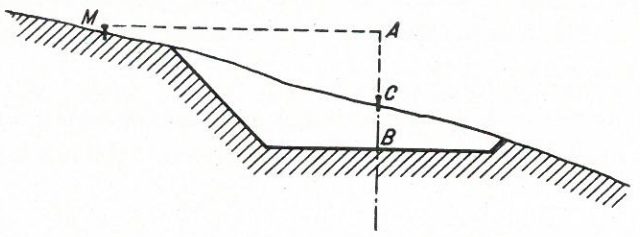


Figura 3-22.

los puntos del eje deben referirse a otros de su perfil transversal en que el terreno no se altere.

Desde estos puntos *M* (fig. 3-22), cuya cota y distancia al eje del camino son perfectamente conocidos, se parte durante la construcción para fijar los puntos *B* del eje.

CURVAS DE TRANSICION

3.23. — Al pasar de una alineación recta a una curva circular, aparece bruscamente la fuerza centrífuga, que tiende a desviar al vehículo de la trayectoria que debe recorrer; este hecho representa una incomodidad y un peligro. En realidad lo que ocurre es que, para evitar la primera, el conductor, instintivamente, no sigue la traza que corresponde a su línea de circulación, sino otra distinta (fig. 3-23), en la cual pasa de un modo paulatino del radio infinito de la alineación recta al finito de la curva circular de acuerdo; la mancha de aceite que se observa en las curvas de los caminos marca la trayectoria que siguen los vehículos, apartándose de la línea circular; con ello, el conductor evita la incomodidad que produce el cambio brusco de condiciones de equilibrio

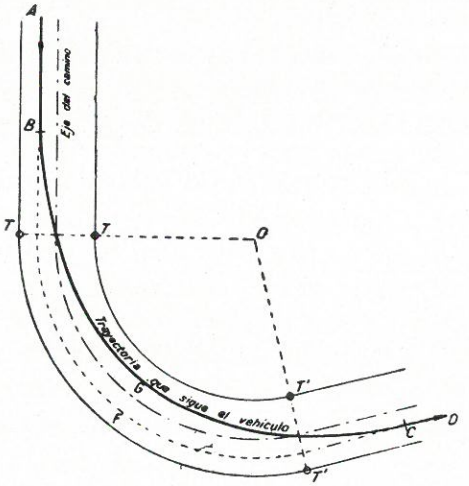


Figura 3-23.

del vehículo, pero al salir de su línea de circulación aparece el peligro de choque con un vehículo que pueda venir en dirección contraria. El problema puede resolverse pasando de la alineación recta a la curva circular, por intermedio de una de transición que, con un radio de curvatura infinito en el punto de tangencia con la recta, vaya disminuyendo éste hasta el radio finito de la curva circular de acuerdo. Existe una solución matemática exacta, empleando como curvas de transición radioides, en las cuales el radio de curvatura puede ser inversamente proporcional al desarrollo de la curva, al radio vector correspondiente o a la abscisa; estas curvas son, respectivamente, la clotoide, la lemniscata de BERNOULLI y la curva elástica.

Las curvas de transición hace muchos años que se utilizan en ferrocarriles; en las carreteras modernas se ha extendido su empleo, debido a las altas velocidades de cálculo.

La curva de la transición será tanto más necesaria cuanto menor sea el radio de la curva circular y mayor la velocidad, pues entonces será mayor la desviación del vehículo del eje de su vía de circulación y, por tanto, más grande el peligro para el tráfico. Las pequeñas desviaciones del eje de la vía no tienen importancia práctica, pues las secciones transversales del camino, ya lo veremos, tienen suficiente amplitud para permitir el libre movimiento de unos centímetros — de 25 a 30 — a cada lado del eje; esta circunstancia, que hace innecesaria la curva de transición para grandes radios o pequeñas velocidades, permite en todo caso aproximaciones que simplifican notablemente el procedimiento de cálculo sin perjudicar la eficacia de la solución.

3.24. Longitud de transición. — El problema se plantea en los siguientes términos; entre la alineación recta (fuerza centrífuga nula) y la curva circular de acuerdo de radio R (fuerza centrífuga $\frac{V^2}{R}$ para la masa unidad) se debe intercalar una curva de transición de una longitud L_c, tal que el incremento de la fuerza centrífuga no exceda de un valor aceptable, considerando como tal aquel que pueda soportar el vehículo sin salirse de su vía de circulación.

El tiempo que el vehículo tarda en recorrer la longitud de transición es:

$$t = \frac{L_c}{V};$$

o expresando V en kilómetros hora:

$$t = \frac{3{,}6\, L}{V};$$

La variación de aceleración centrípeta, teniendo en cuenta la componente

radial del peso del vehículo producida por el peralte p en tanto por uno y para la masa unidad, será:

$$J = \frac{F - g\,p}{t} = \frac{\frac{1}{3{,}6^2} \times \frac{V^2}{R} - 9{,}81\,p}{\frac{3{,}6\,L}{V}} =$$

$$= \frac{1}{3{,}6^3} \cdot \frac{V}{L}\left(\frac{V^2}{R} - 9{,}81 \times 3{,}6^2\,p\right) = \frac{1}{46{,}65} \times \frac{V}{R}\left(\frac{V^2}{R} - 127\,p\right);$$

para un límite de J, que es que nos fija la comodidad de la marcha, resulta que la longitud de transición deberá ser:

$$L \geq \frac{1}{46{,}65} \cdot \frac{V}{J}\left(\frac{V^2}{R} - 127\,p\right).$$

Para valores de J, se recomiendan los siguientes:

TABLA 3-VII.

V (Km./h.)	J (m./seg.^{3})	
	Normal	Máximo
30-70	0,5	0,7
80	0,4	0,6
100	0,4	0,5
120	0,4	0,4

Otras razones que fijan la longitud de la transición. — El perfil transversal de la carretera es un diedro, con una pendiente transversal determinada hacia cada uno de los lados, que depende de la naturaleza del revestimiento (epígrafe 5-6). Las condiciones de estabilidad de la marcha imponen un peralte que depende del radio de la curva y de la velocidad de cálculo de la carretera; el perfil en diedro en recta, debe convertirse, al iniciarse la curva circular en un plano inclinado, con la pendiente que el peralte exija; pero esta transición, desde la sección transversal en diedro al plano con la inclinación que el peralte imponga, hay que hacerla en una longitud tal que no sea brusca para evitar un mal efecto estético y dinámico. Si a es el ancho de la calzada de dos vías e i la inclinación del borde de la calzada con respecto al eje de la carretera (tanto por uno), se debe lograr que la transición de peralte se inicie al empezar la curva de transición y termine al iniciarse la curva circular; si L es la longitud de la transición, ésta, como mínimo, deberá ser tal que se cumpla la condición:

$$L\,i \geq \frac{a}{2}\,p;$$

siendo p el peralte en tanto por uno. En el caso de calzadas con más de dos vías suele aplicarse a la anchura a un coeficiente n que vale:

TABLA 3-VIII.

Número de vías	Valor de n
2	1,0
3	1,2
4	1,5
6	2,0

La longitud precisa de la transición será, por razón, de transición de peralte en forma adecuada:

$$L \geq \frac{n\,a\,p}{2\,i}.$$

Para i se recomiendan los siguientes valores en función de la velocidad específica.

TABLA 3-IX.

V (Km./h.)	Normal	Máximo
30-40	0,007	0,008
50-60	0,006	0,008
70-80	0,005	0,007
100-120	0,004	0,007

Por razones de orden estético se recomienda que el ángulo c que forma la tangente común en el punto de tangencia de la curva de transición y el círculo, tenga un valor mínimo 3,5 grados centesimales. Este ángulo para valores pequeños del máximo ángulo polar α_c vale:

$$\varphi_c = \left(\frac{L_c}{2\,R}\right) \text{radianes} = \left(\frac{100}{\pi}\,\frac{L}{R}\right) \text{grados;}$$

luego

$$\varphi_c = \frac{100\,L_c}{\pi\,R} \geq 3{,}5;$$

y, por tanto,

$$L \geq \frac{3{,}5\,\pi}{100}\,R \simeq \frac{R}{9}$$

Se determinan los valores de L que corresponden a las condiciones indicadas y se toma el mayor de ellos.

3.25. Determinación del punto de entrada en curva y de tangencia con la curva circular. — Al hacer el estudio del proyecto, las alineaciones rectas se unen por curvas circulares cuyos radios se han determinado por las condiciones estudiadas en los epígrafes anteriores. En el proyecto de replanteo es preciso intercalar curvas de transición entre la curva circular y la alineación recta correspondiente. Para intercalar la curva de transición conservando las dos ali-

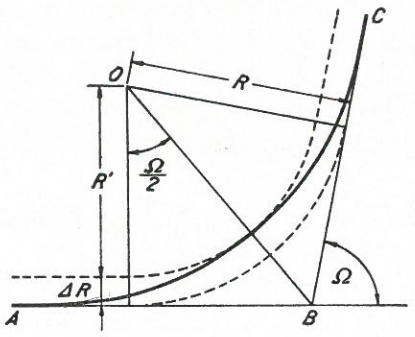


Figura 3-24.

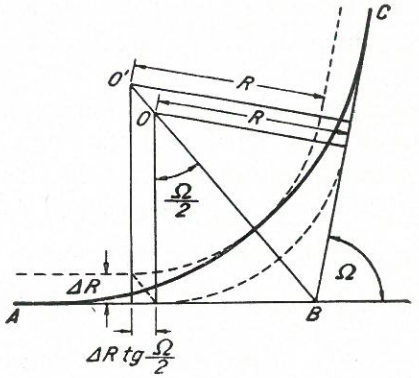


Figura 3-25.

neaciones rectas, es preciso retranquear la curva circular una magnitud R; esto puede hacerse conservando el centro de la curva circular y disminuyendo el radio en dicha magnitud (fig. 3-24), o bien moviendo el centro de O a O' y conservando el radio R de la curva circular (fig. 3-25), lo cual equivale a au-

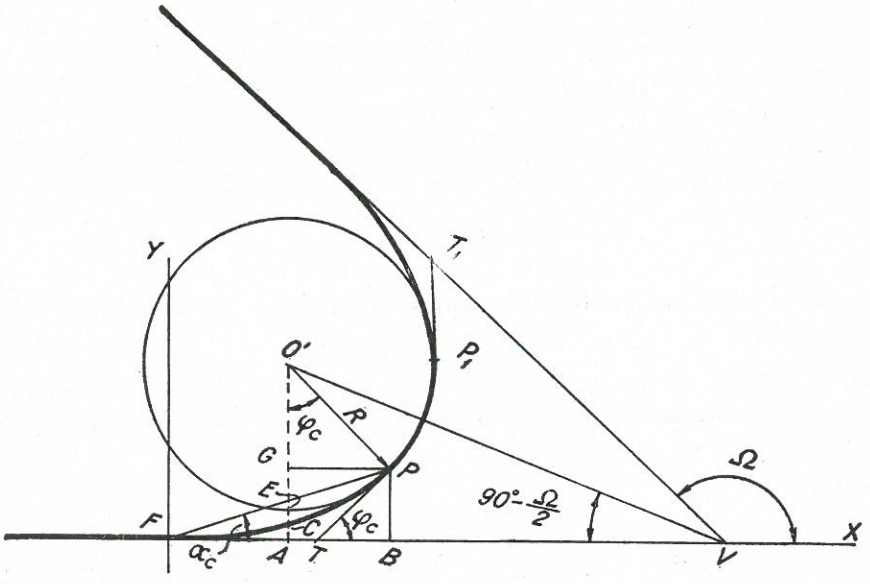


Figura 3-26.

mentar la longitud de la tangente correspondiente al caso de no emplear curva de transición en:

$$\Delta R \operatorname{tg} \frac{\Omega}{2}.$$

Supongamos conocidos los valores de los ángulos α_c y φ_c (fig. 3-26), así como los valores de x_c e y_c coordenadas de P (punto de tangencia de las curvas circular y de transición), tomando los ejes $F\,X$ y $F\,Y$; ya veremos más adelante que, con las condiciones que hemos impuesto a la curva de transición (tangente en la alineación de entrada, con radio de curvatura infinito y radio de curvatura R, igual al de la curva circular, para un desarrollo L_c), todos estos valores están perfectamente definidos.

Para fijar el punto F de contacto de la curva de transición con la alineación recta, determinaremos previamente ΔR y $V\,A$.

De la figura se deduce fácilmente:

$$\Delta R = E\,A = P\,B - G\,E = y_c - R\,(1 - \cos\varphi_c);$$

$$V\,A = (R + \Delta R) \operatorname{tg} \frac{\upsilon}{2}.$$

El valor de $V\,F$ que fija F vendrá dado por:

$$V\,F = V\,A - B\,A + B\,F = (R + \Delta R) \operatorname{tg} \frac{\Omega}{2} - R \operatorname{sen} \varphi_c + x_c.$$

Interesa también situar las dos tangentes $T\,P$ y $T_1\,P_1$ comunes a la curva circular y a la transición, y el ángulo que forman, para poder proceder al replanteo de la curva circular por cualquiera de los métodos conocidos. Como se conoce la posición de los puntos B y P (por sus coordenadas x_c e y_c respecto a F), bastará hallar $T\,B = y_c \cot\varphi_c$, con lo cual quedan determinadas las tangentes. Su ángulo vale:

$$\Omega - 2\,\varphi_c.$$

Se puede situar el centro O' para el replanteo por las distancia $V\,A$ y $A\,O' = R + \Delta R$.

Los valores x_c y_c φ_c de las curvas de transición que intervienen en las presiones anteriores, se determinan en cada una de ellas en la forma que se indica en los epígrafes siguientes.

3.26. Clotoide o espiral de transición. — En ella el radio de curvatura es inversamente proporcional a la longitud de la curva, o sea:

$$r\,L = \text{constante}.$$

Otra forma de ecuación, tomando (fig. 3-26) como polo F y como eje polar $F\ V$, es:

$$L = m\sqrt{\varphi}; \qquad [1]$$

en la cual m es una constante y φ es el ángulo que la tangente en un punto forma con el eje polar.

El valor de m se determina como sigue:

$$r = \frac{dL}{d\varphi} = \frac{m}{2\sqrt{\varphi}}.$$

expresión que, multiplicada por m, nos da:

$$m^2 = 2\,r\,m\sqrt{\varphi} = 2\,r\,L = 2\,R\,L_c;$$

de donde:

$$m = \sqrt{2\,R\,L_c}.$$

Sustituyendo $m = \sqrt{2\,R\,L_c}$ en la [1], resulta:

$$L = \sqrt{2\,R\,L_c}\ \sqrt{\varphi};$$

de donde se deduce:

$$\varphi = \frac{L^2}{2\,R\,L_c}.$$

Las coordenadas cartesianas de la curva son:

$$dx = dL\cos\varphi = \frac{m\cos\varphi\,d\varphi}{2\sqrt{\varphi}}.$$

desarrollando en serie $\cos\varphi$, e integrando, tendremos:

$$x = m\sqrt{\varphi}\left(1 - \frac{\varphi^2}{5\times 2!} + \frac{\varphi^4}{9\times 4!} + \frac{\varphi^6}{13\times 6!} + \ldots\right) \simeq m\sqrt{\varphi}, \qquad [2]$$

para ángulos pequeños.

Análogamente:

$$dy = dL\,\mathrm{sen}\,\varphi = \frac{m\,\mathrm{sen}\,\varphi\,d\varphi}{2\sqrt{\varphi}};$$

desarrollando en serie sen φ, e integrando, resulta:

$$y = m\sqrt{\varphi}\left(\frac{\varphi}{3} - \frac{\varphi^3}{7\times 3!} + \frac{\varphi^5}{11\times 5!} + \frac{\varphi^7}{15\times 7!} + \ldots\right) \simeq \frac{m}{3}\varphi^{3/2}. \qquad [3]$$

para ángulos muy pequeños; eliminando φ entre las [2] y [3], tendremos:

$$y = \frac{x^3}{3\ \text{m.}^2} = \frac{x^3}{6\,r\,L} = \frac{x^3}{6\,R\,L_c}\,.$$

El valor de α en función de cantidades conocidas viene dado por:

$$\text{tg}\,\alpha = \frac{y}{x} = \frac{\varphi}{3} + \frac{\varphi^3}{105} + \frac{\varphi^5}{5997} + \frac{\varphi^7}{198700} + \ldots = \frac{\varphi}{3} + Q\,,$$

siendo Q una cantidad muy pequeña, despreciable para ángulos pequeños.

Del anterior desarrollo se deduce:

$$\alpha = \frac{\varphi}{3} - \frac{8\,\varphi^3}{2835} - \frac{32\,\varphi^5}{467775} - \cdots = \frac{\varphi}{3} - \frac{\pi}{180}\,N_s^0\,; \qquad [4]$$

y en la cual N_s es un número de grados despreciable para ángulos pequeños (el factor $\frac{\pi}{180}$ es para pasar a radianes); de esta ecuación se deduce:

$$\alpha = \frac{\varphi}{3} - \frac{\pi}{180}\,N_s^0 = \frac{L}{6\,r} - \frac{\pi}{180}\,N_s^0\,;$$

ya que:

$$\varphi = \frac{L}{2\,r}\,;$$

y poniendo todos los ángulos en grados, se obtiene:

$$\varphi^o = 9{,}55\,\frac{L}{r} - N_s^0\,.$$

De la expresión [4] se deduce:

$$\varphi^o = 3\,(\alpha^o + N_s^0) \simeq 3\,\alpha^o\,,$$

para ángulos pequeños, que nos permite determinar φ en función de α.

Los valores de N_s vienen dados en la tabla 3-X.

TABLA 3-X.

VALORES DE N_L Y N_S PARA LA LEMNISCATA Y ESPIRAL.

Espiral $\alpha^\circ = 9{,}55\,\frac{L}{r} - N_s^0$				Lemniscata $\alpha^\circ = 9{,}55 = \frac{L}{r} + N_L^0$			
α°	N_S	α°	N_S	α°	N_L^0	α°	N_L^0
1	0,0000	24	0,3210	1	0,0000	24	1,1230
2	0,0002	25	0,3622	2	0,0002	25	1,2692
3	0,0006	26	0,4099	3	0,0023	26	1,4278
4	0,0014	27	0,4615	4	0,0052	27	1,5989
5	0,0028	28	0,5175	5	0,0101	28	1,7833
6	0,0049	29	0,5777	6	0,0169	29	1,9811
7	0,0076	30	0,6383	7	0,0275	30	2,1942
8	0,0114	31	0,7095	8	0,0410	31	2,4207
9	0,0162	32	0,7860	9	0,0583	32	2,6633
10	0,0223	33	0,8680	10	0,0804	33	2,9213
11	0,0299	34	0,9551	11	0,1073	34	3,1956
12	0,0388	35	1,0393	12	0,1399	35	3,4869
13	0,0495	36	1,1385	13	0,1782	36	3,7955
14	0,0620	37	1,2515	14	0,2222	37	4,1222
15	0,0762	38	1,3624	15	0,2739	38	4,4614
16	0,0930	39	1,4798	16	0,3323	39	4,8310
17	0,1114	40	1,6113	17	0,3983	40	5,2160
18	0,1329	41	1,7465	18	0,4738	41	5,6191
19	0,1568	42	1,8970	19	0,5570	42	6,0452
20	0,1837	43	2,0572	20	0,6498	43	6,4903
21	0,2132	44	2,2109	21	0,7521	44	6,9594
22	0,2459	45	2,3623	22	0,8649	45	7,4513
23	0,2818			23	0,9882		

3.27. Lemniscata. — La lemniscata, u óvalo de CASSINI, es el lugar de los puntos en los cuales el producto de sus distancias a dos puntos fijos, llamados focos, es constante; en coordenadas polares su ecuación es:

$$\rho = 3\,r \operatorname{sen} 2\,\alpha = c\,\sqrt{\operatorname{sen} 2\,\alpha}\,;$$

en la cual c es una constante que vale $\sqrt{3\,\rho\,r}$, pues en la lemniscata se verifica:

$$r\,\rho = \text{constante.}$$

Para obtener L tenemos:

$$\frac{dL}{d\varphi} = r = \frac{c}{3}\,\frac{1}{\sqrt{\operatorname{sen} 2\,\alpha}}\,.$$

desarrollando en serie, e integrando, resulta:

$$L = \frac{c}{\sqrt{2}} \left(2 \sqrt{\operatorname{tg} \alpha} - \frac{1}{5} \sqrt{\operatorname{tg}^5 \alpha} + \frac{1}{12} \sqrt{\operatorname{tg}^9 \alpha} - \frac{5}{104} \sqrt{\operatorname{tg}^{13} \alpha + \dots} \right),$$

fórmula complicada que ROYAL DAWSON sustituye por una aproximada:

$$L = \frac{\sqrt{2\,c\,\alpha}}{\sqrt{\operatorname{sen} \alpha}} \cos k\,\alpha = 6\,r\,\alpha \sqrt{\cos \alpha} \cos k\,\alpha\,;$$

en la cual k es un coeficiente cuyos valores da en la tabla 3-XI, que a continuación reproducimos:

TABLA 3-XI.

VALORES DE k PARA LA FÓRMULA $L = \dfrac{\sqrt{2\,c\,\alpha}}{\sqrt{\operatorname{sen} \alpha}} \cos k\,\alpha\,;$

$\alpha°$	K	Diferencias por grado	$\alpha°$	K	Diferencias por grado
1°	0,1920		24°	0,17775	
2°	0,1914	0,0006	25°	0,1770	0,00075
3°	0,1908	»	26°	0,1761	0,0009
4°	0,1902	»	27°	0,1752	»
5°	0,1896	»	28°	0,1743	»
6°	0,1890	»	29°	0,1734	»
7°	0,1884	»	30°	0,1725	»
8°	0,1878	»	31°	0,1716	»
9°	0,1872	»	32°	0,1707	»
10°	0,1866	»	33°	0,1698	»
11°	0,1860	»	34°	0,1689	»
12°	0,1854	»	35°	0,1680	»
13°	0,1848	»	36°	0,167075	0,000925
14°	0,1842	»	37°	0,16615	»
15°	0,1836	»	38°	0,165225	»
16°	0,1830	»	39°	0,1643	»
17°	0,1824	»	40°	0,163375	»
18°	0,1818	»	41°	0,16245	»
19°	0,1812	»	42°	0,161525	»
20°	0,1806	»	43°	0,1606	»
21°	0,1800	0,00075	44°	0,159675	»
22°	0,17925	»	45°	0,15875	
23°	0,1785				

La fórmula puede escribirse en la forma:

$$L = 6\,r\left(\alpha - N_L^0 \frac{\pi}{180}\right),$$

en la cual N_L, cuyo valor viene dado en la tabla II, es una cantidad despreciable para ángulos pequeños; o sea que en ese caso:

$$L = 6\,r\,\alpha\,.$$

Propiedad fundamental de la lemniscata en la relación:

$$\alpha = \frac{\varphi}{3}\,(*)\,.$$

Las coordenadas cartesianas, x e y, pueden determinarse fácilmente:

$$x = \rho\cos\alpha\,;$$
$$y = \rho\,\mathrm{sen}\,\alpha\,;$$

siendo:

$$\rho = c\,\sqrt{\mathrm{sen}\,2\alpha} = \sqrt{3\,\rho_c\,R}\;\sqrt{2\,\mathrm{sen}\,\alpha\cos\alpha}.$$

Como para ángulos pequeños se puede tomar:

$$\mathrm{sen}\,\alpha \simeq \alpha\,, \quad \cos\alpha \simeq 1\,, \quad \rho \simeq L;$$

las expresiones anteriores se convierten en:

$$x = \rho\,; \quad y = \rho\,\alpha\,; \quad \rho = \sqrt{6\,L_c\,R\,\alpha}\,;$$

de donde:

$$y = \rho\,\alpha = \rho\,\frac{\rho^2}{6\,L_c\,R} = \frac{x^3}{6\,R\,L_c}\,;$$

como en el caso de la espiral para ángulos pequeños.

3.28. Parábola cúbica. — Su fórmula es $y = m'\,x^3$, siendo m' una constante; haciendo $m' = \dfrac{1}{3\,m^2}$, la ecuación se transforma en $y = \dfrac{x^3}{3\,m^2}$, similar a la de

---

(*) Si μ es el ángulo de la tangente con el radio vector, se verifica que:

$$\varphi = \alpha + \mu;$$

y como:

$$\mathrm{tg}\,\mu = \frac{\rho}{\rho'} = \mathrm{tg}\,2\,\alpha,$$

resulta:

$$\varphi = 3\,\alpha.$$

la espiral para ángulos pequeños y, por tanto, cuando se verifique esta última condición, se podrá escribir su ecuación en la forma:

$$y = \frac{x^3}{6\,r\,L} = \frac{x^3}{6\,R\,L_c}.$$

En la parábola cúbica, r decrece según α crece hasta 9°, y aumenta para ángulos mayores.

El radio de curvatura r vale:

$$r = \frac{x}{\operatorname{sen} 2\varphi \cos \varphi}.$$

Los valores de α y φ vienen dados en función de x por las fórmulas:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{y}{x} = m' x^2;$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{d\,y}{d\,x} = 3\,m' x^2;$$

donde se deduce:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{3}.$$

Para ángulos pequeños tendrá las mismas propiedades que la espiral y la lemniscata.

3.29. Determinación de la curva de transición. — Determinado el valor de la longitud de la transición en función de V, R y J, se halla el máximo ángulo polar por las fórmulas:

$$\alpha^{o}_{c} = \frac{L_c}{R} \times 9{,}55 + N_{\mathrm{L}} \text{ para lemniscata;}$$

$$\alpha^{o}_{c} = \frac{L_c}{R} \times 9{,}55 - N_s \text{ para la espiral.}$$

Con el valor así obtenido se determina φ_c con la fórmula correspondiente a la curva de que se trate, y pueden ocurrir tres casos:

$$\varphi_c < \frac{\Omega}{2}; \qquad \varphi_c = \frac{\Omega}{2}. \qquad \varphi_c > \frac{\Omega}{2}.$$

En el primer caso existirán don transiciones unidas por una curva circular (fig. 3-27 *a*).

En el segundo caso no existirá curva circular (fig. 3-27 *b*) y la unión de las alineaciones rectas se harán por dos arcos de curva de transición simétricos, tangentes en el punto en que cortan a la bisectriz. Si $\varphi_c > \frac{\Omega}{2}$ (figura 3-27 *c*) no será posible la solución; las curvas de transición se cortarían en la bisectriz, y para suprimir el punto anguloso será preciso disminuir L_c au-

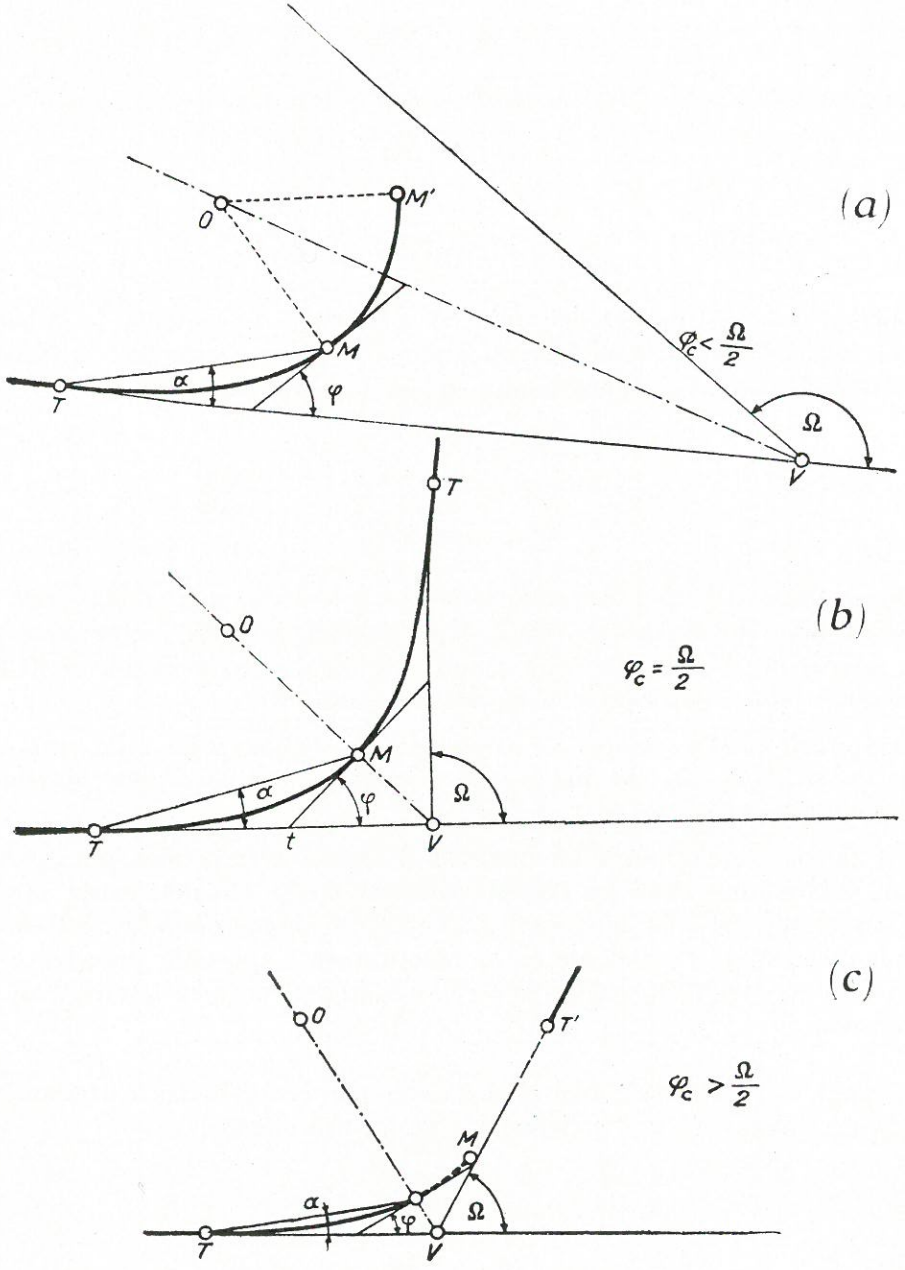


Figura 3-27.

mentando R, ya que no es conveniente disminuir L_c y será, en general, complicado aumentar el ángulo Ω de las alineaciones.

En el caso de la lemniscata se determina el valor de ρ que corresponde al máximo ángulo polar por la fórmula $\rho_c = 3\ R \operatorname{sen} 2\ \alpha_c$ para hallar la constante de la lemniscata por la fórmula $c = \sqrt{3\,\rho_c\,R}$; conocido el valor de c, queda determinada la ecuación de la lemniscata:

$$\rho = c\sqrt{\operatorname{sen} 2\,\alpha}.$$

La constante de la espiral viene dada por la fórmula:

$$m = \sqrt{2\,R\,L_c}.$$

REPLANTEO

3.30. Lemniscata. — Una vez determinado el punto F de contacto de la lemniscata con la alineación recta, el máximo ángulo polar y la constante c, se obtienen las coordenadas de los distintos puntos aplicando las fórmulas:

$$y = \rho \operatorname{sen} \alpha,$$

$$x = \rho \cos \alpha,$$

$$\rho = c\sqrt{\operatorname{sen} 2\,\alpha}.$$

Royal Dawson y don Bienvenido Oliver calcularon unas tablas para una lemniscata tipo; Royal Dawson toma como unidad el radio vector correspondienta a $\alpha = 16'$, lo que equivale a una lemniscata en la cual $c = 10{,}3648$; las del señor Oliver corresponden al caso $c = 100$.

Para pasar de los valores de cualquiera de dichas tablas a las correspondientes de la lemniscata de que se trate, bastará multiplicar por la relación de las constantes.

Las tablas citadas permiten también el replanteo en polares, pues para los distintos valores de α dan los correspondientes de ρ. Cuando exista un obstáculo en el terreno que intercepte la visual, no permitiendo la continuación del replanteo, este procedimiento no es prácticamente aplicable, pues no es sencillo el cambio de estación, y sería preciso continuar la línea interceptada por triangulación.

3.31. Espiral. — Puede realizarse el replanteo por coordenadas cartesianas tabulando los valores de x e y deducidos de las expresiones:

$$x = m\sqrt{\varphi}\left(1 - \frac{\varphi^2}{5.2!} + \frac{\varphi^4}{9.4!} + \frac{\varphi^6}{13.6!} + \cdots\right);$$

$$y = m\sqrt{\varphi}\left(\frac{\varphi}{3} - \frac{\varphi^3}{7.3!} + \frac{\varphi^5}{11.5!} + \frac{\varphi^7}{15.7!} + \cdots\right);$$

TABLA 3-XII.

COEFICIENTE DE VARIACIÓN DE LOS ÁNGULOS PARA 20 CUERDAS

	Al punto núm.	Instrumento en estación en el punto número																					Al punto núm.	
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20		
	0	0	0.0017	0.0067	0.0150	0.0267	0.0417	0.0030	0.0817	0 1067	0 1350	0.1667	0 2017	0.2400	0.2817	0.3267	0.3750	0.4267	0.4817	0.5400	0.6017	0 6667	0	1 00
	1	0 0008	0	0.0042	0.0117	0.0225	0.0367	0 0542	0.0750	0.0992	0 1267	0.1575	0 1917	0.2292	0.2700	0.3142	0.3617	0.4125	0.4667	0.5242	0 5850	0.6492	1	0.90
	2	0 0033	0 0033	0	0.0067	0 0167	0.0300	0 0467	0 0667	0.0900	0 1167	0.1467	0 1800	0.2167	0.2567	0.30000	0 3467	0 3967	0.4500	0.5067	0 5667	0.6300	2	0.81
	3	0.0075	0 0083	0.0058	0	0.0092	0.0217	0.0375	0.0567	0.0792	0.1050	0.1342	0.1667	0.2025	0.2417	0.2842	0.3300	0.3792	0.4317	0.4875	0.5467	0.6092	3	0.72
Constante para calcular la corrección sustractiva de α	4	0.0133	0.0150	0.0133	0.0083	0	0.0117	0.0267	0.0450	0.0667	0.0917	0.1200	0.1517	0.1867	0.2250	0.2667	0.3117	0.3600	0.4117	0.4667	0.5250	0.5867	4	0.64
	5	0.0208	0.0233	0.0225	0.0183	0.0108	0	0.0142	0.0317	0.0525	0.0767	0.1042	0 1350	0.1692	0.2067	0.2475	0.2917	0.3392	0.3900	0.4442	0.5017	0.5625	5	0.56
	6	0.0300	0.0333	0.0333	0.0300	0.0233	0.0133	0	0 0167	0.0367	0 0600	0.0867	0.1167	0.1500	0.1867	0.2267	0.2700	0.3167	0.3667	0 4200	0.4767	0.5367	6	0.49
	7	0.0408	0.0450	0 0458	0.0433	0 0375	0.0283	0 0158	0	0 0192	0.0417	0.0675	0.0967	0.1292	0.1650	0.2042	0 2467	0.2925	0.3417	0.3942	0.4500	0.5092	7	0.42
	8	0.0533	0.0583	0.0600	0.0583	0.0533	0.0450	0.0333	0.0183	0	0.0217	0.0467	0.0750	0.1067	0.1417	0.1800	0.2217	0 2667	0.3150	0.3667	0.4217	0.4800	8	
	9	0.0675	0.0733	0.0758	0.0750	0.0708	0.0633	0.0525	0.0383	0.0208	0	0.0242	0.0517	0.0825	0.1167	0.1542	0.1950	0.2392	0.2867	0.3375	0.3917	0.4492	9	
	10	0.0833	0.0900	0.0933	0.0933	0.0900	0.0833	0.0733	0.0600	0.0433	0 0233	0	0.0267	0.0567	0.0900	0.1267	0.1667	0.2100	0.2567	0.3067	0.3600	0.4167	10	
	11	0.1008	0.1083	0.1125	0.1133	0.1108	0.1050	0.0958	0.0833	0.0675	0.0483	0.0258	0	0.0292	0.0617	0.0975	0.1367	0.1792	0.2250	0.2742	0.3267	0.3825	11	
	12	0.1200	0.1283	0.1333	0.1350	0.1333	0.1283	0.1200	0.1083	0.0933	0.0750	0.0533	0.0283	0	0.0317	0.0667	0.1050	0.1467	0.1917	0.2400	0.2917	0.3467	12	Constante para calcular la corrección aditiva de α
0.42	13	0 1408	0.1500	0.1558	0.1583	0.1575	0.1533	0.1458	0.1350	0 1208	0.1033	0.0825	0.0583	0.0308	0	0.0342	0.0717	0.1125	0.1567	0.2042	0.2550	0.3092	13	
0.49	14	0 1633	0 1732	0.1800	0.1833	0.1833	0.1800	0 1733	0.1633	0.1500	0.1333	0.1133	0 0900	0.0633	0.0333	0	0.0367	0.0767	0.1200	0.1667	0.2167	0.2700	14	
0.56	15	0.1875	0.1983	0.2058	0.2100	0.2108	0 2083	0.2025	0.1933	0.1808	0.1650	0.1458	0.1233	0.0975	0.0683	0.0358	0	0.0392	0.0817	0.1275	0.1767	0.2292	15	
0.64	16	0.2133	0.2250	0.2333	0.2383	0.2400	0.2383	0.2333	0.2250	0.2133	0 1983	0.1800	0.1583	0.1333	0.1050	0.0733	0.0383	0	0.0417	0.0867	0.1350	0.1867	16	
0.72	17	0 2408	0.2533	0.2625	0.2683	0 2708	0 2700	0.2658	0.2583	0.2475	0 2333	0.2158	0 1950	0.1708	0.1433	0.1125	0.0783	0.0408	0	0.0442	0.0917	0.1425	17	
0.81	18	0 2700	0.2833	0.2933	0.3000	0.3033	0.3033	0.3000	0 2933	0 2833	0 2700	0.2533	0.2333	0.2100	0.1833	0.1533	0.1200	0.0833	0.0433	0	0.0467	0.0967	18	
0.90	19	0.3008	0.3150	0.3258	0.3333	0.3375	0.3383	0.3358	0.3300	0 3208	0.3083	0.2925	0.2733	0.2508	0.2250	0.1958	0.1633	0.1275	0.0883	0.0458	0	0.0492	19	
1 00	20	0 3333	0 3483	0 3600	0 3683	0.3733	0 3750	0.3733	0 3683	0 3600	0 3483	0.3333	0 3150	0.2933	0.2683	0.2400	0.2083	0.1733	0.1350	0.0933	0.0483	0	20	

dependiendo el número de términos que hay que tomar del valor correspondiente de φ_c.

Para valores pequeños de φ_c:

$$x = m \sqrt{\varphi};$$

$$y = \frac{m}{3} \varphi^{\frac{3}{2}};$$

ya veremos las simplificaciones que se pueden introducir en este caso, comunes a espiral, lemniscata y parábola cúbica.

El replanteo por coordenadas polares es muy rápido y sencillo cuando existe la visibilidad necesaria.

En efecto: según vimos al estudiar la espiral, se verifica:

$$L = \sqrt{2 R L_c} \sqrt{\varphi},$$

y por tanto:

$$\varphi = \frac{L^2}{2 R L_c};$$

se pueden hallar los valores de φ correspondientes a los diferentes de L y con ellos determinar los de α por la fórmula $\alpha = \frac{\varphi}{3} - N_s$ para efectuar el replanteo suponiendo $\rho = L$, lo cual representa un error aceptable siempre que los valores de α no sean grandes. Generalmente, lo accidentado del terreno interrumpe las visuales y es preciso efectuar cambios de estación. La Public Roads Administration da unas tablas, que se reproducen, tabla III, y sirven para efectuar el replanteo partiendo de los puntos extremos de la transición o de uno intermedio cualquiera; en ellas se divide la longitud de transición en 20 partes iguales. La columna *O* da los factores porque se debe multiplicar φ_c para obtener los distintos valores de α, haciendo estación en el punto de contacto con la alineación de entrada; las restantes columnas dan los factores porque es preciso multiplicar φ para obtener los valores de α, pero haciendo estación en el punto intermedio que corresponde a la numeración de la columna y tomando como eje polar la tangente en dicho punto; hay que tener en cuenta que no es preciso determinar la tangente, pues para orientar el teodolito en la nueva estación basta apoyarse en un punto ya replanteado.

Si el factor obtenido cae dentro de una casilla con línea reforzada, se multiplica φ por la constante de corrección que figura en la primera o última columna, según el caso, y si el producto es mayor que 20° (para lo cual φ ha de valer por lo menos 20°), el valor obtenido para α, multiplicando φ por el factor de la fila y columna correspondiente, habrá que aumentarlo o disminuirlo de acuerdo con la tabla de corrección siguiente:

TABLA 3-XIII. — *Correcciones para:*

Producto de φ en grados, por la constante de corrección	20	25	30	35	40	45	50	55
Corrección para α en minutos	0,4	0,8	1,4	2,2	3,4	4,8	6,6	8,8

Determinados los ángulos, se puede replantear la curva teniendo en cuenta que si, por ejemplo, está dividida en 10 partes iguales, las cuerdas entre dos puntos consecutivos se pueden tomar iguales a sus arcos para longitudes de transición de hasta unos 120 m. Solamente cuando se trata de longitudes mayores y de curvas relativamente cerradas, puede ser el error apreciable. El valor de la cuerda se puede obtener con mayor aproximación determinando la de un arco de círculo de longitud igual a la de la clotoide entre dos puntos consecutivos y de radio igual al de curvatura de la clotoide en el punto medio del tramo considerado. Téngase para ello en cuenta que en la clotoide el radio de curvatura es inversamente proporcional a la longitud de la curva.

Por ejemplo, si $\varphi_c = 30^\circ$, el valor de α correspondiente al punto 18, haciendo estación en el punto de entrada en curva, será:

$$30^\circ \times 0{,}27 = 8{,}1^\circ,$$

con la corrección sustractiva de 0,7′, ya que

$$30^\circ \times 0{,}81 = 24{,}3^\circ;$$

resultando:

$$\alpha = 8^\circ\, 5'\, 18''.$$

Ejemplo de replanteo de la espiral:

$$\left.\begin{array}{l} V = 80 \text{ Km./h.} \\ \Omega = 90^\circ. \\ R = 250 \text{ m.} \end{array}\right\} \quad L_c = 0{,}0351 \frac{V^3}{R} = 72 \text{ m.}$$

$$\varphi_c = \frac{L_c}{2R} = \frac{72}{2 \times 250} = 0{,}144 \text{ rad.} = 8{,}25^\circ = 8^\circ\, 15'.$$

Se replantean 10 puntos, lo que equivale a una separación de estacas de 7,20 m., aproximadamente, y suponemos que el terreno obliga a cambiar de estación en el punto 6; aplicando las tablas tendremos:

	Puntos		Metros
Desde 0	0	$0{,}0000 \cdot 8{,}25 = 0^\circ\, 0'$	0,0
	1	$0{,}0033 \cdot 8{,}25 = 0^\circ\, 2'$	7,2
	2	$0{,}0133 \cdot 8{,}25 = 0^\circ\, 7'$	14,4
	3	$0{,}0300 \cdot 8{,}25 = 0^\circ\, 15'$	21,6
	4	$0{,}0533 \cdot 8{,}25 = 0^\circ\, 26'$	28,8
	5	$0{,}0833 \cdot 8{,}25 = 0^\circ\, 41'$	36,0
	6	$0{,}1200 \cdot 8{,}25 = 0^\circ\, 59'$	43,2

	Puntos		Metros
Desde 6	0	$0{,}2400 \cdot 8{,}25 = 1^\circ\, 58'$	43,2
	6	$0{,}0000 \cdot 8{,}25 = 0^\circ\, 0'$	0,0
	7	$0{,}0633 \cdot 8{,}25 = 0^\circ\, 31'$	7,2
	8	$0{,}1333 \cdot 8{,}25 = 1^\circ\, 6'$	14,4
	9	$0{,}2100 \cdot 8{,}25 = 1^\circ\, 44'$	21,6
	10	$0{,}2933 \cdot 8{,}25 = 2^\circ\, 25'$	28,8

$$R = y_c - R\,(1 - \cos x_c).$$

Para ser α_c muy pequeño, podemos tomar $y_c = \rho \text{ sen } \alpha_c \simeq L_c \text{ sen } \alpha$ (en caso de que α_c fuese mayor que 4°, habría que emplear la expresión [3], despreciando los términos convenientes).

Por tanto:

$$\Delta R = 3{,}45 - 2{,}59 = 0{,}86.$$

$$V A = (R + \Delta R) \operatorname{tg} \frac{\Omega}{2} = 250{,}86 \text{ m.}$$

$$V F = V A - R \text{ sen } \varphi_c + x_c = 286{,}99 \text{ m.}$$

tomando $x_c = L_c$.

3.32. Replanteo de la curva de transición para ángulos pequeños. — Cuando el máximo ángulo polar α_c es pequeño, se pueden tomar, según hemos visto, como ecuación común a los tres tipos de curva de transición:

$$y = \frac{x^3}{6 R L_c}.$$

Royal Dawson considera ángulos pequeños los de α_c menores de 4° o 5°, o sea 12° ó 15° de φ_c. En realidad, los errores que se introducen al tomar esta fórmula simplificada dependen de la longitud de transición y, por lo tanto, de la velocidad.

Las curvas de la figura 3-28 dan los errores aproximados en el punto de contacto con la curva circular (o sea para $\varphi = \varphi_c$), medidos normalmente a la clotoide o lemniscata; se han obtenido proyectando sobre dicha normal los errores en la ordenada, correspondiente a $\varphi = \varphi_c$.

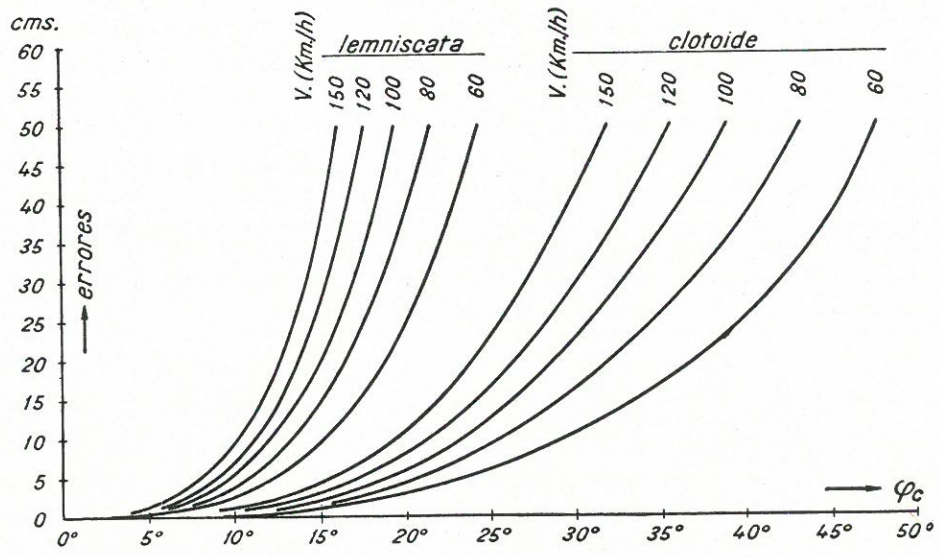


Figura 3-28.

Del gráfico se deducirá, en cada caso, según las tolerancias que se admitan, el máximo valor de φ_c que se puede tomar. Como regla general se ve que, aceptando un error de 10 cm., en la práctica muy reducido, se puede llegar en la clotoide a valores de $\varphi_c = 21°$, o sea, aproximadamente, $\alpha_c = 7°$. Para valores de la velocidad menores de 100 kilómetros por hora se pueden utilizar ángulos aún mayores.

Dentro de estos límites podemos considerar:

$$x_c \simeq L_c;$$

de donde resulta:

$$y_c = \frac{\varphi_c^3}{6\,R\,L_c} = \frac{x_c^2}{6\,R}.$$

Además se verificará (fig. 3-29):

$$A\,B = R \operatorname{sen} \varphi_c \simeq R\,\varphi_c \simeq \frac{L}{2};$$

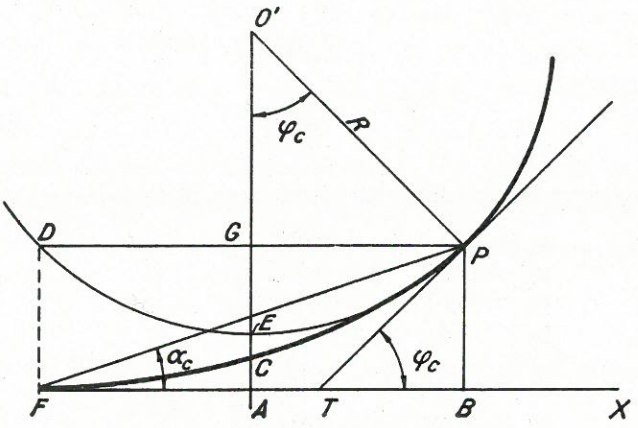


Figura 3-29.

y como:

$$\varphi_c = \frac{L^2}{2\,R\,L_c} \text{ resulta } L_c = 2\,R\,\varphi_c;$$

y por tanto:

$$A\,B = \frac{L_c}{2} = \frac{x_c}{2}.$$

Para hallar ΔR determinaremos $G\,E$ en el triángulo $O'\,G\,P$:

$$(R - G\,E)^2 = R^2 - \frac{x_c^2}{4};$$

de donde, despreciando $\overline{GE^2}$, resulta:

$$GE = \frac{x_c^2}{8R} = \frac{3}{4} y_c;$$

y por lo tanto:

$$\Delta R = y_c - GE = \frac{y_c}{4}.$$

Como también se verifica tg $\varphi_c = 3$ tg α_c, resulta:

$$TB = \frac{1}{3} FB = \frac{1}{3} x_c.$$

Para proceder al replanteo, si se divide L_c en n partes iguales, la ordenada del punto de abscisa

$$x = \frac{i}{n} L_c,$$

será:

$$y = \frac{\left(\frac{i}{n}\right)^3 L_c^2}{6R}.$$

Para el caso $n = 10$ resultan las siguientes ordenadas:

$$\begin{aligned}
y_1 &= (0{,}1)^3 \cdot y_c = 0{,}001 \cdot y_c \\
y_2 &= (0{,}2)^3 \cdot y_c = 0{,}008 \cdot y_c \\
y_3 &= (0{,}3)^3 \cdot y_c = 0{,}027 \cdot y_c \\
y_4 &= (0{,}4)^3 \cdot y_c = 0{,}064 \cdot y_c \\
y_5 &= (0{,}5)^3 \cdot y_c = 0{,}125 \cdot y_c = \frac{1}{2} \Delta R \\
y_6 &= (0{,}6)^3 \cdot y_c = 0{,}216 \cdot y_c \\
y_7 &= (0{,}7)^3 \cdot y_c = 0{,}343 \cdot y_c \\
y_8 &= (0{,}8)^3 \cdot y_c = 0{,}512 \cdot y_c \\
y_9 &= (0{,}9)^3 \cdot y_c = 0{,}729 \cdot y_c \\
y_{10} &= (1{,}0)^3 \cdot y_c = 1{,}000 \cdot y_c.
\end{aligned}$$

Ejemplo: Aplicación de las fórmulas para ángulos pequeños. Para los mismos datos del último ejemplo tenemos:

Máximo ángulo polar ..... $\alpha_c = \frac{L_c}{R} 9{,}55 = 3^\circ\, 2'.$

Angulo de la tangente en P ..... $\varphi_c = 3\,\alpha_c = 9^\circ\, 6'.$

Ordenada en P ..... $y_c = FB \operatorname{tg} \alpha_c = L_c \operatorname{tg} \alpha_c = 3{,}81$ m.

Retranqueo ..... $\Delta R = \frac{y_c}{4} = 0{,}95$ m.

$$V A = (R + \Delta R) \operatorname{tg} \frac{\Omega}{2} = 250{,}95 \text{ m.}$$

$$V F = (R + \Delta R) \operatorname{tg} \frac{\Omega}{2} - R \operatorname{sen} \varphi_c + x_c = 283{,}41 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned}
y_1 &= 0{,}001 \,.\, 3{,}81 = 0{,}00 \text{ m.} \\
y_2 &= 0{,}008 \,.\, 3{,}81 = 0{,}03 \text{ »} \\
y_3 &= 0{,}027 \,.\, 3{,}81 = 0{,}10 \text{ »} \\
y_4 &= 0{,}064 \,.\, 3{,}81 = 0{,}24 \text{ »} \\
y_5 &= 0{,}125 \,.\, 3{,}81 = 0{,}48 \text{ »} \\
y_6 &= 0{,}216 \,.\, 3{,}81 = 0{,}82 \text{ »} \\
y_7 &= 0{,}343 \,.\, 3{,}81 = 1{,}31 \text{ »} \\
y_8 &= 0{,}512 \,.\, 3{,}81 = 1{,}95 \text{ »} \\
y_9 &= 0{,}729 \,.\, 3{,}81 = 2{,}78 \text{ »} \\
y_{10} &= 1{,}000 \,.\, 3{,}81 = 3{,}81 \text{ »}
\end{aligned}$$

3.33. Comparación de las distintas curvas de transición. — La parábola cúbica tiene el mínimo de su radio de curvatura para un ángulo polar de 9°, aproximadamente; por ello, sólo conviene para curvas de grandes radios; se usa para ferrocarriles desde hace muchos años; en carreteras no se emplea por tratarse, normalmente, de ángulos polares mayores que la cifra indicada.

La elección, para carreteras, queda limitada entre la clotoide y la lemniscata de Bernoulli.

Don Bienvenido Oliver, en su publicación "La curva de transición de carreteras y la lemniscata de Bernoulli", al tratar la elección, dice:

"*a*) En la espiral es muy sencilla la expresión de la longitud del arco:

$$L = 2 r \varphi ;$$

pero, en cambio, no lo es tanto, ni mucho menos, la relación entre α y φ;

$$\alpha = \frac{\varphi}{3} - \frac{8 \varphi^3}{2835} - \frac{32 \varphi^5}{467775} - \dots ;$$

que puede reducirse a:

$$\alpha = \frac{\varphi}{3}$$

cuando α es muy pequeño; en caso contrario, es preciso aplicar un término de corrección, cuya evaluación no es sencilla (el N_s, de acuerdo con Royal Dawson).

En la lemniscata, para cualquier valor de φ:

$$\alpha = \frac{\varphi}{3} ;$$

con toda exactitud.

b) Para una misma longitud de arco en ambas curvas, el radio de curvatura disminuye más gradualmente en la lemniscata que en la clotoide, circunstancia que favorece la seguridad de la circulación y facilita el paso de la transición a la curva circular, y viceversa.

c) La lemniscata es una curva cerrada y finita que tiene un eje de simetría; el valor mínimo del radio de curvatura corresponde al punto cuyas coordenadas polares son 45° y la magnitud del eje de simetría, en función de la cual se pueden calcular todos los elementos geométricos de la curva y consignarlos en tablas convenientemente dispuestas, tanto para coordenadas polares como para cartesianas.

De todo lo expuesto resulta indiscutible que la radioide más conveniente para la curva de transición de carreteras es la lemniscata de Bernoulli".

Las razones que alega el señor OLIVER en favor de la lemniscata son, por tanto, atendibles desde el punto de vista práctico del replanteo; lo mismo opina el ingeniero GALATOIRE MALÉGARIE, de la Administración de Ponts et Chaussées del Marruecos Francés, uno de los iniciadores de curvas de transición en carreteras. Según el profesor ARRIANO, "Le curve di racordo stradale" (Ricerche e Studi del Instituto Sperimentale Stradale, 1939), la clotoide es la curva más racional desde el punto de vista de transición y del movimiento transversal; los americanos y alemanes opinan también lo mismo, y han adoptado esta curva en la mayoría de las modernas autopistas; hoy puede decirse es la curva más empleada.

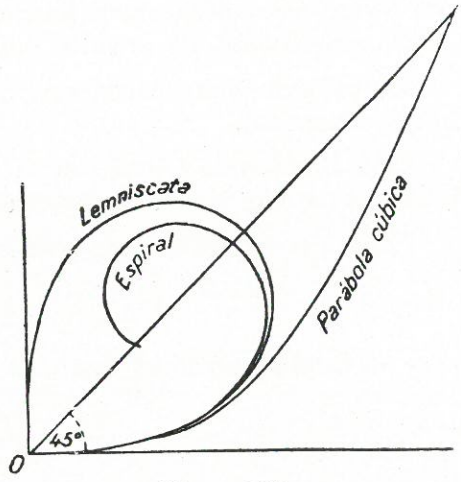


Figura 3-30.

En realidad, las dos curvas, espiral y lemniscata, como puede apreciarse en la figura 3-30, se diferencian muy poco cuando los ángulos polares son pequeños; desde el punto de vista del vehículo es teóricamente más recomendable la clotoide, aunque la diferencia sea muy pequeña.

3.35. Radio por bajo del cual es precisa la curva de transición. — Cuando no existe curva de transición hemos visto (epígrafe 3) que el vehículo recorre una línea siguiendo una curva de transición, AF (fig. 3-31), y luego una circular, FG, de radio ligeramente inferior, y otra de transición, GE, hasta el punto de tangencia con su línea de circulación a la salida de la curva; esto tiene como consecuencia una desviación, ΔR, de la línea normal de circulación del vehículo.

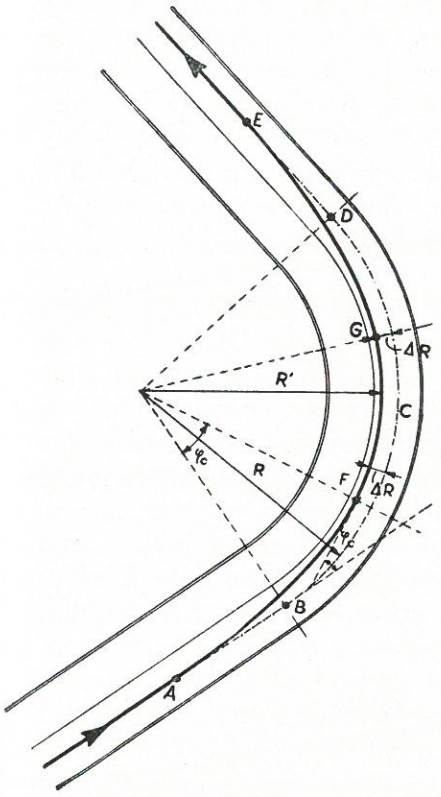


Figura 3-31.

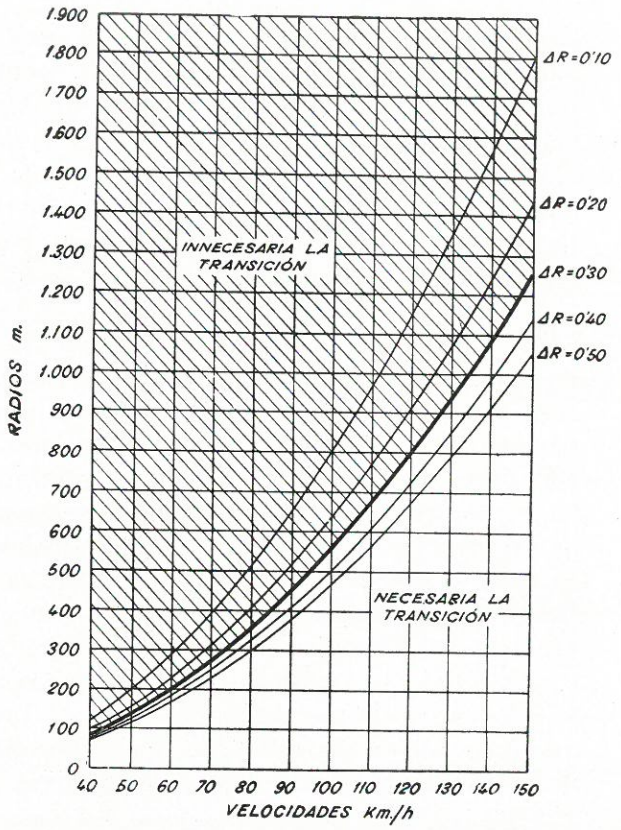


Figura 3-32.

Esta desviación vale:

$$R - R' = \Delta R = R'\left(\frac{\varphi_c^2}{3{,}2\,!} - \frac{\varphi_c^4}{7{,}4\,!} + \ldots + (-1)^{n+1}\frac{\varphi_c^{2n}}{(4n-1)(2n)\,!} + \ldots\right)$$

Sin error sensible, se pueden despreciar todos los términos a partir del segundo y queda:

$$\Delta R = \frac{R'\,\varphi_c^2}{6}\,.$$

como para la clotoide se verifica $\varphi_c = \dfrac{L_c}{2R'}$ en la cual L_c es la longitud de la transición, que vale:

$$L_c = 0{,}0351\,\frac{V^3}{R}\,;$$

resulta, sustituyendo en (1):

$$\Delta R = 0{,}00005133\,\frac{V^6}{R^{13}}\,.$$

Para diferentes valores de ΔR es posible dibujar las curvas que ligan los valores de R' y V; una desviación ΔR aceptable es de 0,30 m. para una carretera moderna con anchos por vía de circulación de 3,50 m., puesto que el ancho máximo normal de un vehículo no excede de 2,50 m. No obstante, en la figura 3-32 se han dibujado las curvas para valores de ΔR de 0,10, 0,20, 0,30, 0,40 y 0,50. Escogida para la carretera de que se trate la desviación máxima admisible (normalmente 0,30), es posible determinar, para la velocidad de cálculo, el radio mínimo a partir del cual no es precisa la curva de transición.

3.36. Transición de peralte. — Fijado el peralte preciso (epígrafe 3-11), habrá que alcanzarlo gradualmente. Para ello se impone en Estados Unidos la condición, en carreteras de dos vías, de que la pendiente de los bordes de la zona pavimentada con relación al eje en su nueva posición no sea superior al 0,5 por 100; esta condición determina la longitud mínima de transición de peralte, que es la comprendida entre el punto correspondiente al peralte máximo y el punto de intersección de los perfiles longitudinales del borde exterior y del eje del camino, ya que el resto no es en realidad longitud de transición de peralte, sino transición de bombeo. Cuando en la curva exista transición, se deberá adoptar como valor común de transición de peralte y curvatura el mayor de los dos, y situar toda la transición fuera de la curva circular. Cuando no se va a intercalar curva de transición, no existe un criterio generalizado, pero quizá lo más conveniente sea establecer un 30 por 100 aproximadamente de la longitud de transición de peralte dentro de la curva, y el resto, fuera.

En la figura 3-33 se pueden ver los esquemas de las soluciones expuestas; los cambios de rasante del perfil longitudinal deben redondearse. La transición de peralte se puede conseguir dejando fijo el eje del camino o bien el borde interior, según se indica en la figura. El primer procedimiento es, desde el punto de vista del movimiento del vehículo, el más adecuado; sin embargo, tiene el inconveniente de obligar a bajar el borde interior, lo que en algunos casos puede ocasionar dificultades de desagüe en la cuneta correspondiente; este inconveniente no existe dejando fijo el borde interior de la zona pavimentada. Un tercer procedimiento puede consistir en dejar fijo el borde exterior; ello aumenta más las posibles dificultades de drenaje, pero hay quien afirma que, en cambio, es el sistema estéticamente más conveniente.

Cuando la carretera tiene más de dos vías de circulación, las longitudes de transición de peralte que recomienda la A. A. S. H. O. son las correspondientes a las carreteras de dos vías multiplicadas por los siguientes factores:

TABLA 3-XIV.

Número de vías	Factor
Tres	1,2
Cuatro	1,5
Seis	2,0

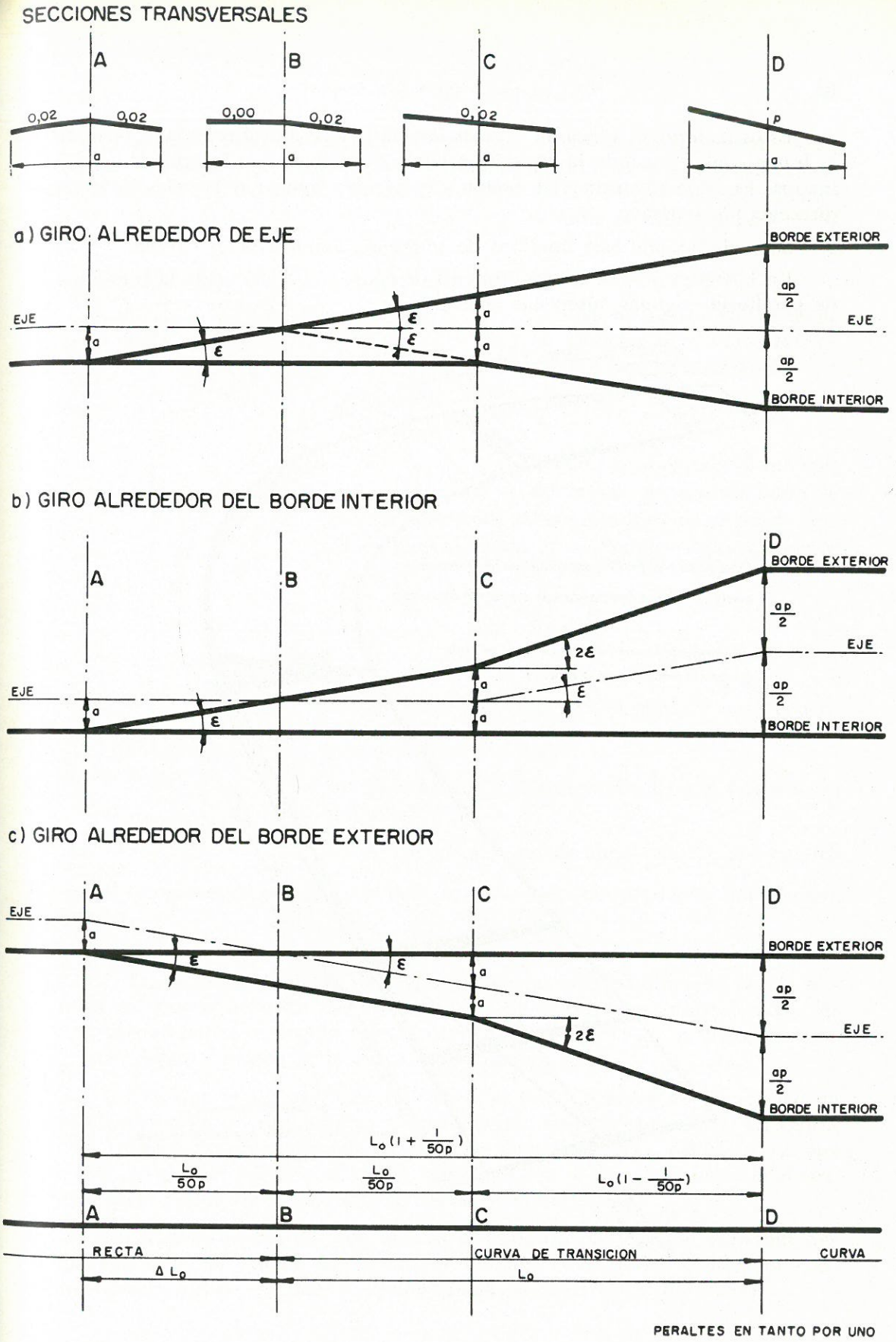

SECCIONES TRANSVERSALES
A
B
C
D
0,02
0,02
0,00
0,02
0,02
p
a
a) GIRO ALREDEDOR DE EJE
BORDE EXTERIOR
EJE
BORDE INTERIOR
ap/2
ε
b) GIRO ALREDEDOR DEL BORDE INTERIOR
2ε
c) GIRO ALREDEDOR DEL BORDE EXTERIOR
$L_o(1+\frac{1}{50p})$
$\frac{L_o}{50p}$
$L_o(1-\frac{1}{50p})$
RECTA
CURVA DE TRANSICION
CURVA
Δ L_o
L_o
PERALTES EN TANTO POR UNO

Figura 3-33.

Estos factores se aplicarán a todas las vías de las dos direcciones, incluida la franja central, cuando la separación entre direcciones sea inferior a unos 5 metros. En caso contrario, los factores se pueden aplicar a las vías de cada dirección por separado

Se suele adoptar una longitud de transición mínima de 30 a 50 m.

En la figura 3-34 se da un esquema de cómo se ha efectuado la transición de peralte en algunas autopistas alemanas.

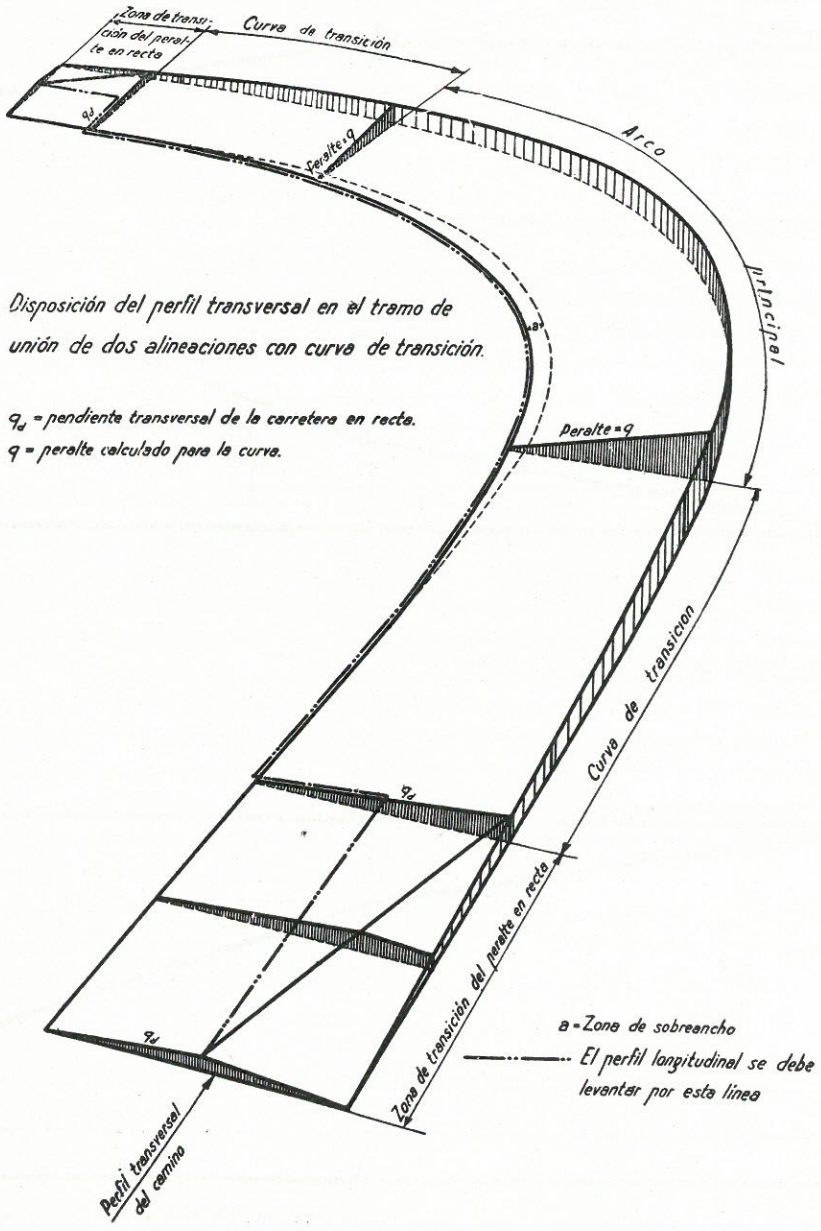


Figura 3-34.

3.36. Sobreancho de las curvas. — El vehículo, al entrar en una curva, ocupa un ancho mayor que en recta, porque las ruedas traseras no siguen exactamente la línea de la delantera, debido a la rigidez de la base del vehículo. Cuando el radio es mayor de 300 m., se suele considerar despreciable el valor del sobreancho.

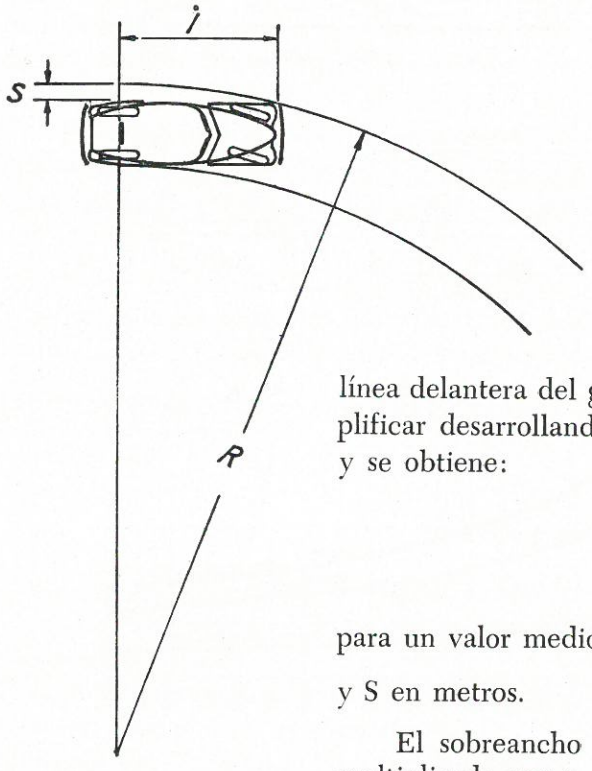


Figura 3-35.

De la figura 3-35 se deduce fácilmente el valor teórico del sobreancho necesario.

$$(R - S)^2 = R^2 - l^2 ;$$

siendo l la longitud del vehículo desde un eje trasero hasta la línea delantera del gálibo; esta fórmula se puede simplificar desarrollando el cuadrado y despreciando S^2 y se obtiene:

$$S = \frac{l^2}{2R} ;$$

para un valor medio de $l = 10$ queda $S = \frac{50}{R}$ con R y S en metros.

El sobreancho correspondiente a n vías vendrá multiplicado por n.

A este valor se puede añadir un término empírico; el recomendado por la A.A.S.H.O. es $\frac{V}{10\sqrt{R}}$; independiente del número de vías.

3.37. Transición al sobreancho. — El sobreancho máximo obtenido por la fórmula anterior se debe dar de una manera gradual. Al comenzar la curva circular será preciso haber conseguido el sobreancho total, mediante un aumento progresivo desde el origen de la curva de transición.

Cuando no existe curva de transición se suele alcanzar el sobreancho en la transición de peralte, aunque a veces se usan longitudes menores. La transición se hace replanteando una parábola de segundo grado o cúbica, o con una curva circular de mayor radio. Los empalmes con la curva circular y la alineación recta puede ser necesario suavizarlos a sentimiento.

No se debe perder de vista que hacer la transición de sobreancho muy larga tiene el inconveniente de dar origen a cuñas estrechas que pueden, en ciertos tipos de firmes, producir complicaciones constructivas al pavimentar.

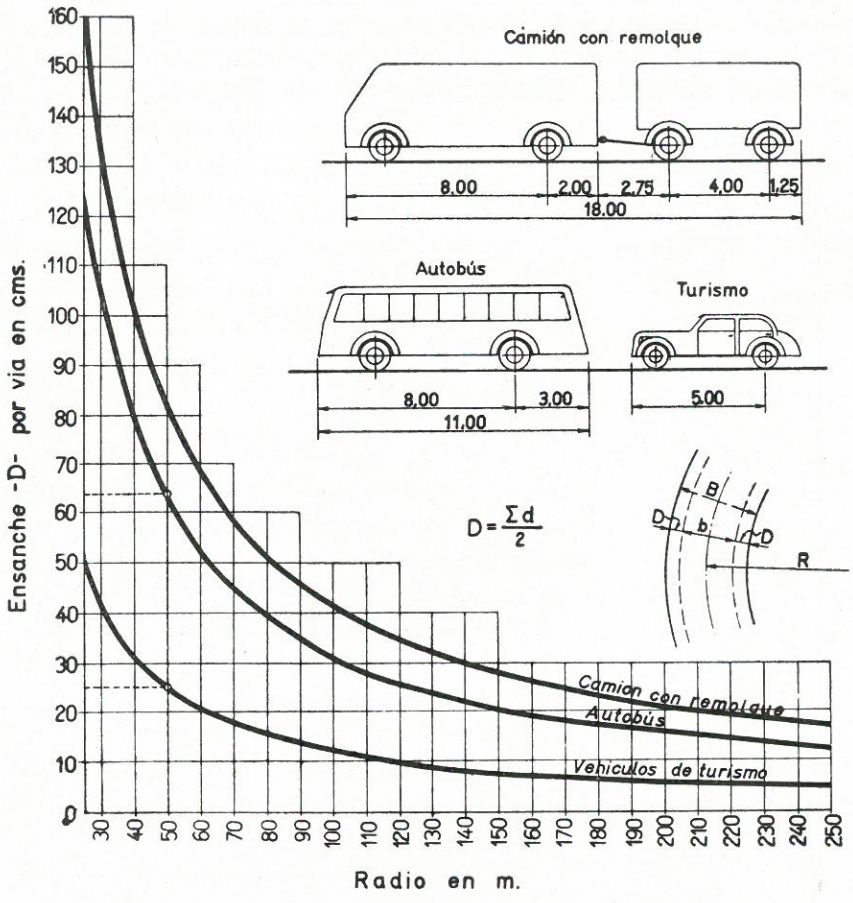


Figura 3-36.

TRANSICION DEL SOBREANCHO

TRANSICION DEL SOBREANCHO PARA $S \leq \frac{L_0^2}{24\ m^2}$

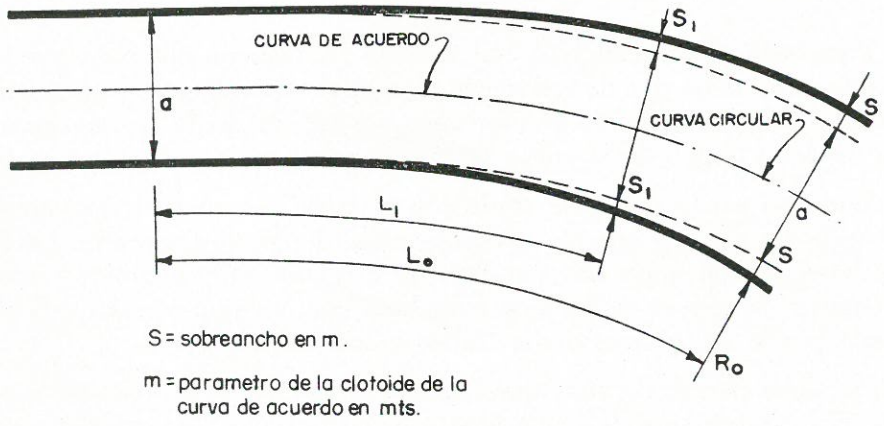


Figura 3-37.

El sobreancho es imprescindible para las carreteras de ancho de vía reducido, menor de 3,30 m.; en las vías modernas con grandes radios y ancho por vía de circulación de 3,50 m. o más no suele ser preciso. Cuando se trate de carreteras de tres circulaciones en terreno montañoso, cuyos radios pequeños imponen el sobreancho, se suele recurrir a suprimir una circulación en la zona de las curvas, conservando el ancho de las tres vías, marcándolo en el firme por una línea permanente señalada en el centro del mismo.

Para calcular los sobreanchos es conveniente, dependiendo del uso de la vía, escoger los vehículos tipo con buen sentido, para que el servicio resulte asegurado sin forzar indebidamente el coste.

En la figura 3-36 se reproduce un gráfico recomendado por la Asociación Suiza de Normalización; los vehículos tipo usados son de dimensiones algo mayores que los normales, y en la figura 3-37, la forma práctica de realizar la transición del sobreancho; en *a* origen de la curva circular debe darse el sobreancho total s, y en un punto cualquiera s_1 el sobreancho debe ser $s = \frac{L_1}{L_0}$.

BIBLIOGRAFIA

American Association of State Highway officials. — A policy on geometric design of rural highways. — Union Suisse des professionnels de la route (V.S.S.).

R. COQUAND: *Routes.*

F. G. ROYAL-DAWSON: *Elements of curve design.*

HOWARD CHAPIN IVES: *Highway curves.*

Ministére des Travaux Publics, des Transports et du Tourisme: Conditions Techniques d'aménagement des routes nationales et auto-routes. París, 1958.

Asociación Suiza de Normalización. — Unión Suisse des professionnels de la route. Prescripciones et directives.

Instrucción española de carreteras 3.11.C; "Características geométricas". — Trazado.

CAPITULO IV

EL TRAZADO EN PERFIL

4.1. Consideraciones generales. — La pendiente a adoptar para el trazado de un camino es función, dentro de los límites de una lógica economía, de las características del terreno en que se desarrolla. El volumen de tierras a mover depende de las dos variables: "tortuosidad" del camino en planta y pendientes máximas en perfil; empleando radios pequeños, aumentando el número de curvas y llegando a las pendientes máximas, ciñéndose al terreno, se puede lograr un coste mínimo del movimiento de tierras y, probablemente, del total del camino. En planta, las condiciones específicas límite vendrán determinadas por la necesidad de que los vehículos puedan pasar por las curvas sin maniobra; en perfil existirá asimismo un límite máximo, que los vehículos puedan salvar la pendiente, del cual no se podrá exceder. Pero el trazado de pendientes máximas y curvas de radios mínimos, más económico de construcción, no será, normalmente, el más conveniente de explotación; la economía en el trazado habrá impuesto valores reducidos de la velocidad de explotación del camino, y el consumo de combustible por tonelada-kilómetro será excesivo. Habrá, por tanto, un "trazado límite" y un "trazado económico" que obligará a unas condiciones que hagan mínima la suma de la anualidad de construcción y de los gastos de explotación del camino.

4.2. Influencia económica de la pendiente. — La pendiente influye sobre el coste del transporte porque al aumentar aumentan el tiempo de recorrido, el consumo de combustible y aceite y hay un mayor desgaste de neumáticos. Por otra parte, al disminuir la velocidad disminuye el tráfico que la vía puede servir; se reduce la capacidad de la misma. En definitiva, el aumento de pendiente representa, si consideramos el tiempo de recorrido, un aumento virtual de longitud.

Si llamamos V_0 la velocidad de régimen de un vehículo en horizontal, la longitud virtual L_v que correspondería a una velocidad V, en la pendiente, será:

$$L_V = \frac{V_0}{V} L;$$

las dos longitudes son equivalentes en relación con el tiempo invertido en recorrerlas.

Análogamente, si G es el gasto de combustible y lubricante en una longitud L y el correspondiente en la rampa considerada es G_0, la longitud equivalente o longitud virtual por consideración de este gasto será:

$$L_V = \frac{G_0}{G} \times L.$$

Los tipos de coches de fabricación española "Seat" tienen las siguientes relaciones entre velocidad y pendiente:

TABLA 4-I.

TIPO VEHICULO	VELOCIDADES MÁXIMAS		PENDIENTES MÁXIMAS SUPERABLES	
	Marcha	Velocidad Km./h.	Marcha	% rampa
SEAT 600	1.ª	25	1.ª	27,0
	2.ª	40	2.ª	15,0
	3.ª	65	3.ª	8,5
	4.ª	95	4.ª	4,5
SEAT 1400-B	1.ª	30	1.ª	27,0
	2.ª	50	2.ª	15,0
	3.ª	80	3.ª	9,0
	4.ª	120	4.ª	5,0
SEAT 1400-C	1.ª	35	1.ª	30,0
	2.ª	60	2.ª	16,0
	3.ª	90	3.ª	9,0
	4.ª	135	4.ª	5,0

La Comisión Suiza que preparó el plan de carreteras de aquel país, tomó como vehículo medio el "Opel-Record" de 8 HP; para él consideró las siguientes velocidades:

TABLA 4-II.

Rampa	Velocidad Km./h.
0-3,5	100
4	90
5	80

De acuerdo con los datos del coche tipo del país se puede establecer el suplemento de longitud correspondiente a las distintas pendientes; así, por ejemplo, tomando como coche tipo el uno de 7 a 9 caballos, "Opel Record", o

"Seat 1400-B", tendremos los siguientes suplementos de longitud por razón de pendientes:

TABLA 4-III.

RAMPA	Suplemento de recorrido — %
0,00-3,50	—
3,51-4,00	10
4,01-4,50	15
4,51-5,00	20
5,01-5,50	30
5,51-6,00	40

Con ello será posible obtener los suplementos de longitud virtual para cada pendiente; en el caso considerado tendríamos:

TABLA 4-IV.

Rampa — %	Velocidad Km./h.	Coeficiente de equivalencia	Suplemento de longitud — %
0- 2,99	90	1,00	0
3- 3,99	80	1,12	12
4- 4,99	75	1,20	20
5- 5,99	70	1,28	28
6- 6,99	65	1,38	38
7- 7,99	60	1,50	50
8- 8,99	50	1,80	80
9- 9,99	45	2,00	100
10-10,99	40	2,25	125
11-11,99	35	2,57	157

Sobre la longitud virtual de la solución considerada se obtendría el gasto de combustible y lubricante y el valor del tiempo invertido.

En los vehículos comerciales se procede en forma análoga; en ellos la influencia económica de la pendiente es mayor; la velocidad decrece más rápidamente a medida que la pendiente aumenta; en la siguiente tabla se recogen los datos de diferentes autores y organismos.

Fijada la pendiente, el tiempo de recorrido aumenta con la relación $\frac{\text{peso (Kg.)}}{\text{potencia (HP)}}$; fijada ésta, el tiempo de recorrido aumenta con la pendiente.

TABLA 4-V. — *Velocidades de camiones en rampas (Km./hora)*

Rampa — %	Lorenz Trassierungs Grunlagen für Reichsantobahnen		Highway Capacity Manual			Research Report No. 9 H. R. B.		Camión "Pegaso" 1.031 — Rampa		Camión tipo medio $70\frac{\text{Kg.}}{\text{CV}}$		Camión tipo medio $100\frac{\text{Kg.}}{\text{CV}}$	Camión medio suizo — Rampa	
	1	2	3	4	5	6	7	%	8	%	9	10	%	11
0	50	40	65	65	65	84	84	0- 1	74	0	65	65	0	75,0
2	36	25	60	53	47	59	44	1- 2	54	2	65	58	1	75,0
3	—	—	50	44	34	47	33	2- 3	39	3	55	47	2	74,2
4	27	15	39	36	27	38	27	3- 5	29	4	45	38	3	61,6
5	—	—	34	28	22	31	22	5- 7	22	5	38	30	4	51,6
6	15	14	30	25	20	26	18	7-12	15	6	32	25	5	42,5
7	—	—	25	23	18	22	16	12-17	11	7	28	21	6	35,4
8	—	—	—	—	—	19	14	17-24	8	8	24	18	—	—

1 4,7 T, carga útil.

2 4,7 carga útil con remolque, 3,3 T. carga total.

3 9 T. peso total, 106 CV., 85 Kg./CV.

4 9 T. peso total, 93 CV., 97 Kg./CV.

5 13,5 T. peso total, 106 CV., 127 Kg./CV.

6 Peso/potencia 90 Kg./CV.

7 Peso/potencia 135 Kg./CV.

8 Pegaso 1031 5 T. Carga, 8,75 T. Peso total, 13,75; 120 CV $\frac{\text{Peso}}{\text{Potencia}}\frac{13.750}{120} = 114\frac{\text{Kg.}}{\text{CV}}$ (Datos catálogo).

9 Vehículo tipo medio carga parcial con Peso/Potencia 70 Kg./CV.

10 Vehículo tipo medio carga total con $\frac{\text{Peso}}{\text{Potencia}}$ 10 Kg./CV. *Nota 10 y 11.* Datos americanos.

11 Vehículo tipo suizo "La Planification..." $70\frac{\text{Kg.}}{\text{CV}}$. Peso en vacío, 3,37; carga, 2,8; total, 6,5.

Se pueden tomar dos camiones tipo uno medio (CM1) y uno pesado (CP2); en ellos se tiene:

TABLA 4-VI.

DENOMINACIÓN	TIPO	TARA — *Tm.*	CARGA — *Tm.*	Peso/Potencia — *Kg./CV.*
CM1	Medio.	3,5	3,0	70
CP2	Pesado.	5,0	8,5	120

Teniendo en cuenta estas características y los datos de la Tabla, se pueden calcular los suplementos de longitud que se resumen en la tabla 4-VII siguiente:

TABLA 4-VII.

Rampa o pendiente — %	CAMIÓN CM1			CAMIÓN CP2		
	Velocidad — Km./h.	Coeficiente de longitud virtual	Suplemento de longitud equivalente — %	Velocidad — Km./h.	Coeficiente de longitud virtual	Suplemento de longitud equivalente — %
0	75	1,00	0	70	1,00	0
1	75	1,00	0	70	1,00	0
2	75	1,00	0	65	1,07	7
3	65	1,15	15	55	1,27	27
4	50	1,50	50	45	1,55	55
5	40	1,87	87	35	2,00	100
6	35	2,14	114	25	2,80	180
7	30	2,50	150	20	3,50	250
8	25	3,00	200	19	3,68	268
9	24	3,12	212	18	3,88	288
10	23	3,26	266	17	4,12	312
11	22	3,40	240	16	4,37	337
12	21	3,57	257	15	4,66	366

En la figura 4-1 se da una media del aumento de longitud adicional por razón de la pendiente en vehículos ligeros y pesados.

4.3. Influencia de la pendiente en la capacidad de la vía. — El caudal de tráfico, velocidad por sección, dependende de aquélla para una sección dada.

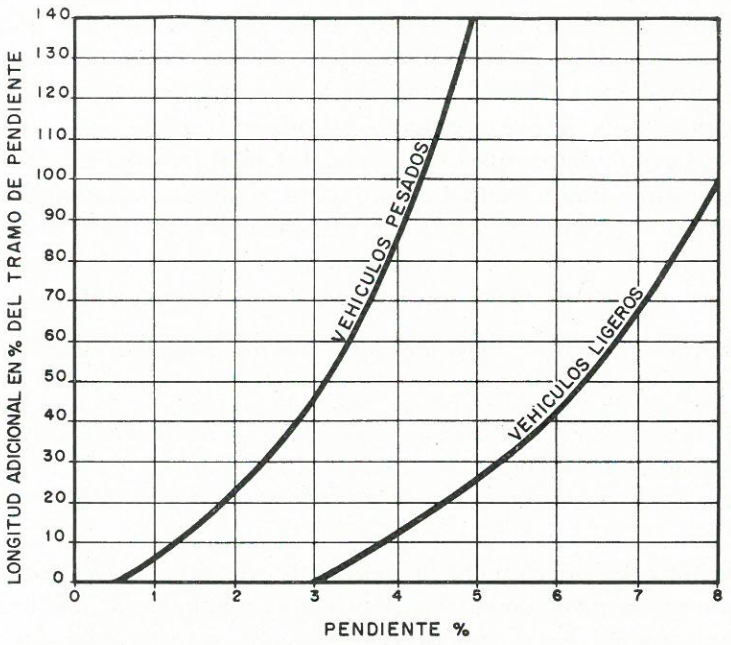


Fig. 4-1. — Tantos por ciento de longitudes adicionales de los tramos en pendiente.

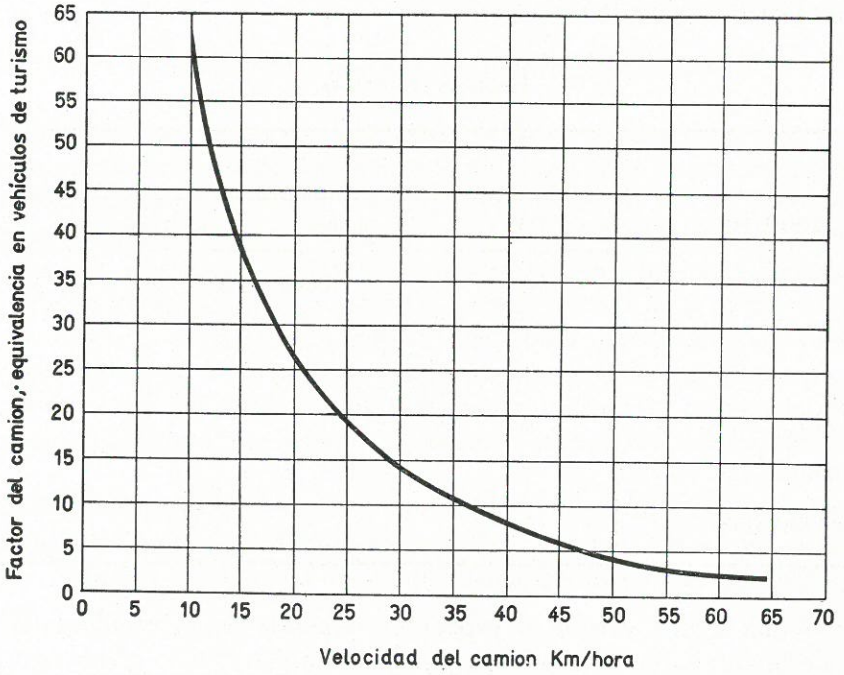


Figura 4-2.

Para una pendiente dada, habrá unas velocidades de régimen de vehículos comerciales y turismos; como la proporción entre unos y otros variará, conviene, para darnos cuenta de la capacidad de la vía, reducirlos a una unidad común, el "equivalente turismo", que puede definirse como el número de turismos a los cuales equivale otro vehículo — comercial o de dos ruedas — desde el punto de vista de la capacidad de la vía. En la figura 4-2 se da el factor de equivalencia de un camión a un turismo para distintas velocidades de aquél. Con los datos de velocidades, según las distintas rampas, para vehículo comercial y turismo, puede deducirse el factor de equivalencia considerando en el tramo estudiado el número de veces que un turismo puede adelantarse a un camión.

La A.N.A.S. (Azzenda National Autónoma Stradale) italiana considera (1960) como media:

1 motocicleta	0,5	vehículos/turismo.
1 autobús o camión	2,5 a 3	» »
1 camión con remolque	5 a 6	» »

4.4. Criterio para la elección de la pendiente máxima. — De cuanto antecede se deduce que en la elección de las pendientes máximas de un trazado no deben influir únicamente los gastos de construcción, sino también los de explotación. Siguiendo el método indicado en los epígrafes anteriores, se podrá obtener la longitud virtual de las distintas soluciones y, por tanto, según el tráfico de la vía, los costes de explotación; la pendiente influye también en la capacidad de tráfico. Por ambas razones la Instrucción española recomienda como regla práctica las siguientes:

RAMPAS MÁXIMAS.

TERRENO	I. M. D.			
	250	250-500	500-2.000	2.000
	RAMPA EN %			
Llano	5	4	3	2
Ondulado	6	5	4	4
Accidentado	7	6	5	5
Muy accidentado	8	7	6	5

Como una lógica velocidad específica depende de lo accidentado del terreno y de la categoría de la vía, se pueden también tomar como rampas máximas, en relación con la velocidad específica de la vía:

TABLA 4-VIII.

Velocidad — *Km./hora*	Pendiente máxima — %
50	5 a 8
65	5 a 7
80	4 a 6
95	3 a 6
120	3 a 5

4.5. Disminución de la pendiente en las curvas. — Cuando los radios de curvas son inferiores a 150 m., se suele disminuir la pendiente de la curva en una cierta proporción; como mínimo, un 0,5 por 100 por cada 15 m. que el radio baje de 150 m.

Se suele emplear también la fórmula: $C = \frac{38\,i}{R}$;

en la cual

C, es la reducción de pendiente en tanto por ciento.
i, pendiente en tanto por ciento.
R, radio de la curva en metros.

Esta fórmula da reducciones mayores que la regla anteriormente citada.

Para radios menores de 100 metros la pendiente en la curva no debe exceder del 5 por 100.

LA VISIBILIDAD EN LAS CURVAS VERTICALES

4.6. La visibilidad en las curvas verticales. — La visibilidad, necesaria en planta, es asimismo precisa en perfil; el vehículo debe en todo momento poder detenerse antes de llegar a un obstáculo fijo colocado en su vía de circulación, o maniobrar sin peligro cuando, marchando por fuera de aquélla, se encuentre con un vehículo que viene en dirección contraria. Para que la visibilidad necesaria exista, si el ángulo de las rasantes excede de un cierto valor, es preciso unirlas por curvas verticales que cumplan unas determinadas condiciones mínimas. La estabilidad de la marcha, lograr que el cambio de rasante no produzca al viajero una sensación desagradable, impone asimismo la existencia de curvas de unión en las rasantes, cuando su ángulo alcanza un valor determinado.

4.7. Angulo máximo de las rasantes admisibles por razón de visibilidad. — Sean dos rasantes, $A\,O$ y $O\,B$, que forman un ángulo α (fig. 4-3); si h_1 es la altura de la vista del conductor y h_2 la del obstáculo, que puede ser otro vehículo, se tiene:

$$O\,A' = \frac{h_1}{\operatorname{sen}\varphi} \simeq \frac{h_1}{\varphi}; \qquad O\,B' = \frac{h_2}{\operatorname{sen}(\alpha - \varphi)} \simeq \frac{h_2}{\alpha - \varphi}.$$

La distancia a la cual el conductor divisa el objeto será:

$$A'B' = OA' + OB' = \frac{h_1}{\varphi} + \frac{h_2}{\alpha - \varphi}.$$

A cada valor de α corresponde una posición del obstáculo y del vehículo, y una distancia $A'B'$, cuyo mínimo coincidirá con la situación más desfavora-

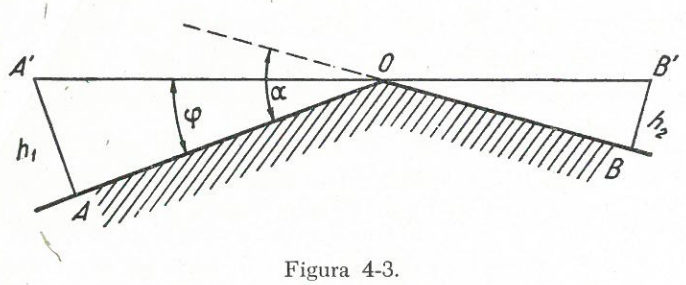


Figura 4-3.

ble; eliminando φ entre la expresión anterior y su derivada respecto a φ igualada a cero:

$$d_v = \frac{h_1}{\varphi} + \frac{h_2}{\alpha - \varphi};$$

$$O = -\frac{h_1}{\varphi^2} + \frac{h_2}{(\alpha - \varphi)^2};$$

se obtiene el máximo valor de φ admisible para que, en la posición más desfavorable, exista la distancia de visibilidad d_v:

$$\alpha = \frac{h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1 h_2}}{d_v}. \qquad [1]$$

Los valores a tomar para h_1 y h_2 dependen del caso considerado; la altura de los ojos del conductor sobre el firme varía de 1,25 a 1,35; la primera cifra es la admitida en la técnica francesa, 1,35 es la que recomienda la A.A.S.H.O.; cuanto menor sea la altura, se queda más del lado de la seguridad. El valor de h_2 depende del caso que estudiemos; si se considera la visibilidad de maniobra, debe tomarse $h_1 = h_2$, y entonces resulta:

$$\alpha = \frac{4h}{d_v}.$$

Este es el caso de un vehículo que marcha por la vía que no le corresponde y que tiene que volver a la suya al percibir el que viene en dirección opuesta.

Si se considera la visibilidad de parada, que debe existir siempre, habría que fijar la altura del obstáculo. La A.A.S.H.O. fija 10 cm. (4"); la cifra es re-

ducida, pues parece evidente que un obstáculo de 10 cm. no constituye un peligro grave y que puede salvarse en últtimo extremo con relativa facilidad; la influencia de la altura del obstáculo considerado, sobre el radio preciso, es bastante importante.

Si la diferencia de las rasantes es superior a la deducida por la fórmula [1], la condición de la existencia de visibilidad vertical impondrá el empleo de curva de acuerdo.

4.8. Angulo máximo de las rasantes admisibles por razón de estabilidad en la marcha. — La estabilidad de la marcha exige, por su parte, un ángulo máximo, a partir del cual es necesaria la curva de acuerdo; la práctica americana impone curva de acuerdo en cuanto la diferencia de rasantes excede de 0,5 por 100, bastante menor que la exigida por la condición de visibilidad. El planteamiento matemático del problema, muy complejo y difícil de abordar exactamente, lleva a diferencias máximas de rasantes menores, del orden de 0,125 por 100; hay que tener en cuenta que en los coches modernos la existencia de los amortiguadores ha hecho que no sea necesario dar a esta condición la importancia que tenía hace unos años; por ello, la regla americana es suficientemente conservadora.

4.9. Curva vertical más conveniente. — La curva vertical teóricamente preferible es la parábola, ya que la variación de inclinación de la tangente es constante. Sin embargo, como el ángulo de las rasantes es muy pequeño, la diferencia entre la parábola y una circunsferencia, tangente a las dos rasantes aproximadamente en los mismos puntos que aquélla, es despreciable, como puede observarse en el ejemplo final de este epígrafe.

Por ello, estudiaremos las condiciones de visibilidad para el caso de enlace circular, determinando el radio preciso.

El replanteo, por el contrario, es más fácil para la parábola, pues las tablas de curvas circulares no se pueden emplear, por estar compuestas para las horizontales de radios mucho menores; una vez determinado el radio de la curva circular correspondiente, es muy sencillo hallar las constantes de la parábola, longitud y flecha, con lo cual se obtienen inmediatamente las coordenadas.

Para el cálculo del radio hay que considerar dos casos, según que la distancia de visibilidad d_v sea menor o mayor que la longitud de la curva:

Primer caso: $d_v < L$. Con facilidad se puede demostrar que la situación más desfavorable corresponde al caso en que vehículo y obstáculo se encuentran simultáneamente en el tramo curvo.

De la figura 4-4 se puede deducir:

$$\overline{A\,M^2} = h_1\,(2\,R + h_1) \simeq 2\,R\,h_1; \qquad \overline{B\,M^2} = h_2\,(2\,R + h_2) \simeq 2\,R\,h_2,$$

puesto que h_1 y h_2 son muy pequeños con relación a R; de donde:

$$A\,M + B\,M = d_v = \sqrt{2\,R}\,(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})$$

y por tanto:

$$R = \frac{\frac{d_v^2}{2}}{h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1\,h_2}}.$$

La longitud de la curva será:

$$L = R\,\alpha = \frac{\frac{d_v^2}{2}}{h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1\,h_2}} \times \alpha$$

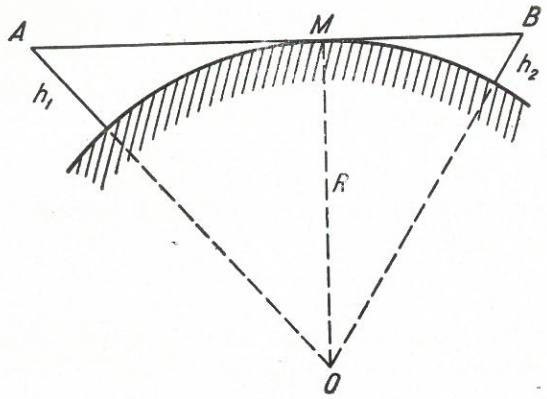


Figura 4-4.

Para poder adoptar el valor R obtenido mediante esta fórmula, es preciso que se cumpla esta condición impuesta:

$$d_v < L = R\,\alpha\,;$$

es decir, se habrá de verificar:

$$R = \frac{\frac{d_v^2}{2}}{h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1\,h_2}} < \frac{\frac{R^2\,\alpha^2}{2}}{h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1\,h_2}}.$$

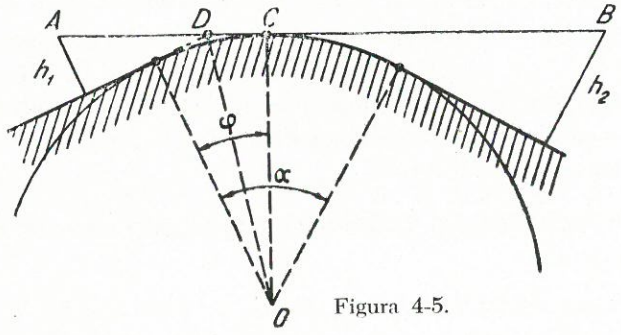


Figura 4-5.

o sea:

$$R > \frac{2}{\alpha^2}\,(h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1\,h_2}).$$

En caso contrario se recurriría a la fórmula que a continuación deducimos.

Segundo caso: $d_v > L$. Fácilmente se puede comprobar que el caso más desfavorable resulta cuando el vehículo y el obstáculo se encuentran simultaneamente en las alineaciones rectas (fig. 4-5).

De la figura se deduce:

$$A\,C = A\,D + D\,C = \frac{h_1}{\operatorname{sen}\varphi} + R\,\operatorname{tg}\frac{\varphi}{2} \simeq \frac{h_1}{\varphi} + R\,\frac{\varphi}{2};$$

$$C\,B = \frac{h_2}{\alpha - \varphi} + R\,\frac{\alpha - \varphi}{2}.$$

luego:

$$A\,B = A\,C + B\,C = \frac{h_1}{\varphi} + \frac{h_2}{\alpha - \varphi} + R\,\frac{\alpha}{2} \qquad [2]$$

La situación más desfavorable corresponderá al mínimo valor de AB, obteniendo, eliminando φ, entre la expresión [2] distancia de visibilidad y su deriva con relación a φ igualada a 0:

$$\frac{d\,AB}{d\,\varphi} = -\frac{h_1}{\varphi^2} + \frac{h_2}{(\alpha - \varphi)^2} = 0\,;$$

$$d_v = \frac{h_1}{\varphi} + \frac{h_2}{\alpha - \varphi} + R\,\frac{\alpha}{2}\,;$$

de donde se deduce:

$$R = \frac{2\,d_v}{\alpha} - \frac{2}{\alpha^2}\,(h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1\,h_2})\,,$$

La longitud de la curva será:

$$L = R\,\alpha = 2\,d_v - \frac{2}{\alpha}\,(h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1\,h_2})\,.$$

4.11. Criterio. — Los radios precisos en curvas verticales convexas, por razón de visibilidad, son muy grandes: 5.000 m. mínimo, para velocidades de 100 kilómetros/hora; cuando se trata de un trazado nuevo, el coste del exceso de excavación, especialmente con maquinaria moderna, pesa poco en el presupuesto de la vía; es preciso cumplir siempre la condición de visibilidad, si es posible con amplitud, pues lo que resulta difícil y peligroso en la práctica, es corregir este defecto en carreteras existentes; en este caso, cuando se trata de carreteras de dos o tres vías, se deben considerar la conveniencia de la separación de los dos sentidos de circulación estrictamente en la curva vertical. Esta solución puede resultar económicamente conveniente y, además es, normalmente, más fácil de construir.

4.12. Replanteo. — La determinación por puntos de la curva es sencilla si se recuerda que la ecuación de la parábola (fig. 4-6) referida a una tangente como eje de las X y a una paralela a su eje (que lo tomaremos vertical) como eje de la Y, puede escribirse en la forma:

$$y = K\,x^2$$

Desde luego, se verificará que $BE = ED$ y $AD = DC$.

De la figura se deduce, además:

$$BG = DC = \frac{AC}{2} \simeq \frac{L}{2}\,;$$

siendo L la longitud de la curva.

Comparando los triángulos ABD y AFC, se deduce:

$$\frac{BD}{FC} = \frac{AD}{AC} = \frac{1}{2};$$

luego:

$$BD = \frac{1}{2} FC = \frac{1}{2} (FG + GC) = (i_1 - i_2) \frac{L}{4}$$

de donde:

$$f = \frac{1}{2} BD = (i_1 - i_2) \frac{L}{8};$$

en la que habrá que considerar las pendientes con sus respectivos signos.

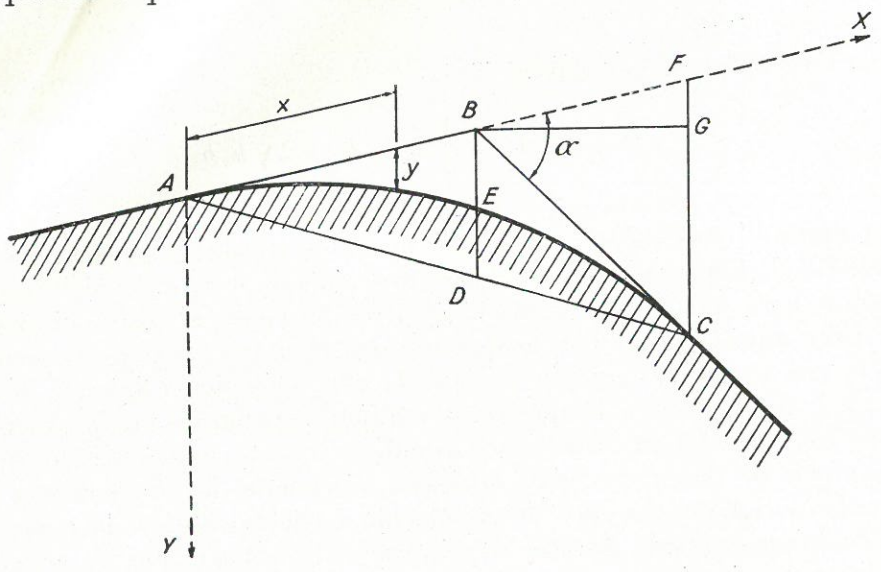


Figura 4-6.

Las coordenadas de un punto cualquiera vendrán dadas por la relación:

$$\frac{y}{f} = \frac{x^2}{AB^2} \simeq \frac{x^2}{(L/2)^2};$$

de donde:

$$y = 4f \left(\frac{x}{L}\right)^2.$$

La longitud L se obtiene determinando previamente el radio R de la curva circular, ya que, según dijimos anteriormente, las diferencias que existen entre las dos curvas son despreciables, y se puede tomar:

$$L = R\alpha = R(i_1 - i_2);$$

Conviene replantar la curva desde las dos tangentes *AB* y *BC*, pues las ordenadas de los puntos de igual abscisa son iguales dentro del orden de aproximación en que nos movemos.

Puede ser más conveniente referir los puntos a la horizontal que pasa por el origen; en ese caso, la cota de cada punto con respecto a ella será:

$$\varphi \times i_1 - y \,.$$

4.13. Visibilidad en vaguada. — Acuerdos cóncavos. — El problema de la visibilidad en vaguada no existe de día: solamente es preciso que la curva de acuerdo tenga el radio suficiente para asegurar la debida estabilidad de la marcha.

De noche, la longitud del arco debe ser tal que los faros puedan alumbrar en todo momento, como mínimo, una distancia igual a la visibilidad de parada.

La Instrucción española denomina:

K_v Parámetro de la parábola de acuerdo en metros.
h_1 Altura del punto de vista sobre la calzada en metros.
h_2 Altura del objeto sobre la calzada en metros.
h Altura de los faros del vehículo.
α Angulo en grados sexagesimales que el rayo de luz de mayor pendiente del cono de luz forma en el eje longitudinal del vehículo.
D_v Distancia de visibilidad requrida da la fórmula:

$$K_v = \frac{d_v^2}{2\left(h + d_v \dfrac{\alpha\,\pi}{180}\right)};$$

La fórmula sólo es válida cuando la distancia de visibilidad de parada es inferior a la longitud de la curva de acuerdo. En los acuerdos con distancia de parada (carreteras con dos o cuatro vías o con calzadas separadas) se toma:

$$h_1 = 1{,}20 \text{ m.}$$
$$h_2 = 0{,}10 \text{ m.}$$
$$h = 0{,}75 \text{ m.}$$
$$\alpha = 1^{\circ}.$$

En los acuerdos con distancia de adelantamiento (carretera de tres vías) se toma $h_1 = h_2 = 1{,}20$ metros.

Los valores mínimos del parámetro para diferentes velocidades específicas que fija la Instrucción son:

TABLA 4-IX.

VALORES MÍNIMOS DEL PARÁMETRO.

V (Km./h.)	60	70	80	90	100	120
DOS O CUATRO VÍAS O CALZADAS REPARADAS						
Acuerdos convexos ...	1.400	2.500	3.500	5.500	8.000	15.000
Acuerdos cóncavos ...	1.400	2.000	2.500	3.500	4.500	6.000
TRES VÍAS.						
Acuerdos convexos ...	6.500	9.000	12.500	14.000	16.000	—

No se utilizan para el proyecto acuerdos verticales para velocidades inferiores a 60 Km./h.

Por razón estética. — La longitud de la curva de acuerdo:

$$L \geq V ;$$

L longitud de la curva en metros y V velocidad en kilómetros hora.

Cuando la longitud de la curva de acuerdo $L = K_v\,\theta$ obtenida para el valor del parámetro tomado del cuadro sea inferior a V, se fijará el valor de K_v por la condición:

$$K_v \geq \frac{V}{\theta} .$$

En las figuras 4-7, 4-8 y 4-9 la Instrucción española da las longitudes mínimas para los diferentes casos.

Vías lentas. — Cuando en una vía las pendientes sean de tal longitud que los vehículos pesados puedan constituir un entorpecimiento para el tráfico, deben proyectarse a distancias convenientes, y si fuera posible, en toda la longitud de pendiente fuerte, una tercera vía para el tráfico lento.

La Instrucción española estipula deben establecerse vías lentas cuando las velocidades reales sean menores que las indicadas a continuación:

Velocidad específica de la carretera, Km./h.	60	70	80	100	120
Velocidad real en la rampa, Km./h.	50	55	60	65	70

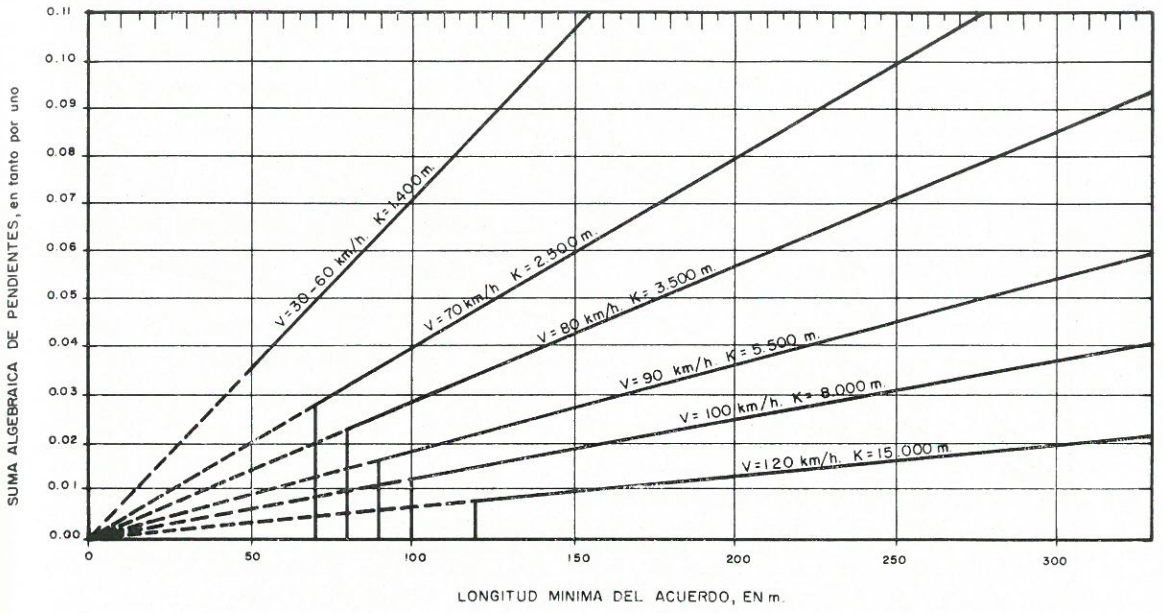


Fig. 4-7. — Acuerdos convexos. Longitudes y parámetros mínimos, 2, 4 ó más vías.

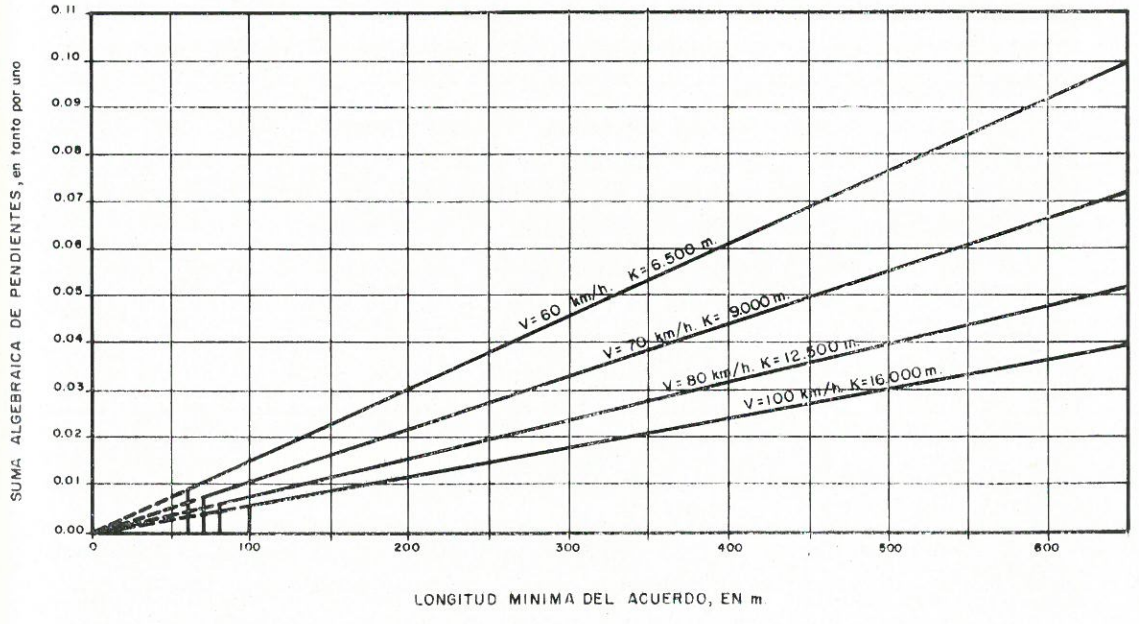


Fig. 4-8. — Acuerdos convexos. Longitudes y parámetros mínimos, 3 vías.

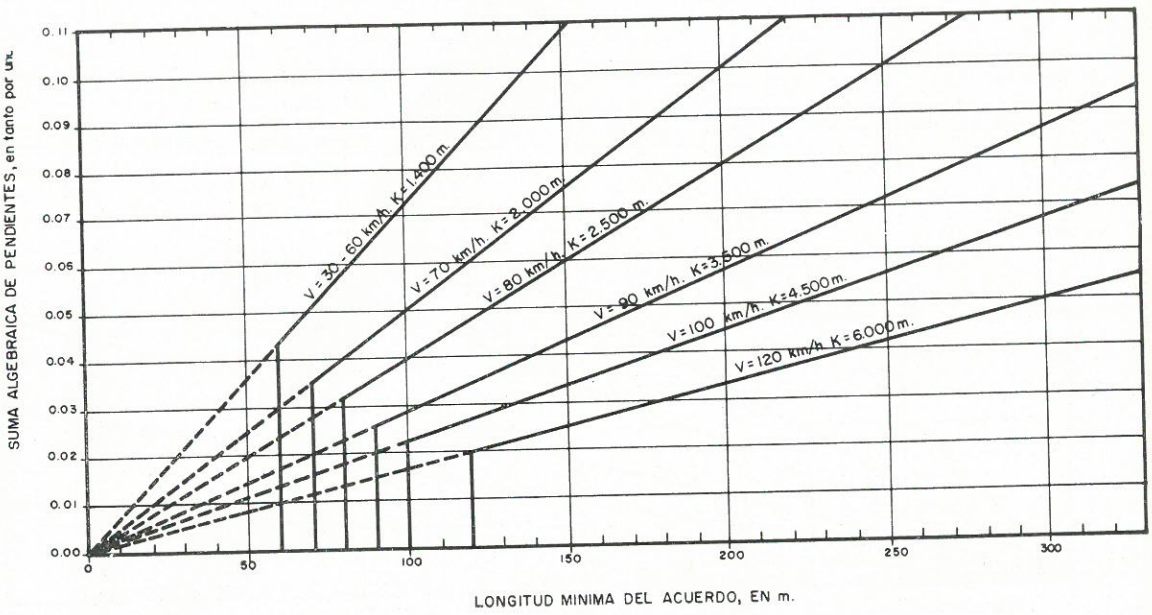


Fig. 4-9. — Acuerdos cóncavos. Longitudes y parámetros mínimos.

4.14. Consideraciones a tener en cuenta en el proyecto en planta y perfil. — Una solución correcta del tratado exige considerarlo conjuntamente en planta y perfil; deben cumplirse en cada punto las condiciones de visibilidad, radios de curva y pendientes recomendables, etc.; pero una superposición de soluciones correctas puede dar un conjunto que no lo sea. Se deben tener en cuenta las consideraciones siguientes:

1.ª Por una razón de orden estético, el trazado debe romper lo menos posible la armonía del paisaje.

2.ª Las alineaciones deben ser suficientemente largas, unidas por curvas de radios lo mayores que la economía de la obra permita. A ser posible, existirá en todo el trazado la distancia de visibilidad de paso; será imprescindible exista la distancia de visibilidad de parada.

3.ª No son recomendables las alineaciones excesivamente largas; resultan monótonas y peligrosas, porque el conductor se fatiga y por eso el tiempo de reacción aumenta con el riesgo consiguiente; además, el conductor se confía demasiado; el problema de deslumbramiento de noche se agrava en las carreteras de dos vías. Desde el punto de vista de la circulación, radios superiores a 1 000 metros permiten velocidades mayores a las hoy admisibles; la carretera con grandes radios se adapta mejor al terreno que la alineación recta, y resulta más agradable para el conductor.

4.ª Deben emplearse curvas largas con ángulos en el centro lo menores posibles; las curvas cortas producen el efecto de un garrote en el trazado.

5.ª No deben emplearse curvas y contra curvas; es necesaria, entre dos curvas consecutivas, una alineación recta de longitud tal que permita efec-

tuar el cambio del peralte. Igual efecto puede lograrse intercalando entre ambas curvas las de transición necesarias.

6.ª Como regla general, no deben emplearse curvas de varios centros; cuando por causa justificada sean imprescindibles, la diferencia entre los radios de las consecutivas no será mayor que el 50 por 100; las curvas de varios centros con fuertes variaciones de radio resultan peligrosas.

7.ª Hay que cuidar de no intercalar bruscamente, en un tramo de carretera con curvas de gran radio, una de radio mucho menor. Cuando a lo largo de un trazado con radios grandes sea preciso establecer un trozo con radios pequeños, hay que ir reduciéndolos poco a poco. La sorpresa en carretera es muy peligrosa.

8.ª Deben evitarse tramos largos con puntos altos y bajos; el trazado en tobogán es antiestético y peligroso.

9.ª No se deben colocar curvas horizontales en los puntos altos o bajos de un perfil.

10. Conviene evitar los cruces de carretera en curvas horizontales o verticales. Si en algún caso excepcional fuesen imprescindibles, estudiar muy bien la visibilidad para las diferentes maniobras de incorporación.

11. Las curvas son más peligrosas en terraplén que en desmonte; en éste, el terreno, con sus taludes, plantaciones, etc., guía al conductor; cuidar mucho de la visibilidad en las curvas en terraplén, procurando dibujar la curva con hitos o vallas.

12. Por razón de orden estético, debe cuidarse del efecto en perspectiva del trazado, evitando las sensaciones de discontinuidad o garrotes. El trazado en un conjunto debe ser *tranquilo* para el conductor, evitando los puntos de sorpresa por falta de la ordenada perspectiva, lo que denominan gráficamente los anglosajones como "suspense hole"; la fatiga que producen los sobresaltos aumenta el tiempo de reacción del conductor y, por tanto, la posibilidad de accidentes es mayor.

4.15. El problema de las rasantes en calles. — Aunque, en principio, el criterio debe ser similar al expuesto para carreteras, el problema es, en general, más complicado por intervenir factores que es preciso considerar atentamente.

Hay que tener en cuenta que en una calle, el problema estético tiene, en ciertos aspectos, características distintas que en una carretera y que, además, el movimiento real de tierras no es sólo el correspondiente al ancho de la vía, pues en las zonas laterales han de ir, normalmente, edificios; si la ordenanza permite casas de vecindad, una calle en desmonte obligará a excavar lateralmente volúmenes importantes para habilitar los solares; será tal vez preferible, económicamente, la vía en terraplén, que permite la construcción de sótanos. Si la ordenanza sólo permite casas con jardín, el desmonte, si no es excesivo (3 ó 4 metros), permite situar los jardines en alto, con ventaja para las viviendas, aunque con inconvenientes para la estética de la vía; el desmonte de alguna importancia es inadmisible.

Hay que tener en cuenta, además, que la rasante de una vía obliga a to-

das las que cruzan con ella; el problema, en un terreno accidentado, resulta complicadísimo. Hay que dar preferencia a las calles principales, pero sin perder de vista la influencia que ellas puedan tener en las secundarias que, obligadas por sus puntos de cruce con los principales, pueden resultar de pendientes inadmisibles.

Sólo se debe variar de pendiente en las intersecciones; en las manzanas, no resulta recomendable desde el punto de vista estético; cuando no hay más remedio, conviene hacer el cambio total, dividido en varios puntos; cuanto menor sea cada cambio mejor.

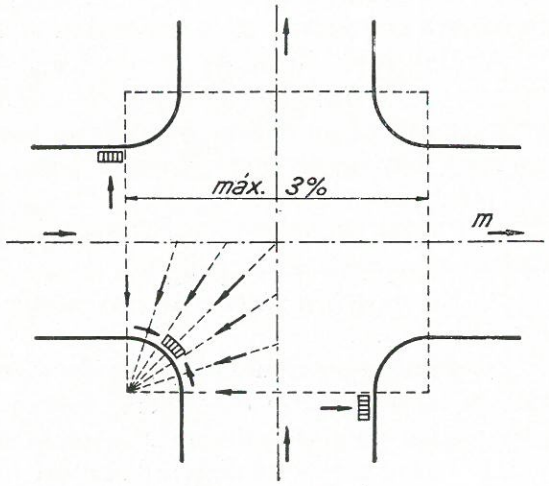


Figura 4-10.

No hay que perder de vista que la situación en que queden los solares influye decisivamente en la rapidez de la construcción y en el tipo de ésta y, por tanto, en la belleza y características de la vía, que no dependen solamente de la calle propiamente dicha, sino del tipo de edificación. La rapidez de la edificación es, por otra parte, de gran trascendencia para el éxito o fracaso económico de la urbanización.

4.16. Intersecciones de calles. — Las máximas pendientes deben ser reducidas y en las intersecciones no deben existir puntos bajos donde pueda acumularse el agua de la lluvia; cuando la pendiente de las calles es menor del 3 por 100, no es preciso alterarla; pero si es mayor, conviene disminuirla en la zona del cruce. Hay que cuidar de que los sumideros vayan colocados en los puntos más bajos de las cunetas, para que sean eficaces; en la figura 4-10 puede verse la forma correcta de establecer las pendientes transversales en el caso sencillo de unión normal de dos calles; en casos complicados hay que estudiar cuidadosamente el problema, llegando incluso a construir un modelo reducido de la forma de cruce, que permita situar con seguridad los desagües.

BIBLIOGRAFIA

American Association of State Higway Officials: "A police of geometric design of rural highways".
Union Suisse des Professionnels de la Route (V.S.S.).
R. COQUAND: *Routes.*
Ministère des Travaux Publics, des Transports et du Tourisme: Conditions Techniques d'amenagement des routes nationales et auto-routes.
NORMAN and GRANUM: Boletín núm. 167 del H.R.B., enero 1957.
Instrucción española de carreteras 3.1 IC: "Características geométricas. Trazado".

CAPITULO V

LA SECCION TRANSVERSAL DEL CAMINO

5.1. Generalidades. — Proyectar con acierto la sección transversal de un camino es problema complicado, al cual debe el ingeniero dedicar la máxima atención. De la sección transversal depende, en proporción importante, la capacidad de tráfico de la vía y, al mismo tiempo, la sección transversal pesa fundamentalmente en el coste total de construcción. Por otra parte, para fijar con acierto la sección transversal es imprescindible prever el tráfico futuro que ha de servir, y en esta previsión, no sujeta a la rigidez de una fórmula, es el buen sentido del ingeniero el que ha de encontrar la solución más conveniente, proyectando con visión amplia del porvenir y, al mismo tiempo, con sentido económico, para no hacer el proyecto irrealizable o, al menos, económicamente inconveniente.

Para coordinar ambas necesidades, es aquí, tal vez más claramente que en otros problemas de Ingeniería, donde el proyectista ha de tener como guía el lema de máxima ambición al proyectar, ejecutando de momento sólo aquello que es estrictamente necesario, pero haciendo posible para el futura una ampliación fácil y económica; que la falta de visión al proyectar no constituya en el porvenir un obstáculo insuperable para la ampliación.

En la fijación del perfil transversal influyen las consideraciones del coste de la obra y de la explotación.

La repercusión económica de las dimensiones de la sección transversal es grande, máxime si tenemos en cuenta que el aumento del ancho ha de hacerse siempre por *vías completas de circulación*, pues no hacerlo así nada resuelve y en la práctica resulta peligroso; en 2 ½ vías de circulación el conductor puede no apreciar, si dispone de dos o de tres vías; el riesgo de accidente es grave.

5.2. El firme. — Denominamos firme del camino la zona de la explanación destinada al tráfico de vehículos.

El ancho necesario, por vía de circulación, depende de las dimensiones máximas de los vehículos; las señaladas en las tablas (pág. 17) son las máximas admitidas; los radios de giro, los recogidos en los figuras 2-1 y 2-2. La velocidad influye también en el ancho preciso por vía, siendo mayor cuanto más lo es aquélla, porque mayor es la separación necesaria de los vehículos entre sí y del bordillo si lo hubiera.

El Bureau of Publics Roads, por ejemplo, dice que la distancia desde la rueda de la derecha al firme del bordillo es de 70 cm. a 24 Km./h. y de 1 metro a 64 Km./h.

En el Congreso de Carreteras de Wáshington se aceptó el ancho de 3,50 metros por vía de circulación, dimensión mínima recomendable para carreteras normales. Hoy hay tendencia a proyectar en el ancho por vía de 3,75; cuando hay bordillo elevado debe tenerse en cuenta se pierden por bermofobia 0,50 m. junto a él; cuando en la sección hay doble bordillo elevado hay que aumentar el ancho total de la sección en 1 m. En la elección del ancho de vía influye también la intensidad del tráfico, por ello, la Instrucción española estipula:

I.M.D.	< 500	500 a 5.000	> 5.000
Ancho de vía, m.	3	3,50	3,75

La capacidad del tráfico por vía no es la misma cuando se trata de carreteras de dos circulaciones que cuando la sección transversal es de vías múltiples, especialmente si la proporción de tráfico pesado es importante; de estadísticas muy numerosas de Estados Unidos hemos deducido la tabla siguiente:

TABLA 5-I.

VEHICULOS COMERCIALES % DEL TRAFICO TOTAL	CAPACIDAD PRACTICA		
	Dos vías: tráfico por hora por cada dirección	Vías múltiples: por vía y hora	Por 100 de aumento sobre el perfil de dos vías
Terreno llano:			
Cero	900	1.000	11,11
10	780	910	16,67
20	685	830	21,16
30	620	760	22,95
Terreno accidentado:			
Cero	900	1.000	11,11
10	642	769	19,78
20	500	625	25,00
30	354	526	48,68

Las cifras anteriores suponen que se cumplen las condiciones siguientes:

a) La vía de circulación tiene un ancho mínimo de 3,50 m.

b) Existen zonas de ancho suficiente para que en ellas queden los vehículos parados; el firme está completamente libre para la circulación.

c) Los obstáculos de todo género, árboles, postes, edificios, etc., están a una distancia mínima del firme de 1,80 metros.

d) Existe la visibilidad necesaria en planta y perfil.

La Instrucción española considera que la carretera de dos vías es suficiente hasta un de I.M.D. 5.000 vehículos/día por vía, y la de tres hasta 8.000 ve-

hículos/día de I.M.D.; los límites fijados son más conservadores que los que impone la técnica americana.

La última edición, 1966, del *Highway Capacity Manual,* establece un nuevo criterio para clasificar cómo una carretera sirve al tráfico que ha de soportar: lo que denomina "nivel de servicio". Se funda esta nueva clasificación en el hecho de que una sección determinada de carretera puede servir un tráfico mayor o menor no solamente en función del número de vías, sino además de una serie de condiciones, que influyen profundamente en la velocidad comercial: número de paradas por cruces, facilidad de maniobra, comodidad de la conducción, etc. Teniendo todo ello en cuenta, considera seis "niveles de servicio".

Nivel A. — El tráfico se mueve con la mayor dibertad sin verse interferido por otros vehículos, se puede adelantar sin entorpecimiento y cambiar de vía.

Nivel B. — El tráfico goza de una razonable libertad, se puede producir eventuales reducciones de velocidad, pero el caudal de tráfico se mantiene aceptablemente regular.

Nivel C. — Caudal de tráfico establece, pero las velocidades y facilidades de maniobra se ven más cortadas; no obstante, puede lograrse una velocidad comercial aceptable.

Nivel D. — La velocidad comercial se reduce; hay paradas de tráfico, pero sólo por poco tiempo.

Nivel E. — Caudal de tráfico desigual, velocidad media menor que en el "nivel D" con volúmenes de tráfico próximos a la máxima capacidad de la vía, que se logra para una velocidad de 50 Km./hora y una separación de vehículos de unos 15 metros.

Nivel F. — Velocidad media baja y desigual; caudal de tráfico inferior a la capacidad máxima; hay colas de vehículos y los atascos son frecuentes.

El criterio es correcto, aunque tiene el inconveniente de intervenir preponderantemente la apreciación subjetiva.

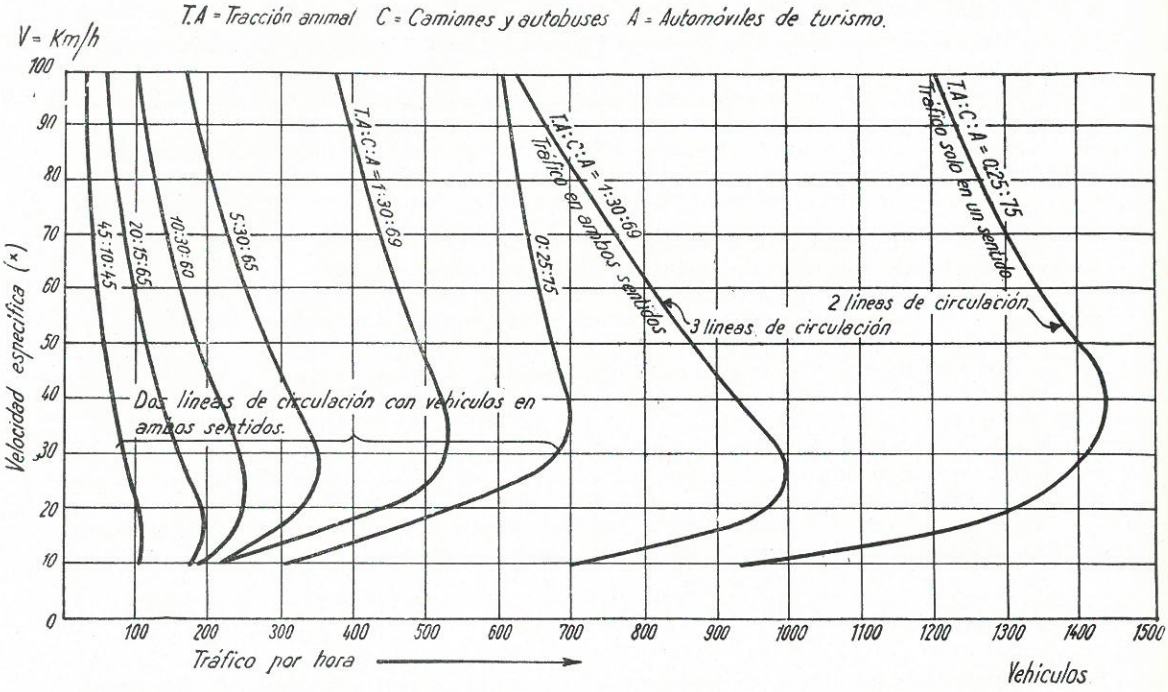
5.3. Separación de clases de tráfico. — Los usuarios que circulan por los caminos tienen velocidades de régimen muy diferentes; son normales:

Automóviles de turismo	80	Km./h	= 22	m./s.
Autobuses de transporte de viajeros	40	»	= 11	»
Tracción animal	10	»	= 3	»
Bicicletas	18	»	= 5	»

La interferencia de vehículos de distinta velocidad produce una disminución de la capacidad del camino; en el gráfico (fig. 5-1) se aprecia claramente la influencia de tráfico lento en la disminución del número de vehículos/hora; por esta causa, cuando la intensidad del tráfico es grande se aumenta en proporción importante la capacidad de la vía separando las distintas clases de tráfico; pero hacerlo así sólo resulta *económicamente conveniente para una gran circulación,* por la amplitud de sección transversal que exige; en zonas de acceso a grandes poblaciones o en arterias de tráfico importante puede ser recomendable la separación de los tráficos lento y rápido.

Los vehículos de dos ruedas. — El problema de los vehículos de dos ruedas preocupa mucho actualmente en Europa; hay países en los cuales el número de estos vehículos, que excede de los de cuatro ruedas, causa un entorpecimiento al tráfico general; los accidentes son frecuentísimos y muy graves. La tendencia debe ser, a nuestro juicio, ir a una separación de los dos tipos de tráfico, habilitando para el de dos ruedas, vías independientes, cuyo pavimento puede ser mucho más económico que el del firme principal; hay que cuidar de los dispositivos de cruce e incorporación de los dos tipos de circulaciones, pues

Capacidad de circulación según la naturaleza y velocidad específica del tráfico.



(*) Velocidad específica = velocidad automóviles de turismo.

Figura 5-1.

pueden constituir puntos de grave peligro; el ancho preciso no se ha fijado aún internacionalmente.

El establecimiento de pistas para vehículos de dos ruedas no es sólo recomendable por la consideración del peligro de accidente, sino también la gran disminución de capacidad de tráfico de la carretera, por su mezcla con el tráfico general; y no hay que olvidar que en la solución pesa económicamente mucho la diferencia de precio de los firmes precisos para el ciclomotor y el tráfico general; cuando éste es intenso y la carretera está próxima a su saturación, la solución de separar los vehículos de dos ruedas suele ser económicamente más conveniente que ensanchar el firme para el tráfico automóvil; como orientación puede considerarse es conveniente el establecimiento de pistas para ciclomotores cuando los tráficos sean:

De 300 a 600 vehículos/hora	Con más de 50 ciclomotores....
Para tráficos menores	Con más de 500 »

La técnica francesa recomienda establecer pistas para ciclomotores, cuando su tráfico es superior a 500 al día; los anchos recomendables, cuando el tráfico está uniformemente repartido durante el día, son:

Pista única: 2,5 metros ancho.
Doble pista: 1,80 metros por pista.

Cuando existen puntas de tráfico de 500 a 1.000 vehículos en media hora:
Pista única: 3,50 metros.
Pista doble: 2,50 metros por pista.
Para puntas de más de 1.000 vehículos en media hora:
Pista única: 4 metros.
Doble pista: 3 metros por pista.

La Instrucción española da estas mismas dimensiones. La situación de la pista y la elección de pista única, para ambos sentidos o pistas separadas, depende de las condiciones locales. Es solución corriente y a nuestro juicio defectuosa, establecer las pistas inmediatamente contiguas al pavimiento, o sea en la zona donde se construyen normalmente los arcenes; desaparece así la destinada al estacionamiento de los vehículos y ello es un grave inconveniente; cuando sea posible, es recomendable la solución de la figura 5-2; en todo caso,

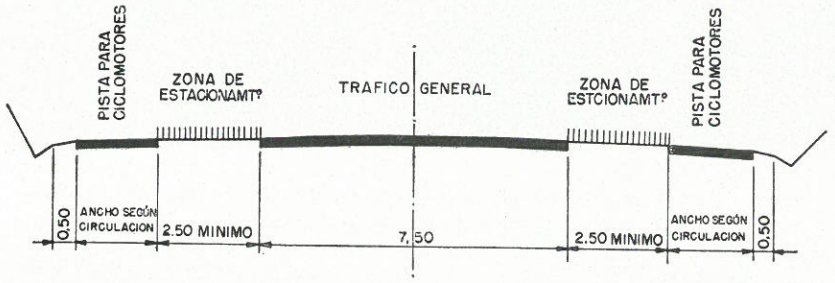


Figura 5-2.

hay que lograr que la separación entre la pista de las dos ruedas y la circulación general quede bien definida, pero sin que constituya una discontinuidad peligrosa para el conductor del motociclo; el límite del firme debe estar a una distancia mínima de la pista de 0,50 m. Hay veces en las cuales puede ser recomendable considerar la solución de separar completamente la pista del trazado de la carretera.

5.4. Separación de las direcciones de tráfico. — Cuando el tráfico exige un mínimo de cuatro vías, es conveniente separar las dos direcciones. Puede hacerse simplemente *con una línea marcada en el centro del firme* o con un obstáculo de dimensión apreciable (fig. 5-3); la primera solución tiene el inconveniente de que algún vehículo puede no respetarla y entonces la gravedad del accidente es grande.

La separación sirve principalmente para canalizar el tráfico en ambas direcciones, pero además ayuda, cuando el ancho de la zona central es suficiente, a disminuir los efectos del deslumbramiento de los faros durante la noche. Si la separación tiene un ancho mínimo de 1,50 m., será posible efectuar plantaciones, que bien escogidas disminuyen el deslumbramiento, aunque no lo suprimen totalmente. Si las condiciones locales lo permiten, es recomendable no escatimar en el ancho de la zona central, pues cuanto mayor sea, más efectiva resulta a los efectos del deslumbramiento; dar a la zona central ancho suficiente

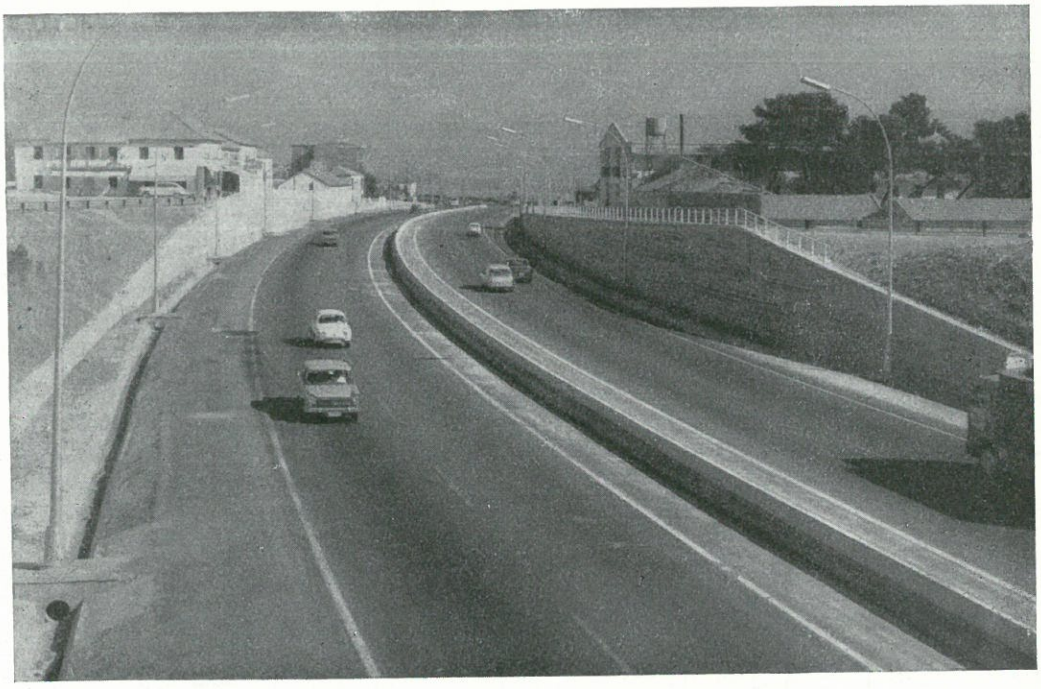


Fig. 5-3. — Autopista de Madrid a La Coruña kilómetros 17 al 45; tipo de sección al paso por zona urbanizada. Obstáculo de separación difícil de salvar.

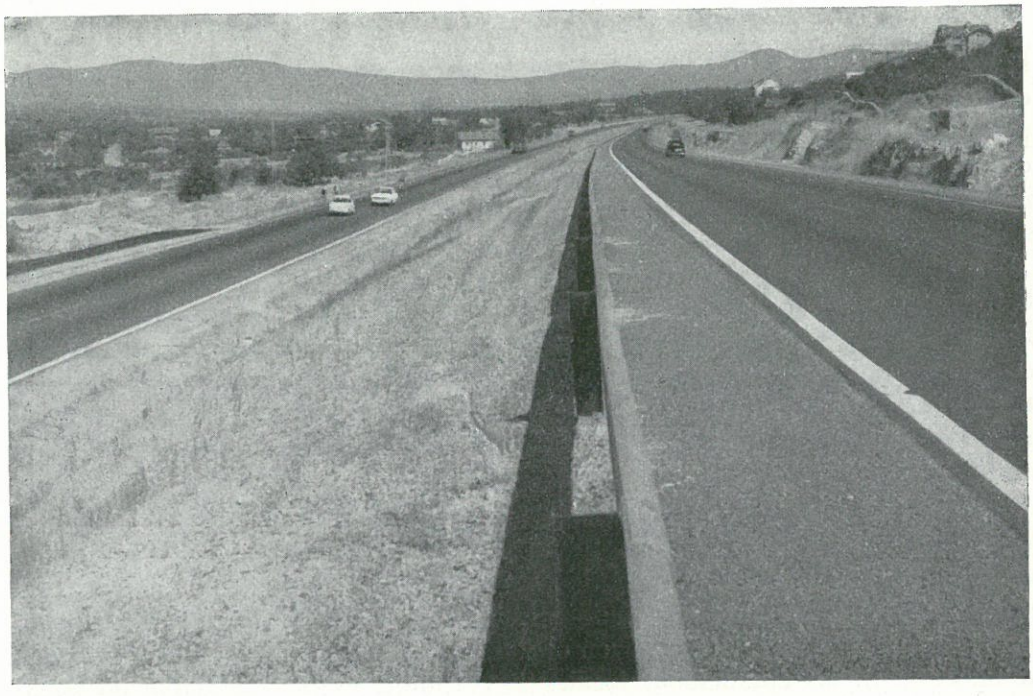


Fig. 5-4. — Autopista de Madrid a La Coruña kilómetros 17 a 45. Los dos sentidos de circulación a diferente nivel y ampliamente separados.

para permitir ampliar el número de circulaciones cuando sea preciso, es solución recomendable; conviene, en este caso, que el ancho de la zona central sea de un número par de vías, más el ancho previsible para la zona central en el futuro.

En terrenos accidentados suele ser solución separar completamente el trazado de los dos sentidos de circulación; se evitan así los efectos del deslumbramiento y, además, económicamente, puede resultar conveniente por ser menor el movimiento de tierras. Esta solución se ha adoptado en secciones determinadas para la continuación de la autopista Madrid a La Coruña, a partir del kilómetro 17 (fig. 5-4). En la autopista del Sol, en Italia, se han llegado a separar los dos sentidos de circulación, hasta las obras de fábrica. También se ha adoptado esta solución de Sau Paulo a Santos, en Brasil.

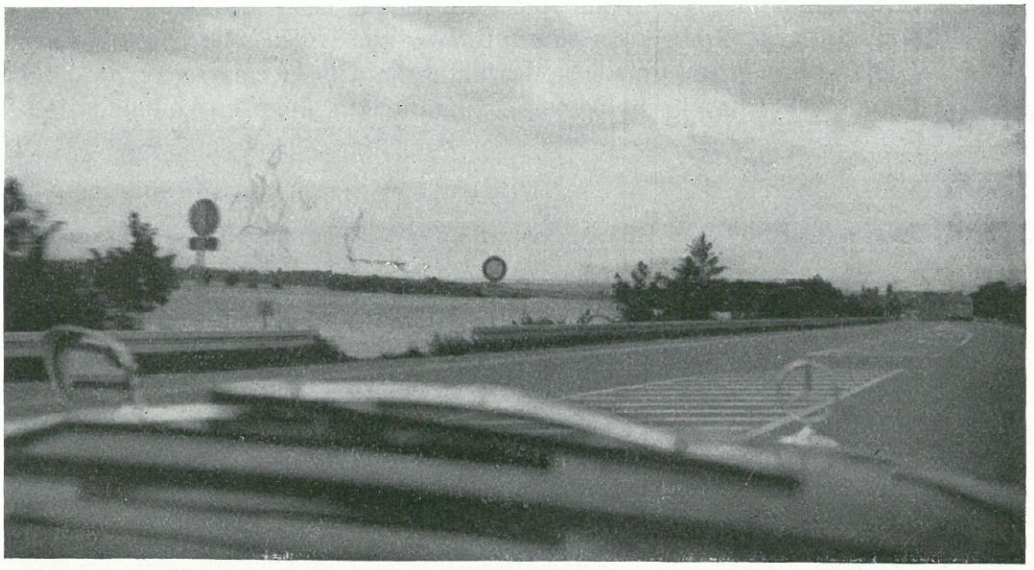


Fig. 5-5. — Carretera de los Castillos del Rhin; ensanchamiento por cambio de dirección, centralizado en el firme.

Cuando no es posible dar el ancho suficiente a la zona central, la doble defensa de chapa metálica es solución excelente, máxime si se completa con una malla de metal estirado antideslumbrante.

Para que el tráfico de un sentido de circulación pueda pasar a la dirección contraria sin interferir las otras vías de circulación, es necesario ampliar la sección normal con una vía de aceleración y deceleración de 3 metros de ancho, en la cual el tráfico deba detenerse obligatoriamente antes de girar en un punto que tenga la visibilidad precisa para poder hacerlo entrando sin peligro en la vía contraria (fig. 5-5 y 5-6). La solución recomendable, cuando económicamente no sea prohibitivo, es que el tráfico pase de un sentido a otro de circulación por un cruce a distinto nivel.

En todo caso, es preciso que los puntos de cruce de tráfico sean los menos posibles y que estén debidamente acondicionados. El tiempo que con ellos pierde el tráfico que desea cambiar de dirección, por aumento de recorrido, resulta despreciable, se evitan los gravísimos peligros que los cruces frecuentes y mal dispuestos producen; la reducción de la velocidad comercial que originan, y, como consecuencia, el rendimiento de la vía principal aumenta.

Sección transversal sobre o bajo obras de fábrica. — La Instrución española dispone que la calzada tendrá el mismo ancho que la proyectada para la vía; es decir, que la zona de circulación no debe sufrir ninguna variación de ancho. Cuando la luz del puente sea igual o menor de 20 metros, se conservará; el ancho de la plataforma para luces mayores, será

I.M.D.	< 500	500-2.000	2.000 a 5.000	> 5.000
Ancho de la plataforma en m.	8	9	10	$2 \times 9 + 2$

La altura mínima libre de los pasos inferiores será 4,50 metros; los apoyos deberán dejar libre la totalidad de la plataforma de la carretera.

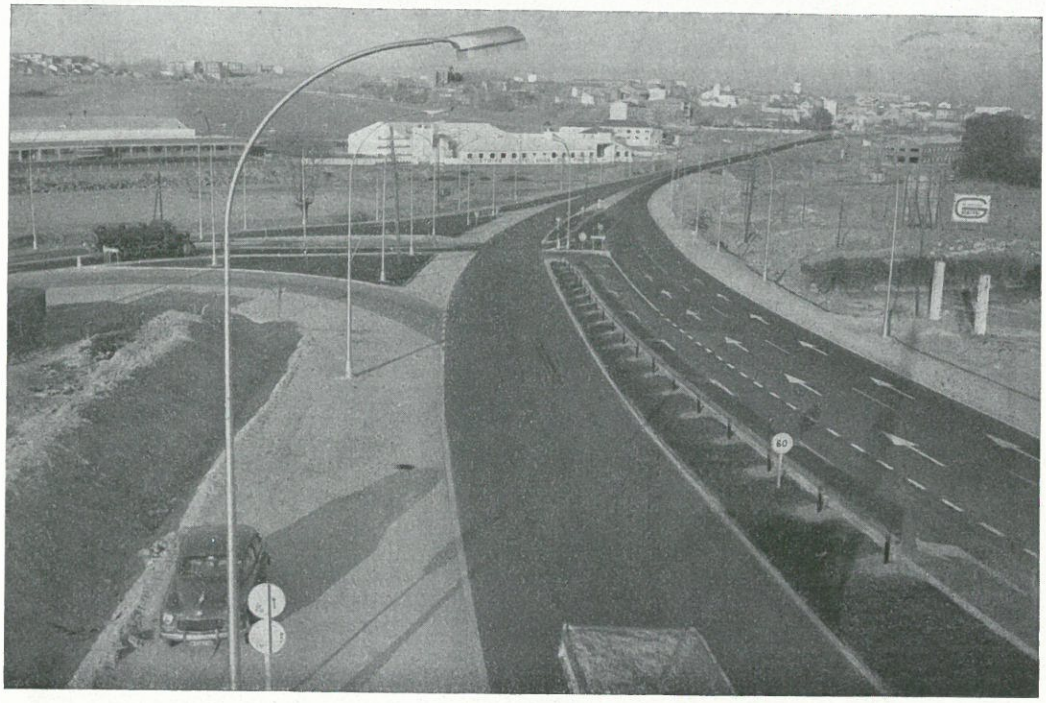


Fig. 5-6. — Autopista de acceso a Madrid de la carretera de Madrid a Cádiz. Desviación y cambio de dirección.

5.5. Carreteras con menos de dos circulaciones. — En trazados de montaña y en casos especiales, puede ser necesario construir carreteras con ancho menor que el mínimo normal de dos vías, 7 metros. Disminuyendo la velocidad de cálculo y señalando debidamente el tramo, será posible reducir el ancho

hasta 5,50 metros. Por debajo de este ancho no es posible el cruce de vehículos normales; habrá que disponer apartaderos; debe verse siempre un apartadero desde los contiguos; en ningún caso la separación entre apartaderos debe ser, aunque haya visibilidad, superior a los 300 metros y ha de marcarse en estos tramos la dirección de tráfico que tiene preferencia de paso.

5.6. Pendiente transversal media. — El perfil del firme en recta, sin separación de tráfico, tiene un punto alto en su eje y pendiente hacia ambos lados, que varía del 1 al 3 por ciento, según la clase de firme. La razón de la inclinación del firme es la necesidad de eliminar rápidamente el agua de lluvia, haciendo que corra a la cuneta; que esta condición se cumpla es necesario para la conservación del firme; pero, por otra parte, no es conveniente para el tráfico una pendiente transversal fuerte, que resulta no sólo incómoda, sino, además, peligrosa, pues cuando un vehículo trata de adelantar a otro, a la acción de la fuerza centrífuga que la maniobra origina, se suma la de la pendiente transversal; la acción conjunta de las dos puede ser causa del despiste del vehículo, que para adelantar irá a velocidad elevada. La pendiente transversal debe depender del coeficiente de rozamiento del firme.

En recta pueden tomarse los siguientes límites:

Firmes de hormigón	1,5 al 2	%
Firmes bituminosos	2 al 2,5	%
Tratamientos superficiales	2 al 2,5	%
Adoquinados	2,5 al 3	%
Macadam sin tratamiento	2,5 al 4	%

No se debe reducir excesivamente la pendiente transversal, pues es difícil evitar en la práctica quede agua en la superficie del firme si no está perfectamente terminada, lo cual representa un grave inconveniente para la circulación y la conservación del pavimiento; la mayor o menor seguridad que se tenga en la manera de terminar la capa de rodadura debe influir en el límite mínimo elegido.

5.7. Pendiente transversal en rampa. — Cuando existe pendiente longitudinal no es conveniente que se anule la transversal, como en algunos casos se hace, porque entonces el agua seguirá la dirección del eje de la vía, deteriorará el firme y podría llegar a molestar al tráfico. Se prescribe, en general, que el agua tenga que recorrer longitudinalmente, como máximo, el doble del ancho de la vía.

En la figura 5-7, sea *A* un punto del eje, y *AD*, el camino que ha de recorrer el agua para llegar a la cuneta, o sea, la línea de máxima pendiente; *BE*,

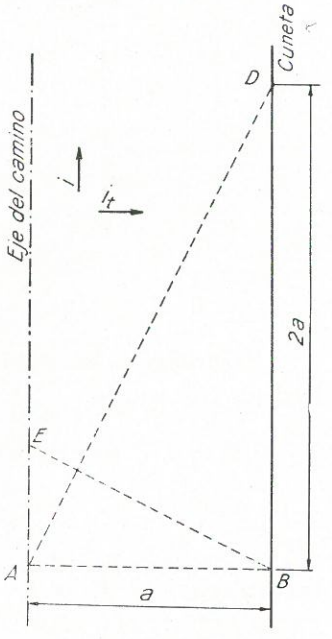


Figura 5-7.

perpendicularmente a AD, será línea de nivel. Comparando los triángulos ABD y AEB, resulta:

$$\frac{BD}{AB} = \frac{AB}{AE}.$$

Si llamamos i_t a la pendiente transversal del camino, i a la longitudinal, se verificará, por ser B y E puntos al mismo nivel: $AB \,.\, i_t = EA \,.\, i$; luego de [1] se deduce:

$$\frac{2a}{a} = \frac{i}{i_t}.$$

Por tanto, i tiene que ser, como mínimo, igual a $\frac{1}{2}\, i$.

5.8. Tipos de perfiles transversales del firme. — La superficie del firme puede ser un diedro que tenga por arista el eje del camino; esta solución se emplea especialmente en los firmes de hormigón hidráulico.

Se utilizan también perfiles transversales formados por un arco de circunferencia cuya flecha corresponde a la pendiente transversal media elegida o parábolas de segundo y tercer grado.

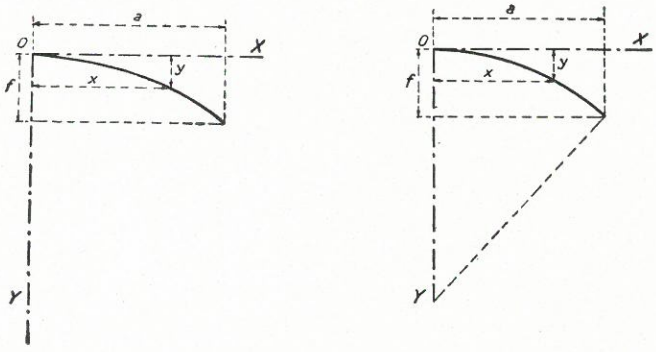


Figura 5-8.

Referidas a los ejes que se indican en la figura 5-8, las ecuaciones de las tres curvas son:

$$x^2 + (y - R)^2 = R^2 \text{ (circunferencia)},$$
$$\left.\begin{aligned} y &= K x^2 \\ y &= K x^3 \end{aligned}\right\} \text{ (parábolas)},$$

los valores de R y K se determinan expresando la condición de que para $x = a$, $y = f$, con lo cual se pueden determinar las ordenadas de los diferentes puntos para dibujar la curva correspondiente.

El perfil en diedro tiene la ventaja de ser constante la pendiente en cada uno de los dos semianchos; pero la arista central resulta excesivamente acusada, y conviene redondear el perfil en su parte central con un arco de circunferencia.

Los perfiles tranversales curvos tienen el inconveniente de que la pendiente transversal va aumentando a medida que los puntos se alejan del eje del camino, circunstancia más acusada en la párabola cúbica que en la de segundo grado, o el círculo; ello es causa de que el tráfico no guarde rigurosamente su vía de circulación, tendiendo a marchar por la parte central.

5.9. Cambio de ancho de la calzada. — La transición de un ancho de calzada a otro diferente deberá realizarse de un modo gradual. La Instrucción española recomienda se haga (fig. 5-9) empleando parábola cúbica, recta o pa-

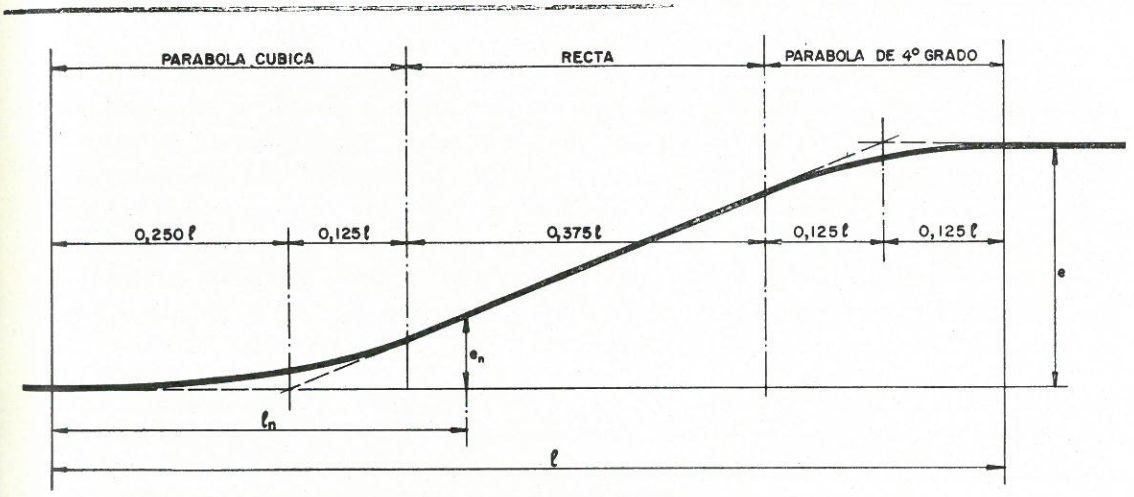


Fig. 5-9. — Variación de ancho de la sección transversal.

rábola de 4.º grado. La longitud l del acuerdo deberá cumplir la condición como mínimo $l \geqslant 40\ \sqrt{e}$ si es posible económicamente acercarse a $l = 80\ \sqrt{e}$ siendo e el sobreancho que desea alcanzar.

Los valores intermedios de $\frac{e_n}{e}$ correspondientes a longitudes unitarias $\frac{l_n}{l}$ se obtienen de acuerdo con la Instrucción española de la tabla siguiente:

TABLA 5-II. — *Ordenadas* e_n/e.

$\frac{l_n}{l}$	$\frac{e_n}{e}$	$\frac{l_n}{l}$	$\frac{e_n}{e}$
0,00	0,0000	0,50	0,400
0,05	0,0005	0,55	0,480
0,10	0,004	0,60	0,560
0,15	0,013	0,65	0,640
0,20	0,030	0,70	0,720
0,25	0,062	0,75	0,800
0,30	0,102	0,80	0,872
0,35	0,162	0,85	0,928
0,375	0,200	0,90	0,968
0,40	0,240	0,95	0,992
0,45	0,320	1,00	1,000

5.10. Bordillo. — El firme propiamente dicho, es decir, la superficie sobre la cual puede rodar el vehículo, debe quedar limitado por dos líneas longitudinales, que marquen claramente la zona que se pueda utilizar; además, es preciso contener lateralmente el firme, que no debe quedar cortado estrictamente en las líneas que limitan las zonas de rodadura, pues los esfuerzos del tráfico producirían su rotura (fig. 5-10). Ambas exigencias se pueden cumplir limitando el firme por un bordillo de piedra u hormigón. Puede colocarse enterrado o elevado. En carretera, en pleno campo, el bordillo no debe constituir un

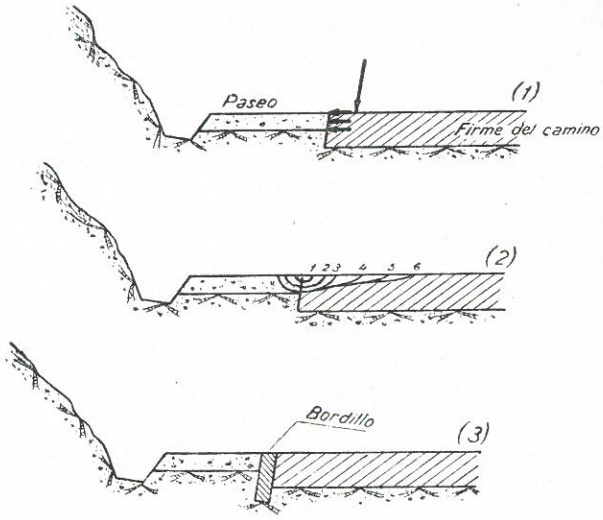


Figura 5-10.

obstáculo para que el tráfico pueda utilizar los arcenes para detenerse o en caso de emergencia, como ocurrirá, se dispone elevado; por ello, la forma normal es colocarlo con su cara superior en la misma rasante del firme; son piezas cuya sección es, generalmente, de 15 × 30 cm., con una longitud de 80 a 100 cm. El bordillo elevado se utiliza cuando se pretende evitar que el tráfico entre en el arcén, por ejemplo, en las zonas urbanas cuando aquél se utiliza para el tránsito de peatones. La elevación del bordillo sobre la rasante del firme suele variar de 15 a 25 cm. e ir enterrado unos 15 cm. como mínimo; no deben emplearse bordillos elevados sobre la rasante del firme más de 25 cen-

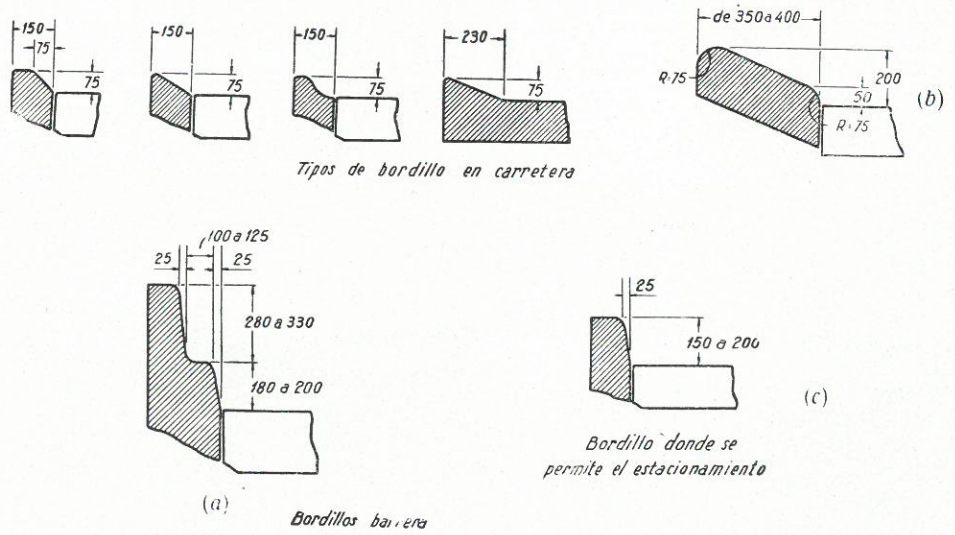


Figura 5-11.

tímetros, porque no está justificado y puede constituir incluso una dificultad para abrir las puertas de los vehículos. Se emplea también bordillo elevado para proteger zonas determinadas del firme, por ejemplo, en islotes de encauzamiento de tráfico, refugios de peatones, protección de elementos colocados en el firme como farolas, postes de señales, etc. Cuando se quiere defender eficazmente un espacio determinado dentro del firme, se puede emplear un bordillo escalonado (fig. 5-11, *a*). Cuando se quiere que el vehículo pueda entrar sin peligro en el arcén en el caso de emergencia o simplemente para estacionarse, se puede utilizar cualquiera de las secciones de la figura 5-11, *b*; el talud suave de separación entre el firme y el arcén puede salvarse fácilmente; este tipo de bordillo tiene la ventaja de marcar claramente el límite del firme, siendo más difícil que lo cubra el polvo o barro que sucede con el que está enterrado; la cara inclinada puede ir pintada con cal o incluso con pintura, que puede ser reflectante; en algunos sitios de Francia, por ejemplo, se colocan catafotes en la cara inclinada. Dispuesto en esta forma, el bordillo constituye un excelente balizamiento, especialmente de noche y en días de niebla. Como contrapartida, en este tipo de bordillo hay que

cuidar del desagüe a la cuneta del agua que pueda quedar en el firme; donde no hay sumideros, no existe otro medio que el de cortar de vez en cuando el bordillo y el arcén, en puntos adecuados para dar el desagüe imprescindible; la solución no deja de tener inconvenientes: el arcén resulta discontinuo y los desagües se obstruyen frecuentemente. El bordillo en zonas de estacionamiento de vehículos debe tener un perfil análogo al señalado en la figura 5-11, *c*.

El bordillo suele resultar caro; y si no se tiene en cuenta en la disposición de la sub-base (capítulo XIII) puede ser un obstáculo para el drenaje del firme; por ambas razones, especialmente por la económica, es recomendable sustituirlo por el afirmado de una zona del arcén de unos 30 cm. de ancho a partir del límite del firme y con el mismo espesor de éste se logra así perfec-

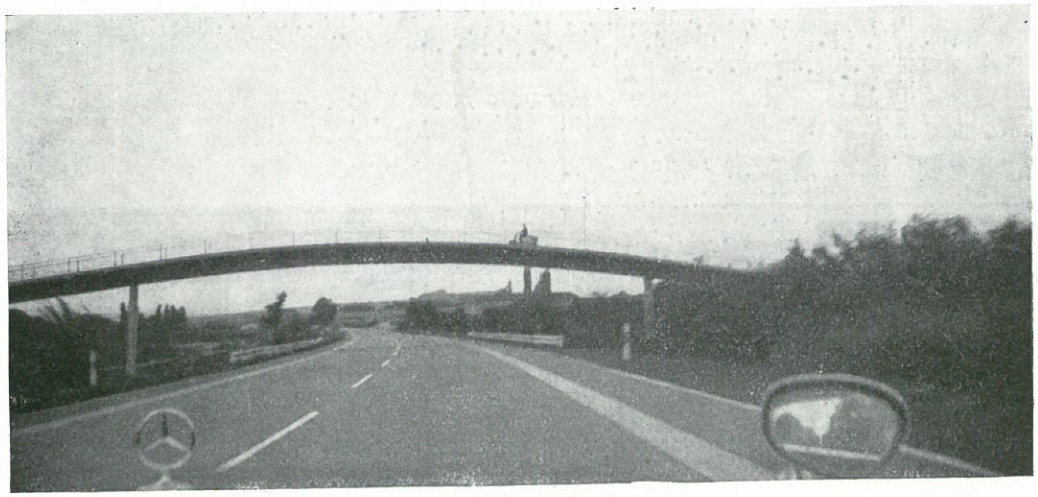


Fig. 5-12. — Carretera de los Castillos del Rhin; dos vías de circulación: un bordillo ancho marca la separación del firme y el arcén, y uno estrecho el límite de éste.

tamente el efecto de contención. En las nuevas autopistas en la Alemania Occidental, el firme se limita con bloques de hormigón. Si se quiere señalar claramente la zona de rodadura se puede pintar una línea o colocar otro elemento superficial que sirva de balizamiento; en la carretera de Madrid a Cádiz, en la entrada de Sevilla, se ha realizado el balizamiento con losetas que delimitan el firme muy claramente y con línea muy perfecta, difícil de lograr en el bordillo de piedra; en Alemania se señala el límite del firme con una línea ancha, y el del arcén con la explanada con una estrecha (fig. 5-12); en algunas autopistas se ha recurrido a dar al bordillo una cierta rugosidad, que sirve de aviso, al ser la sensación de rodadura distinta, al conductor que por distracción se sale del pavimento.

5.11. Arcenes. — A ambos lados del firme se disponen, normalmente, unas zonas denominadas arcenes (margen u orilla, antes denominados paseos); servían hasta hace poco, por su ancho reducido (normalmente un metro), casi exclusi-

vamente para recoger el tráfico, en general muy escaso, de peatones; hoy día tienen como fin fundamental proporcionar una superficie complementaria, aneja al camino, para utilizar en caso de emergencia y donde los vehículos pueden detenerse en perfectas condiciones de seguridad, no sólo para ellos mismos, sino para el resto del tráfico (figs. 5-13 y 5-14).

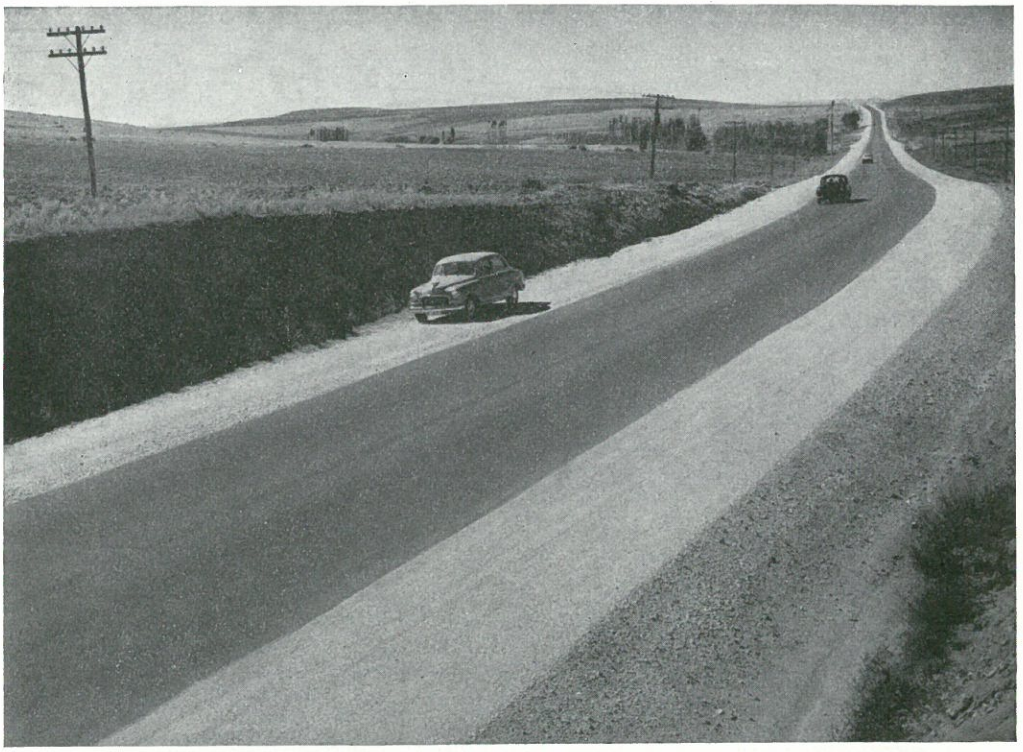


Fig. 5-13. — Carretera de Madrid a Irún; los arcenes sirven ampliamente para el estacionamiento de vehículos, y como zona en caso de emergencia; el firme del arcén de color diferente de la calzada, sirve de excelente balizamiento pudiendo sustituir las líneas límites de la figura 5-12.

El fin que el arcén ha de cumplir impone un ancho mínimo de 2,50 m.; solamente así podrá quedar en él un vehículo parado sin interferir la zona de circulación. Cuando la topografía del terreno haga esta solución excesivamente costosa, pueden construirse arcenes de ancho menor; pero entonces es recomendable ensancharlos al mínimo indicado, aunque sea solamente en zonas donde la topografía lo permita. La necesidad del arcén como zona complementaria de la calzada es mayor a medida que el tráfico es más intenso, pues la probabilidad de que haya vehículos obligados a detenerse en la calzada y el entorpecimiento que, al hacerlo así, causan al tráfico, es más grande. Además de la función de recoger a los vehículos que tengan que detenerse, el arcén tiene la misión de contener lateralmente el firme y servir de zona de seguridad en caso de pequeña desviación del vehículo, haciendo posible una rectificación

del conductor que en muchos casos puede evitar un accidente grave. El ancho de los arcenes puede ser distinto a los dos lados de la calzada cuando se trata de vías de circulaciones separadas; el arcén derecho, en el sentido de la marcha, cumplirá la misión de recoger los vehículos parados y el izquierdo puede ser solamente zona de emergencia.



Fig. 5-14, *a*. — Carretera de San Bernardo; lo accidentado del terreno obligó a suprimir los arcenes; la vía del lado del terraplén lleva además de la barandilla una defensa metálica baja.

Si es posible económicamente dar al arcén un ancho superior a una vía de circulación, se podrá, cuando el tráfico lo exija, añadir dos vías más, una a cada lado de la carretera, con sólo afirmarlas debidamente.

Los arcenes deben ser más anchos en las zonas de terraplén que en las de desmonte; un arcén ancho hace que el tráfico se acerque más al límite de la calzada y sea más completa la utilización del firme. El arcén debe estar libre de árboles, postes, etc.; cuando se coloquen defensas, deben ir en el límite exterior de él.

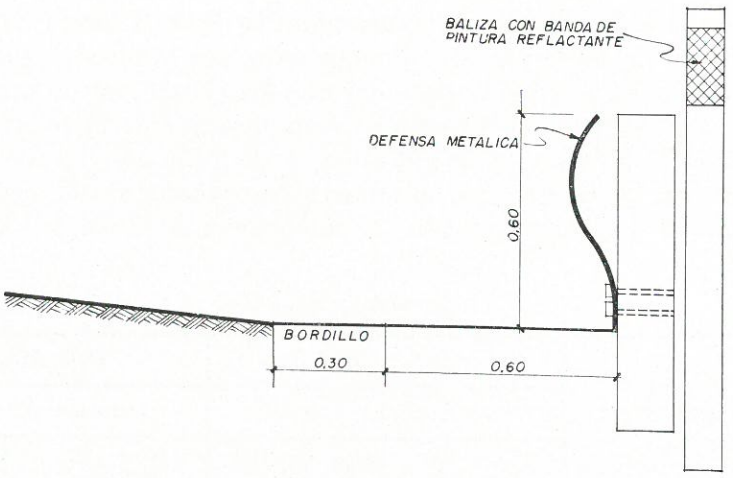


Fig. 5-14, *b*. — El bordillo sirve de guía visual por su color blanco, y por su superficie rugosa, avisa al conductor cuando se sale del firme.

Para que el arcén sirva de complemento del firme en caso de maniobra forzada y puedan detenerse en él los vehículos, debe ser su pavimento estable, aunque precisa resistencia considerablemente menor que la zona de circulación; ha de tener superficie impermeable para evitar que el agua pueda llegar, a través del mismo, al cimiento del firme. Un arcén con su firme en malas condiciones puede ser fatal en casos de que se utilice en una maniobra forzada; la diferencia de coeficiente de rozamiento de una rueda en el firme y otra en el paseo, puede hacer perder la dirección del vehículo.

En Norteamérica se han empleado, mucho, especialmente en vías parque, los arcenes de césped. Necesitan un terreno granular, ligeramente unido con limo o arcilla. La capa superior del firme puede ser tierra estabilizada con alquitrán, para evitar que la humedad penetre a través de ellos; deben tener una pendiente transversal de 3 a 4 por 100, para que el agua vaya a la cuneta de drenaje.

Solamente en casos excepcionales de terreno muy accidentado, puede suprimirse el arcén (fig. 5-14, *a*). Cuando hay algún espacio más disponible, pero no el preciso para construir un verdadero arcén, en Alemania han adoptado la solución de la figura 5-14, *b*, que es interesante especialmente cuando el tráfico es intenso.

5.12. Aceras. — Son zonas adyacentes al camino, dedicadas exclusivamente al servicio de peatones.

Para evitar que los vehículos entren en la acera, debe ir separada de la calzada por un bordillo suficientemente alto que sea difícil de salvar. Excluir el peatón del firme, disminuye el riesgo de accidentes y hace posible una velocidad más elevada de los vehículos.

En Massachusetts la construcción de 500 millas de acera, en un total de 1 890 millas de carretera, produjo una disminución del 31 por 100 del de accidentes. La acera a lo largo de una carretera, ha de tener un firme cuyas condiciones externas de uniformidad y drenaje sean, por lo menos, iguales a la de la calzada; de no ser así, habrá peatones que marcharán por ésta, en vez de ir por la acera. La necesidad de establecer acera depende de la velocidad específica del camino y del número de vehículos y de peatones; la A.A.S.H.O. da, como tentativa de propuesta, que el número de peatones al día, necesario para establecer una o dos aceras, según las condiciones de la vía, sea la siguiente:

TABLA 5-III.

VELOCIDAD ESPECIFICA Km./HORA	UNA ACERA		DOS ACERAS	
	Densidad de vehículos		Densidad de vehículos	
	30 a 100 vehículos hora	Más de 100 vehículos hora	50 a 100 vehículos hora	Más de 100 vehículos hora
50, 65 y 80	150	100	500	300
95 y 115	100	50	300	200

Nota. — Un tráfico de peatones menor puede justificar la existencia de dos aceras, si con ello se evita que una proporción importante cruce la vía.

En las proximidades de fábricas, zonas de deporte u otros espectáculos, etcétera, donde en un momento determinado la afluencia de peatones puede ser muy grande, estará justificado el establecimiento de acera o aceras y sus mayores dimensiones, aunque la media de tráfico no alcance la indicada en el cuadro anterior.

El ancho de la acera debe ser el preciso para recoger el tráfico máximo de peatones; si la acera es estrecha, algunos de aquéllos pasan a la calzada, con grave peligro; en zonas de ensanche de poblaciones donde el tráfico de momento sea reducido, puede ser económicamente conveniente establecer una calzada relativamente estrecha con una o dos aceras de gran ancho, en la cual una pequeña zona esté pavimentada para el tráfico de peatones, y el resto sea jardín o simplemente césped; las futuras ampliaciones de la calzada o acera pavimentada, a medida que el tráfico lo exija, se harán a costa de la zona verde.

Cuando en vías urbanas de gran tráfico de vehículos y peatones la acera es demasiado ancha, resulta difícil el servicio de las edificaciones, que, además, interrumpe y molesta el tráfico de la acera; es conveniente, en este caso, esta-

blecer una vía de servicio al lado de las edificaciones con sólo una pequeña acera, y entre esta vía de servicio y la calzada principal, disponer la acera principal. La vía de servicio puede utilizarse, además, para recoger y encauzar el tráfico de acceso a las calles laterales, evitando la multiplicidad de puntos de entrada en la principal (fig. 5-15). En las zonas urbanas determinadas, las aceras pueden proyectarse con perfiles especiales, para establecer a lo largo de ellas jardines, quioscos e incluso vitrinas de exposición de las tiendas próximas.

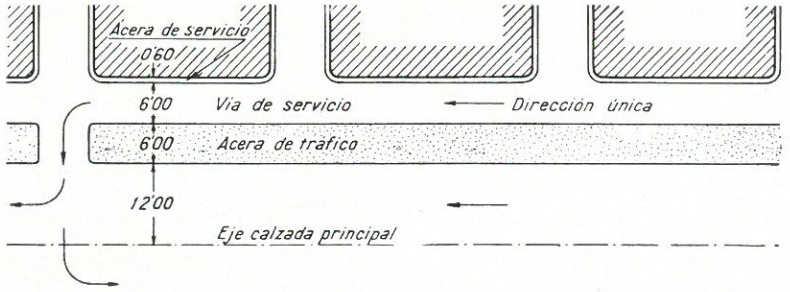


Figura 5-15.

5.13. Cunetas. — Las cunetas son elemento fundamental del drenaje de la explanada; constituidas por canales colocados en el límite de ella, recogen el agua que cae sobre el firme, los arcenes y los taludes en las zonas de desmon-

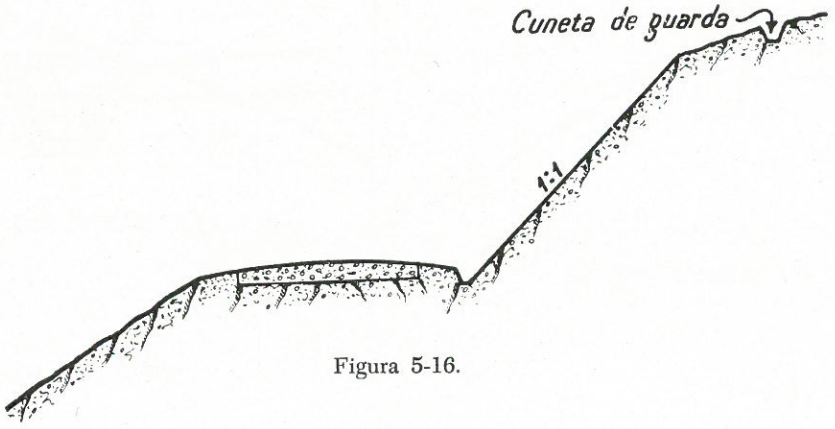


Figura 5-16.

te y la alejan lo más rápidamente posible de la obra de tierra que constituye la explanada. Las cunetas, cuando no existe drenaje profundo, deben recoger y eliminar el agua que puedan filtrar a través del firme o los arcenes, que se



Figura 5-17.

conduciría a ellos por medio de las capas de drenaje de los mismos, evitando que pueda llegar a la obra de tierra. Hay otros tipos de cunetas que interceptan el agua que corre por los taludes y la desvían evitando llegue a la carretera; denominan cunetas de guarda (fig. 5-16). Existen, por último, cunetas de protección del pie de los terraplenes, que evitan que el agua, acumulada en ellas, pueda contaminar, por capilaridad, la obra de tierra (fig. 5-17); se denominan cunetas de protección. La cuneta debe cumplir su papel de eliminar el agua lo más rápidamente posible; para ello el agua debe llevar en ella la má-

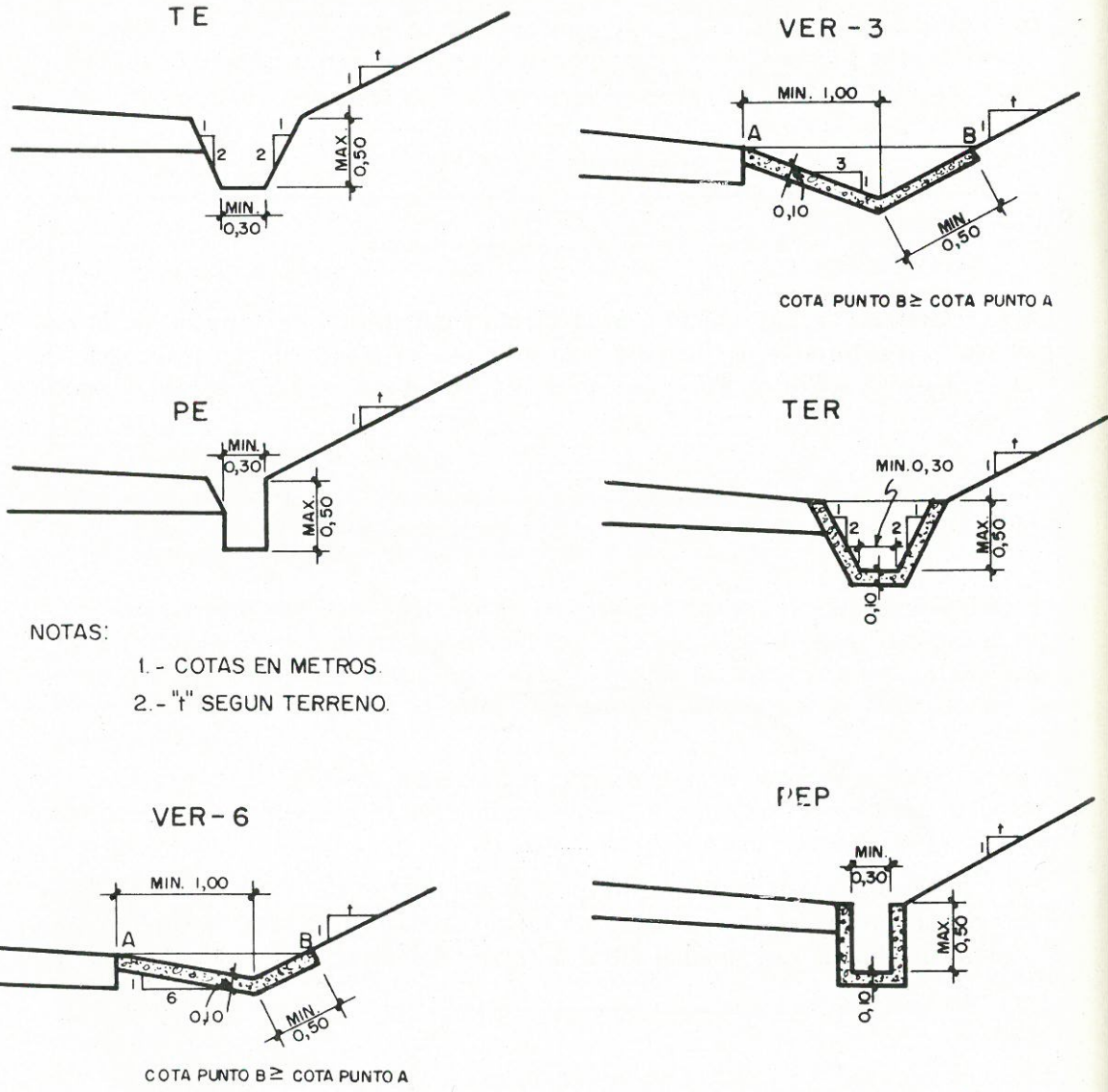
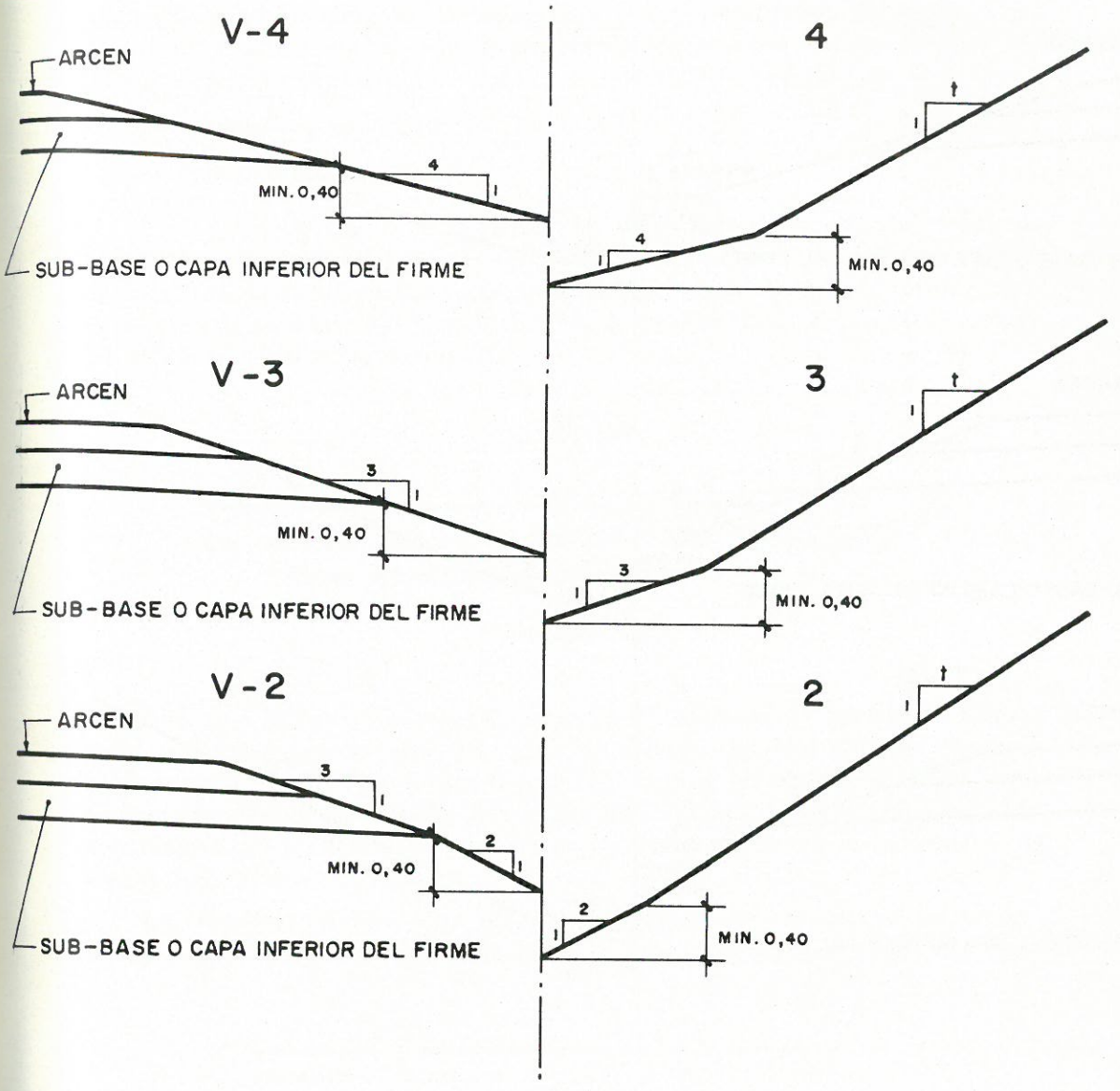


Fig. 5-18. — Cunetas reducidas.

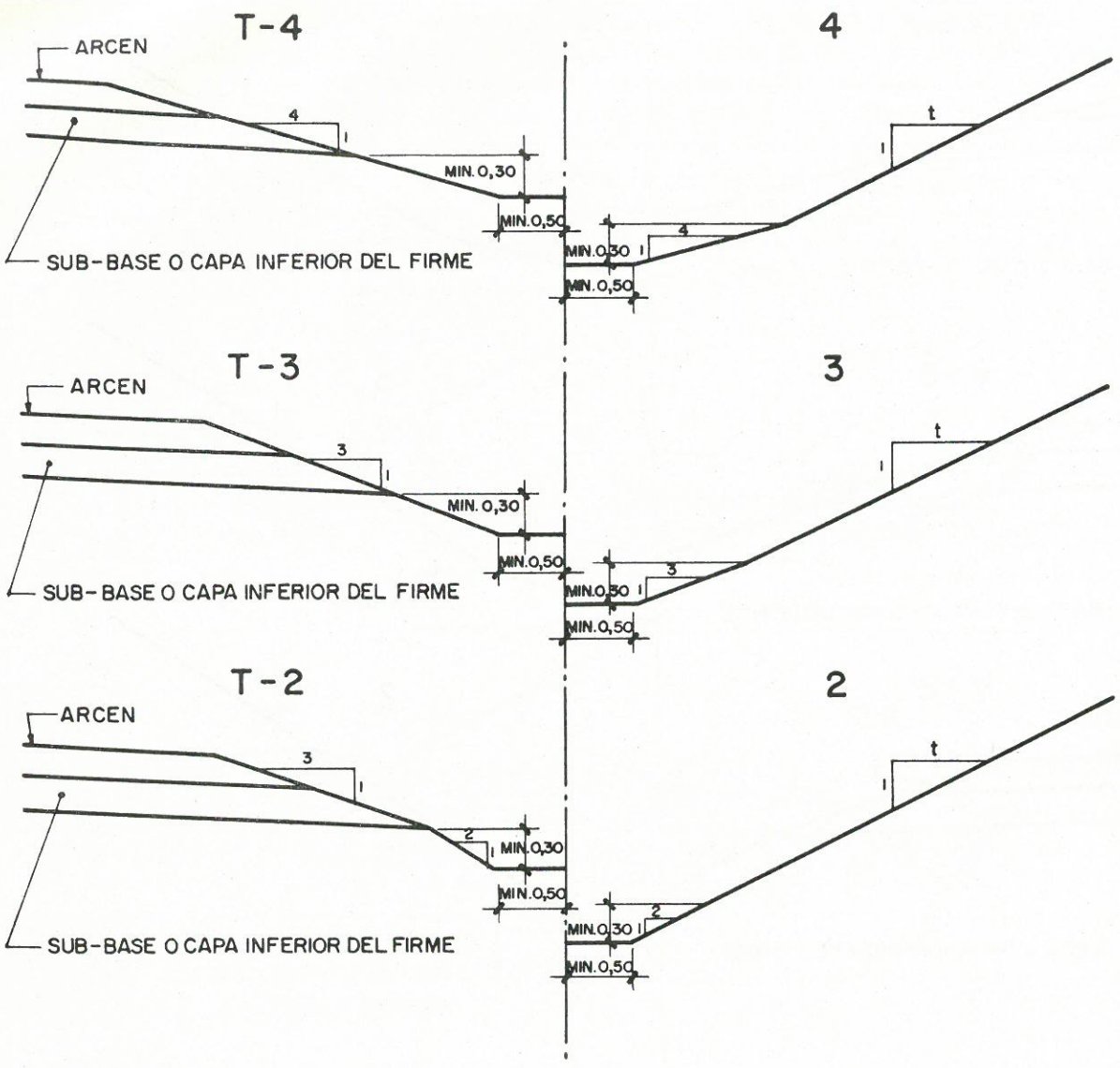


COMBINACIONES		
(1)	(2)	(3)
V-4-4	V-3-3	V-2-2
V-4-3	V-3-2	
V-4-2		

Notas:

1.- COTAS EN METROS.
2.- "t" VARIABLE SEGUN TERRENO.
3.- REDONDEAR LOS PUNTOS ANGULOSOS CON RADIO 1,50m.

Fig. 5-19. — Cunetas tipo "V".



COMBINACIONES		
(1)	(2)	(3)
T - 4 - 4	T - 3 - 3	T - 2 - 2
T - 4 - 3	T - 3 - 2	
T - 4 - 2		

Notas:

1.- COTAS EN METROS.
2.- "t" VARIABLE SEGUN TERR
3.- REDONDEAR LOS PUNTOS ANGULOSOS CON RADIO 1,5

Fig. 5-20. — Cunetas tipo "T".

xima velocidad, de acuerdo con su sección y con la naturaleza del material que la constituya. Las cunetas son, normalmente, en relación con su sección.

a) Reducidas (fig. 5-18).

b) Triangulares (fig. 5-19).

c) Trapezoidales (fig. 5-20).

En las cunetas tipo *a*) y *b*) los taludes de el lado de la calzada, deben tener una pendiente de 3:1 y si es económicamente posible, de 4:1 para reducir el peligro de la rueda de un coche que en una maniobra forzada pueda entrar en ellas. Las cunetas tipo *c*) deben ir cubiertas con losas resistentes que dejen filtrar el agua a través de ellas.



Figura 5-21.

Para que la cuneta cumpla su función de eliminar el agua que filtra a través del firme o los arcenes, las capas de drenaje de ellos deberán desaguar en la cuneta a suficiente altura (fig. 5-21); cuando el espesor total del firme es grande, cumplir las condiciones expuestas obligaría a profundidades antieconómicas de la cuenta; la solución en este caso puede ser la indicada en la figura 5-22.

La velocidad mínima del agua en la cuneta ha de ser tal que no se produzcan depósitos que disminuirían la velocidad y, por tanto, el poder del trans-

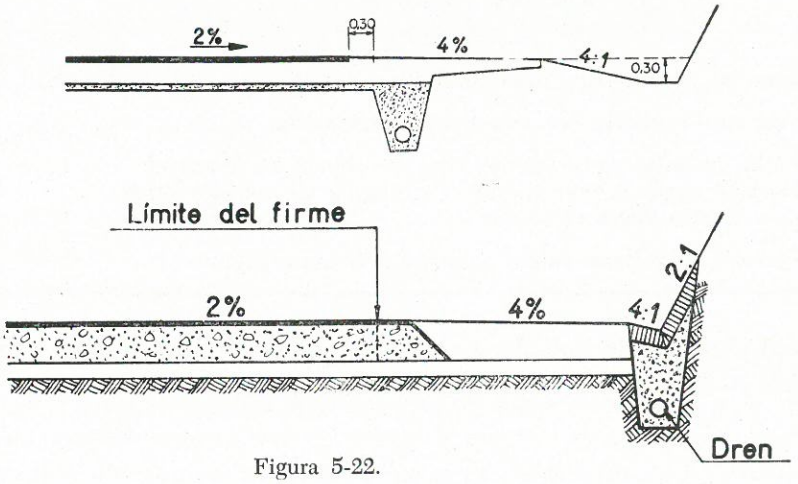


Figura 5-22.

porte del agua que varía en razón inversa a la 8.ª potencia de la velocidad; por otra parte, una velocidad demasiado elevada en relación con la naturaleza de las paredes, producirá una erosión que hay que evitar. Para cunetas no revestidas, los límites máximos admisibles son:

Hierba bien cuidada	1,80	m./seg.
Terreno parcialmente cubierto de vegetación.	0,60 a 1,20	»
Arena fina o limo (poca o ninguna arcilla)...	0,30 a 0,60	»
Arena arcillosa dura	0,60 a 0,90	»
Arcilla muy dura, con o sin grava	1,20	»
Grava con limos	1,00 a 1,50	»
Arcillas	0,75 a 1,50	»
Pizarras, según su dureza	1,80 a 2,00	»

Cuando la pendiente del terreno impone velocidades mayores, revestir la cuneta o escalonarla con escalones revestidos o protegidos.

El caudal a evacuar puede calcularse por la fórmula de Talbot aproximado:

$$S = c \sqrt[4]{A^3},$$

donde:

S = sección de la cuneta en metros cuadrados.

A = superficie de la cuneta en Ha.

c = coeficiente cuyos valores se recogen en la tabla siguiente:

TABLA 5-IV.

TIPO DE TERRENO	c
Terreno montañoso con pendientes fuertes	0,18
Terreno ondulado con pendientes moderadas	0,12
Valles aislados muy anchos con relación a su longitud...	0,09
Terreno agrícola con cuenca a desaguar de longitud tres o cuatro veces el ancho	0,06
Terreno muy llano sujeto a nevadas o inundaciones	0,04

La velocidad puede calcularse por cualquiera de las fórmulas utilizadas para canales; es corriente en carreteras la fórmula de MANNING:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot i^{1/2};$$

donde:

V = velocidad en metros por segundo.

R = radio hidráulico $\dfrac{\text{área sección}}{\text{perímetro mojado}}$.

i = pendiente longitudinal.

n = coeficiente de rugosidad.

Los valores de n son los siguientes:

	n
Tierra ordinaria con superficie uniforme	0,02
Hierba (altura lámina de agua > 15 cm.)	0,04
Hierba (altura lámina de agua < 15 cm.)	0,06
Hierba espesa	0,10
Encachado de piedra rugoso	0,04
Encachado de piedra liso	0,012

La sección que se proyecte para la cuneta debe ser la precisa para la lluvia máxima corriente en la localidad; sería ilógico hacerlo para casos excepcionales.

Protección de los terraplenes contra la erosión del agua superficial. — Es costumbre admitida no poner cuneta en los terraplenes, dejando que el agua superficial, que cae sobre el firme, se evacua por los taludes; ello es causa, especialmente en ciertos tipos de suelos, de que se produzcan en los taludes ero-

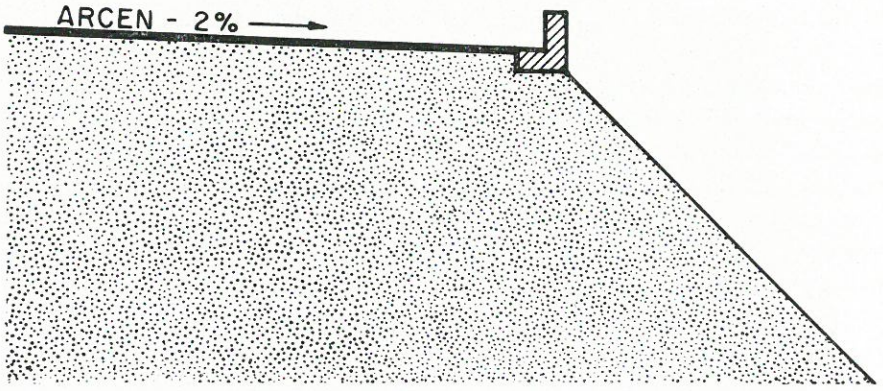


Figura 5-23.

siones que puedan ser graves; para evitarlo se pueden utilizar una especie de cunetas de arista (fig. 5-23) que recogen el agua superficial y la llevan a desaguar en puntos determinados, adecuadamente protegidos; la cuneta de borde se construye prefabricada; pueden ser de hormigón hidráulico; en algunos

países de Sudamérica, las hemos visto construidas con piezas prefabricadas de hormigón bituminoso.

Detalles de construcción. — Las cunetas en *V* son las más económicas si el terreno es apropiado, pues puede emplearse para ejecutarlas la motoniveladora, que también se utiliza en la conservación.

Las cunetas de sección reducida serían muy peligrosas para el tráfico, si no se cubren; suele hacerse con losas de hormigón prefabricadas, que tienen una forma tal, que permite la entrada al agua superficial en la cuneta. En terrenos muy llanos donde no es posible dar salida al agua a distancia conveniente, puede evacuarse llevándola a pozos filtrantes colocados en puntos cuidadosamente escogidos y con profundidades adecuadas. Esta misma solución puede adoptarse con las cunetas de protección del pie del terraplén que tienen una importancia grande, pues el agua almacenada en el terreno al pie del terraplén, puede subir al cuerpo de éste alterando sus condiciones resistentes.

PERFIL TRANSVERSAL DEL TERRENO, TALUDES

5.14. Taludes de la explanación. — Los taludes de la explanación, en desmonte o terraplén, deben tener un valor mínimo para su estabilidad que depende de la naturaleza del terreno; su determinación es un problema de mecánica del suelo, o de mecánica de rocas. Los taludes mínimos producen un menor volumen de movimiento de tierras; pero la solución de los taludes mínimos no es, normalmente, la más conveniente desde el punto de vista de la explotación del camino, y en casos puede no ser la más económica. Los equipos modernos de movimiento de tierras han reducido mucho el coste unitario del desmonte o terraplén, pero estos equipos no trabajan fácilmente con los taludes estrictos; necesitan pendientes de 3:1 para dar su máximo rendimiento. Por otra parte, los taludes muy verticales se erosionan fácilmente, especialmente en ciertos tipos de suelos; ello es peligroso para el tráfico, pues taludes al principio estables, pueden dejar de serlo por causa de la erosión, y no hay que perder de vista que la corrección de un talud escaso, de desmonte o terraplén, con la carretera abierta al tráfico, es difícil, muy costosa y peligrosa su ejecución para los operarios que la ejecutan y para el usuario de la carretera. Hay que tener especial cuidado cuando se trata de desmontes en roca, cuya pendiente de estabilidad es más difícil de determinar que en el caso de taludes en tierra; se puede llegar a 1:5, pero cuando en las rocas existen diaclasas hay que proceder con la mayor cautela. La alteración parcial del estado de equilibrio del macizo del terreno puede dar lugar a desprendimientos muy difíciles de corregir y que constituyen un gran peligro para el tráfico una vez construida la carretera (fig. 5-24); en estos casos habrá que tantear la solución de no alterar el macizo, construyendo la vía en voladizo (fig. 5-25). Otras veces será conveniente la construcción de una defensa de la calzada que evite que las piedras puedan caer sobre la misma; la carretera puede construirse en semitúnel (fi-

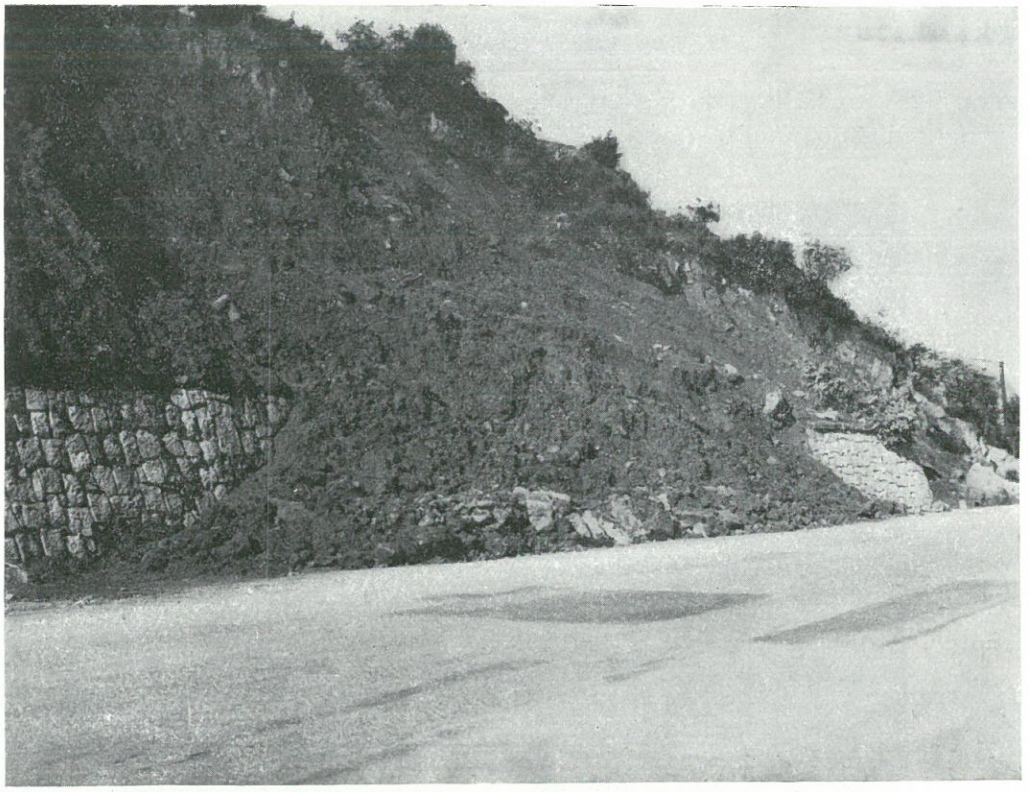


Fig. 5-24. — A pesar del revestimiento del pie del talud, la excesiva pendiente de éste es causa de desprendimiento de difícil corrección.



Fig. 5-25. — Excelente solución en un trazado a media ladera de fuerte pendiente. Carretera de Walensee (Suiza).

gura 5-26), se ha llegado incluso a proteger la ladera con tela metálica fija en determinados puntos que evite caigan las piedras.



Fig. 5-26. — Túnel artificial de protección contra los desprendimientos.

Cuando los taludes en tierra son muy pendientes y son de temer desprendimientos se pueden estabilizar con plantaciones de especies con raíces múltiples que evitan la erosión; con este aspecto es curiosa la obra de la autopista de Coche a Tejería en las proximidades de Caracas; los taludes de desmonte y terraplenes de alturas record, llegan en algunos puntos a 90 metros de altura

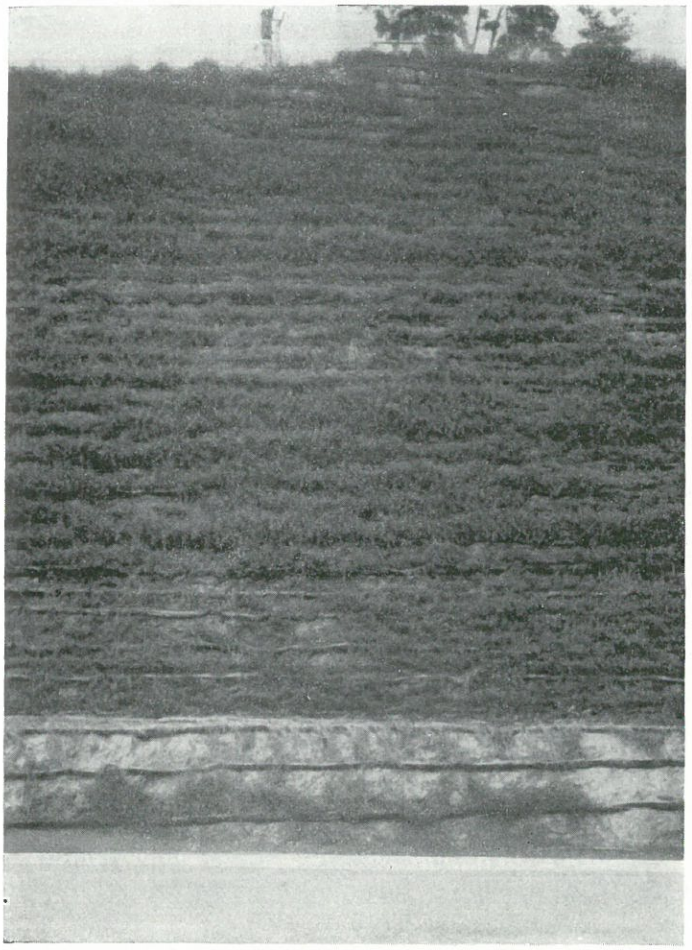
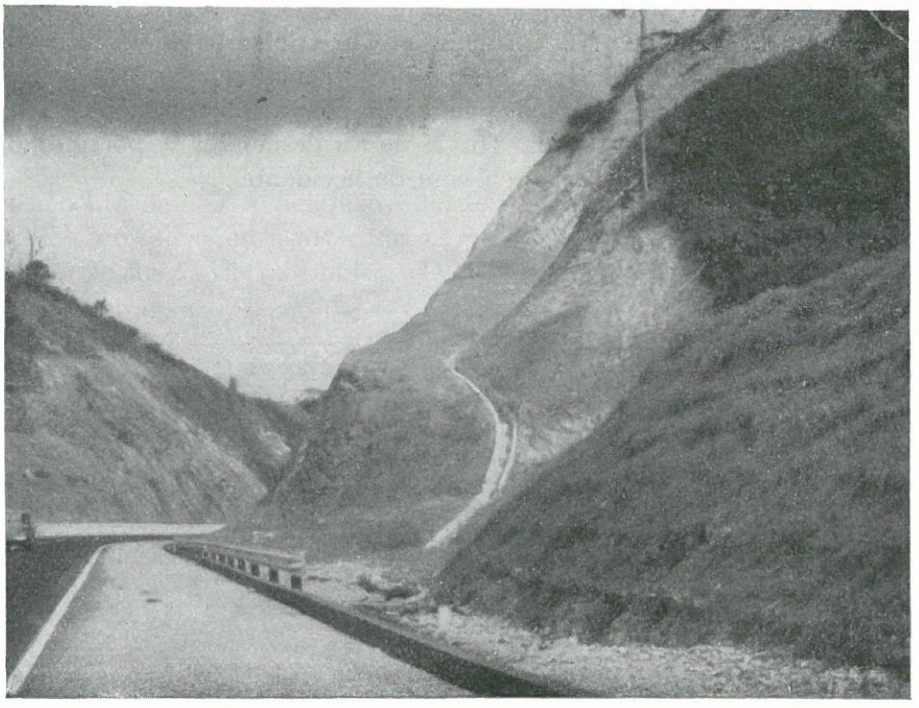


Fig. 5-27, *a.* — Talud revestido en la autopista de Coche a Tejería (Venezuela).

Fig. 27, *b.* — Talud revestido de la autopista de Coche a Tejería (Venezuela). Obsérvese el desagüe de la cuneta de guarda.



con pendientes de 3/4 : 1; están todos ellos revestidos con plantaciones, que se colocan en zanjas de 0,20 × 0,20, situadas a distancia no mayor de 0,80 m. que se rellenan con suelo escogido mezclado con abono, y se siembran de plantas rastreras del país. El resultado, para las características record de dicha obra, es bueno. Otras veces los taludes se revisten con fajinas cuidadosamente colocadas que se colocan fijas en claros cuidadosamente marcados en el talud siguiendo la curva de nivel. El trabajo es costoso, pero en este caso se ve compensado por la economía en el movimiento de tierra (fig. 5-27).

Hoy la tendencia en casos normales es emplear taludes lo más tendidos posible, hasta 4 : 1; fijar el talud es un problema económico; naturalmente, cuanto mayor sea su altura, mayor será el aumento de movimiento de tierras que produce el tenderlo; influye también en el coste el tipo de terreno en que se desarrolla el trazado; cuanto más montañoso sea, mayor aumento de tierras producirá el tender los taludes; en todo caso, y para suelos fácilmente erosionables, no deben emplearse taludes menores de 2 : 1.

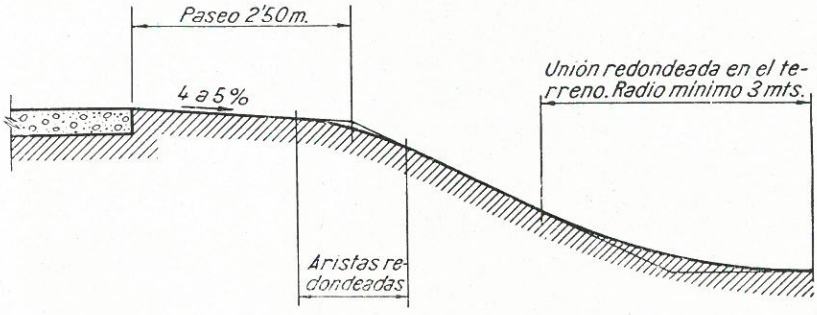


Figura 5-28.

Las aristas de las obras de tierra deben redondearse (figs. 5-28 y 5-29) para evitar la erosión y lograr un mejor efecto estético. Las ventajas de los taludes tendidos son evidentes; más estables y menos sujetos a la erosión, son más económicos de conservación; pueden en ellos realizarse fácilmente plantaciones, dan mayor visibilidad en las curvas de los desmontes y, por último, son mucho más seguros para el tráfico en caso de accidente.

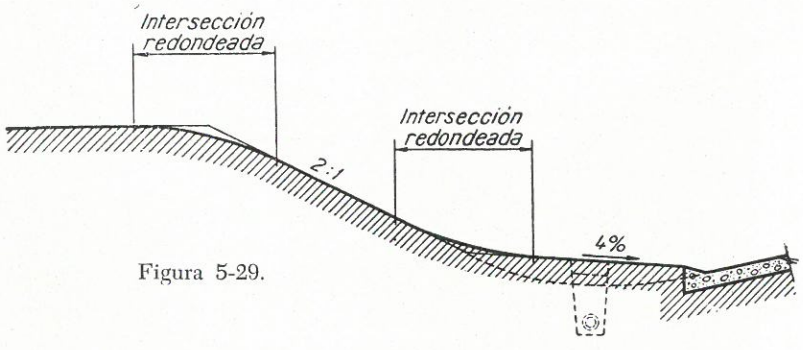


Figura 5-29.

La A.A.S.H.O. recomienda:

TABLA 5-VI.

Altura del terraplén o desmonte — *Metros*	TALUD: HORIZONTAL A VERTICAL PARA UN TIPO DE TERRENO		
	Llano	Moderadamente accidentado	Accidentado
0,0-1,20	4 : 1	4 : 1	4 : 1
1,2-3,00	4 : 1	3 : 1	2 : 1
3,0-4,50	3 : 1	2½ : 1	1¾ : 1
4,5-6,00	2 : 1	2 : 1	1½ : 1 *
Más de 6	2 : 1	1½ : 1 *	1½ : 1 *

* En suelos arcillosos o limosos sujetos a erosión, no deben usarse taludes menores de 2 : 1.

Las cifras anteriores deben considerarse como una orientación; fijar los taludes es una cuestión económica en la cual intervendrán la consideración de las ventajas señaladas en este epígrafe, frente al mayor coste total de la excavación, que es función de la naturaleza del terreno, tipo de suelo, altura de las obras de tierra y medios disponibles para la ejecución.

5.15. Muros de sostenimiento. — El talud se prolonga, en general, hasta su intersección con el terreno natural; pero cuando éste tiene pendiente fuerte, los taludes del perfil transversal y del terreno tardarían mucho en encontrarse o

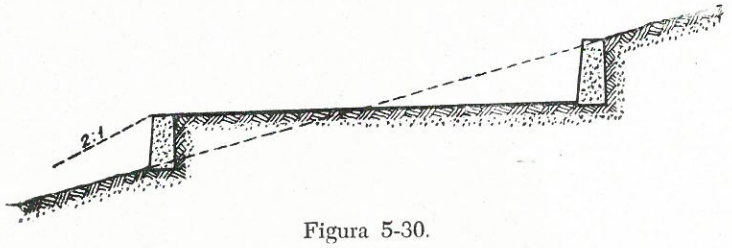


Figura 5-30.

incluso no se encontrarían, si la pendiente del terreno es igual o superior a la adoptada para el terraplén; en estos casos es preciso construir muros de sostenimiento; la conveniencia de su empleo y la fijación de su altura es problema

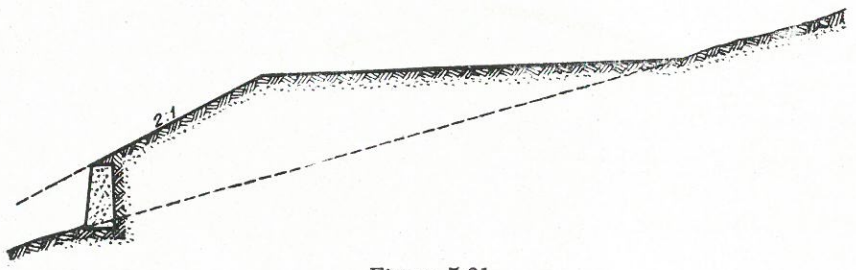


Figura 5-31.

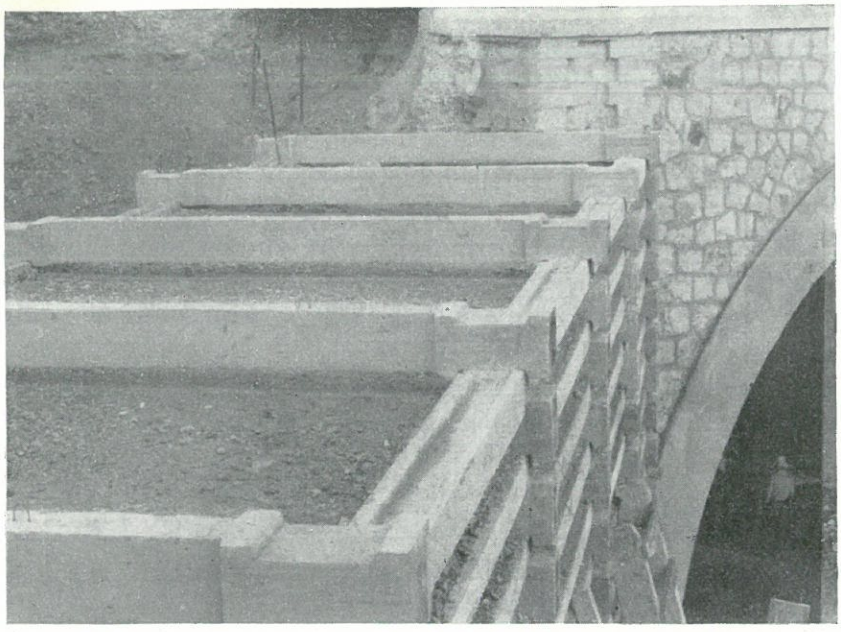


Figura 5-32, *a*.

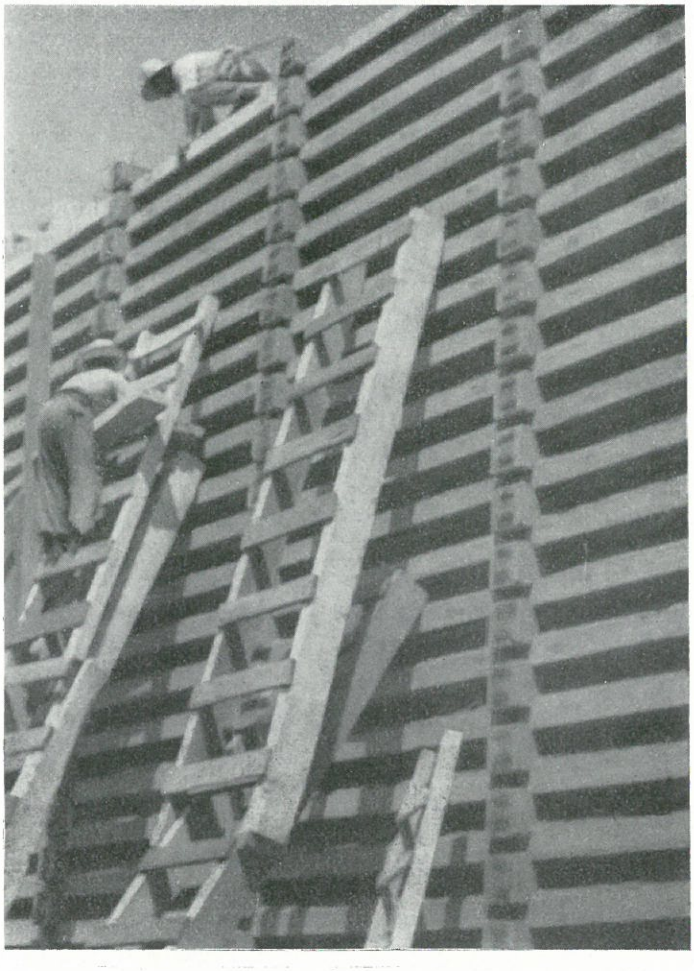


Figura 5-32, *b*.

económico; hay que llegar a la solución que represente el mínimo coste por metro lineal de explanación, comparando la solución del muro con la del terraplén que se puede evitar (fig. 5-30). Puede ser solución económica la construcción de un muro de pie de menor altura que el terraplén (fig. 5-31). Para la contención de taludes que por la naturaleza del terreno producen fuertes empujes puede ser interesante el empleo de muros con una cierta elasticidad que permiten, sin agrietarse, deformaciones reducidas; en la figura 5-32, *a*) y *b*) pueden verse los detalles de un muro de este tipo empleado con éxito en el tramo de ensayo español.

ZONAS DE PARADA Y ESTACIONAMIENTO

5.16. Zonas de parada. — Los vehículos parados en el camino producen una disminución de la capacidad de la vía y son causa de gran número de accidentes, especialmente de noche y en días de niebla. Vimos la conveniencia de utilizar los arcenes o paseos como zona de parada; cuando lo accidentado del terreno no permite que económicamente tengan la dimensión necesaria de manera continua, es preciso que, a la menor distancia posible, existan zonas aisladas de la

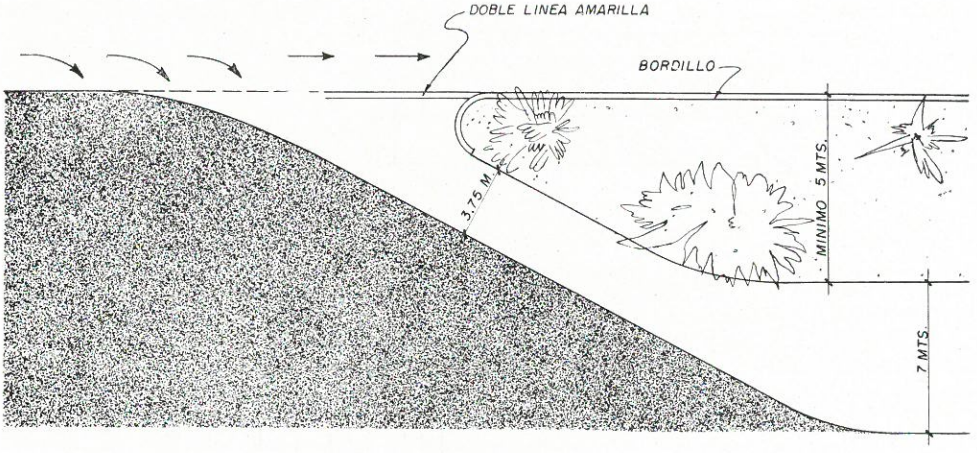


Figura 5-33.

calzada donde puedan detenerse para descansar los conductores o realizar en los vehículos las reparaciones que precisen. Estas zonas de parada pequeñas, que son muy económicas de construir escogiendo una zona de terreno adecuado, deben estar completamente separas de la calzada, llegando a ellas y saliendo por las correspondientes vías de aceleración y desaceleración (fig. 5-33). En la carretera deben anunciarse con la debida anticipación, para poder entrar sin maniobra forzada.

5.17. Zonas de estacionamiento. — El problema de las zonas de estacionamiento en las cuales los vehículos pueden quedar un cierto tiempo se presenta:

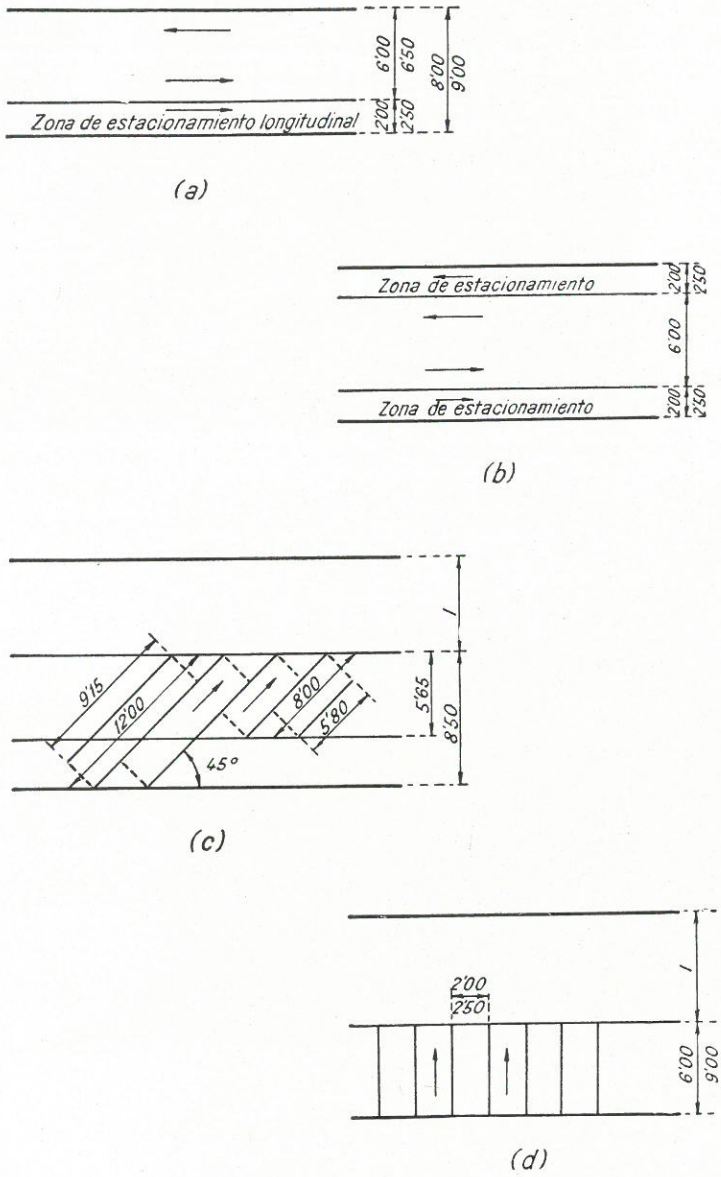


Figura 5-34.

1.° En las proximidades de servicios importantes; por ejemplo, estaciones de ferrocarriles, aeropuertos, campos de deporte, etc.

2.° En sitios de belleza natural destacada, monumentos, etc.

3.° En las zonas urbanizadas.

En todo caso, es necesario disponer de la superficie necesaria para recoger los vehículos, cumpliendo la condición de que la desviación de las líneas generales del tráfico o su incorporación a ellas, para entrar o salir del estacionamiento, se realice causando el menor trastorno posible y con la mayor seguridad. A lo largo de las carreteras, los estacionamientos pueden disponerse en las formas que se indican en las figuras 5-34, 5-35, 5-36.

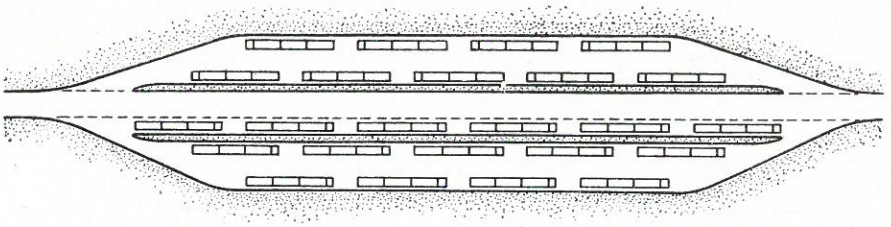


Figura 5-35.

Cuando el estacionamiento se realiza en la vía misma, los vehículos pueden colocarse paralelamente o formando ángulo con ella; los espacios ocupados en las diferentes posiciones, para los de tipo de turismo, se indican en la figura 5-37. En ángulo de 60° obliga a interferir al salir la línea adyacente de circu-

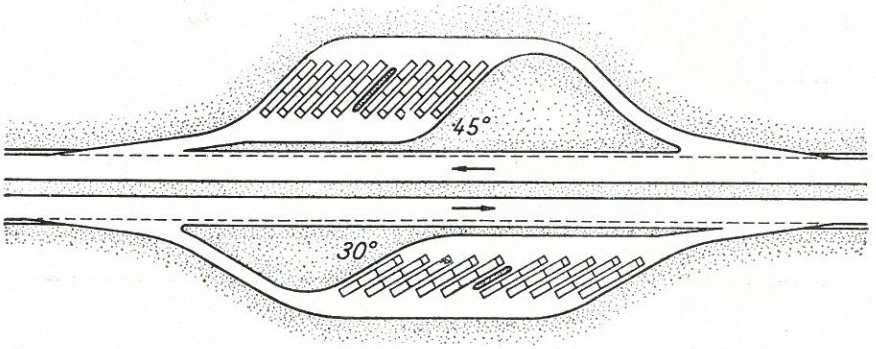


Figura 5-36.

lación; la capacidad de estacionamiento es mayor que la obtenida en el estacionamiento paralelo, pero, en cambio, el peligro que representa el punto de conflicto con el tráfico que circula por la vía hace que solamente se recomiende el estacionamiento a lo largo de la carretera; debe prohibirse en las proximidades de las intersecciones que no estén automáticamente reguladas, pues los vehículos parados constituyen un obstáculo para la visibilidad del cruce; la distancia mínima a que deben colocarse del cruce dependerá de las condiciones de

éste, para conservar en todo momento la visibilidad de parada. Cuando el ancho de la vía lo permita, puede ser una buena disposición la indicada en la figura 5-38.

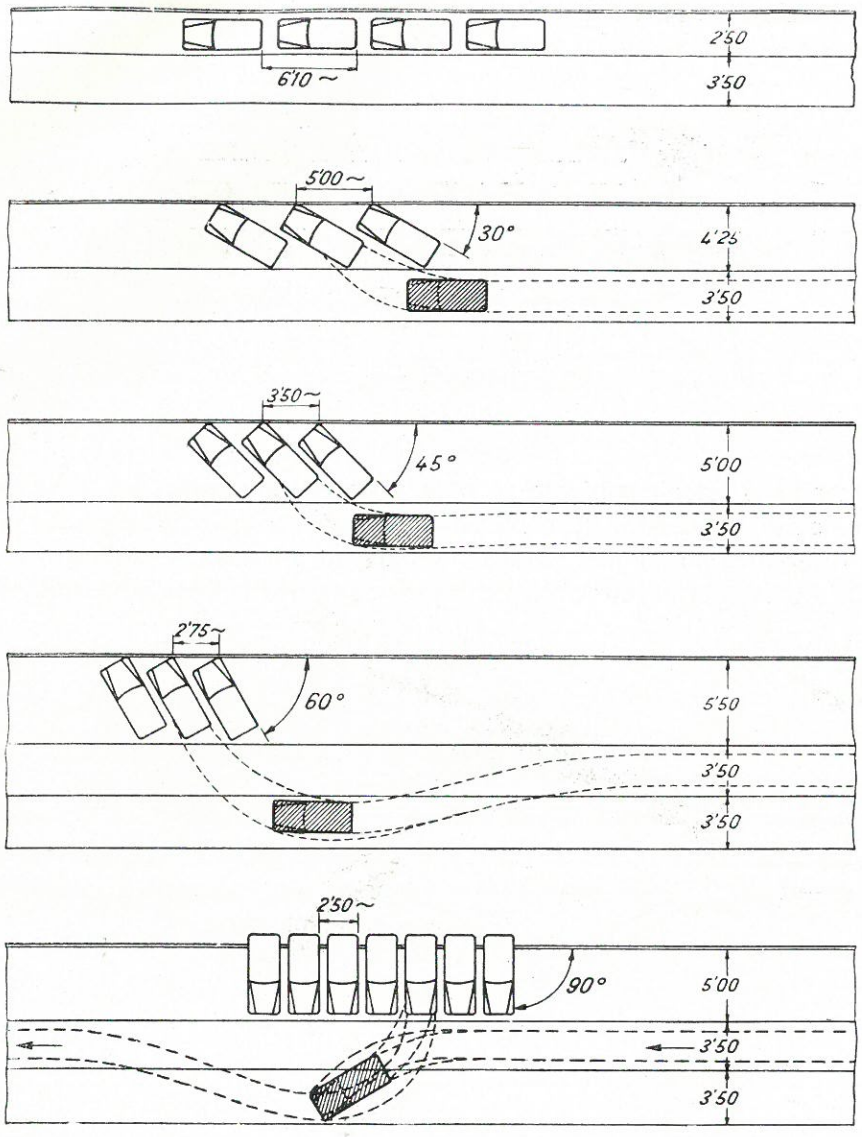


Figura 5-37.

El problema del estacionamiento en grandes masas de vehículos ha de resolverse ordenando su colocación, para que estrictamente puedan realizarse las maniobras de entrada y salida; para ello, las calles en las zonas de estacionamiento deben tener 6 m. de ancho; cada vehículo de turismo ocupa 2,40 m.

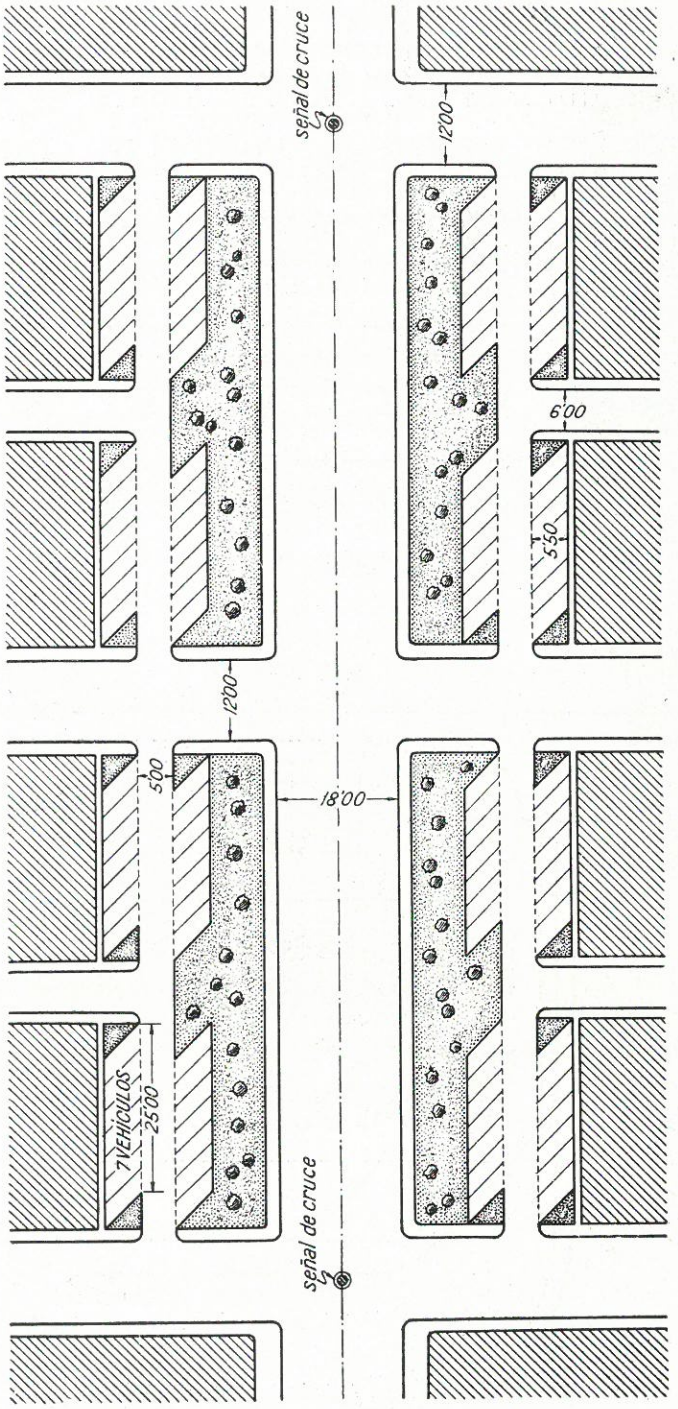

señal de cruce
12'00
6'00
5'50
12'00
5'00
18'00
7 VEHICULOS
25'00
señal de cruce

Figura 5-38.

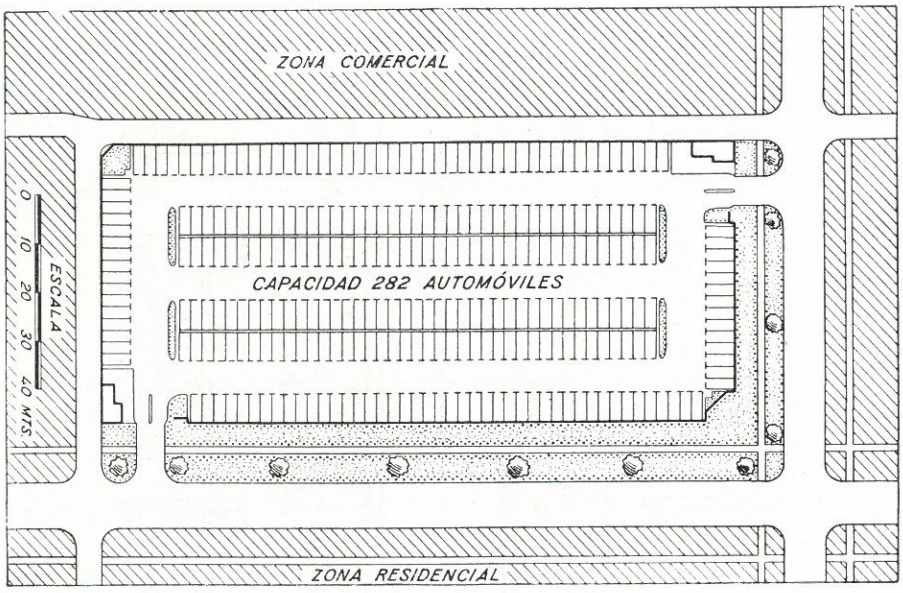


Figura 5-39.

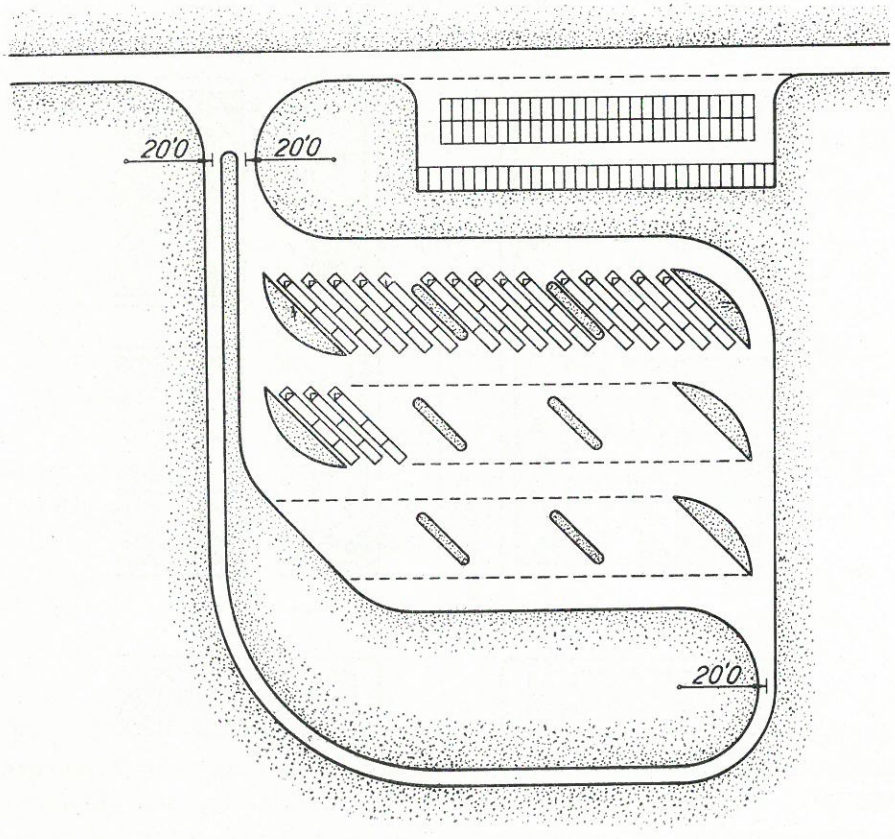


Figura 5-40.

de ancho por 5,50 m. de largo; en números redondos, resulta, para coches de turismo, una capacidad de 500 vehículos por hectárea; en las figuras 5-39 y 5-40 pueden verse dos disposiciones recomendables.

El problema del estacionamiento dentro de las zonas centrales urbanas es gravísimo y constituye en las grandes capitales de Europa y América una verdadera preocupación de las autoridades municipales. El número de coches sin chófer es cada día mayor, y por esta causa el tiempo de estacionamiento es largo, lo que agrava el problema; ello, unido a que el transporte de automóvil particular, desde el punto de vista urbanista, es antieconómico (como término medio y por persona transportada, un automóvil particular ocupa de 0,60 a 0,90 m.^{2}, y un autobús, transporte en común, necesita 0,30 a 0,36 m.^{2}), hace que las grandes ciudades se preocupan en mejorar los medios de transporte común para reducir los problemas, cada día más graves, de la congestión del tráfico y del estacionamiento.

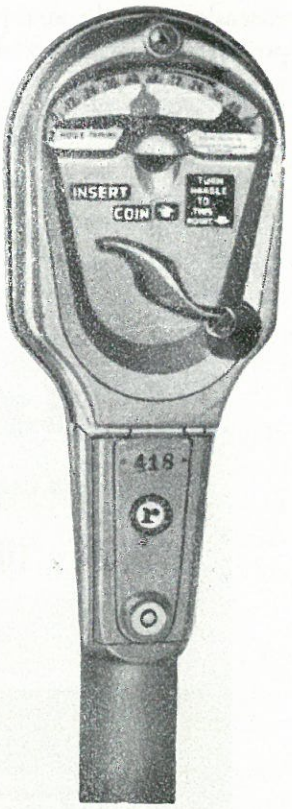


Figura 5-41.

El problema del estacionamiento en las grandes poblaciones tiende, si no a resolver, por lo menos a paliarse, estableciendo:

a) Zonas a lo largo de los bordillos, muy próximos a los centros y calles comerciales, en los cuales el tiempo máximo de estacionamiento sea limitado (normalmente de sesenta a noventa minutos); el estacionamiento en estas zonas es gratuito; se emplea con éxito un sistema automático para determinar el tiempo de parada.

Cada espacio de estacionamiento tiene un contador (fig. 5-41), en el cual hay que depositar una ficha de un valor determinado; al hacerlo se marca en el contador la hora en que ha empezado el estacionamiento; un servicio de vigilancia comprueba que los vehículos estacionados han cumplido la obligación de depositar la ficha y no exceder en su estacionamiento del tiempo permitido. La instalación y conservación de los contadores debe compensarse con las cantidades recaudadas. En París se empezó a usar y hoy se emplea también en Madrid y otras capitales un sistema sencillo; hay una zona denominada "azul", dentro de la cual no es posible estacionarse más que un tiempo determinado; los conductores de los coches llevan un disco de cartulina (fig. 5-42) que colocan en sitio visible y en el cual colocan la hora en que empezó el estacionamiento; el sistema no cuesta más que el servicio de vigilancia.

b) Zonas de superficie más o menos importantes fuera de las vías de circulación, en las cuales se pueden estacionar los vehículos mediante el pago de una tarifa, que crece con el tiempo, para evitar que estos aparcamientos se tomen como garajes.

Como en las zonas donde el problema del estacionamiento es más agudo, es difícil y caro tener espacios de terreno libre, se recurrió primero en Estados Unidos, y hoy es corriente, a la construcción de aparcamientos subterráneos o elevados, donde sea posible dejar estacionado el cohe durante un cierto tiempo; el acceso a los diferentes pisos puede hacerse por rampas, que hay que



Figura 5-42.

proyectar cuidadosamente para que los coches puedan circular por ellas sin dificultad y al mismo tiempo ocupen dentro de la edificación el menor espacio posible; la pendiente máxima admitida es del 10 al 15 por 100 y, excepcionalmente, el 20 por 100. Aunque las rampas se proyecten cuidadosamente para cumplir las condiciones enunciadas, siempre representan una pérdida de espacio y, además, exigen que una persona, el propietario o un empleado, lleve o saque el coche; además, estas operaciones han de hacerse rápidamente, pues especialmente en algunos estacionamientos, las puntas de entrada y especialmente de salida son muy acusadas; cuando son los empleados del garaje los que colocan los coches, se necesita un empleado por cada 20 ó 25 plazas de

vehículos; como mínimo, con una disposición bien estudiada, hay que contar con una media de ocho minutos por coche para su aparcamiento o entrega. Por ello, hoy se empieza a recurrir a medios automáticos, que permiten que el propietario entregue el coche en la puerta y se conduzca por un dispositivo mecánico hasta su sitio, sin emplear mano de obra, o empleando muy poca; los dispositivos utilizados son muy distintos; algunos, ya sancionados por la práctica, y otros, en período de experimentación; en Europa existen varias instalaciones del tipo denominado autosilo.

Para atender, por lo menos en parte, el problema, se ha adoptado en algunas poblaciones la medida de exigir que los edificios en general y especialmente de las zonas comerciales tengan espacio propio en sus sótanos o plantas bajas, para el estacionamiento de sus vehículos. La solución ha empezado a imponerse en Madrid con éxito. En algunos establecimientos comerciales la tarifa de estacionamiento es elevada, pero se descuenta de las compras efectuadas en ellos; es solución muy práctica.

En general, conviene establecer las zonas de estacionamiento fuera de la vía principal de circulación; se evita así que la maniobra interfiera con el tráfico general. El estudio de las necesidades de estacionamiento en el conjunto de una población o zona de la misma conviene hacerlo después de un detallado análisis de las necesidades que tiene que cubrir. Para ello es preciso obtener los datos de:

a) Causas u origen de la necesidad de estacionamientos: viviendas, edificios comerciales, oficinas, espectáculos, etc., considerando los vehículos que pueden atribuirse a cada una y su posible aumento.

b) Indices de necesidad de estacionamiento; longitud de calles, espacio indispensable total y espacio ocupado con tiempo de ocupación; horas punta de necesidad de estacionamiento. Estos datos deben lograrse con conteos cada media hora.

c) Tiempo de duración del estacionamiento. Las zonas de estacionamiento deben, para ser eficaces, estar a una distancia conveniente del punto de destino del usuario del vehículo; se considera tiempo conveniente para marchar a pie hasta cinco minutos. Hay que obtener también, para formarse una idea clara de las características del problema, el número de coches de la zona que quedan estacionados por la noche; el conteo se hace después de las doce de la noche.

A pesar de la multiplicación de los aparcamientos, el problema de la circulación y el estacionamiento en las zonas centrales de grandes poblaciones se va haciendo gravísimo. Hoy se está estudiando seriamente la manera de limitar el acceso a las zonas centrales, obligando a pagar en ellos un peaje fuerte que evite circulen y se estacionen en ellas los vehículos que no tienen una necesidad imprescindible de hacerlo. El peaje se puede hacer efectivo por medio de unos contadores colocados en sitios visibles del vehículo, y que tienen una luz que debe ir encendida en la zona en que debe pagar. Cada contador debe adquirirse por quien pretenda entrar en la zona sometida a peaje, al agotarse su capa-

cidad o dejar de tener necesidad del mismo su usuario, lo devuelve recuperando su importe pero pagando el peaje correspondiente al recorrido realizado.

5.18. Accesos a grandes poblaciones. — En las grandes ciudades existe una ten-

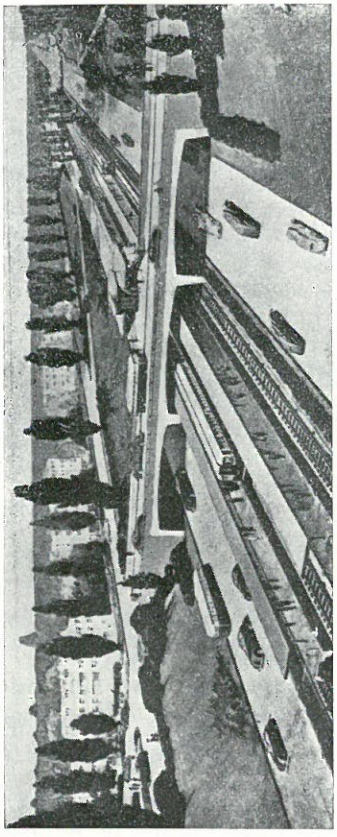


Figura 5-43.

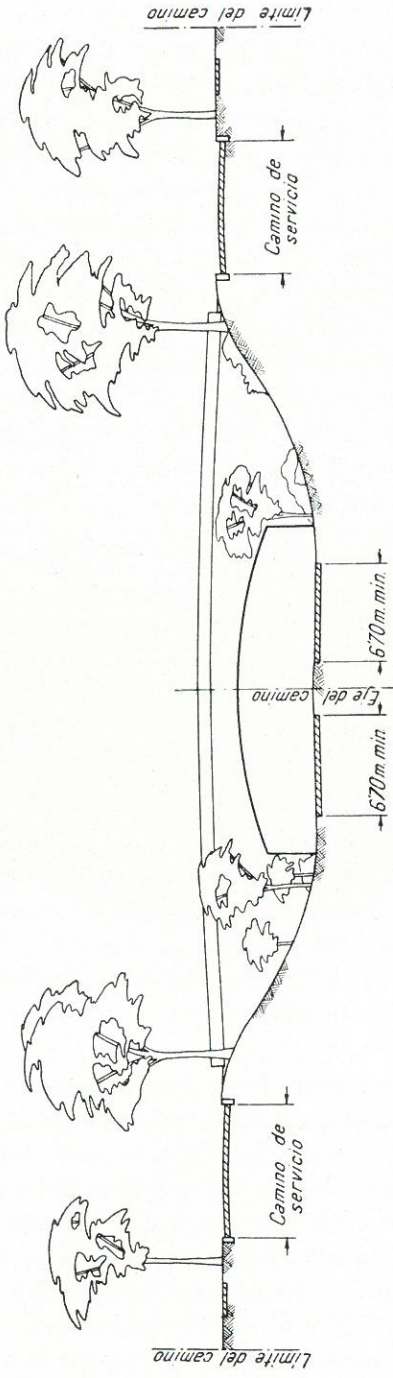


Figura 5-44.

dencia a la descentralización de la población; hay una zona central con gran concentración de oficinas, comercios, etc.; pero la población, huyendo de ella, vive fuera, frecuentemente en zonas satélites a cierta distancia del principal; un número muy elevado de personas va diariamente al centro de la ciudad y vuelve a dormir a sus casas. Esto crea el problema, en algunos casos dificilísimo, de dar entrada y salida rápida hasta el centro de la población, en muy poco tiempo,

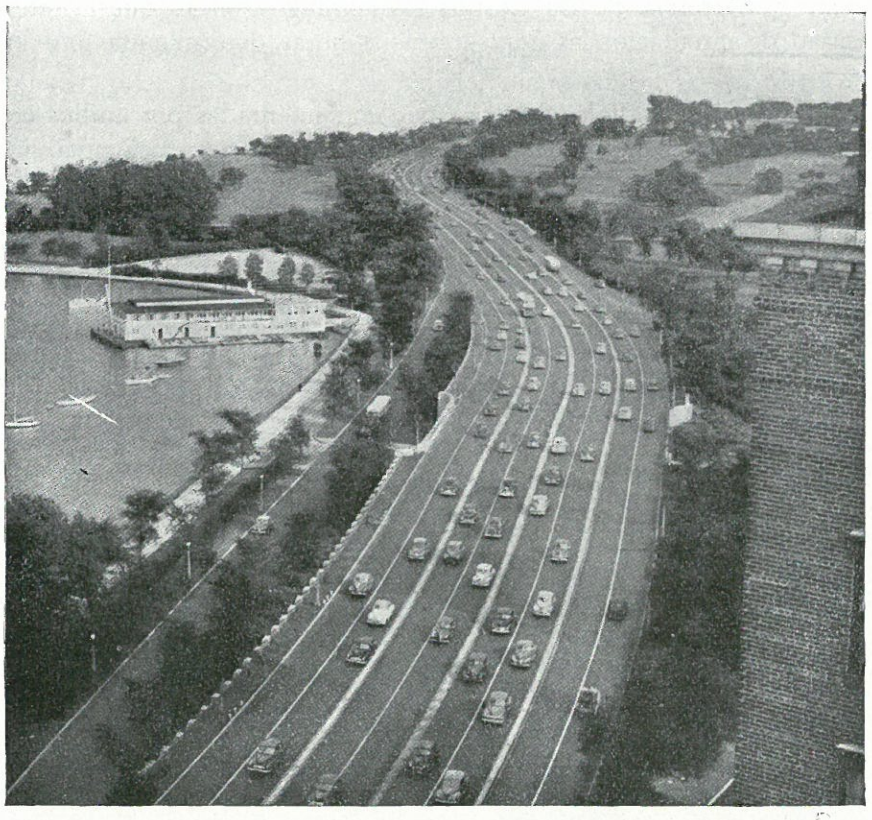


Figura 5-45.

a un enorme volumen de tráfico. El acceso, en este caso, ha de ser por una vía rápida a través de los barrios exteriores, que llegue hasta la zona central. Estas vías suelen ser elevadas o enterradas, para que el tráfico no interfiera con el local de las zonas que atraviesa. La vía elevada es mucho más higiénica y agradable para el tráfico; tiene muy poca o ninguna interferencia con los servicios urbanos (alcantarillas, agua, etc.). Hay que cuidar de la estética de la estructura para que interfiera lo menos posible en la zona atravesada.

La vía en trinchera abierta, perturba menos la estética urbana y no es tan ruidosa para los habitantes de las zonas que atraviesa; los cruces de las calles

que encuentra, se hacen con puentes, como puede verse en las figuras 5-43 y 5-44. Tiene esta solución el inconveniente de su posible interferencia con los servicios urbanos, metropolitanos, agua, etc.

Es interesante la solución adoptada en una de las principales salidas de Chicago: tiene ocho vías, de las cuales utiliza por la mañana seis en dirección a la capital y dos de salida; el sentido se invierte por la tarde: unos bordillos móviles regulan este cambio (fig. 5-45).; esta solución se ha adoptado también en Madrid para la carretera de La Coruña los domingos, en los que la diferencia de intensidad de circulación es muy grande a horas determinadas, en los dos sentidos.

Las vías de acceso radiales deberán ir complementadas por anillos concéntricos de circulación rápida, en los cuales sea obligatoria una velocidad mínima y una máxima; estas vías rápidas deberán tener accesos controlados; el camino

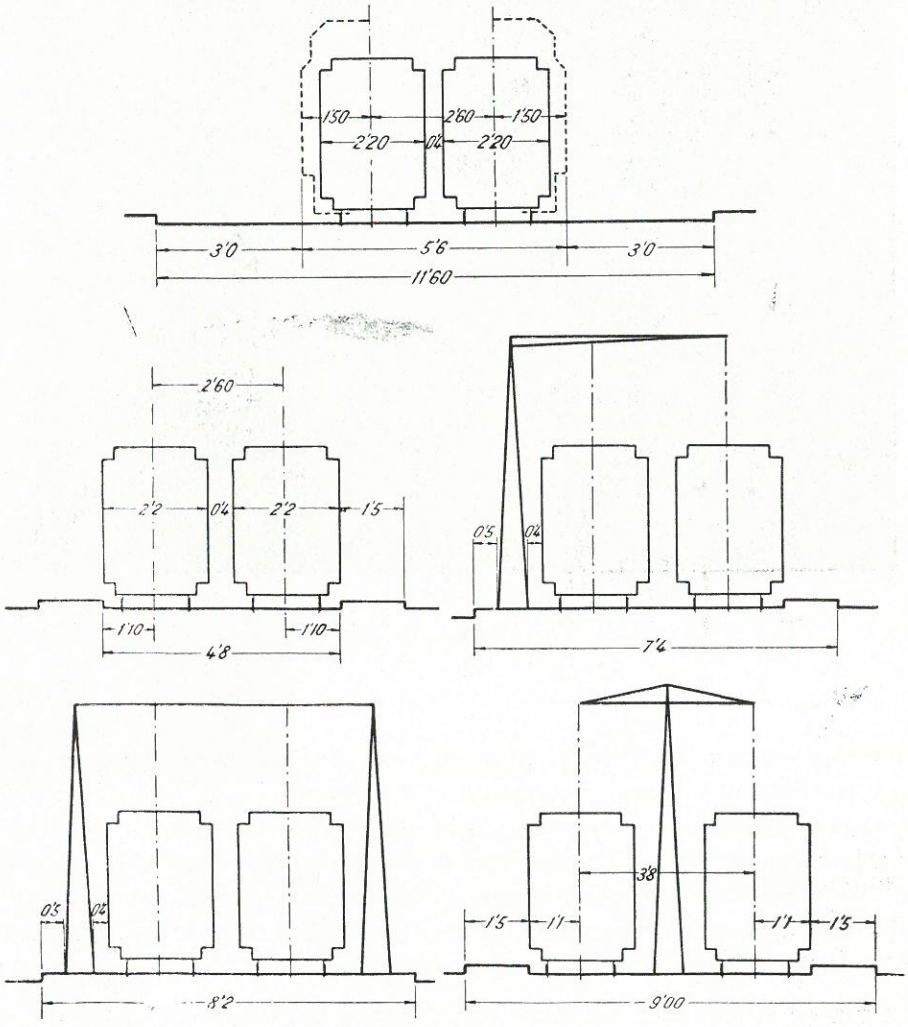


Figura 5-46.

más corto, en valor absoluto, entre dos puntos, frecuentemente tendrá una longitud virtual más reducida, marchando por las vías rápidas, aunque el recorrido absoluto sea mayor.

5.20. Transportes públicos de superficie. — El tráfico de tranvías en vías urbanas hay que estudiarlo con especial atención; por la rigidez de sus movimientos y su reducida velocidad comercial, causan un gran entorpecimiento a la circulación. En las carreteras, el obstáculo y el peligro que origina el tranvía, mezclado con el tráfico general, es grave, máxime si tiene una sola vía, como suele suceder, pues en una dirección va por mano contraria el tráfico de auto-

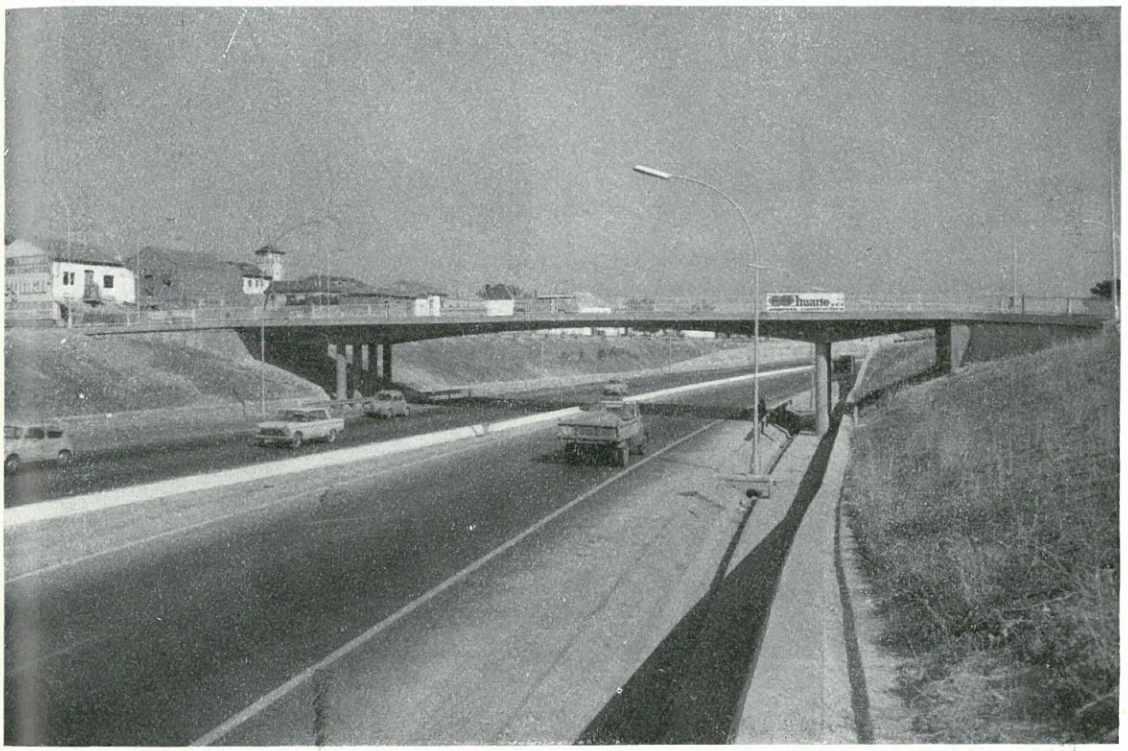


Fig. 5-47. — Autopista de Madrid a La Coruña kilómetros 17 al 45. Cruce a distinto nivel en carretera local.

móviles. En relación con el pavimento, el daño que produce es también importante. La figura 5-46 da las dimensiones normales de las secciones transversales ocupadas por los tranvías. Colocar en una calle la vía del tranvía junto a la acera tiene la ventaja de que el público puede subir y bajar sin cruzar con el tráfico automóvil, pero tiene el inconveniente de impedir el estacionamiento e incluso las paradas de los vehículos automóviles junto a los bordillos. El tranvía, colocado en el centro, tiene la dificultad de que los viajeros han de cruzar las vías del tráfico automóvil para llegar al tranvía o de él a la acera; es preciso dispo-



Fig. 5-48. — Autopista de acceso a Madrid de la carretera de Madrid a Valencia.



Fig. 5-49. — Carretera de Madrid a Cádiz. Acceso a Madrid.

ner refugios para el público que no ha de utilizar el tranvía, en el centro de la calle, que producen, en todo caso, una disminución de la capacidad de la vía, y si no están bien señalados, un peligro para el tráfico. Por cuanto antecede, la

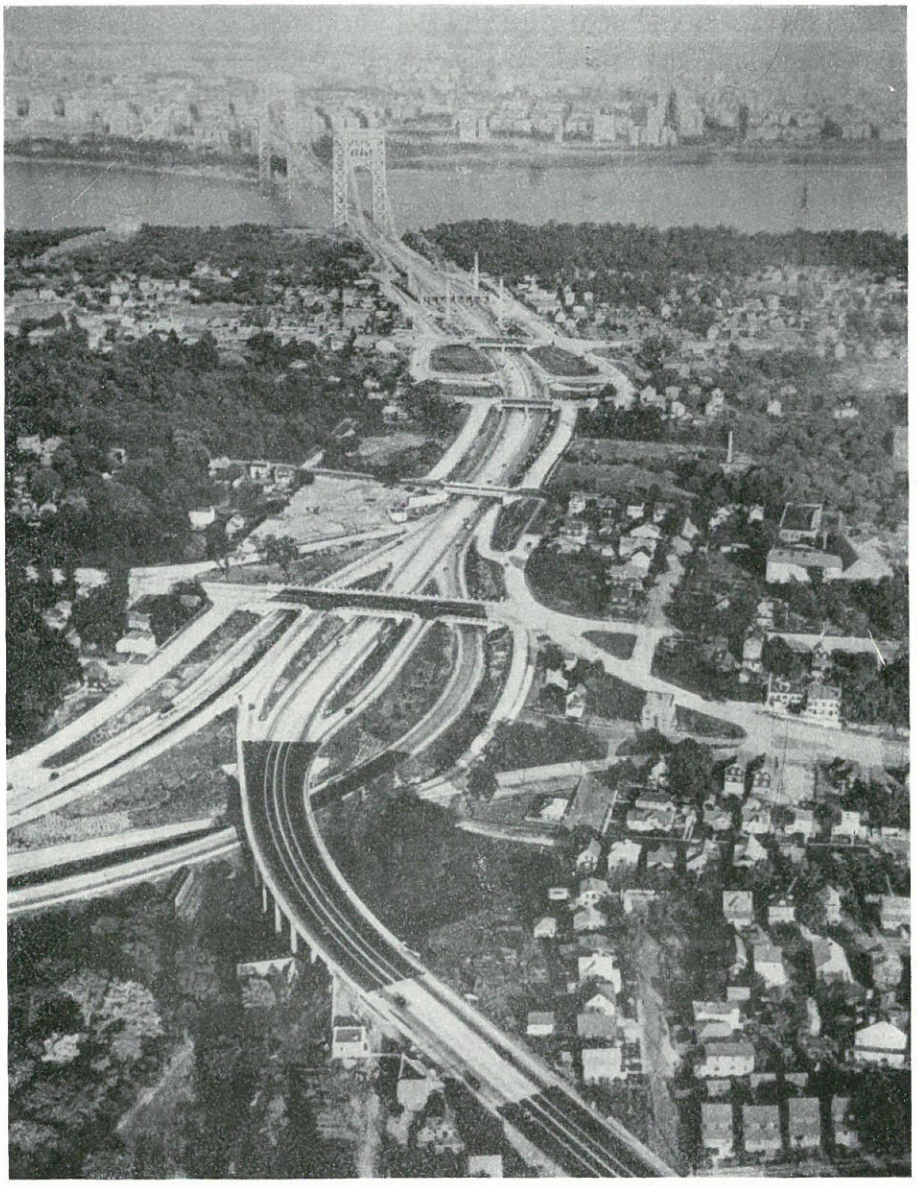


Fig. 5-50. — Acceso a New York.

tendencia actual es que los tranvías solamente deben establecerse en zona independiente de la circulación general para el servicio de cercanías; el tranvía, aislado del tráfico de la vía, puede alcanzar unas velocidades comerciales mucho más elevadas en condiciones de completa seguridad.

El trolebús no presenta los inconvenientes citados; un juego bastante amplio (4 metros a ambos lados de la vía aérea), le permite adaptarse a las necesidades del tráfico general y evitar las dificultades del tranvía para tomar y dejar los viajeros, ya que puede marchar por el centro de la vía general y arrimarse al bordillo en las paradas; el punto de vista del pavimento es semejante a los autobuses, por llevar neumáticos al aire. Tiene el trolebús el inconveniente de que la instalación fija de las líneas es costosa de establecimiento y se hace para un itinerario determinado, que cuesta cambiar. Más independencia tiene el autobús, que hoy puede decirse es el medio de transporte más extendido para el transporte urbano.

En las figuras 5-48 y 5-49 pueden verse las secciones adoptadas en autopistas españolas; en la figura 5-50 puede verse una autopista de acceso a New York.

BIBLIOGRAFIA

Ministère des Travaux Publics, des Transports et du Tourisme Paris. *Conditions Techniques d'amengement des routes nationales.*

A.A.S.H.O.: "A policy on geometric design of rural Highways". *Soulders,* núm. 156: *Trafic Speed and Volumen Measurement.* — Núm. 167: *Higways Capacity Studies.* — Núm. 230: *Trip generation and urban Freeway Planning.*

Road Research Laboratory: *Research on road traffic,* 1965.

Instrucción española de carreteras.

CAPITULO VI

CRUCE DE CAMINOS

6.1. Cruce de caminos. — El cruce de dos corrientes de circulación es punto peligroso; el estudio de la estadística de accidentes demuestra que en ellos se produce un 25 por 100 del total y que además suelen ser los de mayor gravedad.

Teóricamente, el cruce debería estar dispuesto, en forma tal, que los conductores de los vehículos de cada una de las vías que han de cruzar, tuviesen la visibilidad precisa para poder detenerse, si fuese necesario, antes de llegar al punto que denominaremos "punto de conflicto" (fig. 6-1). Cuando el cruce, además, debe permitir la incorporación de tráfico de una vía a otra, el número de puntos de conflicto es mayor y, por tanto, crece el peligro.

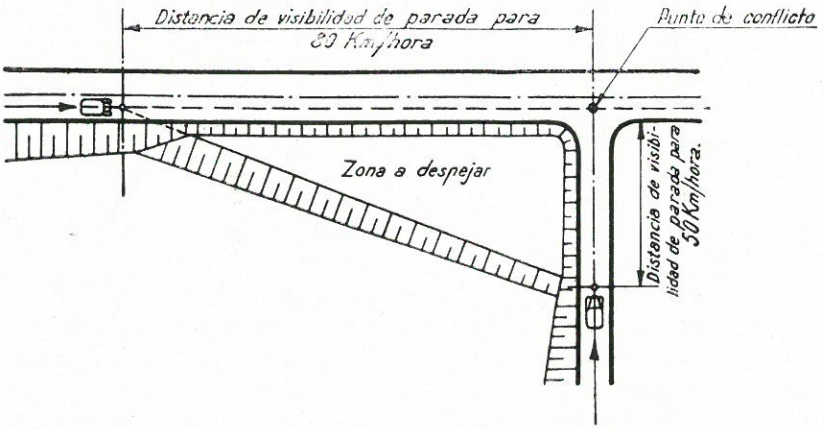


Figura 6-1

La solución conveniente depende de las características del cruce: ángulo de las vías y número de éstas; solamente un estudio detallado y minucioso de cada caso particular podrá llevar a la solución acertada.

En primer lugar, habrá de tener en cuenta que los vehículos, para girar, según su tipo, precisan un radio mínimo; si los radios de las curvas son superiores a los de giro, el número de puntos de conflicto será menor; así puede verse en el caso simple de cruce de dos vías en ángulo recto (fig. 6-2); en el caso B es posible que cada vehículo gire dentro de su vía y el número de puntos de conflicto es de 4, que aumentan a 12, caso A, si los radios de giro no permiten terminar la maniobra de incorporación sin salir de su vía; en todo caso es impres-

cindible que, al menos, el radio de giro permita hacer éste sin maniobra a los mayores vehículos normales. Los radios mínimos de giro son, para los vehículos modernos, los de la figura 2-1 y 2-2; la curva puede ser una sola circunferencia de radio mayor que el mínimo de giro, o bien para acercarse más a la transición teórica, una curva de tres centros.

Después de un gran número de experiencias, la A.A.S.H.O. recomienda los que figuran en la tabla 6-I.

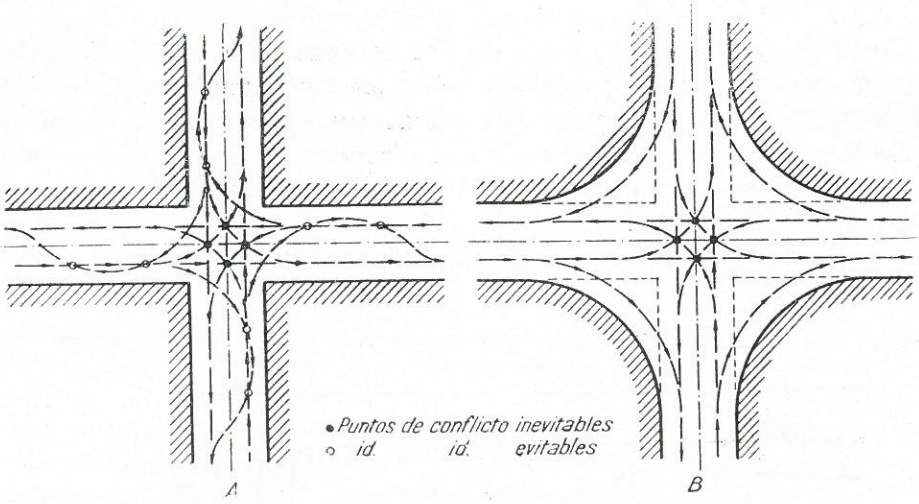


Figura 6-2

Hay que guardar como reglas de carácter general las siguientes:

a) Los puntos de conflicto de las diferentes corrientes de tráfico deben estar separados y perfectamente definidos; es preciso que cada conductor pueda concentrar su atención en un solo punto de peligro.

b) Los cruces de circulaciones deben realizarse en ángulos lo más próximo a 90°; las incorporaciones han de hacerse, en cambio, con ángulos agudos.

c) Es muy conveniente que antes de llegar al punto de conflicto, el vehículo tenga una zona de protección que le permita reducir su marcha o detenerse con seguridad; esta función la cumplen los islotes de encauzamiento del tráfico. Deben estar bien señalados para que sean perfectamente visibles de día y de noche.

d) Cuando sea posible deben, las diferentes corrientes de tráfico, ir encauzadas en forma bien definida, por bordillos o pinturas en el firme, a suficiente distancia del punto de maniobra, para evitar que el accidente pueda originarse por una reacción imprevista de un conductor. Los islotes de encauzamiento deben tener la longitud, por lo menos, de un vehículo, y su forma ha de ser la conveniente en cada caso para el fin perseguido; los islotes no tendrán dimensión menor de 1,50 m. y deben dejar un ancho del total correspondiente al número de vías que encauce, y un suplemento de 0,60 m., que es la distancia que en la práctica se separa la vía próxima del bordillo, del islote.

Hay casos en los cuales la disposición de los islotes y su dimensión conveniente es clara, pero, en general, es recomendable establecerlos de un modo provisional hasta que la experiencia haya demostrado que sus dimensiones y forma son las correctas; para ello se colocan los elementos que los limitan, en forma adecuada, para que se puedan fácilmente cambiar de sitio.

e) Las maniobras previsibles deben realizarse sin dificultad y directamente; ello obliga a que en todo caso exista el radio de giro mínimo y el sobreancho preciso.

TABLA 6-I.

VEHÍCULOS DE TURISMO.

Angulo interior — *Grados*	Con arco único — Radios — *Metros*	CURVAS DE TRES CENTROS			Retranqueo de R_2 — *Metros*
		R_1 — *Metros*	R_2 — *Metros*	R_3 — *Metros*	
30	»	30	5,5	30	1,1
45	»	30	5,5	30	1,1
60	»	30	6,1	30	0,8
75	»	30	6,1	30	0,8
90	9	30	6,1	30	0,8
105	10	30	6,7	30	0,8
120	13	30	7,6	30	0,8
135	18	»	»	»	»
150	36	»	»	»	»
CAMIONES Y AUTOBUSES.					
30	»	36	9,8	36	1,2
45	»	36	9,8	36	1,2
60	»	36	10,7	36	0,9
75	»	36	10,7	36	0,9
90	15	36	11,6	36	0,6
105	18	36	13,7	36	0,6
120	21	36	15,2	36	0,6
135	27	»	»	»	»
150	45	»	»	»	»

f) La acción de los islotes de encauzamiento puede complementarse con señales de parada obligatoria o luminosas que cierren y abran el paso de los vehículos de una línea de circulación.

g) En el caso de cruces oblicuos, con ángulos muy agudos, la necesidad de cumplir las condiciones anteriores obliga frecuentemente a una pérdida considerable de espacio útil; debe considerarse la posibilidad de cambiar la dirección de alguna de las vías para aumentar el valor del ángulo de intersección.

En el cruce, es conveniente reducir la velocidad de ambas vías, con objeto de que se realice con mayor seguridad y si hay incorporación de tráfico, que las curvas puedan tener un radio aceptable; normalmente la velocidad en el cruce suele ser de 0,70V, siendo V la velocidad en cada una de las carreteras.

Es conveniente que la intersección sea horizontal; si no pudiese ser así, en ningún caso la pendiente de las vías deberá ser superior al 5 por 100.

Es imprescindible que en los cruces exista una buena señalización. El cruce y la maniobra necesaria debe advertirse con suficiente antelación: 100 a 250 metros en carreteras calculadas para velocidades específicas de 70 a 100 Km./h. y a mayor distancia para velocidades de cálculo más elevadas. Antes de llegar al cruce deben existir señales de confirmación y en el firme, las precisas para encauzar el tráfico sin indicaciones; en ellas debe marcarse muy especialmente la zona en la cual el tráfico puede incorporarse a la vía de giro a la derecha o la izquierda. En cruces complicados es conveniente colocar la señalización de una manera provisional observando las reacciones del tráfico, que no pueden preverse con reglas estrictas; una vez confirmada, en la práctica, la eficacia del dispositivo, se puede fijar de manera definitiva.

6.2. Señales luminosas. — En los cruces de dos vías con tráfico importante, se suelen establecer señales luminosas con los tres colores de luz roja, amarilla y verde, indicando la primera y la última prohibición de paso y paso libre y la intermedia transición de una a otra. Estas luces pueden funcionar con períodos fijos o accionadas directamente por el tráfico, vehículos o peatones. Como son en todo caso costosas de establecimiento, no se suelen colocar más que cuando la circulación es intensa; los cortes de circulación producen una acumulación de vehículos en ambas vías; para que el perjuicio que se produzca al tráfico sea el menor posible, y teniendo en cuenta que su intensidad en las dos vías consideradas será, generalmente, diferente, se pueden adoptar las siguientes soluciones:

a) No variar los anchos de las vías en las zonas próximas al cruce y dar los tiempos de luz verde proporcionales al caudal de tráfico de cada una.

b) Dar iguales tiempos de luz verde y que los anchos de las vías sean proporcionales al caudal de tráfico.

c) Dar a la vía principal, en la zona próxima al cruce, no sólo ancho mayor, sino además, mayor período de luz verde que en la vía secundaria. Si las vías se ensanchan, el valor del ensanche y su longitud debe ser tal que en ella quepa el tráfico que puede ser evacuado durante el período de luz verde (*). Al calcular el ancho de las vías en las zonas de cruce, hay que tener en cuenta que el que ocupa un vehículo parado no excede de los 3 metros. El sobreancho en las curvas de maniobra en vez de ser el normal (pág. 88) tiene un terminismo complementario mitad, es decir, que será:

$$n\,(R - \sqrt{R^2 - 1^2}) + \frac{V_c}{20\ \sqrt{R}};$$

(*) Research de Road Traffic (Road Research Laboratory, 1965).

siendo según hemos dicho:

$$V_c = 0{,}70\,V\,;$$

En la figura 6-3 puede verse la forma de dar el ensanchamiento y de encauzarlo con líneas pintadas en el firme o islotes (fig. 6-4).

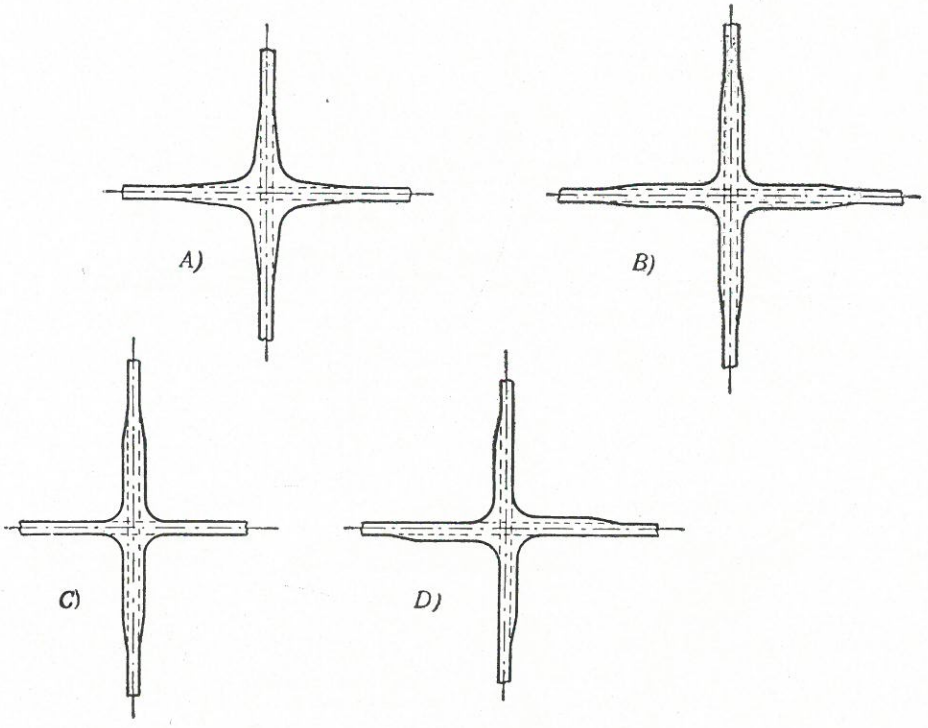


Figura 6-3

6.3. Preferencia de cruce. — Cuando se trata del cruce de dos caminos de diferente categoría, situados en pleno campo, se suele dar en el camino secundario la orden de parada absoluta antes de cruzar el camino principal; el tráfico de éste deberá tener derecho preferente de paso. En el camino secundario deberá colocarse una señal de parada absoluta, un triángulo equilátero rebordeado de rojo con el vértice hacia abajo; un línea amarilla continua debe marcar dónde debe parar el tráfico de la vía secundaria. En las figuras 6-5, 6-6 y 6-7, puededen verse distintos croquis de cruces.

6.4. Vías de aceleración y deceleración. — El mantener en una vía velocidad uniforme es la manera de lograr en ella el máximo rendimiento; por otra parte, en los cruces la incorporación del tráfico de una vía a otra, ha de hacerse en las máximas condiciones de seguridad. Para cumplir ambos fines se establecen vías de aceleración o deceleración; en las primeras, el tráfico que va a incorporarse a una vía principal adquiere la velocidad de régimen de ésta antes de

incorporarse a ella y, por tanto, lo hace sin trastornar su tráfico; en las vías de deceleración el vehículo que va a salir de la carretera disminuye su velocidad fuera de la calzada de la calzada que va a abandonar sin producir en él molestia alguna. Ambas maniobras deben realizarse con la debida visibilidad para que el tráfico de la vía principal y el que de ella sale o se incorpora, lo haga en condiciones de seguridad.

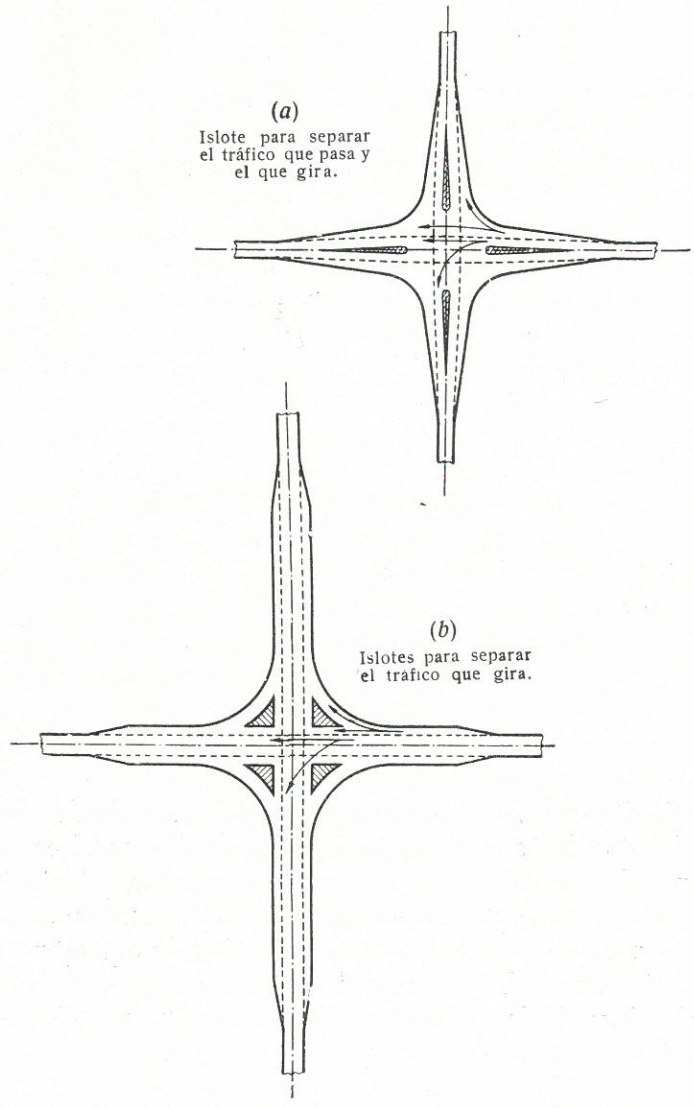


Figura 6-4

Las vías de aceleración o deceleración son, por lo tanto, vías adyacentes a la principal; deben tener, por lo menos, el ancho de una vía de circulación, es decir, 3,50 m.; esta dimensión debe ser libre para el tráfico; normalmente la

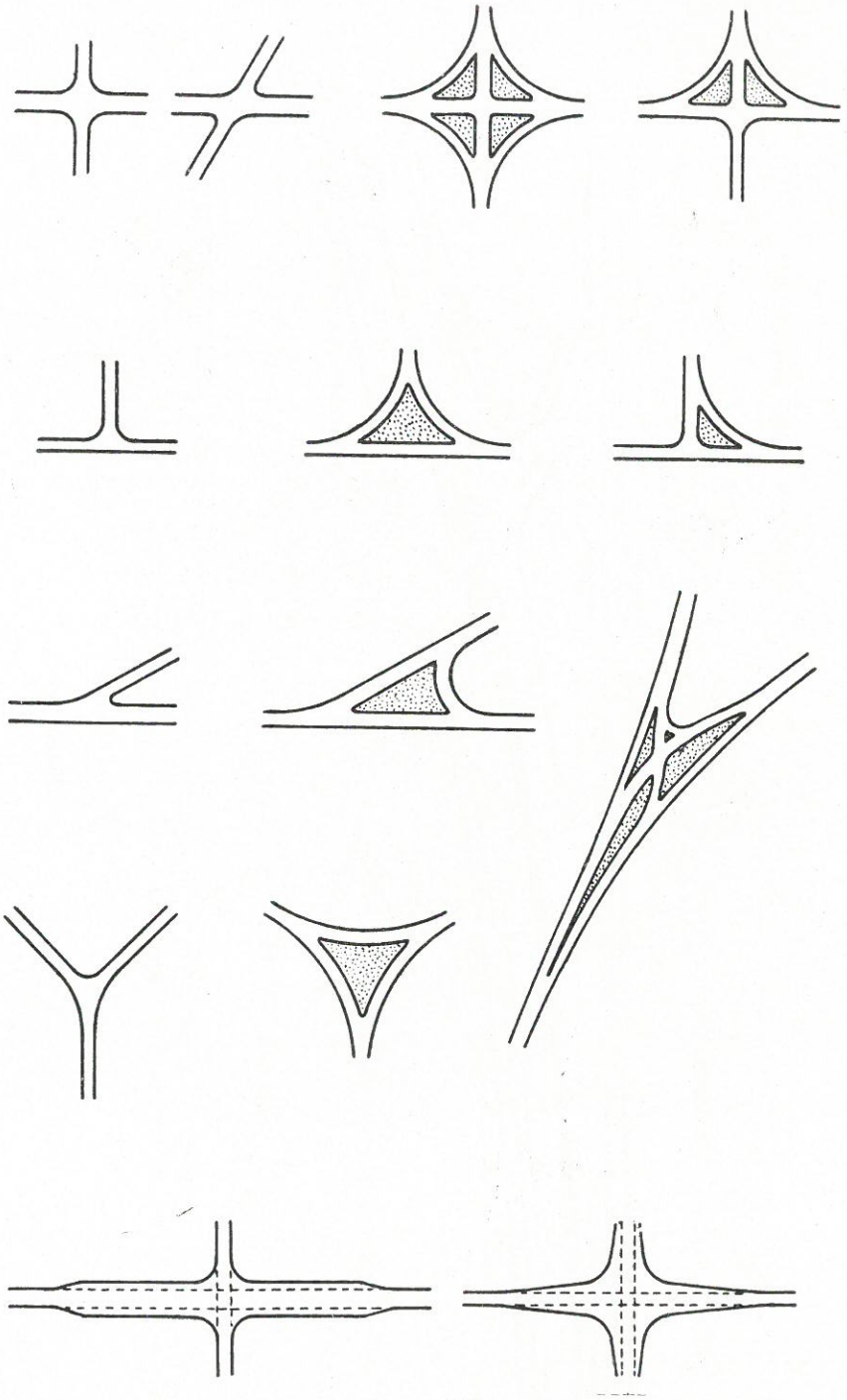


Figura 6-5

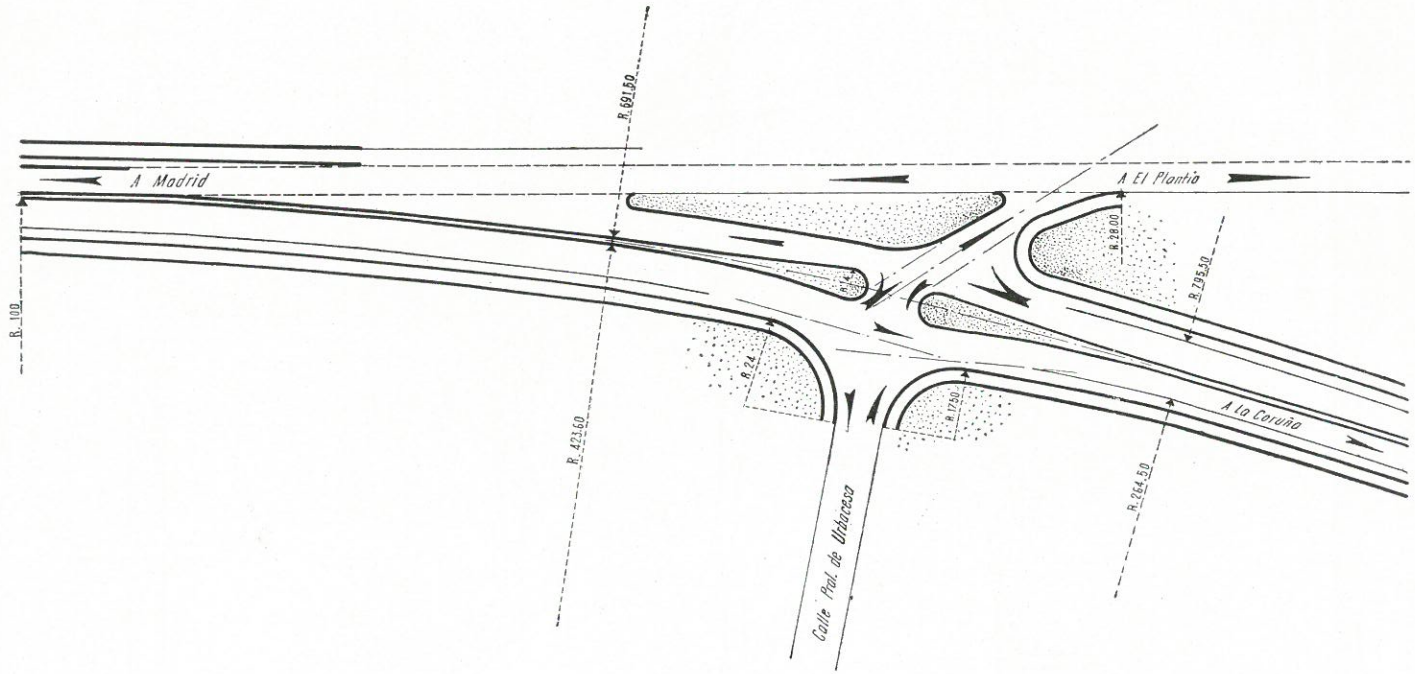

A Madrid
A El Plantio
A La Coruña
Calle Prol. de Urbacesa
R. 691.50
R. 100
R. 423.60
R. 24
R. 17.50
R. 28.00
R. 795.50
R. 264.50

Figura 6-6

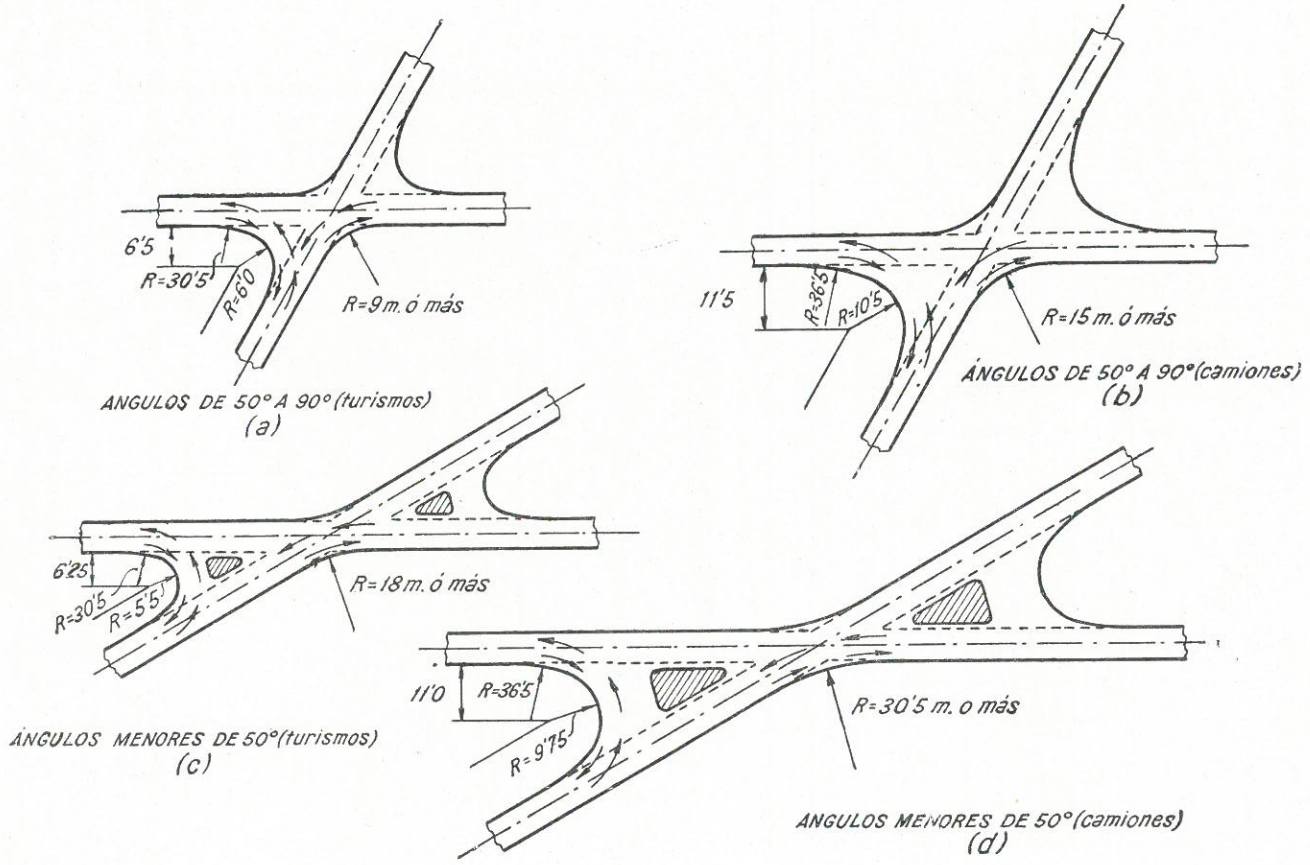

6'5
R=30'5
R=60
R=9 m. ó más
ANGULOS DE 50° A 90° (turismos)
(a)
11'5
R=36'5
R=10'5
R=15 m. ó más
ÁNGULOS DE 50° A 90° (camiones)
(b)
6'25
R=30'5
R=55'
R=18 m. ó más
ÁNGULOS MENORES DE 50° (turismos)
(c)
11'0
R=36'5
R=9'75
R=30'5 m. o más
ANGULOS MENORES DE 50° (camiones)
(d)

Figura 6-7

incorporación o desviación del tráfico se ordena simplemente por líneas amarillas pintadas en el firme con trazo continuo, cuando no se pueden cruzar, o discontinuo, cuando es posible hacerlo; en casos especiales, si existen islotes u otros dispositivos semejantes, deberá tenerse en cuenta que el tráfico se separa de ellos, según ya dijimos, unos 60 cm.

El paso de la vía adyacente a la de aceleración o deceleración podría hacerse brusca o progresivamente (fig. 6-8). La primera solución tiene la ventaja

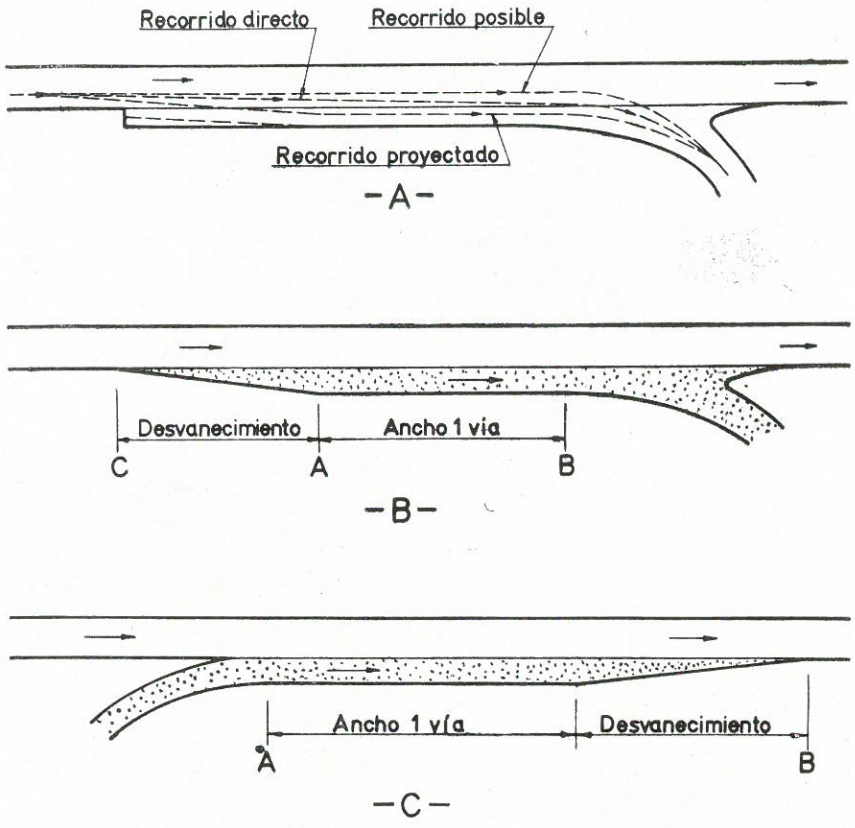
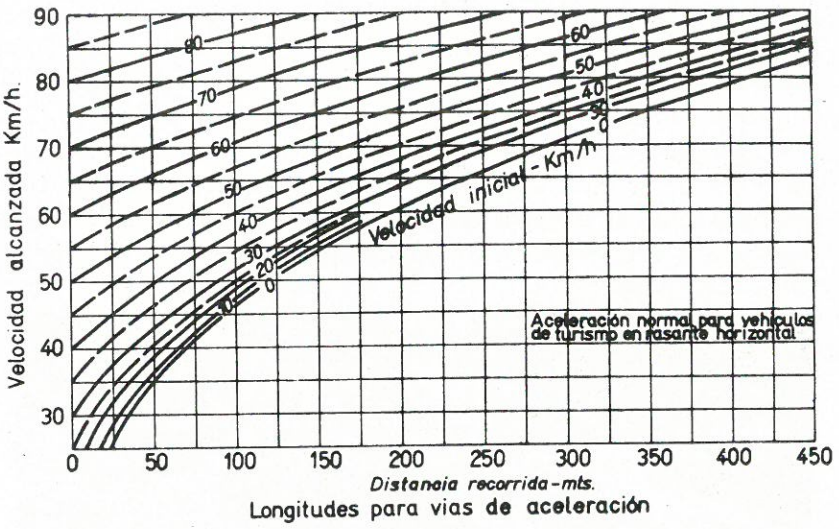


Figura 6-8

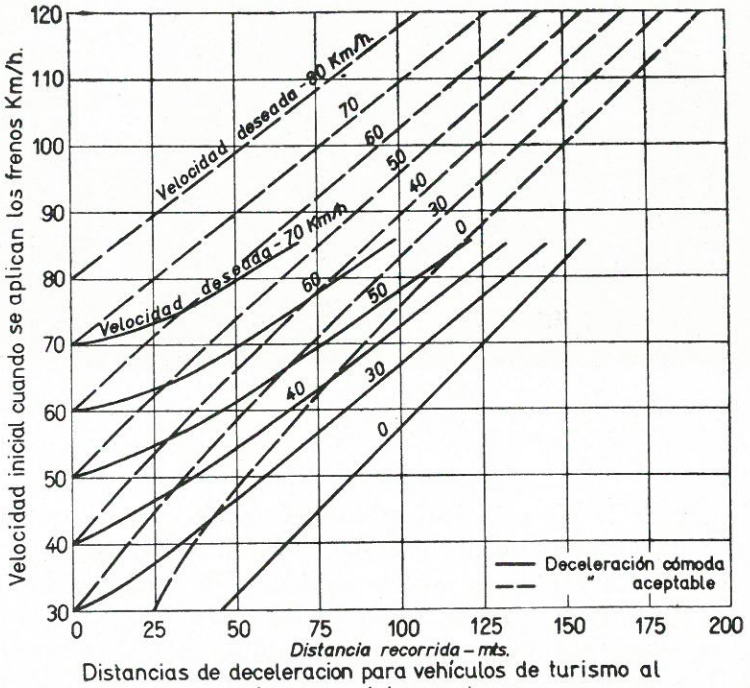
de que el paso está netamente marcado y, por tanto, el conductor percibe claramente la existencia de la vía de maniobra; pero existe una zona perdida, pues la maniobra se realiza en la realidad suavemente.

En el caso de la vía de aceleración el problema se plantea en la forma siguiente: en la vía secundaria el vehículo sale de la curva de la vía secundaria con la velocidad V_s, que viene impuesta por su radio; desde la sección *A* (figura 6-8, *c*) hasta la incorporación en *B* a la vía principal, debe acelerar para alcanzar la velocidad de régimen de ésta. Las longitudes de aceleración normales, según la A.A.S.H.O., son las que se reproducen en la figura 6-9; llegando a la sección *B* de la vía principal con la velocidad máxima de régimen, no



Longitudes para vias de aceleración

Figura 6-9



Distancias de deceleracion para vehículos de turismo al aproximarse a intersecciones

Figura 6-10

se produce en el tráfico de ésta trastorno alguno; pero hacerlo así puede ser antieconómico, por la gran longitud l precisa. El buen criterio del ingeniero fijará, en cada caso, los datos base que le permitan abordar el problema (*).

El problema es análogo en las vías de deceleración; el vehículo llega a una velocidad V que debe reducir hasta V_s que imponga el radio R (fig. 6-8, B) de la curva de entrada en la vía secundaria; esta deceleración puede alcanzarse, empezando a decelerar en la sección C y causando, por tanto, un trastorno al tráfico en las secciones C y A; las condiciones de cada caso harán escoger al ingeniero unos datos económicamente lógicos para resolver el problema. La lon-

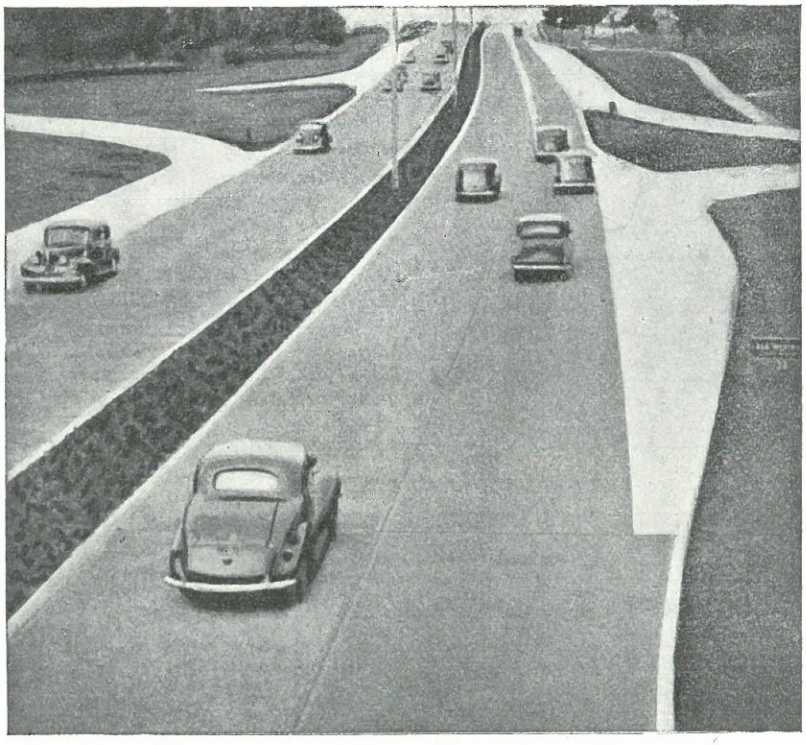


Figura 6-11

gitud l del paso de la vía principal a la deceleración, son las que se producen en la figura 6-10. Las vías de aceleración y deceleración se proyectan únicamente para el tráfico rápido, o sea de vehículos de turismo; los camiones o autobuses que las utilicen podrán incorporarse o abandonar la vía principal en condiciones de seguridad, pero indudablemente su maniobra causará una disminución de la velocidad media de la vía de aceleración o deceleración; pero así está admitido, pues otra cosa resultaría antieconómica.

(*) Actualmente se experimenta en EE. UU. un sistema de señales luminosas que dará el momento en que pueda incorporarse a la vía de aceleración un vehículo sin peligro, por existir separación suficiente entre los vehículos que vengan por la principal.

En todo caso, el tráfico debe entrar o salir en la vía principal tangencialmente; es inadmisible que corte a la vía exterior. El pavimento de las zonas de aceleración o deceleración debe ser de aspecto diferente del de la vía principal (fig. 6-11).

6.8. Intersección con circulación giratoria. — Cuando en un punto coinciden más de dos vías, la ordenación del cruce se complica; no es posible, o es muy difícil, cumplir las condiciones *a*), *c*) y *d*) del epígrafe 6.1; para resolver el problema se puede recurrir a la solución de la circulación giratoria; las diferentes afluyen a una zona de giro en la cual este se realiza guiado por un islote central (fig. 6-12); son característica fundamental de este dispositivo:

a) Que en la zona de cruce se circula en una sola dirección; el tráfico se incorpora y sale de una zona girando siempre a la derecha.

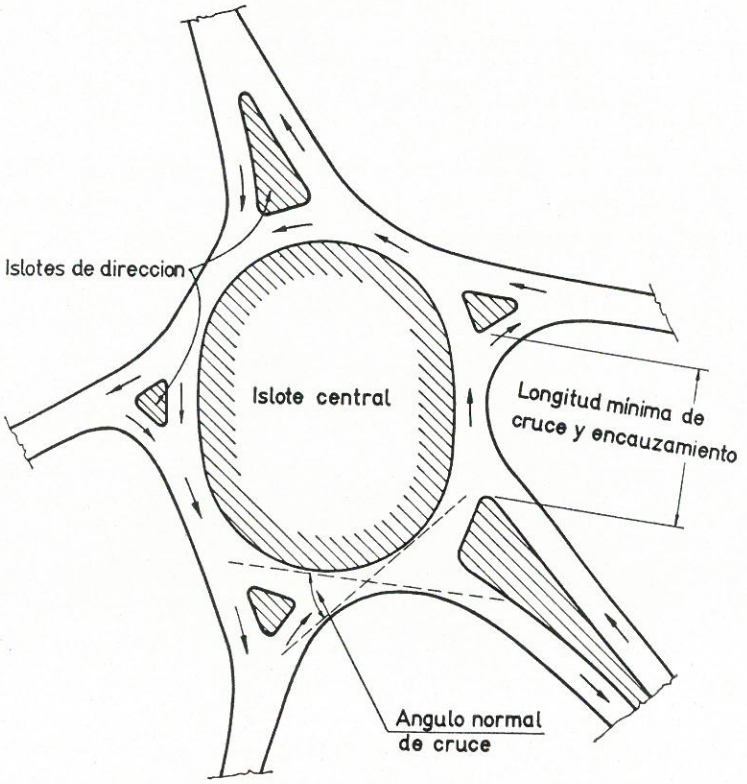


Figura 6-12

b) La incorporación y la salida de la corriente general se hace formando ángulos muy agudos; los accidentes, si se producen, son menos graves que en puntos de conflicto de cruce normal de circulación. Para que esta condición se cumpla, es necesario que entre un cruce y el siguiente haya una longitud mínima; por otra parte, en la zona de giro, los radios de las curvas han de ser

los mínimos que exija la velocidad de cálculo; por ambas razones la superficie precisa para el dispositivo de circulacion giratoria tiene que ser grande, principal inconveniente que tiene esta solución. Para disminuirlo se recurre equivocadamente a dar, en la zona de giro, radios menores que los precisos; ello es

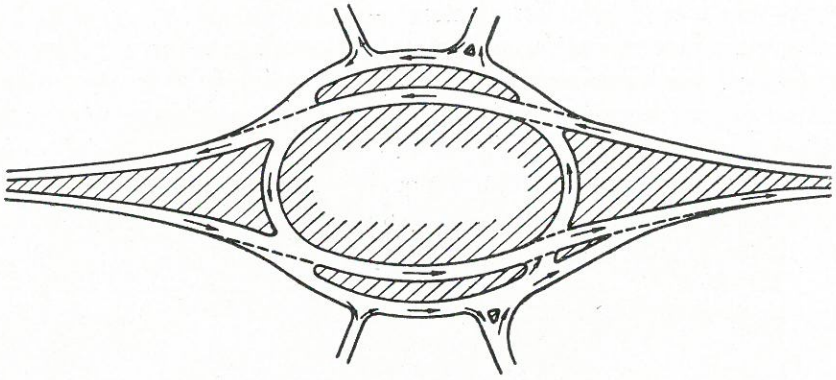


Figura 6-13

un grave error, pues en la práctica no se puede obligar al tráfico, especialmente en vías importantes, a reducir excesivamente la velocidad en la zona de giro; y si no lo hace, se pueden producir accidentes graves.

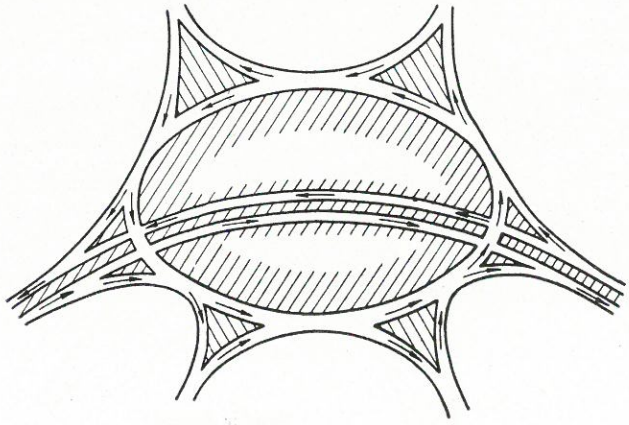


Figura 6-14

Según la A.A.S.H.O., la velocidad de la vía de giro en relación con las velocidades de las vías afluentes debe ser:

Velocidad máxima de la vía afluente (Km./hora)	50	65	80
Velocidad de cálculo de la vía de giro (Km./hora)	40	50	55

Recomienda no se proyecten intersecciones con circulación giratoria cuando alguna de las vías afluentes tengan velocidades de cálculo superiores a los 80 Km./h. Esta condición, de cumplirse, eliminaría prácticamente la solución

giratoria para intersecciones con vías rápidas de circulación, que hoy es corriente proyectar para velocidades de 100 y 120 Km./h. En este caso, que muy frecuentemente se presenta en la práctica, lo que hay que hacer es dar un trato preferente a la vía principal, respetando en ella su velocidad y hacer la desviación e incorporación a las vías secundarias con dispositivo giratorio; pueden emplearse similares a las figuras 6-13 y 6-14. En la figura 6-13 las vías secundarias se incorporan a la principal por la derecha y mediante sus vías de aceleración y cuando la cruzan lo hacen por paso inferior. La solución de la figura 6-14 es más imperfecta, las vías secundarias cruzan a nivel la principal con obligación de parada.

La necesidad de que la incorporación o salida de la zona de giro se haga suavemente con ángulos agudos, obliga a que exista entre los puntos de intersección de las distintas vías una distancia mínima que, según la A.A.S.H.O., debe ser:

TABLA 6-II.

Velocidad en la zona de giro — *Km./hora*	Longitud mínima entre las intersecciones — *Metros*
30	36
40	45
50	54
55	64
65	72

La distancia entre las intersecciones tiene una influencia muy grande en la capacidad de la vía de giro; cuanto mayor es la distancia, más tráfico puede servir un mismo ancho, porque es menor el trastorno que produce su incorporación y salida. El ancho de la vía de giro debe ser de tres vías, dos de giro y una de incorporación o salida; el máximo, cuatro vías; no es recomendable un ancho mayor porque ha de tenderse a que el tráfico vaya debidamente encauzado y un ancho excesivo da una libertad perjudicial.

La forma del islote central debe ser la que exija el cruce, siempre que el radio mínimo de sus curvas sea el que imponga la velocidad de giro adoptada. Tiene mucha importancia también que la incorporación y la salida del tráfico a la zona de cruce se realice con los radios mínimos que exija la velocidad de cálculo de la intersección. En las vías de acceso, antes de llegar a la zona de giro, el tráfico ha de reducir convenientemente la velocidad; para ello hay que anunciar, con la debida anticipación, la llegada a la zona de cruce; es muy importante, en todo caso, dar al tráfico, con tiempo, la sensación de que la carretera no continúa en línea recta. El empleo de islotes de encauzamiento, debidamente colocados, y la separación de los sentidos de circulación en cada una de las vías afluentes, puede ser auxiliar importante.

Hay que establecer cuidadosamente las pendientes transversales del firme para asegurar, en todo momento, la evacuación del agua superficial. Frecuentemente parte de ella ha de ir al islote central, donde habrá de recogerse por sumideros y tuberías enterradas. El islote central se debe aprovechar para establecer plantaciones; con ellas se logrará un efecto estético, y, además, servirán para marcar el tráfico, desde lejos, que la carretera no continúa en línea recta; las plantaciones ayudarán también a evitar los efectos de deslubramiento.

Los paseos o arcenes que se establezcan en la parte exterior de la zona de cruce, como continuación de las carreteras que a él afluyen, deben estar físicamente separados de la zona de giro. Se evitará así que los vehículos puedan circular por ellos; su pavimento, en todo caso, puede ser de inferior calidad que el de la zona de giro y ha de ser de aspecto distinto a la vista; el césped puede constituir una excelente solución.

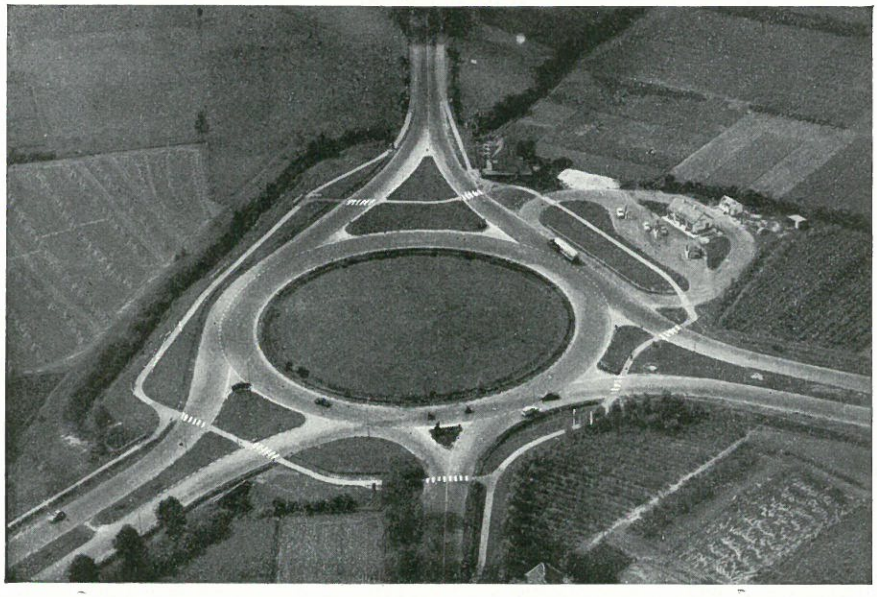


Figura 6-15

En las zonas urbanas, la solución de la circulación giratoria tiene el inconveniente de obligar a los peatones a dar un rodeo, pues debe estar terminantemente prohibido atravesar la zona de giro.

En la figura 6-15 puede verse un dispositivo de circulación giratoria en Holanda; obsérvese en el grabado la pista para bicicletas y motociclos.

6.9. Cruces a diferente nivel. — Cuando la intensidad del tráfico es grande, la forma más perfecta de cruce, para no disminuir la capacidad de las vías y lograr una mayor seguridad, es el cruce a distinto nivel. A veces, aun con un trá-

fico no muy intenso, las condiciones topográficas del terreno pueden hacer recomendable esta solución.

Ventajas. — El cruce a distinto nivel puede adaptarse a cualquier ángulo de las vías que se cruzan. Es posible construirlo por etapas; cuando el tráfico no es todavía muy intenso, puede ser suficiente la obra de fábrica de paso a distinto nivel de la vía principal y un par de rampas de acceso; si se ha estudiado el proyecto total y realizado las expropiaciones necesarias, cuando la intensidad del tráfico lo vaya exigiendo, se completa poco a poco la disposición prevista.

Inconvenientes. — El cruce a diferente nivel tiene el inconveniente de ocupar más espacio y ser más costoso que la mayoría de las disposiciones normales a nivel; en condiciones topográficas favorables, puede ser solución, económicamente recomendable. La maniobra puede resultar confusa para el conductor que no la conozca; es preciso cuidar mucho la señalización.

Condiciones del proyecto. — La forma de proyectar el cruce depende de las disposiciones de las carreteras y topografía del terreno; las condiciones que deben cumplirse son las siguientes:

1.° En un cruce de dos vías importantes, los giros del tráfico deben ser a la derecha, evitando todo punto de conflicto por giro a la izquierda. Cuando se trate de cruce de dos vías, una de menor importancia, en la secundaria pueden tolerarse giros a la izquierda.

2.° La velocidad de cálculo de las vías de enlace tiene que ser menor, por razón de economía, de la correspondiente a las vías principales, ya que sirven un tráfico menor. La A.A.S.H.O. recomienda:

Velocidad de cálculo de la carretera principal (kilómetros/hora)	50	65	80	95	110
Velocidad de cálculo de la rampa de enlace (kilómetros/hora):					
Deseable	40	56	65	70	80
Mínima	25	32	40	55	50
Radios mínimos correspondientes (m.):					
Deseable	45	90	130	165	210
Mínimo	15	27	45	70	70

3.° Las vías de enlace suelen ser de dirección única y dos circulaciones; en algunos casos, cuando se trate de cruce de dos vías de diferente categoría, pueden proyectarse, cumpliendo siempre la condición primera, vías de enlace de doble sentido. No deben proyectarse, como regla general, vías de una sola circulación; cuando por razones muy especiales se hiciese así, debe proyectarse un paseo, por el cual se puede adelantar un vehículo parado por avería en la vía de enlace.

4.° El paso de la vía principal a la de enlace y viceversa, debe hacerse por vías de aceleración y deceleración (epígrafe 6.4).

5.º Cuando sea posible, las carreteras de dos o tres circulaciones deben ensancharse, antes del cruce, a cuatro circulaciones de dirección separada para encauzar el tráfico antes de llegar a las vías de enlace.

6.º Las luces libres de las obras de fábrica deben ser: en altura, 4,30 m., y como mínimo, en casos excepcionales, 4 m.; ancho, el correspondiente de la vía, dejando a cada lado su suplemento de 1,20 m. y preferiblemente de 1,80 metros desde el borde del pavimento; cuando existan bordillos, éstos deben continuar al pasar bajo la obra de fábrica. Si la obra de fábrica tuviese apoyos intermedios, debe quedar un vano a cada lado, desde el borde del firme al apoyo, de 1,20 como mínimo

7.º Las pendientes de las vías de enlace no deben exceder, según la A.A.S.H.O., para velocidades de 65-80 Km./hora, del 3 al 5 por 100; de 55 a 65 Km./hora, del 4 al 6 por 100; de 40 a 50 Km./hora, del 5 al 7 por 100, y de 25 a 30 Km./hora, del 6 al 8 por 100.

8.º Debe cuidarse mucho la señalización para evitar indecisiones y falsas maniobras.

9.º Las vías de enlace deben llevar a un lado acera para peatones, si su paso está permitido por ellas.

De acuerdo con el criterio señalado en la condición 6.ª, la A.A.S.H.O. recomienda los siguientes anchos de obras de fábrica.

TABLA 6-III.

NUMERO DE VIAS	Ancho de la vía — *Metros*	LUZ DEL VANO EN METROS PARA EL NUMERO DE VIAS			
		Mínimo absoluto	Valor recomendable	Con paseo de 2,40 m.	Con paseo de 3 m.
2	3,00	9,8	9,8	11,0	12,2
2	3,35	»	10,4	11,6	12,8
2	3,65	»	11,0	12,2	13,4
3	3,65	»	13,7	14,9	16,2
3	3,65	»	14,6	15,8	17,1
4 con separación central de 1,20 m.	3,35	17,1	18,3	19,5	20,7
4 con separación central de 1,80 m.	3,65	18,9	20,1	21,3	22,6

El caso más complicado, y en el que se evita todo punto de conflicto, es el de la figura 6-16; se trata del cruce de dos carreteras tipo autopista, con separación en ambos de los dos sentidos de circulación.

Cuando se trate de la incorporación de una vía de tipo autopista a otra de la misma clase, la solución puede ser la indicada en la figura 6-17.

El cruce de una vía corriente con otra de tipo autopista, puede solucionarse en la forma que se indica en la figura 6-18; si es con incorporación, la solución puede ser la 6-19. La incorporación de una autopista a otra puede hacerse con la disposición 6-20.

Aparte de estas soluciones, que podríamos denominar clásicas, pueden existir otras impuestas por las condiciones locales; como ejemplos, reproducimos varias en las figuras 6-21, 6-22, 6-23, 6-24, en ellos se aprecia que la solución en

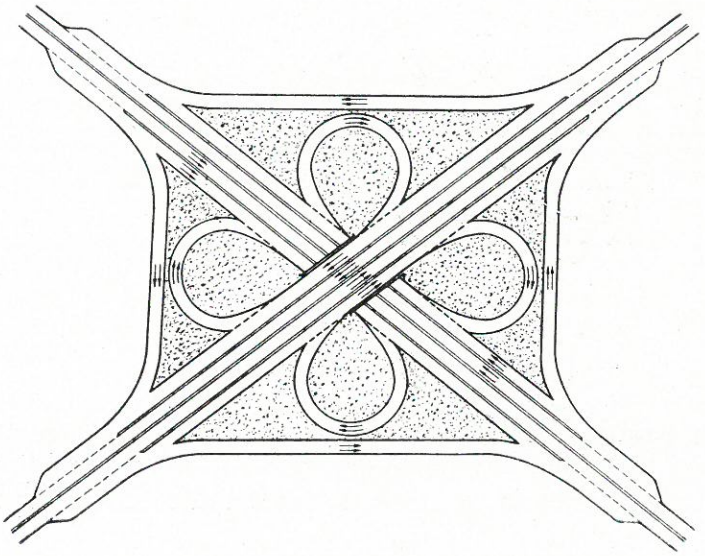


Figura 6-16

cada caso adoptada depende de sus condiciones particulares, sin preocuparse para nada del trazado, llamémoslo así geométrico; el cumplimiento estricto de las condiciones impuestas al principio de este epígrafe y las características del caso son las que influyen decisivamente en la solución recomendable.

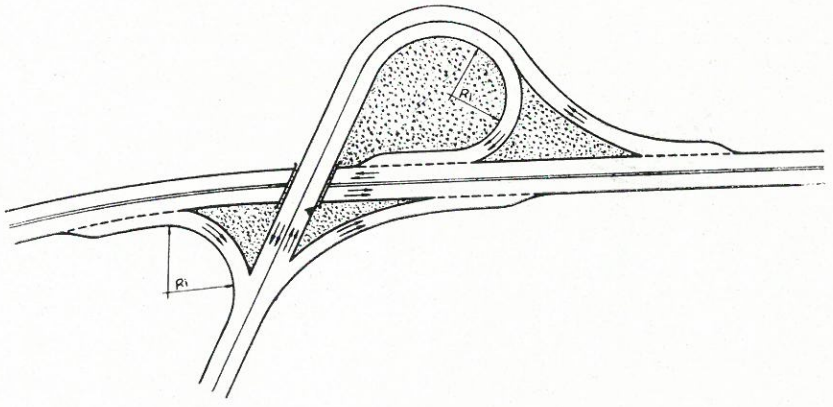


Figura 6-17

La solución de cruce a diferente nivel en terreno llano, es cara, y puede no resultar estética; en cambio, cuando se trata de un terreno accidentado, puede resultar estéticamente más agradable por adaptarse a la topografía y

no ser excesivamente gravosa. Es recomendable aprovechar los espacios entre rampas para plantaciones, que deben disponerse sin olvidar que no han de ser obstáculo para la visibilidad de las vías.

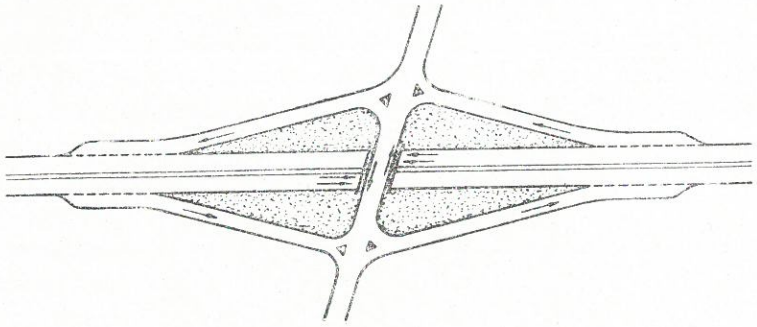


Figura C-18

6.10. Criterio para la elección del tipo de cruce más conveniente. — La elección de la solución más conveniente depende de las características del tráfico a considerar. Sería absurdo construir un cruce a diferente nivel para un tráfico

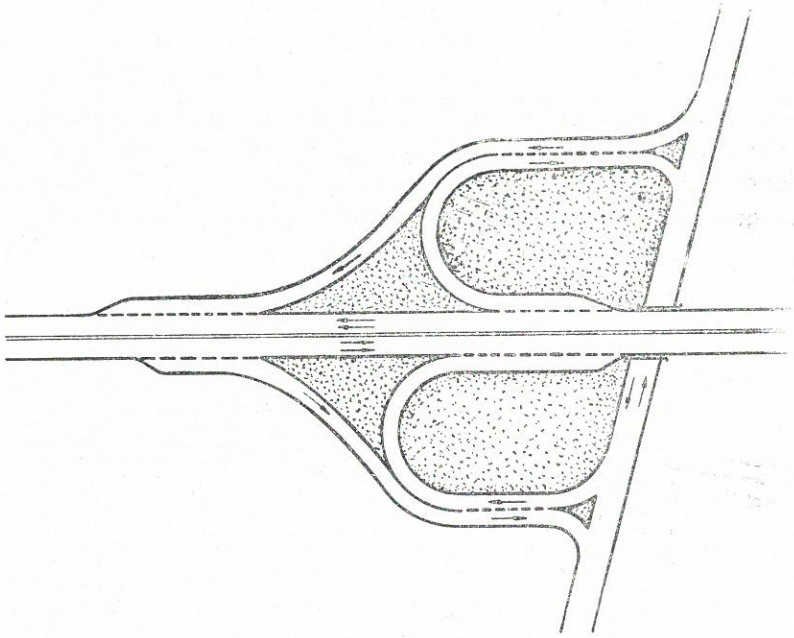


Figura 6-19

reducido y una grave equivocación realizar a nivel, y con luces de corto tráfico, el cruce de dos vías de circulación intensa, pues no hay que perder de vista el aspecto económico de la explotación. Según experiencias de Iowa Sta-

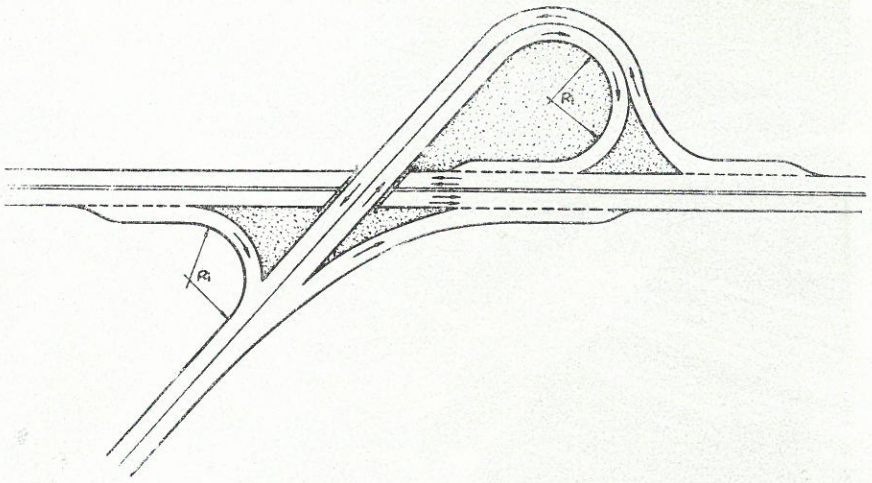


Figura 6-20



Fig. 6-21. — Cruce de una carretera de dos vías con una autopista en Holanda.

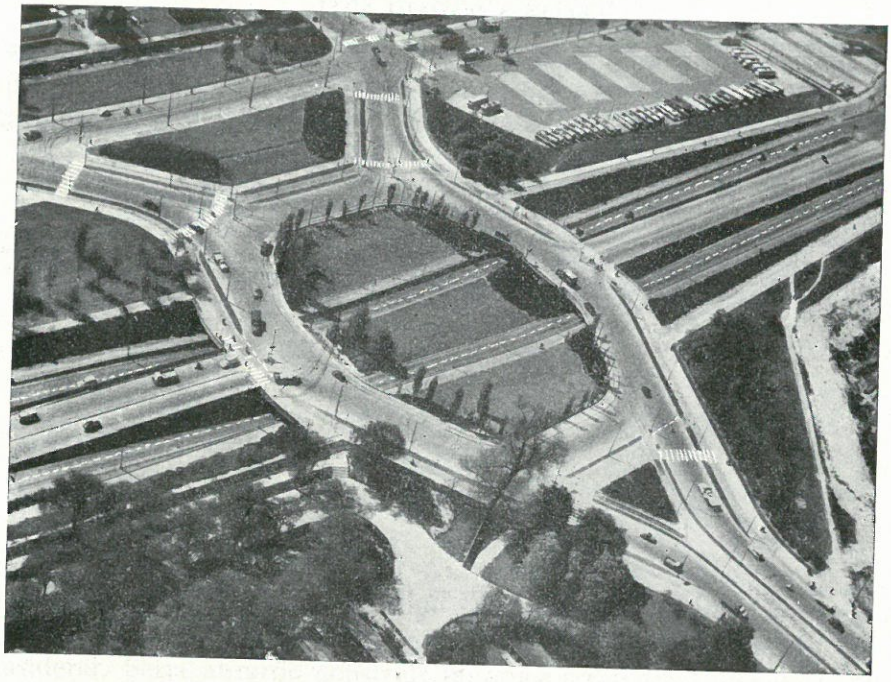


Fig. 6-22.— Cruce en Rótterdam.

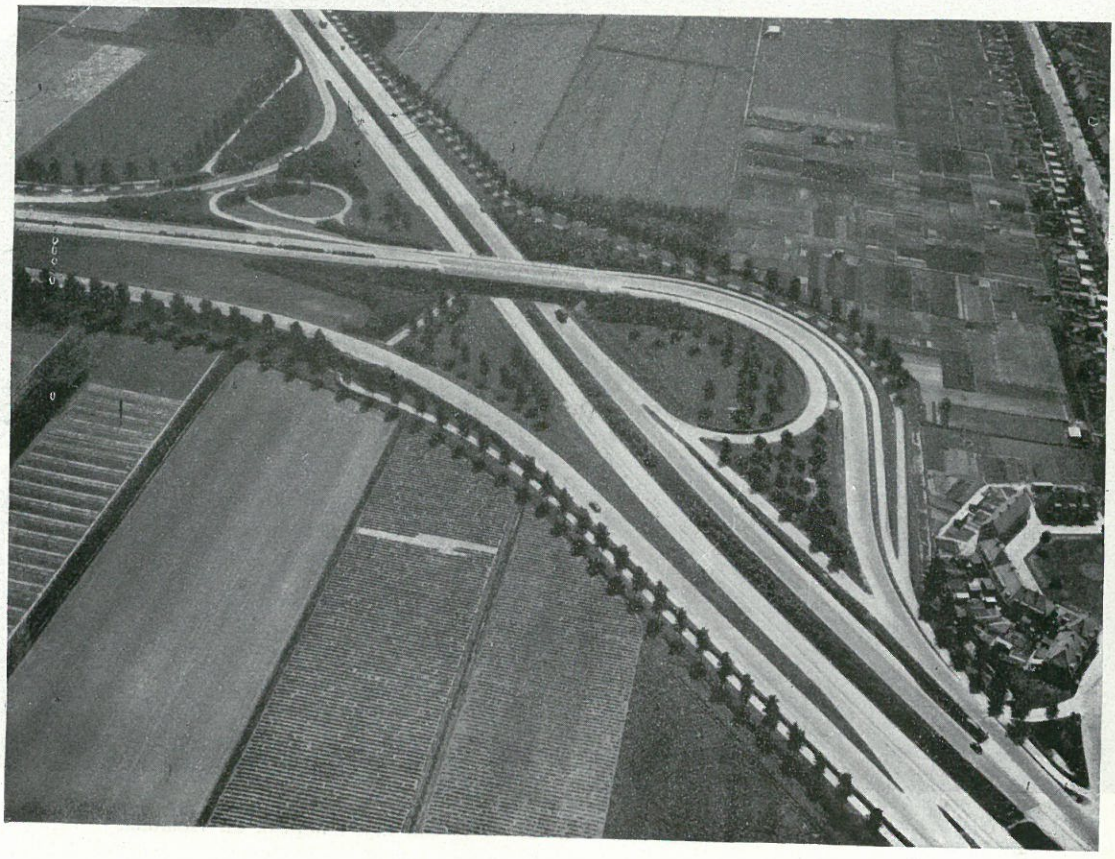


Fig. 6-23. — Cruce de dos autopistas en Holanda.

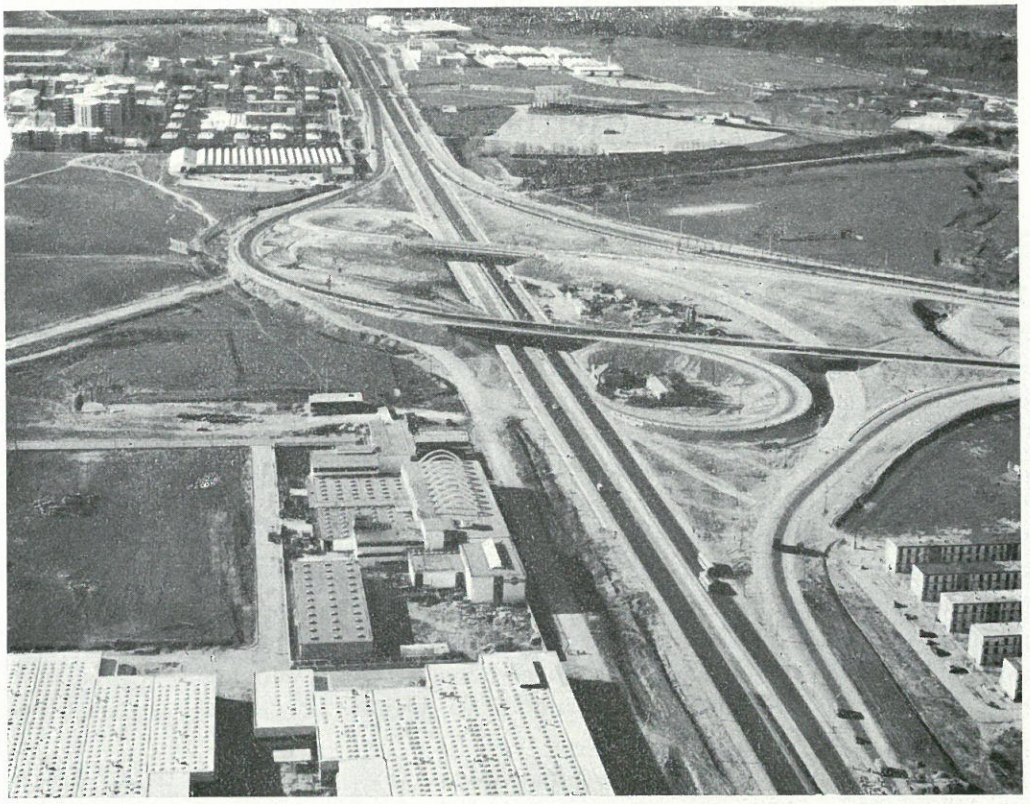


Fig. 6-24. — Cruce de la glorieta de Eisenhower. Carretera N-II de Madrid a Francia por Barcelona y acceso al aeropuerto de Madrid (Barajas).

te College, a una velocidad de 56 Km. por hora, una parada y un arranque, consume más goma que 1,6 Km. y más gasolina que 250 m. de recorrido.

La Public Road Administration afirma que una vía de dos circulaciones, sin interrupciones, tiene una capacidad de 3 000 vehículos por hora, y con una luz de corte cada 500 m. de 1 500 vehículos/hora; sería necesario establecer una vía más si se pretende conservar la capacidad primitiva, y en muchos casos puede ser más conveniente construir un cruce a distinto nivel. Las consideraciones de orden económico, en su verdadero sentido, carga financiera de construcción más coste de explotación de tráfico, es la que marcaría la solución más conveniente.

El cruce a distinto nivel, es solución a considerar en el caso de vías urbanas; es aquí aplicable cuanto dijimos en relación con la solución de accesos a las grandes poblaciones (epígrafe **5.18**). Los cruces a diferente nivel han constituido soluciones excelentes de graves problemas de tráfico en Londres, París, y otras grandes capitales.

CAPITULO VII

ESTUDIO DEL TRAZADO

7.1. El problema y el criterio. — El estudio del trazado de una vía es cuestión delicada y difícil. En toda obra de ingeniería se pueden elegir, normalmente, entre varias soluciones, pero en el problema del trazado la indeterminación es, en general, mayor, y en la elección de la solución ha de pesar principalmente el buen criterio del proyectista; no es posible dar reglas concretas; únicamente se puede pensar que el acierto de la solución escogida, será función del más exacto conocimiento del terreno a recorrer en sus diferentes aspectos: relieve, obstáculos naturales, características geológicas y geotécnicas, etc., factores todos que pesarán en el coste de la construcción y explotación; en el valor de las diferentes soluciones habrá de tenerse en cuenta el servicio que la vía ha de prestar, no sólo en el momento de la construcción, sino en un futuro previsible. Y siendo así, fácilmente se comprende que en el acierto de la solución escogida pese tal vez más, que en otras obras de ingeniería, el número de tanteos realizados.

7.2. Puntos de paso forzoso. — Se habrá de empezar por fijar los puntos forzosos del trazado: pueblos, centros industriales, lugares de turismo, etc. — y al hacerlo, y esta es la función más delicada del proyectista, pues no podrá verse libre del peso de los intereses particulares —, se han de medir cuidadosamente las ventajas que al interés público reportará un trazado determinado.

7.3. Tanteo del trazado. — Escogidos los puntos fijos, para unirlos será preciso salvar una serie de obstáculos naturales: una cadena de montañas, un río, etc. La elección del puerto más conveniente para el paso de la cordillera o del cruce de un río de gran caudal y fuertes avenidas, la elección del punto para establecer el puente puede pesar mucho en el presupuesto total y obligar, tal vez, a modificar, apreciablemente, el trazado. En la fijación de estos puntos secundarios ha de influir, principalmente, la razón económica, teniendo en cuenta el conjunto del trazado, pues puede resultar tal vez conveniente construir un puente caro si en el trazado se obtiene una economía que compense el mayor coste de la obra.

Para la unión con los pueblos a veces es aconsejable, económicamente, construir una pequeña carretera de servicio en vez de pasar el trazado principal cerca de él. Elegidos los puntos secundarios de paso, de manera fija y concreta en unos casos, dentro de una zona en otros, tiene ya el ingeniero, a grandes rasgos, determinado el trazado, que luego será preciso concretar teniendo en cuenta las condiciones del terreno.

Para ello hace falta formarse una idea clara y de conjunto, de la zona en la cual se ha de desarrollar el trazado; un plano en pequeña escala (1/50.000, por ejemplo), puede ser un excelente auxiliar para tantear las diferentes soluciones. El reconocimiento aéreo del terreno, especialmente con autogiro, completándolo con fotografías aéreas de la zona afectada (fig. 7-1) se utiliza con gran éxito, especialmente si después se realiza un estudio estereoscópico de las



Figura 7-1.

fotografías; este estudio, siempre utilísimo, pues permite tener en el gabinete un relieve gráfico del terreno con sus detalles de accidentes, edificaciones, etc.)

Las fotografías aéreas permiten, por otra parte, identificar zonas de interés; por ejemplo, graveras, canteras, dunas, etc.

El levantamiento fotográfico es muy rápido; con un buen equipo se pue den tomar en una semana los datos precisos de 150 Km. de itinerario, con un ancho de 200 a 300 m. El levantamiento aéreo es de especial interés en el caso de trazados por zonas inexploradas de grandes selvas; en casos de este tipo, cuando no es posible por causa del bosque ver el terreno, se ha empleado con éxito el radar.

De las fotografías aéreas se puede pasar por aparatos especiales a la "restitución" que permite obtener un plano de las zonas con sus curvas de nivel, con la exactitud precisa para realizar el proyecto de la traza; de estos equipos de "restitución" existen diversos modelos, de los cuales los más empleados son el estereoplanígrafo, el aerocartógrafo, autógrafo, etc.; todos ellos son "restituidores" de doble proyección; existen para el tanteo del anteproyecto diversos aparatos que permiten obtener los puntos de los perfiles transversales, el profiliscopio Wild y el perfilísmetro Zeis; los datos obtenidos con estos aparatos se pueden llevar a un computador electrónico.

Para operar en tierra, especialmente con topografía difícil, existen aparatos tipo radar para la medición de distancias, como el "telurómetro" y el "geodímetro".

7.4. Factores a considerar en la elección del trazado. — En la elección de la solución hay que tener en cuenta que no siempre la más barata de establecimiento será la más recomendable. Como ya dijimos, se han de considerar conjuntamente los gastos de establecimiento y explotación; habrá que buscar el mínimo de la carga anual:

$$G = l\,(i\,P_e + P_c) + t\,P_t\,;$$

en la cual, l es la longitud del camino; i, el tanto por uno; P_e, el coste total de establecimiento por unidad de longitud; P_c, el coste unitario de conservación; t, el número de toneladas/kilómetro a transportar en el año, y P_t, el coste del transporte por tonelada/kilómetro; variables todos, excepto i y t, con la solución escogida.

En la elección de la solución hay que considerar principalmente:

a) La naturaleza del terreno.
b) Las obras de fábrica principales: grandes puentes y muros importantes.
c) Túneles.
d) Expropiaciones.

7.5. La naturaleza del terreno. — Influye la calidad del terreno en el coste de la construcción y en la conservación del camino. El precio de la excavación en roca puede ser cuatro o cinco veces el de la excavación en tierra; la necesidad

de consolidar y drenar debidamente las obras de tierra construidas con un suelo de malas características o en una zona con agua en el terreno, puede valer varias veces el coste de las mismas en obras en una zona de buenas condiciones. Pero no solamente en el coste del primer establecimiento de la carretera influye la naturaleza del terreno que atraviesa; la conservación de la vía se ve profundamente afectada por el terreno en el que se desarrolla el trazado; corregir los grandes defectos en una carretera por un mal terreno, será caro y puede llegar a ser imposible en la práctica. El autor conoce más de un caso en que fue necesario abandonar el trazado de una carretera, construyendo una variante, porque económicamente compensaba hacerlo así; el arreglo era más caro.

Es imprescindible conocer las características geotécnicas del terreno antes de formular el proyecto; es necesario tener una planta del trazado con una indicación detallada de las unidades geomorfológicas atravesadas, completando con los planos de detalle precisos de las zonas especialmente desfavorables; deberán realizarse sondeos hasta de dos metros por debajo de la rasante de la vía si trata de una rasante a nivel o con desmontes menores de 5 m. en el caso de terraplenes de cota menor de 2 m., los sondeos deberán alcanzar hasta 1 m. por debajo de la superficie del terreno; en el caso de terraplenes mayores, la profundidad de los sondeos será la necesaria según las características del suelo atravesado, para formarse una idea clara de la estabilidad de la obra proyectada. La distancia entre sondeos será la precisa, según cada caso particular: se puede considerar normalmente una media de 100 m. Con los sondeos se dibujará un perfil longitudinal, señalando las profundidades y naturaleza de las distintas capas atravesadas. En zonas especialmente difíciles se realizarán los precisos para definirlas debidamente. Hoy en día, especialmente los métodos geofísicos de auscultación sísmica, el de resistividad eléctrica, determinan rápidamente y con aparatos relativamente elementales la profundidad de los distintos suelos.

El conocimiento de la naturaleza del terreno atravesado nos indicará si los suelos obtenidos de la excavación pueden o no ser empleados en los terraplenes, o si conviene usar para éstos, préstamos de suelos de mejor calidad; en este caso deberán tomarse muestras de ellos y fijar, aproximadamente, el volumen disponible. De los suelos que han de formar la explanación, se determinarán los límites de Atterberg y su clasificación de Casagrande; si los suelos presentan dificultades especiales, se realizarán en las muestras tomadas los ensayos precisos para poder estudiar debidamente la solución conveniente.

Si se trata de rocas, se estudiará su naturaleza para ver si son o no alterables por los agentes atmosféricos, y en todo caso se tendrá en cuenta la naturaleza del macizo en su conjunto para prever la posibilidad de desprendimientos, que pueden constituir un grave peligro.

Será necesario, asimismo, fijar las canteras de los áridos que se han de utilizar en el firme, determinando sus características y cubicando aproximadamente los volúmenes disponibles y sus distancias de transporte al punto de empleo.

Conviene señalar que el importe del estudio del terreno en la forma indicada pesa económicamente muy poco en el presupuesto de la obra y, en mu-

chos casos, gracias a él, se podrán elegir soluciones acertadas, evitando errores graves y frecuentemente difíciles y caros de corregir.

En general, el movimiento de tierras más conveniente es aquel en el cual exista compensación económica entre el desmonte y el terraplén; pero el cumplimiento de esta condición no debe llevar a la utilización de suelos deficientes para la formación de terraplenes, sin antes considerar la conveniencia económica del empleo de otros de préstamos, de mejores condiciones técnicas.

Cuando por una u otra causa exista exceso de tierra, que haya que llevar a vertedero, habrá que fijar éste en condiciones tales, que no perjudique a la carretera ni al paisaje. En ciertos casos, especialmente en zonas urbanas, el problema del vertedero adecuado puede tener importancia económica. Asimismo, habrá que cuidar que las canteras de préstamos no dejen excavaciones antiestéticas y en las cuales pueda almacenarse agua, que llegue por filtración o capilaridad a la explanación.

7.6. Grandes obras de fábrica. — Las grandes obras de fábrica son, a veces, de coste muy elevado en relación con el presupuesto del camino, pero pueden, por ahorrar longitud de trazado, disminuir el coste total del camino. Es un error fijar la situación del puente y después obligar al trazado a pasar por él; el puente y trazado del camino deben estudiarse conjuntamente, no sólo desde el punto de vista de la construcción, sino también de la explotación de la vía.

Al escoger la zona donde ha de establecerse el puente, hay que estudiar con cuidado la invariabilidad del curso del río, pues puede suceder, especialmente en terrenos llanos, que cambie el cauce, perjudicando a la explotación y dejando, incluso, el puente en seco. En las figuras 7-2 y 7-3, puede verse lo sucedido con el Júcar, en Alberique (Valencia), donde la desviación del río hizo abandonar el puente en construcción y obligó a una desviación larga; el nuevo trazado vino impuesto por la fijación del paso del río en sitio donde su curso es invariable.

El puente se establece para servir al tráfico, y ello obliga a evitar todo trastorno a la circulación, por otras consideraciones; cuando sea, posible, el puente debe ser normal al río, por razones de orden estético y económico; las estructuras oblicuas son más costosas por sus mayores dimensiones y los estribos y muros de ala, más importante; pero no deben sacrificarse las condiciones de vialidad del camino para evitar la oblicuidad de la estructura. Los puentes con accesos difíciles son muy peligrosos (fig. 7-4).

La planta del puente, en general, debe ser recta; sólo en casos excepcionales puede aceptarse la planta curva; cuando sea así, el peralte debe lograrse antes del puente y continuar en éste de una manera uniforme; el peralte debe acusarse no sólo en el piso, sino por razón estética, también en la barandilla; el sobreancho, en un puente curvo, si fuera preciso, deberá darse uniformemente en la totalidad de su longitud.

7.7. Túneles. — La solución de túneles debe considerarse atentamente; con frecuencia un túnel de pequeña longitud puede constituir una excelente solu-

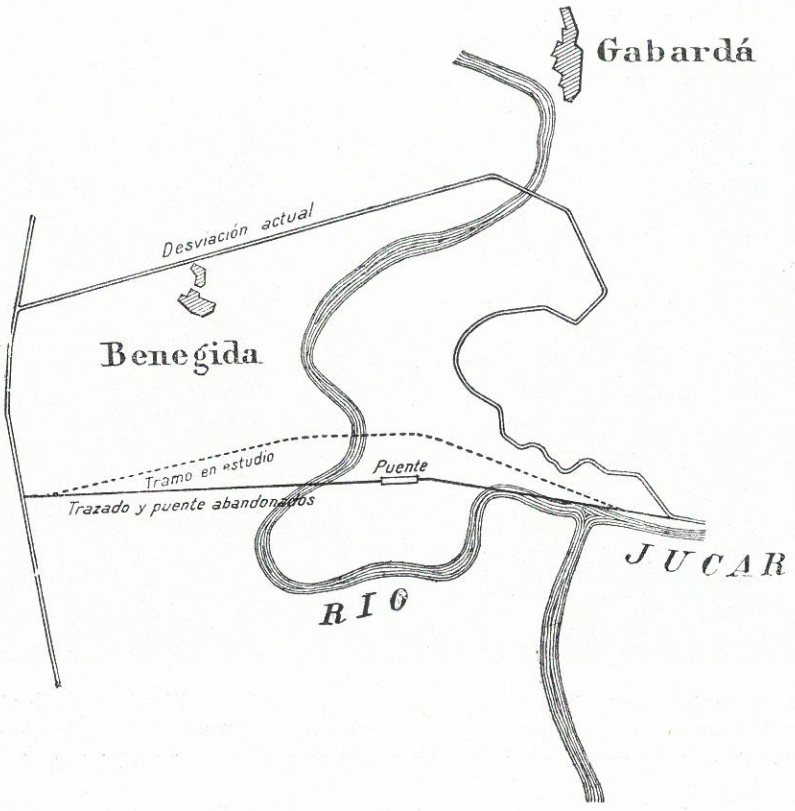


Fig. 7-2. — Puente sobre el Yucar en Alberique; la desviación del río lo dejó en seco.

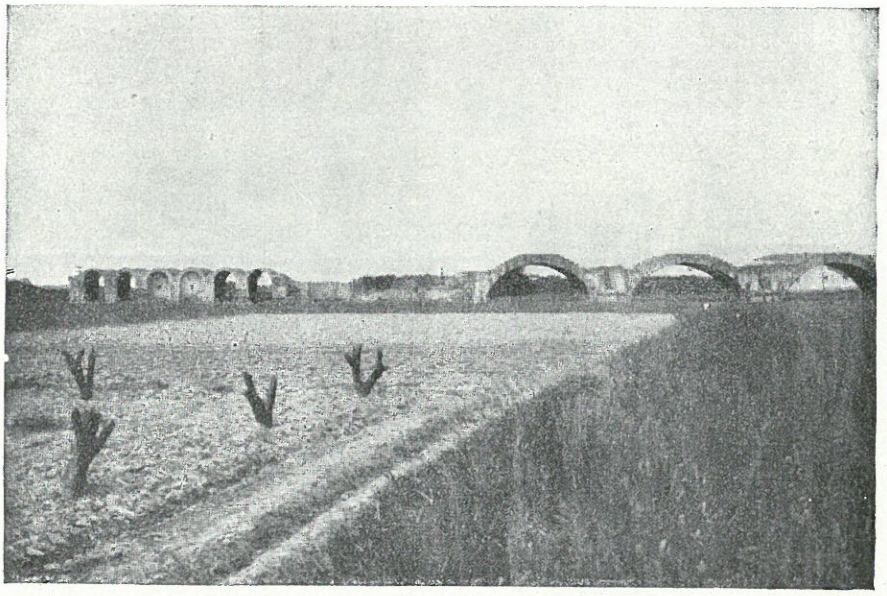


Fig. 7-3. — Vista del puente abandonado.

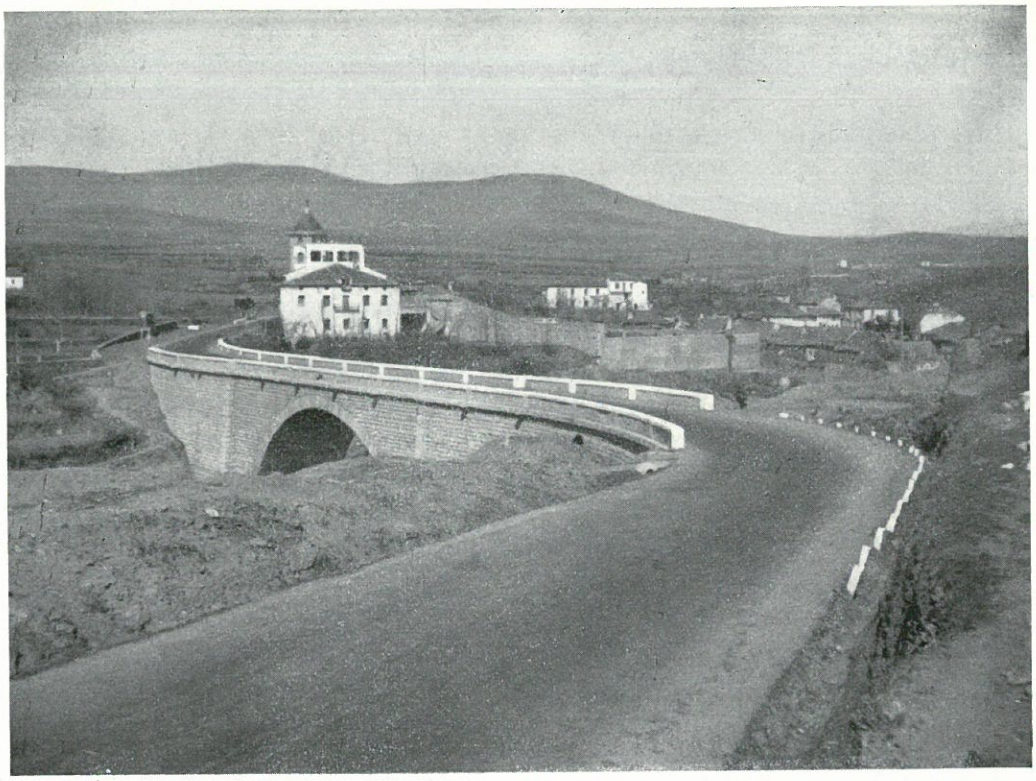


Fig. 7-4, *a*. — Curva del puente de Buitrago carretera Madrid-Irún, detalle del trazado visto en dirección norte. Por conservar el puente normal al río se introducen en el trazado dos curvas peligrosas, el trazado debió reunir las líneas señaladas en la figura 7-4, *b*.

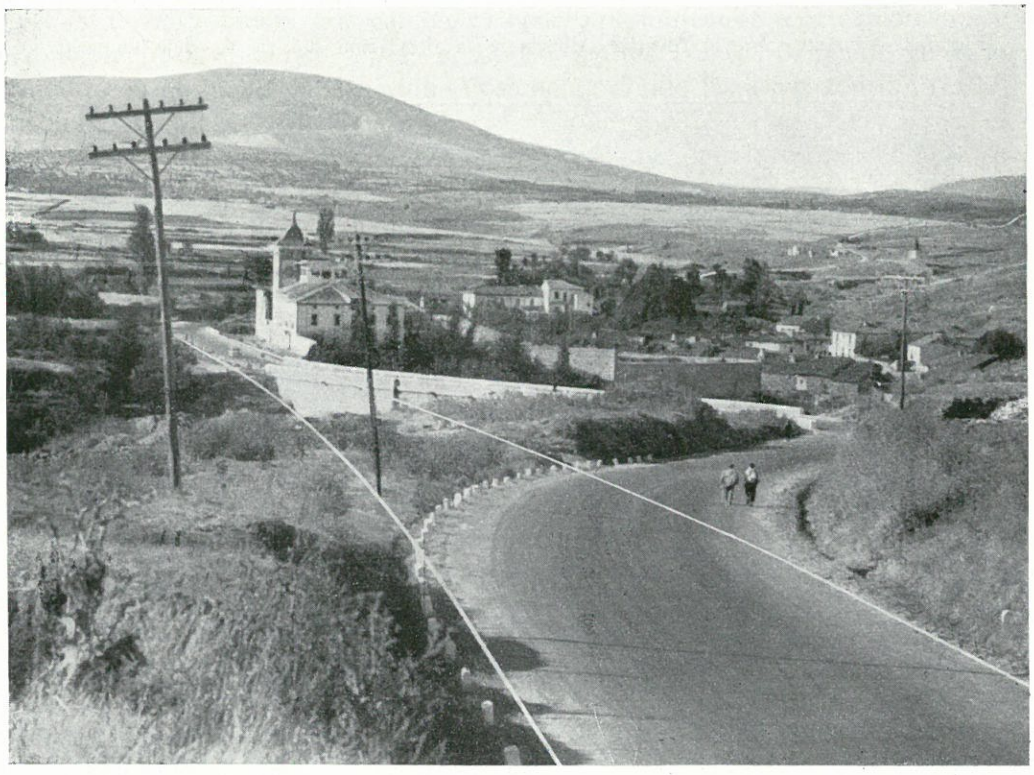


Fig. 7-4, *b*. — Planta correcta del trazado.

ción, ahorrando recorrido y permitiendo conservar en el camino una velocidad específica elevada; en definitiva, su empleo puede ser económicamente conveniente, máxime si no sólo se consideran los gastos de establecimiento de la vía, sino también los de explotación.

El coste del túnel crece muy rápidamente cuando su longitud aumenta; por esta causa será necesario pesar más atentamente la conveniencia económica de su establecimiento, según va siendo mayor su importancia, pero en todo caso, será solución que habrá de tantear y que, en muchos casos, aun con túneles largos, puede representar una ventaja económica apreciable.

7.8. Expropiaciones. — La superficie de terrenos a expropiar es función de la longitud del camino; en su importe influye muy principalmente la clase de propiedades que se atraviesan; para reducir a un mínimo el coste de las expropiaciones, especialmente edificios importantes, instalaciones industriales y agrícolas, puede ser, en algún caso, recomendable desviar el trazado. Si es posible, se deberá evitar que éste pase por el centro de los terrenos a expropiar y especialmente que queden parcelas pequeñas, no utilizables, que la ley obliga a adquirir. Eligiendo una buena zona del paso del trazado es posible lograr una compensación entre el valor del terreno a expropiar y el beneficio que el camino produce a la propiedad; el coste de la expropiación se reduce e incluso llega a anularse. No hay que olvidar que en las expropiaciones pesa, no solamente su valor real, sino el que la ley denomina valor de "afección"; aumenta el precio y, más que nada, en la práctica llega a constituir un obstáculo difícil de vencer; hay que evitar expropiaciones en las cuales se perjudique gravemente el interés particular; no dañar a este más que lo imprescindible debe ser la norma del proyectista; por justicia y por propio interés.

7.9. Consideraciones generales. — El trazado en terreno llano debe ir buscando la menor longitud, uniendo directamente los puntos principales a servir; no son convenientes las grandes alineaciones rectas; se pierde la debida atención, por fatiga los tiempos de reacción aumentan y, de noche, el problema de deslumbramiento es grave. Los grandes radios, desde el punto de vista de circulación, son análogos a la alineación recta. La rasante de la carretera debe ir algo elevada sobre el terreno natural, para asegurar un buen drenaje de la plataforma. El valor de las expropiaciones puede pesar decisivamente en la traza.

En terreno montañoso el estudio de la solución más conveniente exige mayor número de tanteos; no se debe, en general, ir a grandes desmontes; son caros de construcción si se emplean los taludes tendidos; si no se hace así son de costosa conservación (figs. 7-5 y 7-6). Cuando el trazado se desarrolla en el fondo del valle, cuidar de que no se produzca la inundación de la carretera por avenidas del barranco principal. En terrenos muy montañosos conviene considerar la solución de un trazado con grandes obras, que puede dar un mayor coste kilométrico, pero un presupuesto total menor (figs. 7-7, 7-8 y 7-9, *a* y *b*).



Fig. 7-5, *a.* — Trazado en los alpes suizos.



Fig. 7-5, *b.* — Paso del Gotardo, en Suiza.

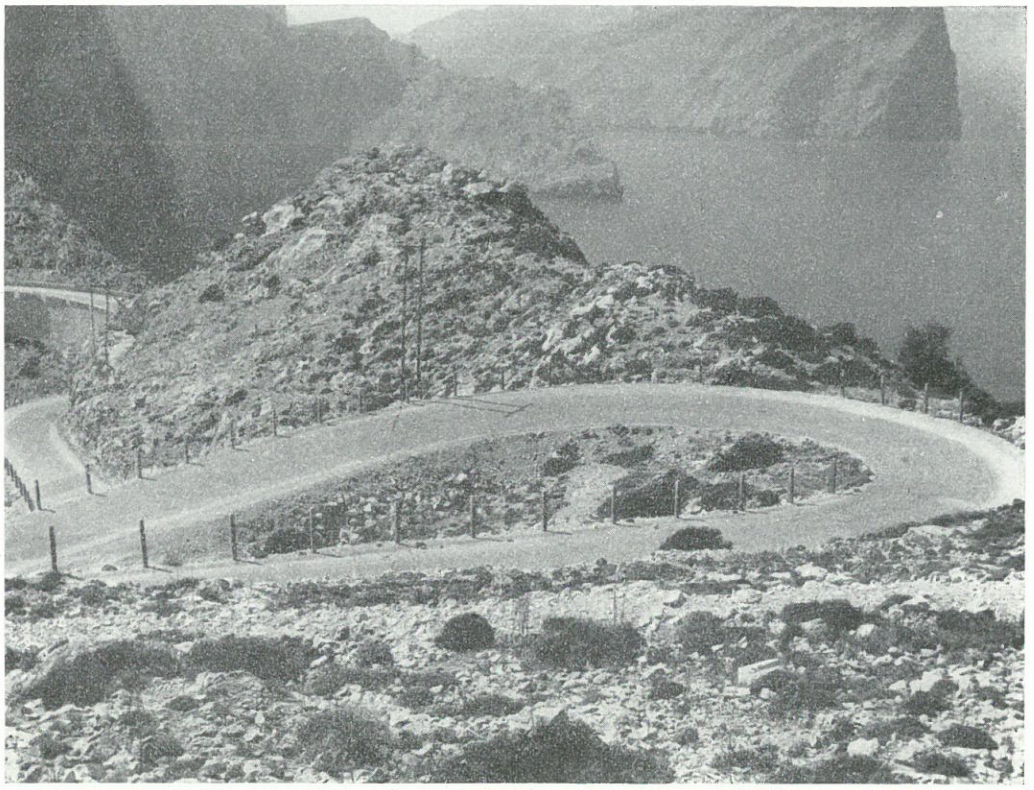


Fig. 7-6. — Trazado de la carretera local de acceso a Formentor (Isla de Mallorca).

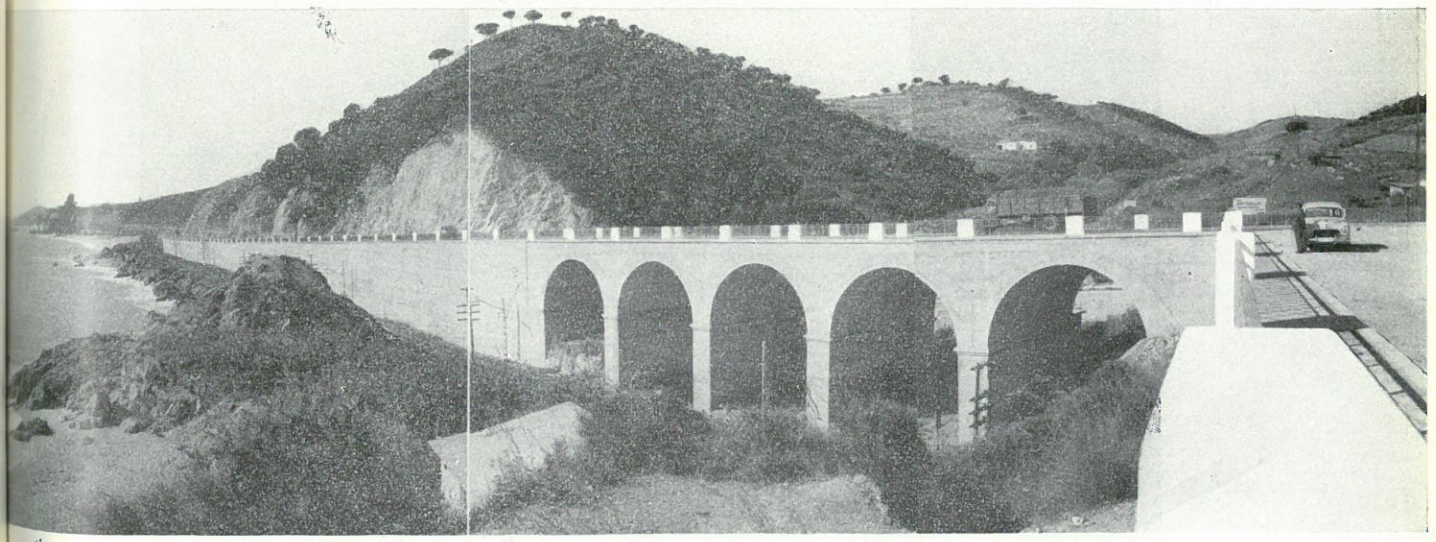


Fig. 7-7. — Carretera de Barcelona a la frontera francesa. Nuevo trazado al borde del mar.



Fig. 7-8. — Trazado de la carretera de Lluch a Soller (Mallorca); a la izquierda el puerto de Soller.

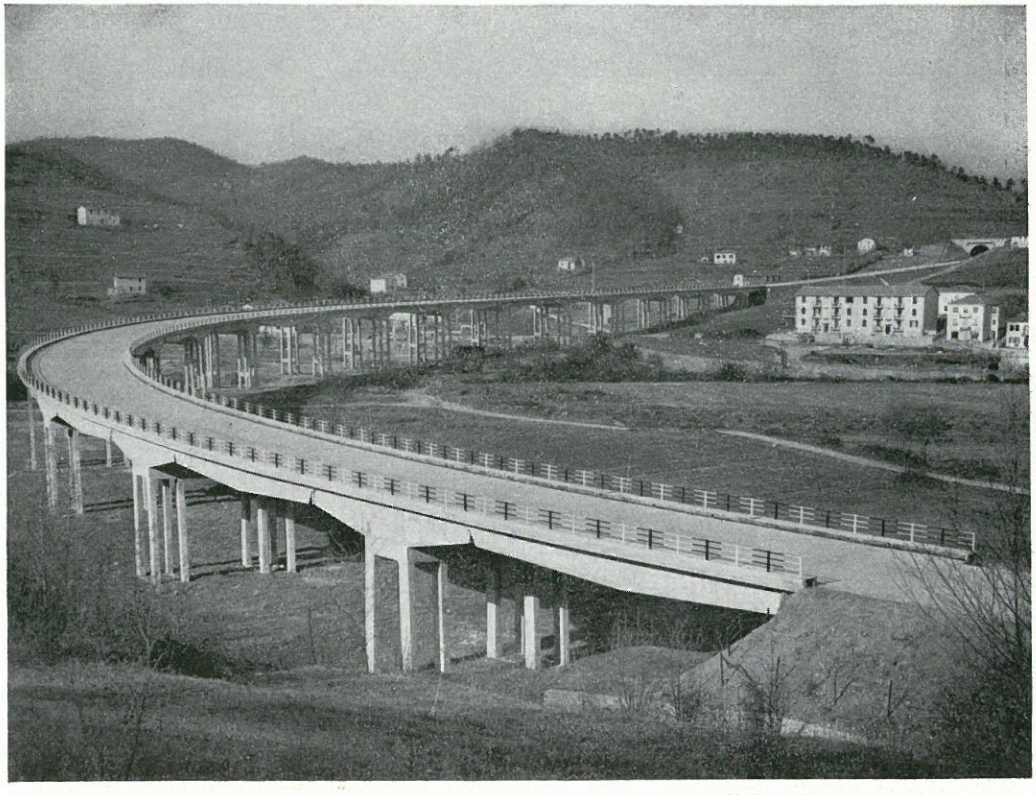


Fig. 7-9, *a*. — Autopista de Cava a Savona (Italia).

Como norma general, debe huirse de atravesar por el centro núcleos de poblados, pues especialmente cuando éstos son de pequeña importancia, se mantiene indebidamente la velocidad de la carretera y el peligro de accidente es grande. Es preferible unir las aglomeraciones urbanas por caminos construidos

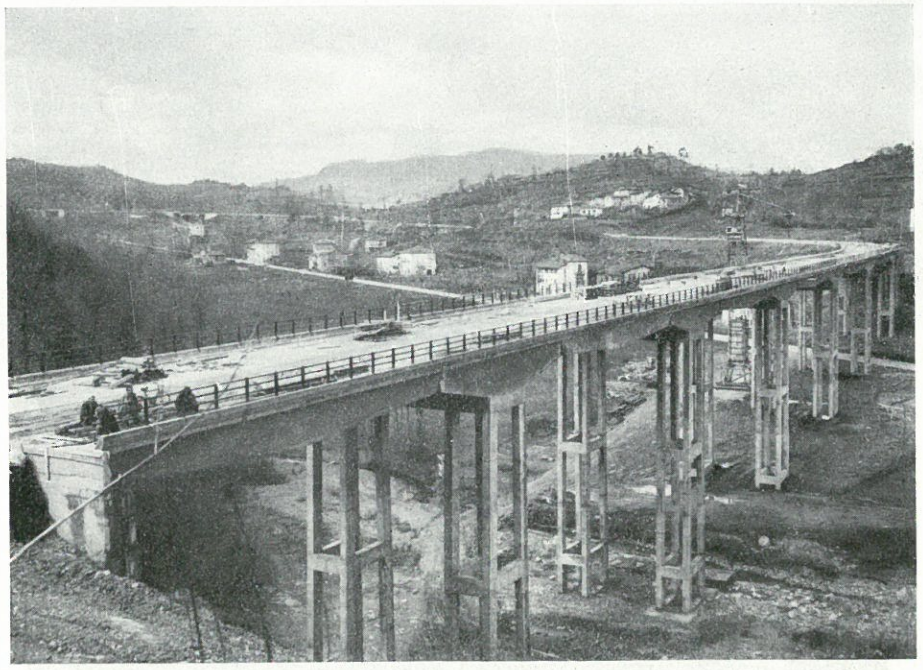


Fig. 7-9, *b*. — Autopista de Cava a Savona. (Italia).

especialmente a ese fin. Cuando la población aumenta de importancia, la proporción del tráfico de la vía que entra en ella, crece rápidamente; no obstante, hay una parte del tráfico que pasa sin entrar en el centro de la ciudad; un estudio de cada caso determinará la solución más conveniente, para ambos tráficos, el de entrada y el de paso.

7.10. El acondicionamiento de los viajes trazados. — Se presenta frecuentemente en Europa el problema del acondicionamiento de los viejos trazados: supresión de curvas faltas de las debidas condiciones, reducción de pendientes, evitación del paso por pueblos, etc. La labor es delicada; hay que adaptar el viejo trazado a las características que la técnica moderna exige y hay que hacerlo con tacto y moderación; en la solución más aún que en un nuevo trazado, ha de pesar el buen juicio del proyectista. Son problemas, con el pie forzado, de aprovechar al máximo la planta de la vieja carretera. Ahora bien, esta circunstancia no quiere decir que no haya casos en que una variante de longitud importante, salga más barata y más perfecta que un número grande de retoques, hay que tantear cuantas posibilidades lógicas se ofrezcan.



Fig. 7-10. — Carretera R. IV, kilómetro 425. Un viejo trazado peligrosísimo por la curva en cambio de rasante tuvo que ser restituida.

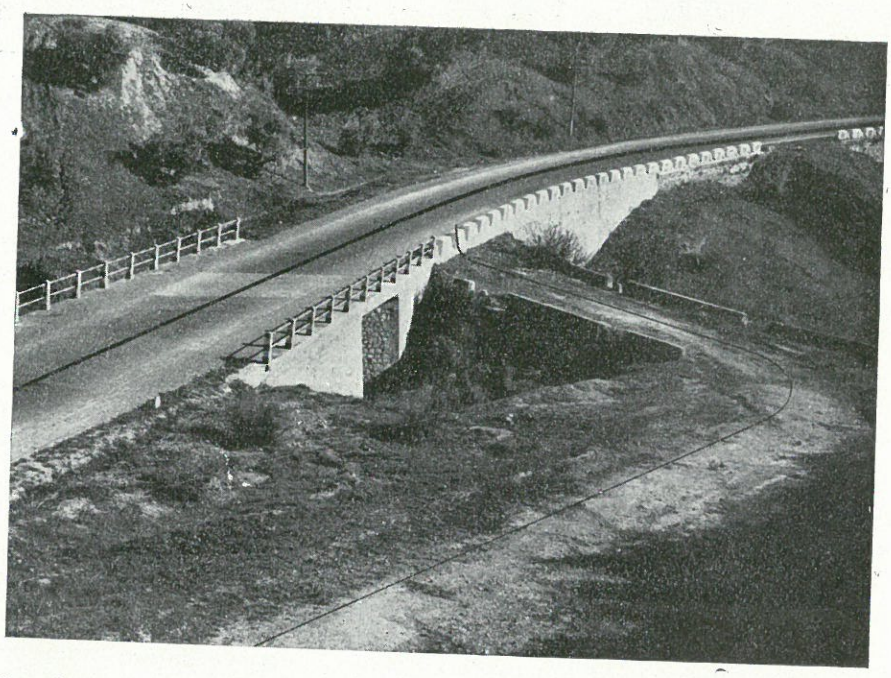


Fig. 7-11. — Carretera N. 331, de Córdoba a Málaga, kilómetro 67. Un pequeño retoque de la vieja carretera suprimió un puente peligrosísimo.

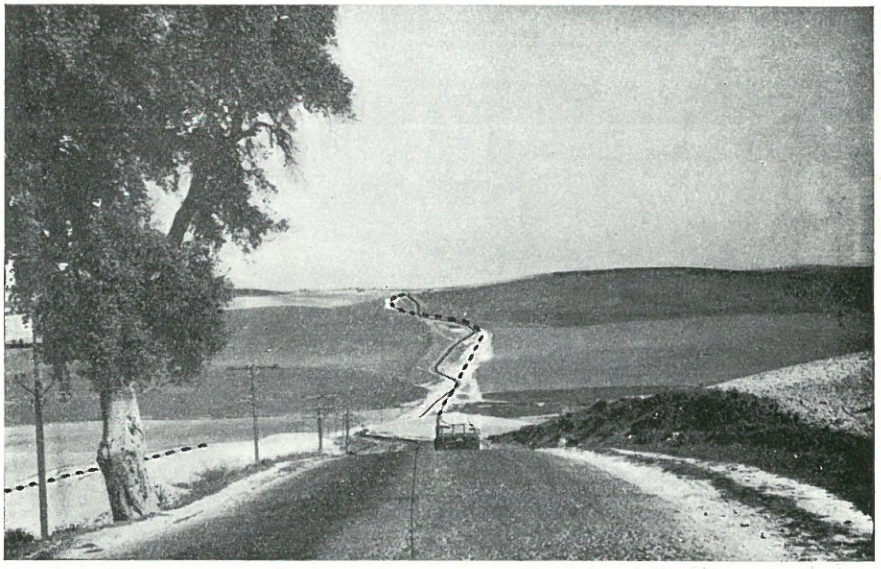


Fig. 7-12. — Carretera de Madrid a Cádiz, kilómetros 421 a 425. Una variante de cierta importancia rectifica el viejo trazado, falto de condiciones.

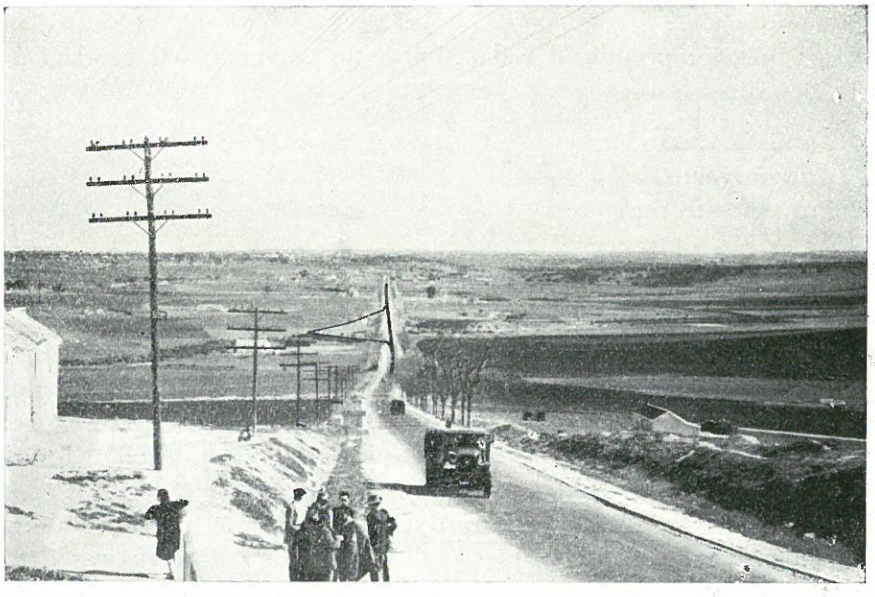


Fig. 7-13. — Carretera R. IV, de Madrid a Cádiz, kilómetro 432. Variante de Guadalmazán, con muy pocos metros de variante, fue posible suprimir un zigzag peligroso.

En las figuras 7-10 a 7-14 pueden verse varias obras típicas realizadas en España y en el extranjero.

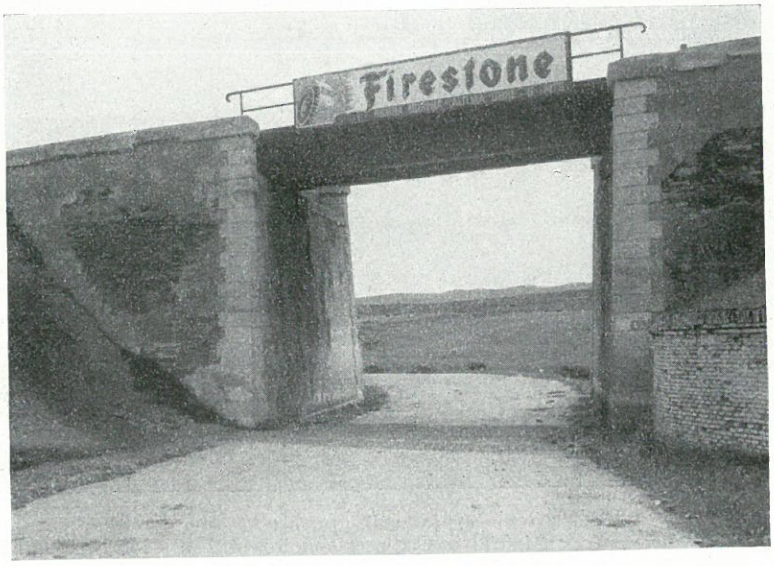


Fig. 7-14. — Carretera R. IV, de Madrid a Cádiz, kilómetro 234. Paso inferior al ferrocarril de Madrid a Córdoba, peligrosísimo por falta de visibilidad, suprimido, por la variante de Almuradiel.

7.11. Fases que comprende la redacción de un proyecto. — La redacción de un proyecto tiene tres fases:

1.º Tanteo.
2.º Anteproyecto.
3.º Proyecto de replanteo.

Las tres son necesarias: en el tanteo se estudian, en grandes números, las diferentes soluciones posibles, analizando sus ventajas e inconvenientes, análisis que llevará a elegir, aproximadamente, el trazado que se ha de estudiar en las dos fases siguientes. En el tanteo es cuando se concibe el proyecto y, por tanto, es cuando más pesa la visión y acierto del ingeniero; en esta fase, como hemos dicho en los epígrafes anteriores, no hay que economizar trabajo; todo el empleado, con un buen sentido, será ampliamente remunerador. En el paso siguiente, anteproyecto, elegida ya, aproximadamente, la traza, se determinan haciendo uso de los planos de que se disponga, las características de la obra a realizar y su presupuesto. Y, por último, hecho el replanteo de la traza en el terreno, se fijan las características definitivas de las obras, realizándose los planos de detalle de las de fábrica y la cubicación de las de tierra; en relación con éstas, que constituyen una parte muy importante del coste total, los planos de replanteo son fundamentales, pues en ellos queda constancia, con la confor-

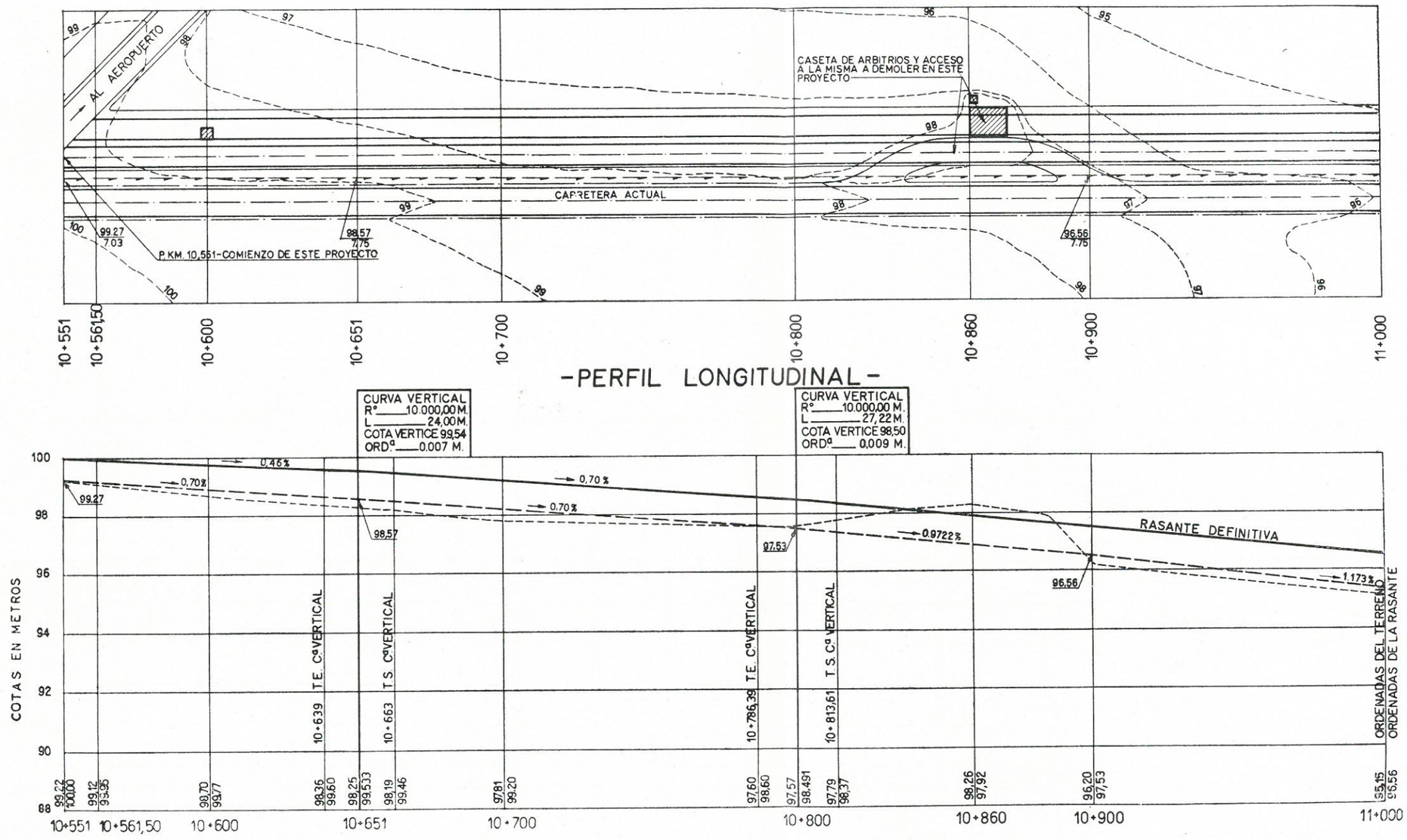


Fig. 7-15. — Planta y perfil longitudinal dibujados conjuntamente.

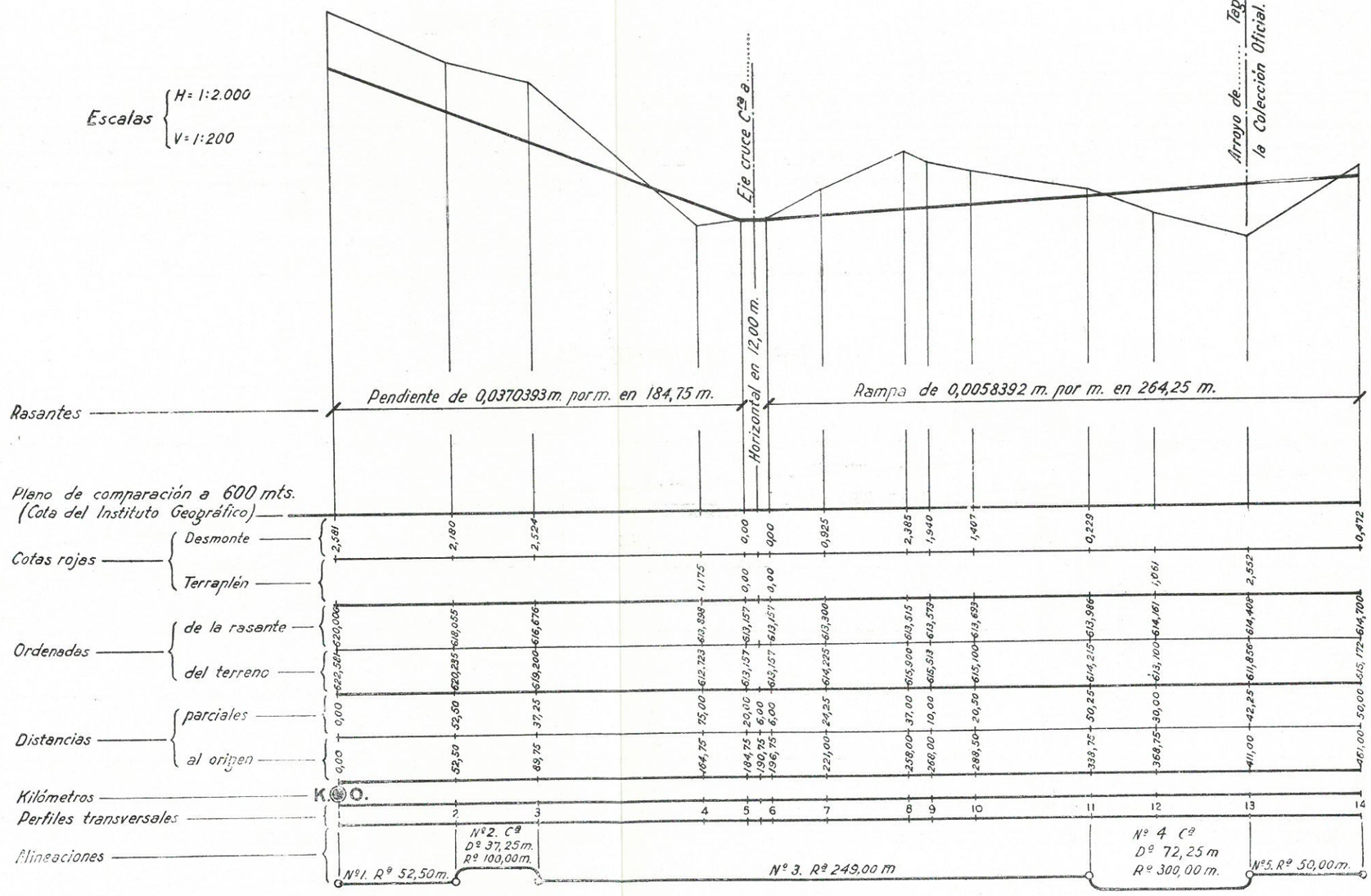


Fig. 7-16. — Forma clásica de presentación del perfil longitudinal.

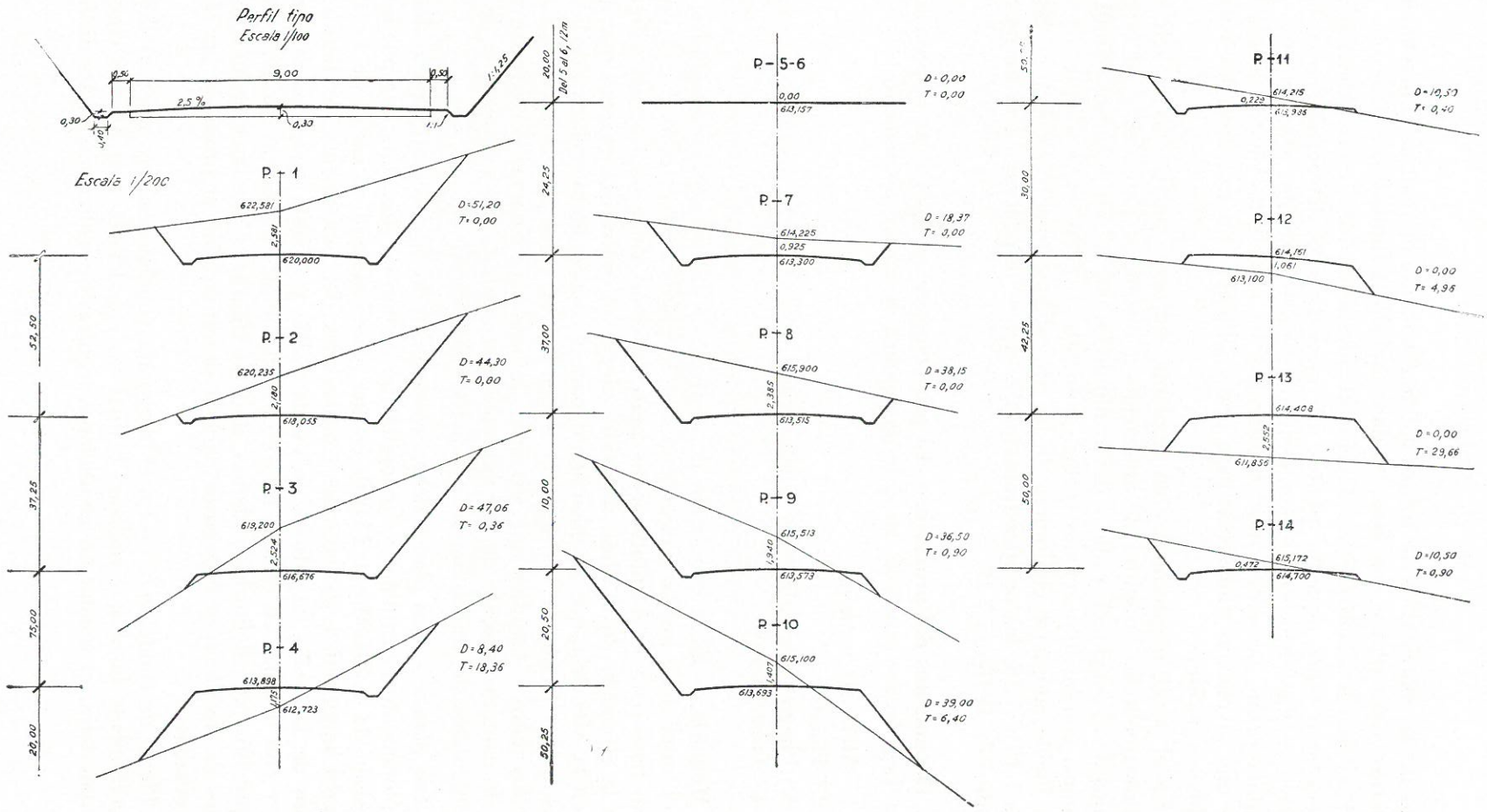

Perfil tipo
Escala 1/100
0,5%
9,00
0,5%
2,5 %
0,30
0,33
1:1,25
1:1
Escala 1/200
P - 1
622,581
2,581
620,000
D=51,20
T= 0,00
P - 2
620,235
2,180
618,055
D=44,30
T= 0,00
P - 3
619,200
2,524
616,676
D= 47,06
T= 0,36
P - 4
613,898
1,175
612,723
D= 8,40
T= 18,36
52,50
37,25
75,00
20,00
20,00
Del 5 al 6, 12m
24,25
37,00
10,00
20,50
30,25
P - 5-6
0,00
613,157
D= 0,00
T= 0,00
P - 7
614,225
0,925
613,300
D= 18,37
T= 0,00
P - 8
615,900
2,385
613,515
D= 38,15
T= 0,00
P - 9
615,513
1,940
613,573
D= 36,50
T= 0,90
P - 10
615,100
1,407
613,693
D= 39,00
T= 6,40
30,00
42,25
50,00
P - 11
614,215
0,223
613,992
D= 10,50
T= 0,40
P - 12
614,151
1,061
613,100
D= 0,00
T= 4,95
P - 13
614,408
2,572
611,836
D= 0,00
T= 29,66
P - 14
615,172
0,472
614,700
D= 10,50
T= 0,90

Figura 7-17.

midad de la contrata, de la forma del terreno antes de realizar el movimiento de tierras; estos planos son base fundamental de la liquidación.

Para mayor exactitud, es conveniente nivelar la traza, no solamente sus vértices, sino todos aquellos puntos intermedios de las alineaciones en las cuales haya cambios bruscos de pendiente del terreno y todos aquellos que, por cualquier razón, presenten una singularidad; en todos estos puntos deberá hacerse una nivelación transversal para poder obtener con exactitud los correspondientes perfiles.

En el perfil longitudinal y en la planta conviene señalar las características fundamentales: longitud de alineaciones, distancias parciales y al origen, ángulos de alineaciones, radio y desarrollo de las curvas, así como sus puntos de tangencia con las alineaciones rectas, pendientes o cotas en pendiente o terraplén. Puede adoptarse cualquiera de las disposiciones que se recogen en las figuras 7-15 y 7-16; los perfiles transversales deben disponerse en la forma que se indica en la figura 7-17.

7.12. Documentos del proyecto. — El proyecto con arreglo a las disposiciones de la Legislación española, se debe componer de cuatro documentos:

1.° Memoria y anejos.
2.° Planos.
3.° Pliego de condiciones facultativas.
4.° Presupuestos.

Memoria. — Es la exposición de motivos de las soluciones adoptadas; en ella el autor debe justificar el criterio que le guió en su estudio. Es el documento base para la Administración, pero no tiene valor contractual ninguno para la ejecución de la obra; no podrá alegar, el contratista, razones que figuren en la Memoria, que es documento para el conocimiento exclusivo de la Administración. Unidos a la Memoria deben figurar, como anejos distintos, todos aquellos datos y estudios que sirvieron de base para redactar el proyecto: gráfico de canteras, cálculo de las diferentes estructuras, los justificativos de los precios, datos de tráfico actual y previsión del futuro, etc.

Los planos. — Los planos deben contener todo lo necesario para definir completamente el camino, y forzosamente: *a*) uno de situación, que puede ser en escala de 1/50 000 o 1/25 000; *b*) una planta general en escala de 1/2 000; *c*) perfil longitudinal; *d*) secciones transversales del movimiento de tierras; *e*) planos de las obras de fábrica en escala 1/100 y 1/200, según sus dimensiones, y con detalles en escalas mayores, conteniendo las plantas alzados y cortes precisos para definirlas. Además, deberán figurar en este documento cuantos planos de detalle sean necesarios para la determinación rigurosa de las obras proyectadas.

Pliego de condiciones. — En el pliego de condiciones hay que: *a*) definir concretamente la obra a realizar; *b*) fijar las condiciones que han de cumplir los materiales; *c*) señalar las condiciones técnicas de realización de las distintas

unidades de obra; *d*) determinar la forma de medir y abonar las obras realizadas; *e*) marcar los plazos parciales y generales de ejecución y las garantías económicas de cumplimiento de ambos; *f*) fijar los plazos y condiciones de garantía de la obra a realizar.

El pliego de condiciones es un documento trascendental, base del contrato Administrativo; ha de estudiarse con todo cuidado y con justo criterio; las características mínimas que figuran para los distintos materiales deben fijarse después de un detenido estudio de los existentes en la zona que ha de desarrollarse la obra y sus características particulares; hay que medir con ponderación lo que se pide para que, después, sea justo exigirlo. Las dudas que en la realización de la obra se presentan han de resolverse aplicando el Pliego de condiciones; es fundamental que esté redactado con claridad y acierto, teniendo en cuenta que las dudas de interpretación puedan representar, frecuentemente, detenciones en la obra o cambios que cuestan mucho dinero.

Presupuestos. — El presupuesto de la obra define detalladamente su importe; debe constar de los documentos siguientes:

- Cubicaciones .....
  - De las obras de tierra.
  - De las obras de fábrica.
- Cuadros de precios.
  - Cuadro núm. 1: Precios de jornales y transportes.
  - Cuadro núm. 2: Precios de los materiales.
  - Cuadro núm. 3: Precios de las unidades de la obra.
  - Cuadro núm. 4: Detalles de los precios del cuadro núm. 3.
- Presupuestos .....
  - Presupuestos parciales.
  - Presupuestos generales
    - De ejecución material.
    - De administración.
    - De contrata.

Es preciso que los cuadros de precios se estudien con todo detalle, pues son la base económica del contrato Administrativo; el cuadro número 4 es muy importante, ya que en este caso de rescisión, revisión o abono de las obras incompletas se ha de partir de él.

CAPITULO VIII

OBRAS DE TIERRA

8.1. Obras de tierra. — Las obras de tierra son, con frecuencia, la partida más importante del presupuesto de un camino. Al formar los desmontes o terraplenes, se ocupa una superficie que hay que expropiar; a veces, hay que revestir, y siempre conservar, los taludes de los desmontes y terraplenes; por último, es preciso conocer el volumen de tierras que, en una u otra forma, se tiene que mover, para proyectar exactamente el plan de realización y formular el presupuesto. Hay que determinar, por tanto:

1.º El ancho y la superficie de la zona ocupada por el movimiento de tierras.

2.º La superficie de los taludes del desmonte o terraplén.

3.º El volumen del movimiento de tierras — desmonte y terraplén — y distancia media del transporte.

8.2. Ancho de la zona ocupada. — El ancho y superficie de la zona ocupada dependen de la cota roja de desmonte o terraplén y de la inclinación de los taludes de las tierras. El método corrientemente empleado para su determinación es el gráfico; dibujados a escala los perfiles transversales del camino, se puede, en cada uno de ellos, medir el ancho de la zona ocupada. Solamente en el caso de que el camino atraviese terrenos de precio muy elevado, por ejemplo huertas o zonas semiurbanas, es necesario una precisión más rigurosa que, además, en este caso es posible porque, en general, se tratará de terrenos bastante llanos, donde se puede emplear el método analítico.

8.3. Area de ocupación. — Determinados los anchos de ocupación de los distintos perfiles transversales y conocidas las distancias entre ellos, se determinan fácilmente las áreas de ocupación; entre dos perfiles consecutivos, serán trapecios que tendrán por base los anchos de ocupación de los dos perfiles considerados, y por altura, la distancia entre ellos; si d es la distancia y e_1 y e_2 sus anchos correspondientes de ocupación, el área será:

$$A = \frac{e_1 + e_2}{2} \times d.$$

8.4. Area de los taludes. — Es interesante su cálculo cuando se trata de proyectar obras de revestimiento o defensa. Para hacerlo se mide la longitud de los taludes en cada uno de los perfiles transversales dibujados o bien se calculan analíticamente.

Determinadas gráfica o analíticamente las longitudes de los taludes, el área entre dos secciones consecutivas será la de un trapecio que tiene por bases las longitudes de taludes correspondientes y por altura la distancia entre los dos perfiles. Cuando se pasa de desmonte a terraplén, habrá un punto de longitud de talud nula, al cual habrá que referir las áreas de las dos secciones consecutivas, sustituyendo el área del trapecio por las áreas de los dos triángulos. En el caso de un tramo de camino en curva, las áreas de los taludes pueden asimilarse a las de dos troncos de cono que tengan por bases las circunferencias límites de la explanación del camino y las de intersección del talud con el terreno, de la parte interna y de la externa, respectivamente. La intersección del talud con el terreno no es exactamente una circunferencia, ni la superficie reglada que tiene por directrices ambas curvas un cono, pues las generatrices no pasan todas de un punto; pero en la práctica se obtiene con esta hipótesis la suficiente aproximación.

8.5. Determinación de las áreas de los perfiles transversales. — Dibujados los perfiles transversales del camino en escala adecuada — normalmente 1/200 o 1/100 —, hay que proceder a la medida de sus áreas para determinar los volúmenes del movimiento de tierras. Esta partida, frecuentemente, es muy importante en el presupuesto de la obra y, por tanto, es fundamental su correcta determinación. El grado de exactitud preciso varía, según sea el fin del estudio que se está realizando; no se necesita la misma exactitud en el caso de un anteproyecto que en caso de un proyecto de replanteo o de una liquidación, y no será lógico perder el tiempo en un cálculo exacto, si no es necesario.

La determinación de las áreas se hace: analíticamente o por medio del planímetro; excepcionalmente puede realizarse gráficamente; normalmente, se emplea el método del planímetro; si se dispone de este aparato es sistema rápido y suficientemente exacto. Tiene el inconveniente de que no existe más comprobación que la repetición de la operación. Para anteproyectos y proyectos, es la forma corriente de operar.

Aproximación similar tiene el procedimiento gráfico, que es más lento que la medición con el planímetro; no tiene, como el método anterior, más comprobación que repetir la operación.

Cuando por razones excepcionales se desea una gran exactitud, por ejemplo, para liquidaciones en terrenos de alto precio y extensiones reducidas, puede emplearse el procedimiento analítico; es lento y trabajoso, pero aparte de una mayor exactitud, tiene la ventaja de ser fácil su comprobación por cualquiera de los métodos anteriores.

Hoy día el empleo de calculadoras electrónicas presenta ventajas indiscutibles de rapidez y exactitud; preparado el programa, es posible, rápidamente, calcular los datos necesarios del perfil longitudinal; para ello los datos que se introducen en la calculadora pueden ser: 1.º, cota en el origen; 2.º, estaciones en los cambios de pendiente; 3.º, el valor de las pendientes positivas o negativas, y 4.º, los datos de las curvas verticales. Para el movimiento de tierras los datos a introducir son: 1.º, secciones transversales del terreno; 2.º, co-

tas del eje; 3.º, sección de la carretera; 4.º, peraltes. Pueden obtenerse los desmontes y terraplenes de cada sección y los volúmenes de movimiento de tierra acumulados en cada una. La economía de tiempo que se obtiene es muy considerable; las máquinas calculadoras son caras, pero no lo son tanto las perforadoras; los distintos servicios pueden disponer de éstas y una organización central recoger las fichas y hacer los cálculos; de esta manera las máquinas se amortizan rápidamente.

8.6. Determinación del volumen de tierras a mover. Fórmula del prismoide. — Medidas las áreas de las diferentes secciones transversales por cualquiera de los métodos antes indicados, veamos cómo se determina el volumen de tierras a mover. Consideremos, en primer lugar, el caso de un tramo en recta, todo en desmonte o todo en terraplén. La sección del sólido del camino, entre dos perfiles tranversales, se asimila a un prismoide, sólido limitado por dos caras planas y paralelas de forma cualquiera, llamadas bases, y por una superficie reglada, engendrada por una recta que se apoya en ambas.

El volumen del prismoide viene dado por la fórmula:

$$V = \frac{d}{6}(\Omega_1 + \Omega_2 + 4\,\Omega_m)\,;$$

en la cual d es la distancia entre las bases o altura del prismoide, y Ω_1, Ω_2 y Ω_m las áreas de las dos bases y de la sección media.

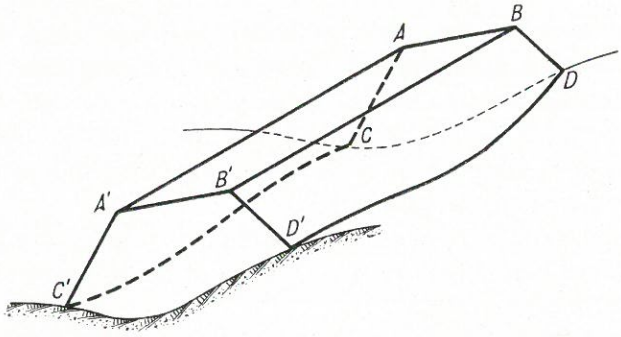


Figura 8-1.

La hipótesis no es exacta; bases del prismoide son los dos perfiles transversales considerados; la superficie del camino y los taludes son superficies engendradas por una recta que se apoya en las bases, pero el terreno no es una superficie reglada, sino, en general, irregular; no obstante, si se han trazado los perfiles transversales con arreglo al criterio expuesto, en tal forma que el terreno entre dos consecutivos sea suficientemente regular, se puede considerar con aproximación aceptable (fig. 8-1) que la superficie $C'\ D'\ C\ D$ como engendrado por una recta que se apoya en las líneas $C\ D$ y $C'D'$.

8.7. Fórmulas de la media de las secciones extremas. — Si las generatrices del prismoide *son paralelas a un plano director*, la sección media es igual a la media de las secciones extremas; es decir:

$$\Omega_m = \frac{\Omega_1 + \Omega_2}{2};$$

y el volumen del prismoide vale:

$$V = \frac{d}{6}(\Omega_1 + \Omega_2 + 2\,\Omega_1 + 2\,\Omega_2) = \frac{\Omega_1 + \Omega_2}{2}\,d;$$

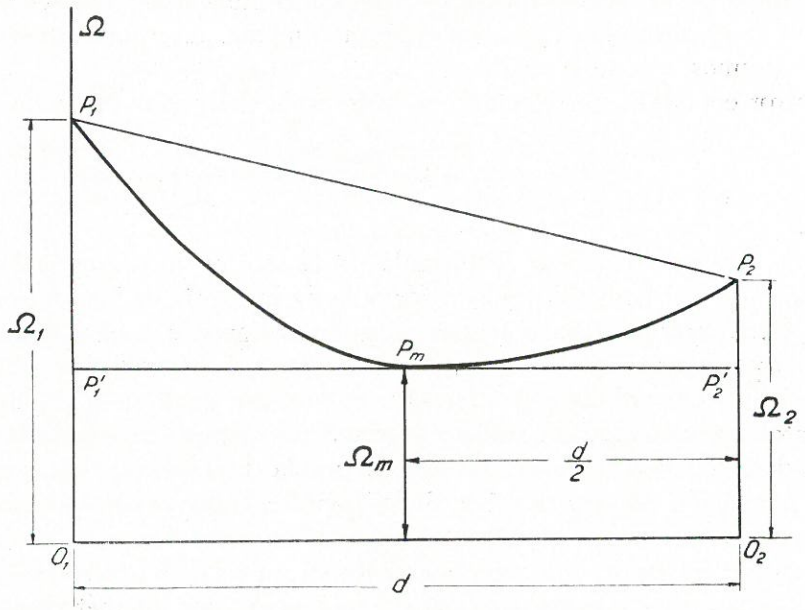


Figura 8-2.

fórmula más simple que la general del prismoide, pues no obliga a calcular el área de la sección media, Ω_m.

El error cometido aplicando esta fórmula en lugar de la del prismoide será:

$$\Delta_1 = \frac{d}{2}(\Omega_1 + \Omega_2) - \frac{d}{6}(\Omega_1 + \Omega_2 + 4\,\Omega_m) = \frac{d}{3}(\Omega_1 + \Omega_2 - 2\,\Omega_m),$$

positivo o negativo, según el signo de $\Omega_1 + \Omega_2 - 2\,\Omega_m$.

En el prismoide, el área de una sección paralela a la base es función algebraica, racional y entera de segundo grado, de su distancia a la base; es decir, que:

$$\Omega = \alpha + \beta\,z + \gamma\,z^2;$$

siendo α, β y γ independientes de z.

Si sobre dos ejes coordenados tomamos el horizontal para la z, y los valores de Ω en el vertical, la expresión anterior estará representada por una parábola, $P_1 P_m P_2$ (fig. 8-2); el área comprendida entre ella y el eje de la z será el volumen del prismoide. Al considerar la fórmula de la media de las secciones extremas, lo que se hace es suponer una variación lineal de las áreas; es decir, sustituye la parábola $P_1 P_m P_2$ por la recta $P_1 P_2$; el error que se comete en el volumen al hacerlo así viene representado por el segmento parabólico $P_1 P_m P_2$, que será positivo o negativo, según la concavidad de la parábola vaya dirigida al eje o hacia arriba.

8.8. Fórmula de la sección media. — Por esta fórmula se calcula el volumen del prismoide, multiplicando el área de la sección media, Ω_m, por la distancia entre perfiles extremos, o sea: $V = d\,\Omega_m$.

El error cometido, en relación con la fórmula del prismoide, vale:

$$\Delta_2 = -\frac{d}{6}(\Omega_1 + \Omega_2 - 2\,\Omega_m) = -\frac{\Delta_1}{2};$$

o sea, que el error al aplicar la fórmula de la sección media es la mitad y de signo contrario del cometido con la fórmula de la media de las secciones extremas. El error será positivo o negativo, según el signo de la cantidad encerrada dentro del paréntesis.

El cálculo del volumen de tierras a mover, por cualquiera de los dos procedimientos aproximados, da suficiente exactitud, siempre y cuando la distancia entre las dos secciones transversales sea tal que la diferencia de cotas rojas y anchas de ocupación no sea excesiva. Si los perfiles transversales se escogen con este criterio y se tiene en cuenta que el error en unos casos es positivo y en otros negativo, es decir, que prácticamente en un total del trazado se compensan en gran parte los errores parciales, la cubicación por los métodos aproximados de la media de las secciones o de la sección media da resultados suficientes aproximados.

El procedimiento indicado es suficientemente exacto siempre y cuando, los anchos de las secciones no sean excesivos, pues entonces si el terreno no es muy uniforme al posible error en sentido longitudinal, se añade el transversal; en este caso pueden emplearse el sistema de secciones horizontales en vez de verticales, reparándolas 1 ó 2 m.; este sistema se emplea, por ejemplo, en la valoración del movimiento de tierras de las pistas de aeropuertos.

8.9. Volumen entre dos perfiles: uno, en desmonte, y otro, en terraplén. — En el caso de que los perfiles consecutivos que se consideran sea, uno, en desmonte, y el otro, en terraplén, el sólido se denomina sólido de paso.

Sean (fig. 8-3) las dos secciones transversales extremas *ABCD* y *EFGH;* suponiendo que el terreno esté formado por una superficie reglada, engendrada por rectas paralelas a un plano vertical que pasa por el eje del camino y que tiene por directrices las dos curvas *DMC* y *HNG,* intersección de las secciones

extremas con el terreno, la sección de paso será una curva, *QPR*. Obtener el volumen del desmonte y del terraplén ente la sección de paso formada por la curva y cada una de las extremas, es complicado; cuando el ancho del camino no es excesivo, se puede sustituir la curva de paso, sin error apreciable, por una recta normal al eje del camino. Si llamamos d_1 y d_2 a las distancias parciales

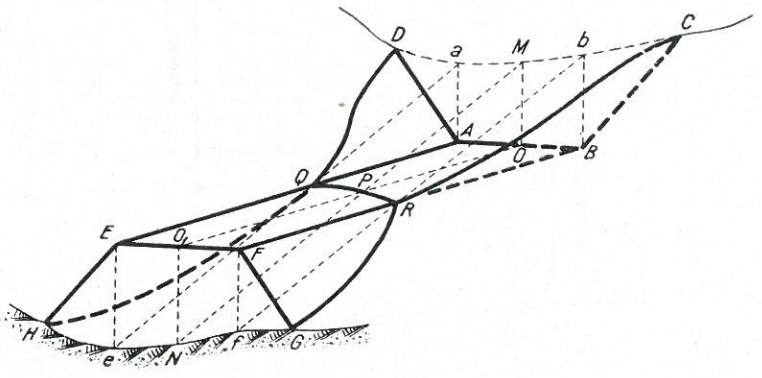


Figura 8-3.

desde las secciones extremas al punto de paso, y T y D a las áreas de los perfiles en terraplén y desmonte, se tendrá:

$$\left.\begin{aligned} &\frac{d_1}{d_2} = \frac{T}{D}\,; \\ &d_1 + d_2 = d\,; \end{aligned}\right\} \quad \text{de donde:} \quad \left\{\begin{aligned} d_1 &= d\,\frac{T}{D+T}\,\cdot \\ d_2 &= d\,\frac{D}{D+T}\,\cdot \end{aligned}\right.$$

La recta del paso se puede considerar como un perfil de área nula, y aplicando la fórmula de la media de las áreas, tendremos:

$$V_t = d_1\,\frac{T+O}{2} = d_1 \cdot \frac{T}{2}\,\cdot$$

$$V_d = d_2\,\frac{D+O}{2} = d_2 \cdot \frac{D}{2}\,\cdot$$

y sustituyendo los valores de las distancias parciales d_1 y d_2:

$$\left.\begin{aligned} V_t &= \frac{d}{2} \cdot \frac{T^2}{D+T}\,; \\ V_d &= \frac{d}{2} \cdot \frac{D^2}{D+T}\,\cdot \end{aligned}\right. \qquad [1]$$

Los volúmenes de desmonte y terraplén [1] están representados por las áreas de triángulos rectángulos que tienen por base las áreas respectivas de

desmonte o terraplén y por altura las distancias al punto de paso; por tanto, si por los extremos de una recta, $A\ B = d$ (fig. 8-4), levantamos dos perpendiculates, $B\ D$ y $A\ C$, que en una escala determinada representen las áreas de desmonte y terraplén (llevando una hacia arriba y la otra hacia abajo) y unimos

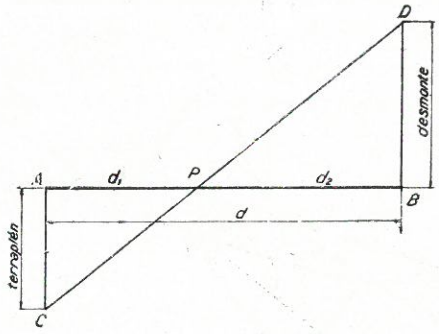


Figura 8-4.

los puntos C y D, P será el punto de la línea de paso y los dos triángulos formados tendrán áreas iguales a los volúmenes de terraplén y desmonte en una escala determinada.

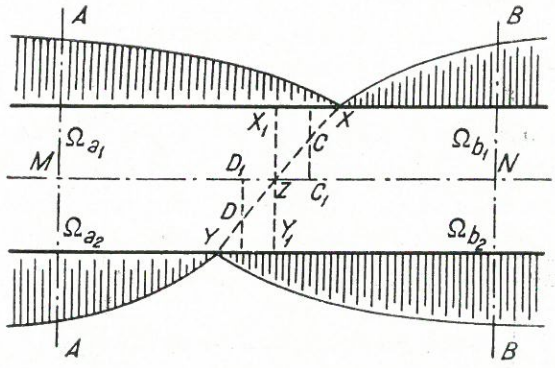


Figura 8-5.

El error que se comete al suponer que la sección del área nula $X\ Y$ (figura 8-5) es normal al eje del camino, es mayor a medida que su ancho aumenta. Se puede disminuir, dividiendo el ancho total por uno o varios planos verticales paralelos al eje del camino; si suponemos que la carretera se divide sólo en dos mitades, como en la figura, los volúmenes de desmonte y de terraplén serían:

$$\Omega_{a_1} \cdot \frac{C_1 M}{2} + \Omega_{a_2} \frac{D_1 M}{2};$$

$$\Omega_{b_1} \cdot \frac{C_1 N}{2} + \Omega_{b_2} \frac{D_1 N}{2},$$

respectivamente; cuando se quiera tener una mayor aproximación se puede dividir, en vez de por un solo plano, $M\ N$, por varios.

Cuando los dos perfiles considerados sean perfiles mixtos de desmonte y terraplén, si los puntos de paso de las dos secciones están en una recta paralela al eje del camino, los volúmenes respectivos de desmonte y terraplén serán (figura 8-6, *a*):

$$V_t = \frac{T + T_1}{2} d; \quad V_d = \frac{D + D_1}{2} d.$$

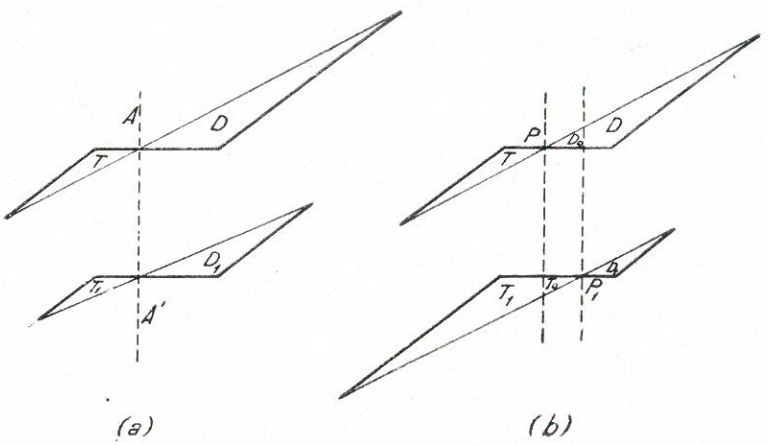


Figura 8-6

Si el punto de paso no estuviese en una recta paralela al eje (fig. 8-6, *b*), se imaginan trazados planos paralelos al vertical que pasa por el eje por los puntos P y P_1; el volumen buscado se descompone en una parte formada por dos terraplenes, T y T_1 y otra de desmonte D_0, y terraplén, T_0, y, por último, una formada por dos desmontes, D y D_1; aplicando las fórmulas respectivas tendremos:

$$V_t = \frac{d}{2}(T + T_1) + \frac{d}{2} \cdot \frac{T^2_0}{T_0 + D_0} = \frac{d}{2}\left(T + T_1 + \frac{T^2_0}{T_0 + D_0}\right);$$

$$V_d = \frac{d}{2}(D + D_1) + \frac{d}{2} \cdot \frac{D^2_0}{T_0 + D_0} = \frac{d}{2}\left(D + D_1 + \frac{D^2_0}{T_0 + D_0}\right).$$

Por último, si se tiene una sección mixta y la otra toda en desmonte o terraplén, trazando un plano paralelo al vertical que pasa por el eje, por el punto de paso de la sección mixta, se tendrá un sólido en el que los perfiles extremos son ambos desmonte o terraplén, y otro mixto de desmonte y terraplén y serán aplicables las fórmulas correspondientes.

8.10. Cálculo del volumen de tierras cuando el eje del camino es una curva. — Según el teorema de GULDINO (*), una superficie de área Ω que sufre un desplazamiento infinitesimal, de modo que su centro de gravedad recorra una longitud $d\,l$ en una dirección que forma un ángulo φ con la normal a Ω, engendra un volumen $\Omega\, d\, l \cos\varphi$. En el caso de que la curva descrita por el centro de gravedad de la sección sea circular, $\varphi = 0$ y $\cos\varphi = 1$; luego el volumen engendrado valdrá $\Omega\, d\, l$, y el total será Ω.

Las secciones del camino no suelen ser de forma constante; empleando una sección única igual al valor medio de las secciones extremas consideradas:

$$\frac{\Omega_1 + \Omega_2}{2};$$

la fórmula del volumen será:

$$V = l\,\frac{\Omega_1 + \Omega_2}{2}$$

siendo l la longitud de la curva descrita por los centros de gravedad de las secciones.

Si llamamos R al radio del círculo eje del camino; b, la distancia horizontal del eje del camino al centro de gravedad de la sección, suponiéndola invariable, y d, al desarrollo del círculo entre las secciones extremas, tendremos:

$$l = (R \pm b)\,\alpha;$$

siendo α el ángulo en el centro, que vale $\alpha = \dfrac{d}{R}$; luego:

$$l = (R \pm b)\,\frac{d}{R} = d\left(1 \pm \frac{b}{R}\right).$$

Como las secciones, según hemos dicho, no son constantes, se puede tomar sin gran error, para tramos cortos:

$$b = \frac{b_1 + b_2}{2};$$

siendo b_1 y b_2 las distancias correspondientes a las citadas secciones extremas. Por tanto:

$$l = d\left(1 \pm \frac{b_1 + b_2}{2\,R}\right).$$

Cuando el radio de la curva es grande, la distancia entre secciones pequeñas y el terreno no excesivamente accidentado, las distancias b_1 y b_2 son muy

(*) Segundo teorema de PAPPUS.

pequeñas con relación a R, y, por tanto, el segundo término se puede despreciar, y tendremos:

$$l = d.$$

8.11. Métodos aproximados. — En muchas ocasiones se plantea el problema de saber, sólo de manera aproximada, el volumen de tierras a mover.

Esto ocurre, por ejemplo, al hacer tanteos de diferentes soluciones en un proyecto o en la redacción de anteproyectos, donde no se dispone, normalmente, de planos a escala adecuada para que valga la pena aplicar métodos exactos.

Para estos casos se pueden aplicar los métodos aproximados que se exponen a continuación:

8.12. Método de las secciones equidistantes. — Supongamos se trata de calcular el volumen de tierras entre dos puntos de paso y que se han obtenido los perfiles transversales a distancia constante, d. Siendo Ω_1, Ω_2, ..., Ω_n sus áreas respectivas, el volumen valdrá:

$$V = d\frac{\Omega_0 + \Omega_1}{2} + d\frac{\Omega_1 + \Omega_2}{2} + \ldots d\frac{\Omega_{n-1} + \Omega_n}{2} =$$

$$= d\left[\frac{\Omega_0 + \Omega_n}{2} + \Sigma_1^{n-1}\Omega\right].$$

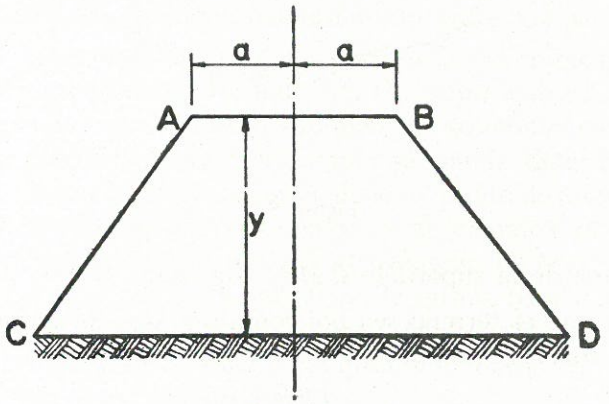


Figura 8-7.

Suponiendo que los perfiles están situados sobre un terreno horizontal, el área de uno cualquiera de ellos será:

$$\Omega = \left(\frac{y}{i} + 2a\right) y;$$

siendo i la pendiente de los taludes (fig. 8-7).

Sustituyendo en la primera expresión las distintas Ω por sus valores, resulta:

$$V = d\left[\frac{\left(\frac{y_0}{i}+2a\right)y_0+\left(\frac{y_n}{i}+2a\right)y_n}{2}+\Sigma_1^{n-1}\left(\frac{y}{i}+2a\right)y\right],$$

y como el tramo escogido es entre dos puntos de paso $y_0 = y_n = 0$, y por tanto:

$$V = d\left[2a\,\Sigma_1^{n-1}y+\frac{1}{i}\Sigma_1^{n-1}y^2\right];$$

este método da aproximación suficiente para anteproyecto, siempre y cuando el error que se cometa por suponer el terreno horizontal sea aceptable en el conjunto de los tramos considerados.

8.13. Método de la cota roja media. — Gráfica o numéricamente se determina la cota media y_m del trozo de perfil considerado, todo en desmonte o todo en terraplén; siendo L la longitud del eje del tramo considerado, se tiene:

$$L\,y_m = S;$$

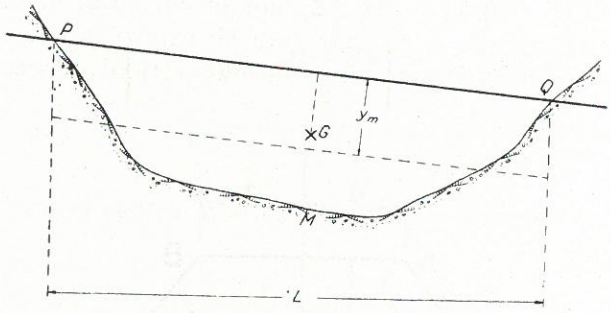


Figura 8-8.

donde S es el área de la superficie $P\,M\,Q$ (fig. 8-8).

Suponiendo que el terreno sea horizontal en sentido normal al trazado, la sección de cota roja y_m valdrá:

$$\Omega_m = y_m\left(\frac{y_m}{i}+2a\right),$$

según hemos deducido en el método anterior. El volumen del sólido del camino entre los perfiles considerados, calculado como un prisma que tenga por base la sección media y por altura L, valdrá:

$$V = L\left(2a+\frac{y_m}{i}\right)y_m = S\left(2a+\frac{y_m}{i}\right),$$

puesto que $L\,y_m = S$.

Este método da una aproximación menor, pero puede perfectamente servir para tanteos.

8.14. Curva de las áreas. Representación gráfica de los volúmenes. — La fórmula de la media de las áreas:

$$V = d\,\frac{\Omega_1 + \Omega_2}{2};$$

y la hipótesis:

$$\frac{d_1}{d_2} = \frac{T}{D};$$

que nos permite determinar la posición de la línea de paso, dan la posibilidad de utilizar un método gráfico de representación de los volúmenes, que sirve para fijar la forma más económica de realizar el movimiento de tierras.

Se empieza por dibujar los perfiles, según se indica en la parte superior de la figura 8-9, a la distancia que entre ellos existe en el terreno. Se dividen después en áreas parciales con el criterio de que resulten, según puede verse en la figura, correlativas secciones parciales en desmonte, en terraplén o sólidos de paso, y se refieren a un eje horizontal arbitrario en los puntos 1, 2, 3, 4, 5, ... Si en escala conveniente se lleva en 1 una ordenada igual al área D_1 (convenimos, por ejemplo, en llevar desmontes hacia arriba y terraplenes hacia abajo) y en el punto 2 llevamos una ordenada igual a D_2, el área del trapecio 1-2-D_1-D_2 será igual al volumen de desmonte comprendido entre los perfiles 1 y 2.

El volumen comprendido entre los perfiles 2 y 3 se compone de la parte en desmonte correspondiente al sólido $D'_2\,D_3$, representada por el trapecio 3-2-$D'_2\,D_3$, a la que hay que añadir el volumen de desmonte comprendido entre D''_2 y la línea de paso del sólido $D''_2\,T_3$, que se puede determinar llevando, a partir del eje, D''_2 hacia arriba y T_3 hacia abajo; el punto de intersección, referido a la recta $D'_2\,D_3$ unido con D_2, nos completa el volumen de desmonte comprendido entre los perfiles 2 y 3, ya que el triángulo $D_2\,D'_2\,a$, que se añade al trapecio 3-2-D'_2-D_3 es equivalente, por tener la misma base y altura, al 2-D''_2-a, que sabemos representa el volumen de desmonte correspondiente al sólido de paso $D''_2\,T_3$. El volumen de terraplén comprendido entre los perfiles 2-3 vendrá representado por el triángulo a-3-T_3.

Entre los perfiles 3 y 4 el volumen de desmonte está formado por el trapecio 4-3-D'_3-D_4 y el triángulo D_3-D'_3-b' correspondientes al sólido $D'_3\,D_4$ y al de paso $D''_3\,T_4$. El volumen del terraplén se compone del trapecio 4-3-T_3-T''_4 y y del triángulo b''-T_4-T''_4, correspondientes a los sólidos $T_3\,T''_4$ y $D''_3\,T'_4$, respectivamente.

Finalmente, entre los perfiles 4 y 5 sólo existe el volumen de desmonte 4-D_4-c, correspondiente al sólido de paso $D_4\,T'_5$. El terraplén se compone del trapecio 4-5-T_4-T''_5, y del triángulo c''-T''_5-T_5, correspondientes, respectivamente, a los sólidos $T_4\,T''_5$ y $D_4\,T'_5$.

El área de la superficie comprendida entre el eje y la curva de desmontes representa el volumen total de desmonte, y la comprendida entre la curva de terraplenes y dicho eje representará, asimismo, el volumen total de terraplén.

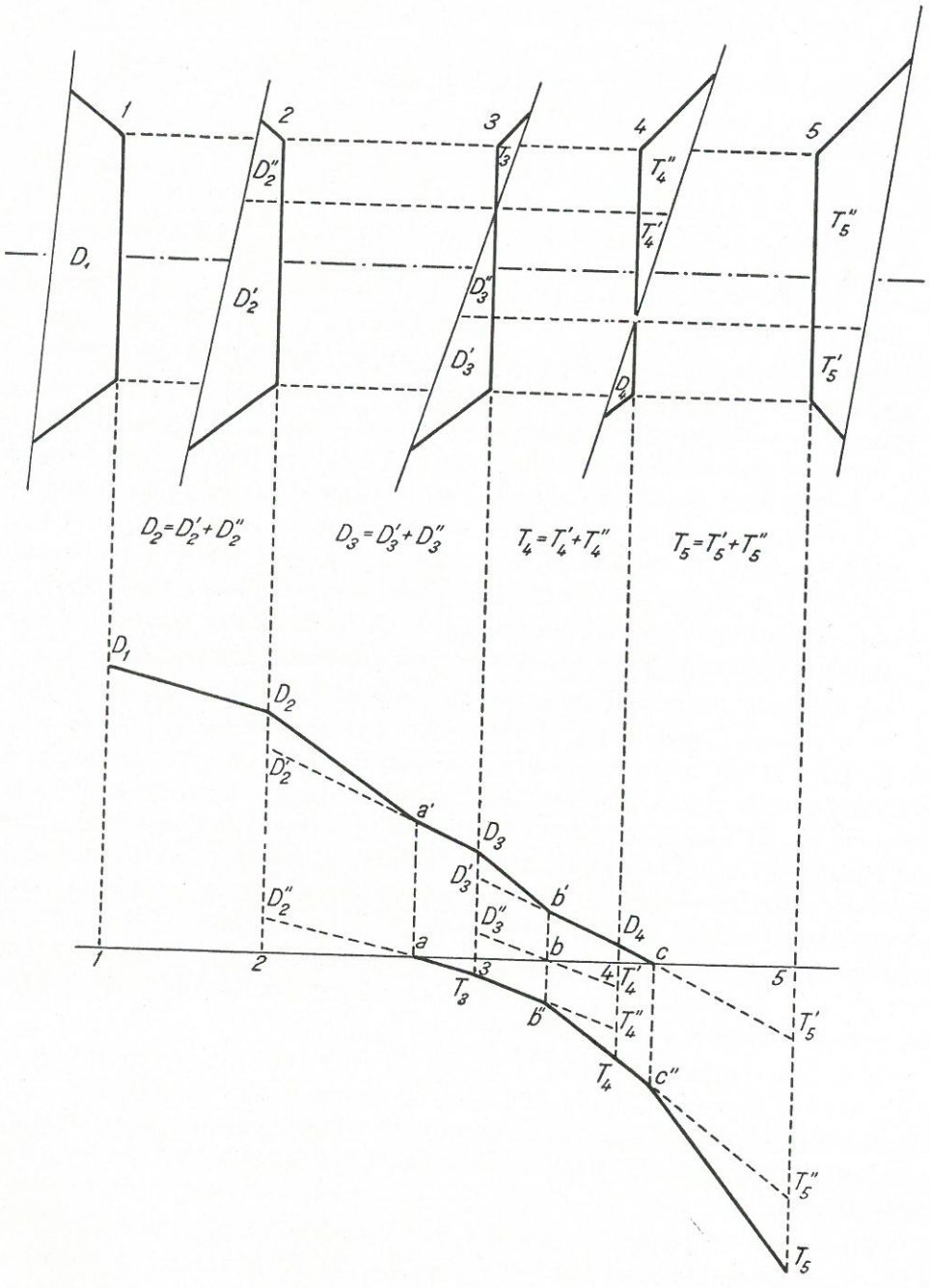


Figura 8-9.

El perfil obtenido se llama perfil de las áreas. Para determinar la compensación de tierras más económica es preciso estudiar previamente el coste del transporte.

8.15. Transporte. Distancia media en horizontal. — Si se tiene un sólido de peso p, supuesto concentrado en su centro de gravedad, y se quiere transportar a una distancia δ; si K es el coste del transporte por unidad de peso a la unidad de distancia, el importe total será:

$$C = K \,.\, \delta \,.\, p;$$

el producto $p \,.\, \delta$ se llama momento de transporte del peso, p, a la distancia δ.

Si hubiera distintos pesos, p_1, p_2, p_3, ..., con centros de gravedad a distancia δ_1, δ_2, δ_3 del punto donde se han de transportar, y K es el precio común de transporte de la unidad de peso a la unidad de distancia, el coste total del transporte sería:

$$C = K\,(\delta_1\, p_1 + \delta_2\, p_2 + \ldots) = K \Sigma\, p\, \delta. \qquad [1]$$

La suma $\Sigma\, p\, \delta$ se denomina momento total de transporte.

La distancia media de transporte Δ será una distancia horizontal que, multiplicada por la suma de todos los pesos y por el precio unitario, dé el mismo coste, C, calculado por la [1]; es decir, que se ha de verificar:

$$K\, \Delta\, \Sigma\, p = C = K \Sigma\, p\, \delta\,;$$

de donde se deduce:

$$\Delta = \frac{\Sigma\, p\, \delta}{\Sigma\, p}\,.$$

Si el peso específico de las masas a transportar es el mismo, y llamamos v_1, v_2 ..., a los volúmenes correspondientes, se podrá escribir:

$$\Delta = \frac{\Sigma\, v\, \delta}{\Sigma\, v}\,;$$

y en este caso el coste del transporte resultará:

$$C = K\, V\, \Delta;$$

siendo en este caso K el precio del transporte por unidad de volumen a la mitad de distancia.

En caso de que se tratase de transportar varias masas desde los puntos (figura 8-10) a, b, c, d, ..., a los a', b', c', d', por vía horizontal y paralela, es fácil ver que el coste del transporte es el mismo que el de transportar a la masa total desde el centro de gravedad G de las masas en su posición primitiva al cen-

tro de gravedad G' de dichas masas después de transportadas. La distancia media de transporte en este caso será $G\,G'$.

Esto mismo es aplicable al caso del transporte vertical y paralelo.

Si se quiere transportar una masa, p, desde un punto a a otro b, siguiendo una pendiente i, se puede reducir la operación a dos: transporte horizontal a una distancia d y transporte vertical h. El coste del transporte será, por tanto, si llamamos K al coste unitario horizontal y K_1 al coste unitario en vertical:

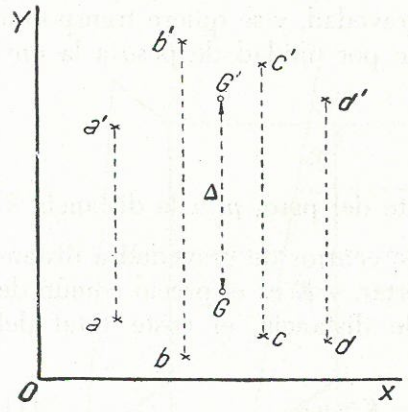


Figura 8-10.

$$C = K\,p\,d + K_1\,p\,h\,.$$

Si llamamos $\dfrac{K_1}{K} = A$, tendremos:

$$C = K\,p\,(d + A\,h);$$

o sea que el coste del transporte será el mismo que si hubiésemos transportado la masa, p, a una distancia ficticia $d + A\,h = d_0$.

La distancia d, se llama distancia reducida a la horizontal o distancia virtual de transporte; puede expresarse en función de la pendiente i:

$$d_0 = d + A\,h = \frac{h}{i} + A\,h = h\left(\frac{1}{i} + A\right).$$

8.16. Entumecimiento de tierras. — Para calcular el coste del movimiento de tierras hay que tener en cuenta los cambios de volumen que sufre el terreno en las distintas operaciones de excavación, transporte y apisonado; un metro cúbico de terreno natural ocupa, convertido en terraplén, un volumen V_1, y, por otra parte, un metro cúbico de terreno natural ocupa, suelto V_2; si se quiere formar un volumen V de terraplén, habrá de excavar $\dfrac{V}{V_1}$ y que transportar $\dfrac{V}{V_1} \times V_2$. El valor de estos coeficientes de conversión depende de causas muy diversas; la naturaleza del terreno, cantidad de agua que pueda contener, forma de excavar y cargar, el medio de transporte y el grado de consolidación prevista para el apisonado.

Con el empleo de medios y técnica adecuados al apisonar, es posible llegar, sin un sacrificio económico excesivo, a obtener, con ciertos tipos de terreno, densidades del terraplén apisonado superiores a las del terreno natural.

En resumen: para no correr el riesgo de errores que puedan tener en algunos casos graves repercusiones económicas, no dudamos en recomendar que, mediante los ensayos pertinentes, se determinen en cada caso los coeficientes

de entumecimiento que conviene aplicar, que son distintos según la clase de suelo, forma de realizar las operaciones de excavación y transporte y los medios de consolidación disponibles. Simplemente como orientación, a continuación reproducimos los valores medios recomendados en el 5-252 Technical Manual publicado por el War Department de Estados Unidos.

TABLA 8-I. — *Coeficiente de conversión.*

TIPO DE SUELO	Estado inicial del suelo	CONVERTIDO EN		
		Sin excavar	Suelto	Apisonado
Arena	Sin excavar	1,00	1,11	0,95
	Suelto	0,90	1,00	0,86
	Apisonado	1,05	1,17	1,00
Tierra corriente	Sin excavar	1,00	1,25	0,90
	Suelto	0,80	1,00	0,72
	Apisonado	1,11	1,39	1,00
Arcilla	Sin excavar	1,00	1,43	0,90
	Suelto	0,70	1,00	0,63
	Apisonado	1,11	1,59	1,00

8.17. Compensación de tierras. — La máxima economía de la obra exige que la suma de los costes de excavación y transporte de tierras sea un mínimo. Si el volumen de desmonte fuese exactamente el necesario para los terraplenes, lo más conveniente sería utilizar la tierra extraída de la obra en ella misma, siempre que las distancias de transporte resultasen económicamente convenientes; pero esta solución ideal no suele darse en la realidad; o sobran tierras, que es necesario transportar a depósitos situados fuera del camino, que se denominan "caballeros", o faltan, siendo necesario extraer tierras de "préstamos" en zonas próximas al lugar donde ha de construirse el terraplén.

El transporte es mínimo cuando la tierra extraída en una sección a media ladera se emplea en formar el terraplén de la misma sección; es decir, cuando la compensación se realiza transversalmente.

En este caso el transporte se ejecuta con los mismos medios de excavación: pala de mano o excavadora, o, cuando más, con carretilla; si se emplean medios modernos de excavación y transporte (explanadoras, etc.), la forma de realizar la compensación es también elemental y muy económica. Desechados los tramos en que por la calidad del suelo ésta no sea utilizable para la formación de terraplenes, el cálculo de la compensación longitudinal se hace muy sencillamente, partiendo de la curva de las áreas. Se empieza por aplicar a la línea correspondiente de desmontes los coeficientes de corrección de entumecimiento para obtener el volumen que hay realmente disponible; una vez hecho esto, se realiza la compensación transversal en la forma que se indica en la figura 8-11,

en la cual se ha suprimido el tramo comprendido entre los perfiles 2 y 3, por suponer es de material impropio para la formación de terraplén. Descontadas las tierras empleadas en la compensación transversal, la curva de las áreas quedará en la forma que se indica en la figura 8-12; partiendo de ella se podrá estudiar la compensación longitudinal más conveniente.

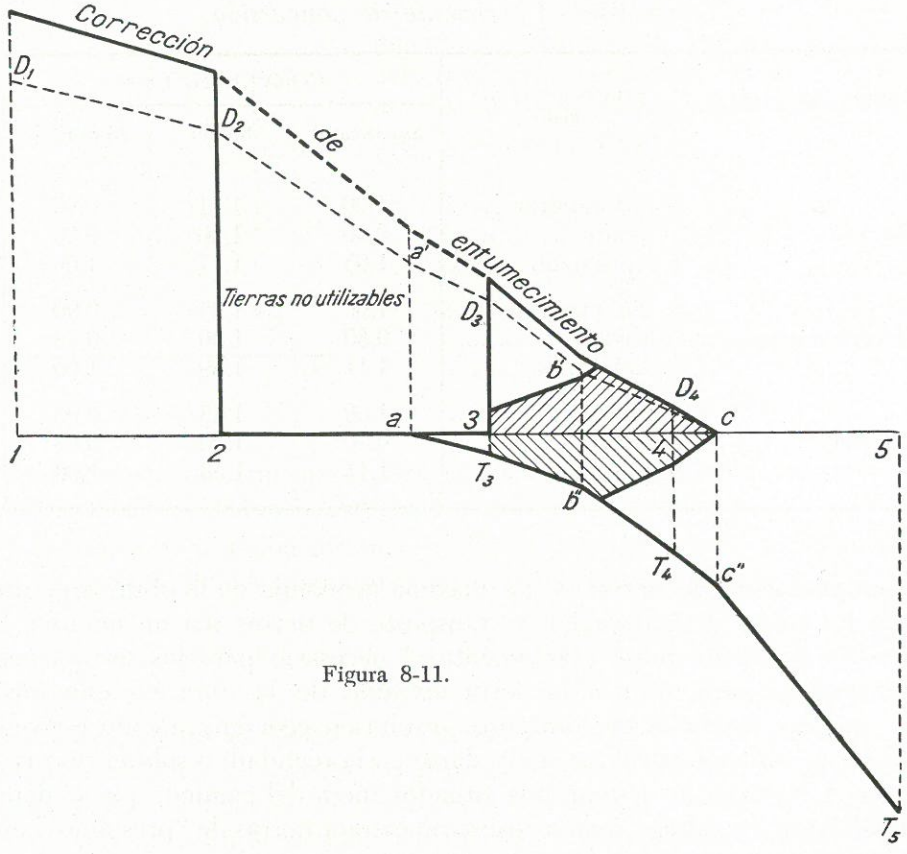


Figura 8-11.

8.18. Compensación longitudinal. — Construida la curva de las áreas y efectuada la corrección de la línea de desmontes y la compensación transversal de tierras, el estudio de la compensación longitudinal obligaría a efectuar una serie de tanteos sencillos pero largos, para llegar a la compensación longitudinal más conveniente. Sea, por ejemplo (fig. 8-13), la línea de las áreas *A B C ... J K L;* habría que ir buscando las áreas *B B' C, D" D' E, H I J* de desmonte, iguales a las *C C' D, E F H, J K* de terraplén con las cuales se podrían compensar; determinados los centros de gravedad G_1, G_2, ..., G_8, las distancias d_1, d_2, d_3 entre ellos serían las medias de transportes; como normalmente las áreas totales de desmonte y terraplén no serían iguales, quedarían áreas de desmonte *A B B', D D' D";* sin compensar y habría que tantear, por ejemplo, si convenía llevar al volumen *A B'* a caballeros y si la distancia d_4 entre G_7 y G_8 hacía con-

veniente la compensación *D D' D"* con *K L'L"*, tomando solamente *L L' L* de préstamos; como aparte de la combinación de la figura existen infinitas, si se quisiera llegar con suficiente exactitud a la solución económicamente más conveniente, habría que hacer diversos tanteos, en cada uno de los cuales sería ne-

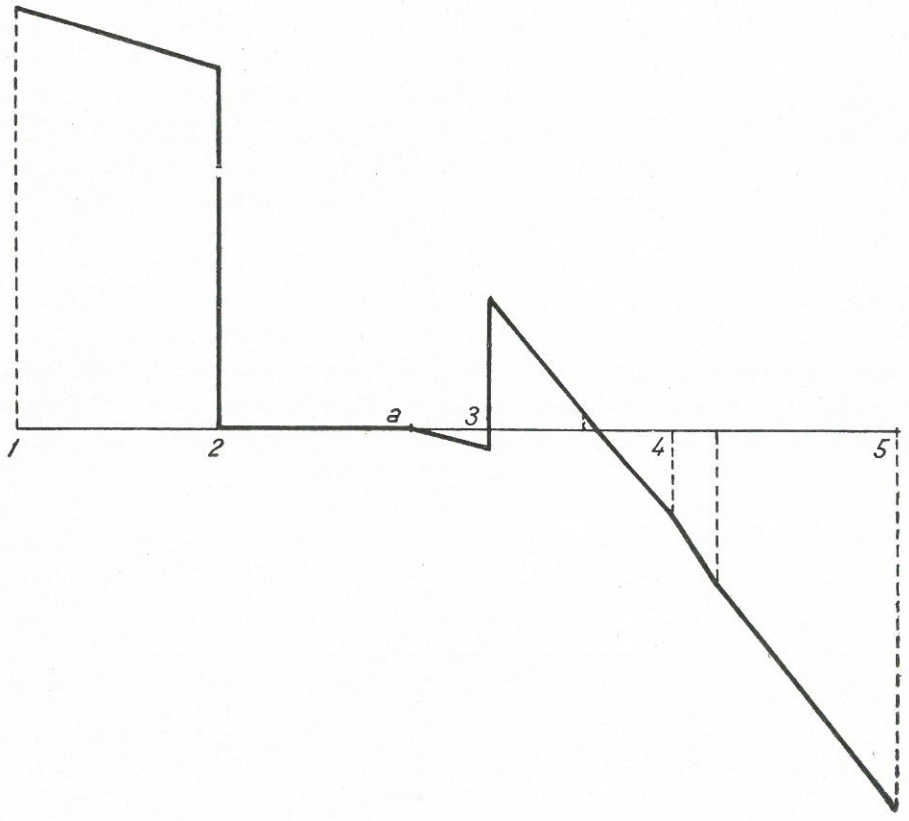


Figura 8-12.

cesario medir un número de áreas y determinar sus centros de gravedad; se perdería mucho tiempo, y en la práctica no se llegaría a la solución más conveniente.

Empleando el método del alemán Bruckner se reduce este problema a determinar gráficamente la integral de la curva de las áreas, o sea la curva de los volúmenes, que permite hacer rápidamente y sin la menor dificultad los tanteos precisos para fijar cuáles son las compensaciones económicamente convenientes y sus distancias medias de transporte.

Antes de integrar la curva de las áreas habrá que realizar en ella las correcciones de entumecimiento, eliminación de terrenos no utilizables y la compensación transversal; hecho esto, resultará una curva *a, b, c, d, e, f, g, h* (figura (8-14).

Para integrar esta curva, por un punto cualquiera, se traza una vertical, $a'_1 g'_1$, y a ella se refieren los puntos a_1, b_1, c_1, ..., en que las verticales medias entre dos perfiles consecutivos cortan a la línea de las áreas; tomando un polo, O, se construye el funicular correspondiente a partir de un punto cualquie-

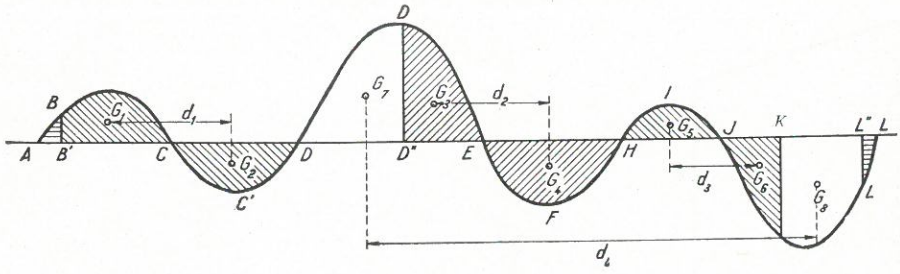


Figura 8-13.

ra, A, en la vertical al del primer perfil; la línea $A\,B'\,C'\,D'$ ... se llama línea de los volúmenes, y una ordenada cualquiera de ella representa la suma algebraica de volúmenes de desmonte (con signo +) y terraplén (con signo —)

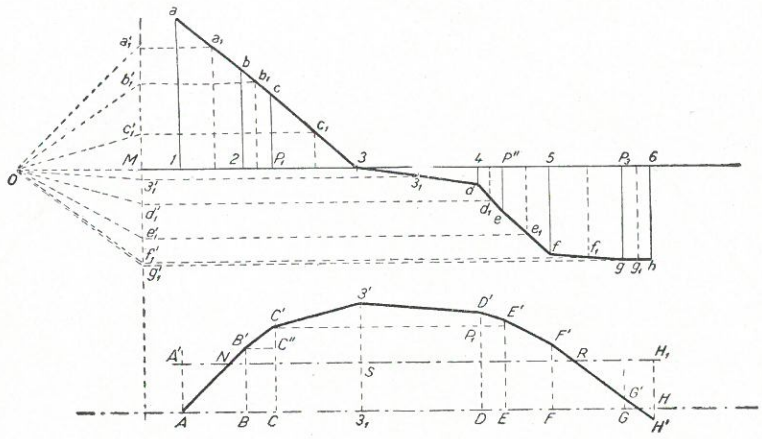


Figura 8-14.

hasta el perfil considerado, medida en la base $O\,M = L$. En efecto: los dos triángulos $O\,M\,a'_1$ y $A\,B\,B'$ son semejantes, y se tiene, llamando $O\,M = L$:

$$\frac{O\,M}{M\,a'_1} = \frac{A\,B}{B\,B'}; \qquad L\,.\,B\,B' = M\,a'_1\,.\,A\,B = M\,a'_1\,.\,(1\text{-}2) = \text{área } (a\text{-}1\text{-}2\text{-}b)\,,$$

o sea, el volumen de tierras comprendido entre los perfiles 1 y 2. Análogamente se podría demostrar entre dos perfiles cualesquiera, por ejemplo, entre 2 y P_1, que $c''\,c'\,.\,L = \text{área } (b\text{-}2\text{-}P_1\text{-}c)$, y, por tanto, $c'\,c\,.\,L$ medirá la suma algebraica de los volúmenes de desmonte comprendidos entre el origen y la sección C.

8.19. Propiedad de la línea de volúmenes. — La ordenada de un punto cualquiera, multiplicada por la base de reducción, según hemos demostrado, mide la suma aritmética de volúmenes de tierra hasta dicho perfil.

Con el convenio de que en la curva de las áreas los desmontes se tomen hacia arriba del eje horizontal y los terraplenes hacia abajo, la línea de volúmenes tiene las siguientes propiedades, de gran utilidad para el estudio de la compensación de tierras:

1.ª La línea de volúmenes es ascendente para los desmontes, y descendente para los terraplenes, o viceversa, según que el polo para el funicular se tome a la izquierda o a la derecha del eje vertical.

2.ª La propiedad fundamental de que la ordenada de un punto cualquiera, con relación al eje horizontal de partida *A H* (fig. 8-14), mide la suma algebraica de los volúmenes de desmonte o terraplén desde el origen, puede hacerse extensiva a otra horizontal distinta, *N R*; por ejemplo: la ordenada 3′ *S* mide la suma algebraica de volúmenes entre la sección *N* y la sección S.

3.ª A cada punto donde la línea de las áreas corta al eje horizontal, corresponde un máximo o mínimo de la curva de volúmenes.

4.ª La diferencia entre dos ordenadas con respecto a una horizontal cualquiera, da el volumen de desmonte o terraplén disponible entre ellas; por ejemplo: la distancia $P_1 D'$ mide el exceso de tierras existentes entre las secciones *C* y *D* (fig. 8-14).

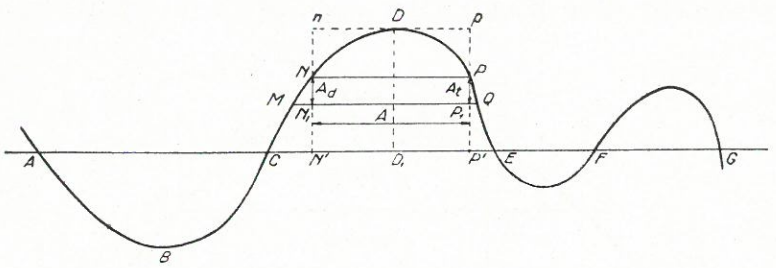


Figura 8-15.

5.ª Entre las secciones correspondientes a los puntos de intersección de una horizontal con la línea de volúmenes existe compensación de desmonte y terraplén; el volumen total de tierras a mover entre esas dos secciones será la ordenada máxima con relación a la horizontal considerada. El área *N C′ D′ R* se denomina "cantera de compensación" con relación a la horizontal *N R*.

6.ª Suponiendo que se efectúe la compensación por horizontales, es decir, que la tierra del punto *N* se arroja en el *P*, por ejemplo, el área de cada cantera de compensación, correspondiente a una horizontal determinada, mide el momento de transporte de la compensación entre las secciones de intersección de la horizontal con la línea de volúmenes. Es decir, que el área *A B C* (fig. 8-15) mide el momento de transporte de la compensación entre *A* y *C*; la *C D E*, entre *C* y *E*, etc. En efecto: en una cantera cualquiera de compensación, *C D E*,

si consideramos dos horizontales infinitamente próximas, $N\,P$ y $M\,Q$, el desmonte elemental, $N\,N_1$ habrá de compensarse con el terraplén $P\,P_1$, transportándolo a una distancia:

$$\frac{N\,P + M\,Q}{2}$$

Por tanto, el área del trapecio $M\,N\,P\,Q$ representará el momento de transporte del volumen elemental $N\,N_1$; el área $C\,D\,E$, integral del área del trapecio elemental, representará el momento de transporte del volumen de tierras $D\,D_1$ entre las secciones C y E. Tendremos, por tanto, llamando, como siempre, Δ a la distancia media de transporte:

$$\text{Area } (C\,D\,E) = D\,D_1 \,.\, \Delta\,;$$

de donde:

$$\Delta = \frac{\text{área } (C\,D\,E)}{D\,D_1}\,;$$

o sea, que la distancia media de transporte será la base del rectángulo equivalente al área $C\,D\,E$, y que tiene por altura $D\,D_1$, volumen de tierras a transportar. Cada medio de transporte tiene un radio máximo de acción, del cual, económicamente, no se debe pasar. Si en una cantera de compensación, $A\,B\,C$

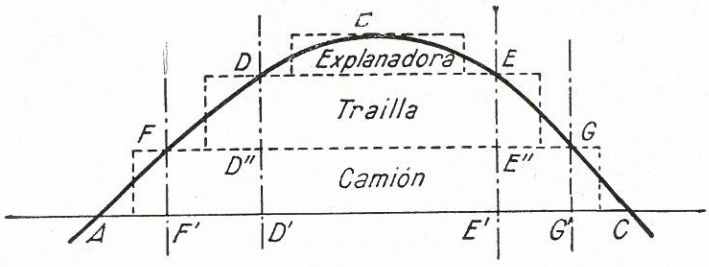


Figura 8-16.

(figura 8-16), se van a emplear tres medios de transporte, por ejemplo, explanadoras, traíllas y camiones, se trazan dos horizontales que intercepten en la curva a las distancias $D\,E$ y $F\,G$, máximas para el transporte con explanadoras y traíllas; el transporte con las primeras deberá hacerse entre las secciones D y E; con traíllas, entre las F y G, y con un camión, en el resto. Las distancias medias de transporte serán las bases de los rectángulos equivalentes a las áreas: $A\,F\,G\,C_1$ para el camión; $F\,D\,E\,G$, para las traíllas, y $D\,B\,E$, para la explanadora.

8.20. Determinación gráfica de la distancia media de transporte. — La distancia media de transporte correspondiente a una cantera de compensación, que an-

tes se ha deducido analíticamente, se puede determinar, con mucha facilidad, por el siguiente procedimiento gráfico:

Sea $A\ C\ D\ E\ B$ una cantera de compensación (fig. 8-17) sobre la vertical $D\ F$ (media del volumen total de tierra a compensar), proyectamos los puntos a, b, c, d medios de los distintos segmentos $A\ C$, $C\ D$, $D\ E$ ...; se toma un polo, O, con la condición de que $O\ F = F\ D$, y se construye, a partir del punto A, el polígono funicular correspondiente, que en $B\ d_1$ dará la distancia media de transporte buscada. En efecto, los triángulos semejantes, $A\ P\ a_1$ y $a'\ O\ F$, dan:

$$\frac{a_1\ P}{A\ P} = \frac{a'\ F}{F\ O};$$

de donde:

$$a_1\ P = A\ P\ \frac{a'\ F}{F\ O} = \frac{\text{área}\ (A\ C\ P)}{F\ O}.$$

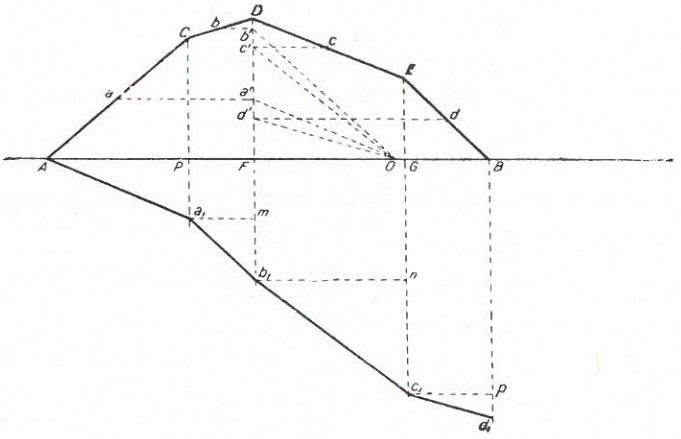


Figura 8-17.

Análogamente, los triángulos $a_1\ m\ b_1$ y $b'\ F\ O$, $b_1\ n\ c_1$ y $c'\ F\ O$, etc., dan:

$$m\ b_1 = \frac{\text{área}\ (C\ D\ F\ P)}{F\ O}; \qquad n\ c_1 = \frac{\text{área}\ (D\ E\ C\ F)}{F\ O};$$

$$p\ d_1 = \frac{\text{área}\ (E\ G\ B)}{F\ O};$$

y sumando:

$$a_1\ P + m\ b_1 + n\ c_1 + p\ d_1 = B\ d_1 = \frac{\text{área}\ (A\ C\ D\ E\ B\ A)}{F\ O} = \Delta.$$

8.21. Línea horizontal, según la cual el coste de la distribución es mínimo. — Sea una horizontal de volúmenes $A\ B\ C\ D\ E\ F\ G$ (fig. 8-18), que da una compen-

sación determinada entre los puntos A y B, B y C, etc.; las áreas S_1, S_2, S_3, etc., medirán los momentos de transporte en las respectivas canteras de compensación, y estas áreas, multiplicadas por los costes unitarios de transporte, c_1, c_2, c_3, ..., los costes totales en cada una de ellas; el coste total del transporte será, por tanto:

$$C = c_1 S_1 + c_2 S_2 + \ldots$$

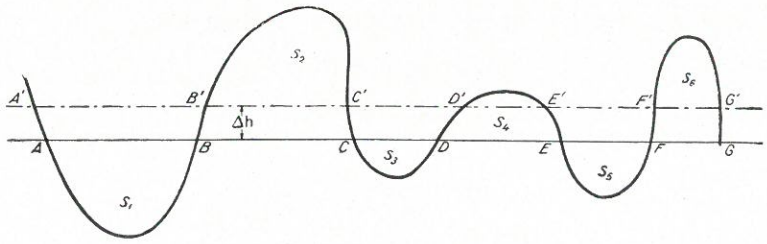


Figura 8-18.

Si cambiamos la línea de compensación moviendo la línea $A\,G$ una magnitud infinitamente pequeña, $\Delta\,h$, hasta $A'\,G'$, las áreas correspondientes, a S_1, S_3, S_5 habrán sufrido un aumento de $\Delta\,h\,.\,A\,B$, $\Delta\,h\,.\,C\,D$, $\Delta\,h\,.\,E\,F$, y los momentos de transporte S_2, S_4, S_6, una disminución, $\Delta\,h\,.\,B\,C$, $\Delta\,h\,.\,D\,E$ y $\Delta\,h\,.\,F\,G$; definitiva el movimiento de la horizontal habrá producido un aumento de coste:

$$\Delta\,h\,(A\,B\,.\,c_1 + C\,D\,.\,c_3 + E\,F\,.\,c_5)\,,$$

y una disminución:

$$\Delta\,h\,(B\,C\,.\,c_2 + D\,E\,.\,c_4 + F\,G\,.\,c_6)\,,$$

y la variación del coste total será:

$$\Delta\,C = \Delta\,h\,(A\,B\,.\,c_1 + C\,D\,.\,c_3 + E\,F\,.\,c_5 - B\,C\,.\,c_2 - D\,E\,.\,c_4 - F\,G\,.\,c_6)\,.$$

La condición de que el coste sea mínimo obliga a que:

$$\frac{\Delta\,C}{\Delta\,h} = 0\,;$$

o sea, en definitiva, que:

$$A\,B\,.\,c_1 + C\,D\,.\,c_3 + E\,F\,.\,c_5 = B\,C\,.\,c_2 + D\,E\,.\,c_4 + F\,G\,.\,c_6.$$

Si los costes de los transportes dentro de cada una de las canteras de compensación son distintos, la fórmula anterior será la que determine la horizontal de coste mínimo. Si para todas las canteras de compensación el valor unitario del

transporte es el mismo, entonces la horizontal de coste mínimo será la que cumpla la condición:

$$AB + CD + EF = BC + DE + FG.$$

En este caso la determinación de la horizontal de coste mínimo puede hacerse gráficamente con gran facilidad: Supongamos primeramente que los costes $c_1, c_2, \ldots$, son iguales. Entonces se traza una horizontal cualquiera, PQ (figura 8-19), en la cual la suma de los segmentos correspondientes a las canteras

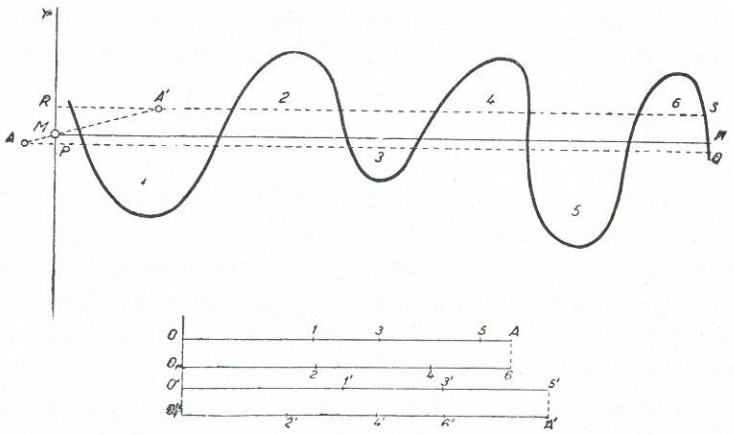


Figura 8-19.

de compensación 1, 3, 5 será menor, por ejemplo, que la correspondiente a las canteras 2, 4, 6; la diferencia, 5 A, se lleva en $P\,A$; se mueve la línea de compensación a otra posición, $R\,S$, y la diferencia, 6′ A', en sentido contrario de la anterior, se lleva en $R\,A'$ hacia el otro lado del eje, $P\,Y$; repitiendo varias veces la operación, en lugar de los puntos A será la curva de error que cortará al eje P en un punto, M, que dará la horizontal buscada. En la práctica, la curva de error se puede sustituir por la recta $A\,A'$.

Cuando los costes $c_1, c_2, \ldots$, son diferentes, se opera de manera análoga.

El problema de la compensación no se presenta, en la práctica, de manera que convenga realizar la correspondiente a cada una de las canteras de compensación en todas ellas, como se supone en el caso teórico que acabamos de exponer; diferentes circunstancias pueden imponer cambios que impidan la obtención de la línea teórica de coste mínimo; ahora bien, el empleo de las propiedades que hemos examinado de la línea de volúmenes, permitirá realizar rápida y exactamente los tanteos de las diferentes posibilidades.

8.22. Influencia de la pendiente del camino. — Cuando el perfil del camino tenga una cierta pendiente, habría que tener en cuenta las distancias virtuales del transporte. Esto complicaría bastante el método. Por ello es preferible utilizar precios diferentes para el transporte, según sea cuesta arriba o cuesta abajo. Al trazar cada una de las rectas para dibujar la curva de error, se ten-

sación determinada entre los puntos A y B, B y C, etc.; las áreas S_1, S_2, S_3, etc., medirán los momentos de transporte en las respectivas canteras de compensación, y estas áreas, multiplicadas por los costes unitarios de transporte, c_1, c_2, c_3, ..., los costes totales en cada una de ellas; el coste total del transporte será, por tanto:

$$C = c_1 S_1 + c_2 S_2 + \ldots$$

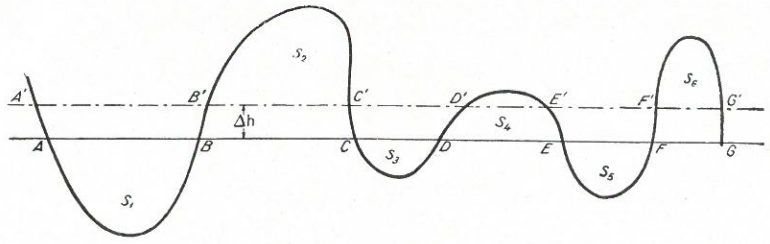


Figura 8-18.

Si cambiamos la línea de compensación moviendo la línea $A\,G$ una magnitud infinitamente pequeña, $\Delta\,h$, hasta $A'\,G'$, las áreas correspondientes, a S_1, S_3, S_5 habrán sufrido un aumento de $\Delta\,h\,.\,A\,B$, $\Delta\,h\,.\,C\,D$, $\Delta\,h\,.\,E\,F$, y los momentos de transporte S_2, S_4, S_6, una disminución, $\Delta\,h\,.\,B\,C$, $\Delta\,h\,.\,D\,E$ y $\Delta\,h\,.\,F\,G$; definitiva el movimiento de la horizontal habrá producido un aumento de coste:

$$\Delta\,h\,(A\,B\,.\,c_1 + C\,D\,.\,c_3 + E\,F\,.\,c_5)\,,$$

y una disminución:

$$\Delta\,h\,(B\,C\,.\,c_2 + D\,E\,.\,c_4 + F\,G\,.\,c_6)\,,$$

y la variación del coste total será:

$$\Delta\,C = \Delta\,h\,(A\,B\,.\,c_1 + C\,D\,.\,c_3 + E\,F\,.\,c_5 - B\,C\,.\,c_2 - D\,E\,.\,c_4 - F\,G\,.\,c_6)\,.$$

La condición de que el coste sea mínimo obliga a que:

$$\frac{\Delta\,C}{\Delta\,h} = 0\,;$$

o sea, en definitiva, que:

$$A\,B\,.\,c_1 + C\,D\,.\,c_3 + E\,F\,.\,c_5 = B\,C\,.\,c_2 + D\,E\,.\,c_4 + F\,G\,.\,c_6.$$

Si los costes de los transportes dentro de cada una de las canteras de compensación son distintos, la fórmula anterior será la que determine la horizontal de coste mínimo. Si para todas las canteras de compensación el valor unitario del

sación determinada entre los puntos A y B, B y C, etc.; las áreas S_1, S_2, S_3, etc., medirán los momentos de transporte en las respectivas canteras de compensación, y estas áreas, multiplicadas por los costes unitarios de transporte, c_1, c_2, c_3, ..., los costes totales en cada una de ellas; el coste total del transporte será, por tanto:

$$C = c_1 S_1 + c_2 S_2 + \ldots$$

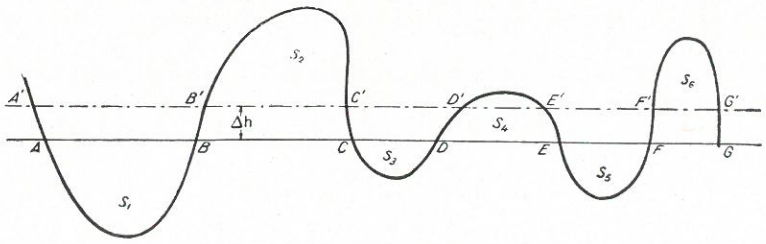


Figura 8-18.

Si cambiamos la línea de compensación moviendo la línea $A\,G$ una magnitud infinitamente pequeña, Δh, hasta $A'\,G'$, las áreas correspondientes, a S_1, S_3, S_5 habrán sufrido un aumento de $\Delta h \,.\, A\,B$, $\Delta h \,.\, C\,D$, $\Delta h \,.\, E\,F$, y los momentos de transporte S_2, S_4, S_6, una disminución, $\Delta h \,.\, B\,C$, $\Delta h \,.\, D\,E$ y $\Delta h \,.\, F\,G$; definitiva el movimiento de la horizontal habrá producido un aumento de coste:

$$\Delta h\,(A\,B \,.\, c_1 + C\,D \,.\, c_3 + E\,F \,.\, c_5)\,,$$

y una disminución:

$$\Delta h\,(B\,C \,.\, c_2 + D\,E \,.\, c_4 + F\,G \,.\, c_6)\,,$$

y la variación del coste total será:

$$\Delta C = \Delta h\,(A\,B \,.\, c_1 + C\,D \,.\, c_3 + E\,F \,.\, c_5 - B\,C \,.\, c_2 - \\ - D\,E \,.\, c_4 - F\,G \,.\, c_6)\,.$$

La condición de que el coste sea mínimo obliga a que:

$$\frac{\Delta C}{\Delta h} = 0\,;$$

o sea, en definitiva, que:

$$A\,B \,.\, c_1 + C\,D \,.\, c_3 + E\,F \,.\, c_5 = B\,C \,.\, c_2 + D\,E \,.\, c_4 + F\,G \,.\, c_6.$$

Si los costes de los transportes dentro de cada una de las canteras de compensación son distintos, la fórmula anterior será la que determine la horizontal de coste mínimo. Si para todas las canteras de compensación el valor unitario del

PERFIL LONGITUDINAL

VERTICALES 0 5 10 15 20 MTS.

HORIZONTALES 0 50 100 150 200 MTS.

PERFILES TRANSVERSALES

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
D=0'00 T=0'00	D=0'00 T=43'20	D=0'00 T_1=13'50 T_2=22'10 T=35'60	D=3'90 T=3'70	D_1=35'20 D_2=11'20 D_3=16'90 D=61'30 T=0'00	D=21'90 T= 1'00	D=0'00 T_1=39'10 T_2=12'50 T=51'60	D=31'30 T= 0'00	D=21'10 T= 0'00	D=0'00 T=49'30	D=0'00 T_1=13'50 T_2=49'60 T=63'10	D=4'30 T_1= 2'16 T_2=11'60 T=13'76	D_1= 4'10 D_2= 1'20 D=5'30 T_1= 1'70 T_2= 4'80 T=6'50	D_1= 21'20 D_2= 2'80 D=24'00 T=3'10	D_1= 50'10 D_2= 11'70 D=61'80 T= 0'00	D=22'20 T= 0'00	D=0'00 T=0'00

0 5 10 15 20 MTS.

LÍNEA DE LAS ÁREAS, CORRECCIÓN DE ENTUMECIMIENTO Y COMPENSACIÓN TRANSVERSAL

LÍNEA DE LAS ÁREAS CON LA CORRECCIÓN DE ENTUMECIMIENTO.
ID. ID. ID. SIN CORREGIR.

COMPENSACIÓN TRANSVERSAL

COMPENSACIÓN TRANSVERSAL

DISTANCIAS 0 50 100 150 200 M.
ÁREAS 0 10 20 30 40 M.²

LÍNEA DE LAS ÁREAS COMPENSADAS Y CORREGIDAS

DISTANCIAS 0 50 100 150 200 M.
ÁREAS 0 5 10 20 30 40 M.²

LÍNEA DE VOLÚMENES.- ESTUDIO DE LA COMPENSACIÓN LONGITUDINAL

760'0 M.³ DE PRÉSTAMOS

2736'0 M³ A 93'40 M.

2976'0 M³ A 90'00 M.

4480'0 M³ A CABALLEROS

CANTERA DE COMPENSACIÓN

CANTERA DE COMPENSACIÓN

CURVA DE ERROR

CANTERA DE COMPENSACIÓN

HORIZONTAL DE DISTRIBUCIÓN ADOPTADA

HORIZONTAL TEÓRICA DE COSTE MÍNIMO.

CANTERA DE COMPENSACIÓN

3952'0 M³ A 142'80 M.

5031'2 M³ A 233'00 M.

DISTANCIAS 0 50 100 150 200 M.
VOLÚMENES 0 500 1000 2000 3000 4000 M.³

Figura 8-20.

transporte es el mismo, entonces la horizontal de coste mínimo será la que cumpla la condición:

$$AB + CD + EF = BC + DE + FG.$$

En este caso la determinación de la horizontal de coste mínimo puede hacerse gráficamente con gran facilidad: Supongamos primeramente que los costes $c_1, c_2, \ldots$, son iguales. Entonces se traza una horizontal cualquiera, PQ (figura 8-19), en la cual la suma de los segmentos correspondientes a las canteras

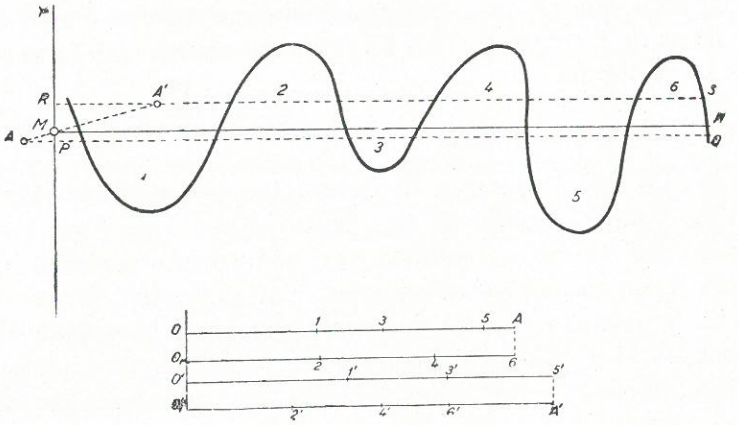


Figura 8-19.

de compensación 1, 3, 5 será menor, por ejemplo, que la correspondiente a las canteras 2, 4, 6; la diferencia, 5 A, se lleva en $P\,A$; se mueve la línea de compensación a otra posición, $R\,S$, y la diferencia, $6'\,A'$, en sentido contrario de la anterior, se lleva en $R\,A'$ hacia el otro lado del eje, $P\,Y$; repitiendo varias veces la operación, en lugar de los puntos A será la curva de error que cortará al eje P en un punto, M, que dará la horizontal buscada. En la práctica, la curva de error se puede sustituir por la recta $A\,A'$.

Cuando los costes $c_1, c_2, \ldots$, son diferentes, se opera de manera análoga.

El problema de la compensación no se presenta, en la práctica, de manera que convenga realizar la correspondiente a cada una de las canteras de compensación en todas ellas, como se supone en el caso teórico que acabamos de exponer; diferentes circunstancias pueden imponer cambios que impidan la obtención de la línea teórica de coste mínimo; ahora bien, el empleo de las propiedades que hemos examinado de la línea de volúmenes, permitirá realizar rápida y exactamente los tanteos de las diferentes posibilidades.

8.22. Influencia de la pendiente del camino. — Cuando el perfil del camino tenga una cierta pendiente, habría que tener en cuenta las distancias virtuales del transporte. Esto complicaría bastante el método. Por ello es preferible utilizar precios diferentes para el transporte, según sea cuesta arriba o cuesta abajo. Al trazar cada una de las rectas para dibujar la curva de error, se ten-

drá en cuenta si el transporte es cuesta arriba o cuesta abajo y se aplicará el precio correspondiente en la expresión general.

8.23. Préstamos y caballeros. — Cuando el volumen de desmonte sea inferior al de terraplén o cuando, siendo igual, las distancias medias de transporte sean excesivas, podrá resultar conveniente tomar tierras de "préstamos" para la formación de los terraplenes, excavando expresamente para este fin. El coste del terraplén, en este caso, estará formado por el de la excavación especialmente realizada con este objeto y el de transporte al punto de la formación del terraplén; para que el "préstamo sea económicamente conveniente habrá que buscar zonas de terreno situadas a la mínima distancia del punto de utilización, donde se verifique:

$$C_e \cdot V + C_T \cdot \delta \cdot V = \text{mínimo};$$

siendo C_e y C_t los costes unitarios de excavación y transporte; V, el volumen preciso, y δ, la distancia media de transporte.

Cuando sobren tierras o no resulte económico transportarlas hasta el punto donde sea preciso formar los terraplenes, y se depositan, formando "caballeros", en zonas determinadas, éstas deben ser próximas a la explanación del camino y, a ser posible, con transporte bajando. El problema se complica en zonas urbanas o semiurbanas, en las cuales, a veces, hay que depositar las tierras en vertederos alejados, donde incluso hay que abonar un canon por metro cúbico depositado.

En el cálculo del volumen de terraplén necesario no hay que olvidar: *a*) que en terreno llano es aconsejable elevar la rasante para el saneamiento del camino; *b*) la capa de tierra precisa sobre los pedraplenes; *c*) que en excavación en roca es necesario bajar la rasante 0,15 metros por bajo de la estipulada en el proyecto para interponer un lecho de tierra entre la roca y el firme.

Los puntos de donde se tomen los "préstamos", a ser posible, no deben ser visibles desde la carretera o han de estar, por lo menos, disimulados; las excavaciones en los taludes de la explanación producen un efecto deplorable.

Frecuentemente son necesarios préstamos de material fino para la terminación de los taludes, paseos o cunetas.

En el ejemplo (fig. 8-20) se ha hecho el estudio de la compensación transversal y longitudinal, con la corrección de entumecimiento, de un tramo de carretera con los perfiles longitudinales y transversales indicados. Para mejor sencillez de la exposición se ha supuesto, para determinar la recta del coste mínimo, que el precio del transporte subiendo y bajando es el mismo.

Mediante la curva de error se obtiene la horizontal del coste mínimo dibujada (sin tener en cuenta préstamos y caballeros). Se ha adoptado, sin embargo, la horizontal de trazo grueso, que tiene la ventaja de disminuir el volumen de préstamos y que, además, en lugar de compensar el desmonte, *a b*, con el terraplén, *c d*, compensación que habría de efectuarse cuesta arriba y a bastante distancia, compensa con el terraplén *e f* el desmonte *a b*, y con el desmonte *h g*, el terraplén *c d*, con transporte cuesta abajo.

CAPITULO IX

LA CONSTRUCCION DE LA EXPLANACION

La construcción de la explanación — ejecución de los desmontes y terraplenes — exige el empleo de medios adecuados con la debida organización para realizar rápida y económicamente el conjunto de los trabajos.

El detalle de las características mecánicas de los distintos medios de excavación y transporte no entra dentro de los límites de nuestro estudio; hemos de limitarnos a examinar aquellas que puedan influir directamente en el rendimiento y coste del movimiento de tierras, con objeto de dar al ingeniero la orientación precisa para formular con acierto el plan de trabajo y el correspondiente presupuesto.

9.1. El problema de la excavación. — Los medios necesarios para realizar la excavación varían con la naturaleza del terreno, que, desde este punto de vista, se pueden clasificar en:

1.	Terrenos sueltos.	5.	Roca blanda
2.	» flojos.	6.	» dura.
3.	» duros.	7.	» muy dura.
4.	» de tránsito.		

Los terrenos 1, 2 y 3 pueden excavarse a mano, con pico y pala o medios similares, movidos mecánicamente (excavadoras de diferentes tipos, traíllas, etcétera).

El terreno de tránsito número 4 exige la utilización de la barra para iniciar su desintegración.

La roca, en sus diferentes clases 5, 6 y 7, exige el empleo de explosivos.

Dentro de cada grupo, el rendimiento de los medios empleados es menor y, por tanto, mayor el coste de la excavación, a medida que aumenta la dureza del terreno. No es conveniente, en la práctica, establecer en el proyecto un precio para cada una de las distintas clases enumeradas, porque, no existiendo una línea de separación definida, sería muy expuesto a discusión fijarla en cada caso particular; para resolver esta dificultad es costumbre en España establecer únicamente la clasificación en: "tierra", cuando es posible la excavación con pico y pala; "tránsito", cuando se precisa la barra, y "roca", cuando se necesita el empleo de explosivos. Para cada uno de estos tipos el ingeniero debe determinar un *precio medio,* pues hay que tener en cuenta que el rendimiento

de la excavación puede llegar a variar dentro de cada grupo en la proporción de 1 a 6, según la dureza de la tierra o la roca. A pesar de la simplificación que esta clasificación representa, aún puede haber lugar a discusiones, pues el paso de uno a otro tipo no está tampoco perfectamente definido. Por ello, en Estados Unidos no admiten, corrientemente, más que dos tipos: "común" y "roca", según sea o no necesario el empleo de explosivos, y en algunos países hay la tendencia de ir a un solo precio, de "terreno sin clasificar", determinado como media de los distintos precios reales; el contratista que, legalmente, no conoce los supuestos que llevaron a la fijación del precio, no tiene más que uno solo, sea el que sea el terreno que encuentre al excavar; él tiene que hacer unas hipótesis, estudiados sobre el trazado los distintos tipos de suelos, para llegar a una valoración correcta.

La excavación puede realizarse a mano o con medios mecánicos, la elección de uno u otro sistema depende de las características del trabajo a ejecutar, especialmente del volumen total de tierras a mover.

9.2. Elementos para la excavación a mano. — Cuando el terreno es flojo (arena suelta o mezclada con una pequeña proporción de arcilla), la excavación a mano se puede hacer con pala de punta o azada (fig. 9-1); cuando se trata de terrenos más compactos, se emplea el pico (fig. 9-2).

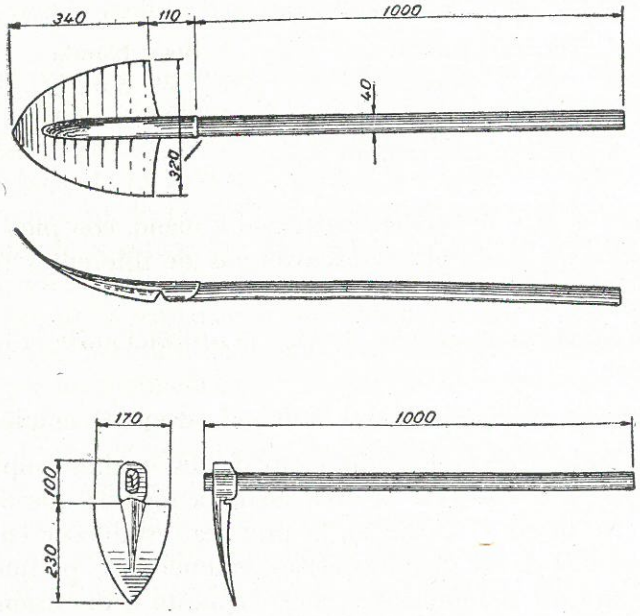


Figura 9-1.

En terrenos de tránsito la desintegración a mano se realiza con barras de diferentes perfiles (fig. 9-3), que se introducen a golpe de maza entre las fisu-

ras de la roca; su longitud, relativamente grande, permite utilizar un brazo de palanca que, con el esfuerzo de un hombre en el extremo libre, produce en la punta de la barra el necesario para desintegrar la roca.

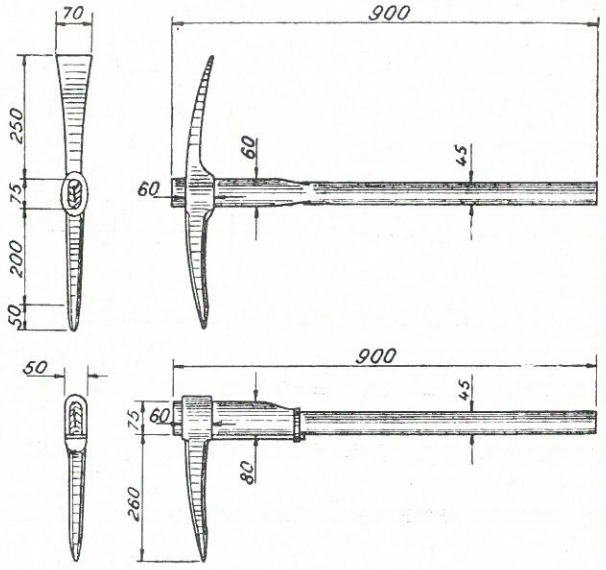


Figura 9-2.

Los tiempos empleados en la excavación a mano de un metro cúbico y su carga a una altura de 1,20 m. de las distintas clases de terrenos son los siguientes:

Terreno suelto (arena)	0,70	a	0,45	horas	de peón.
» flojo (mezcla arena y arcilla).	1	a	0,70	»	»
» duro (arcilla media)	1,5	a	2	»	»
» muy duro (arcilla fuerte) ...	2	a	3	»	»
» de tránsito	3	a	4,5	»	»

El obrero puede alcanzar a mano una distancia de 2 a 3 m. y una altura de 1 a 1,50 m.

En arcilla disminuye el rendimiento de la excavación cuando está suficientemente húmeda para encontrarse dentro del estado plástico, porque entonces el material se adhiere a la pala o al pico.

El tiempo empleado para la excavación en galería se obtendrá multiplicando los precios anteriores por un coeficiente que varía de 1,5 a 2; en galería, independientemente del coste de la excavación, hay que tener en cuenta el correspondiente de la entibación, de mayor importancia cuanto más

suelto es el terreno; en el capítulo de túneles se puntualizan las condiciones y coste de la entibación.

La excavación a mano, por su escaso rendimiento, solamente es recomendable para pequeños volúmenes.

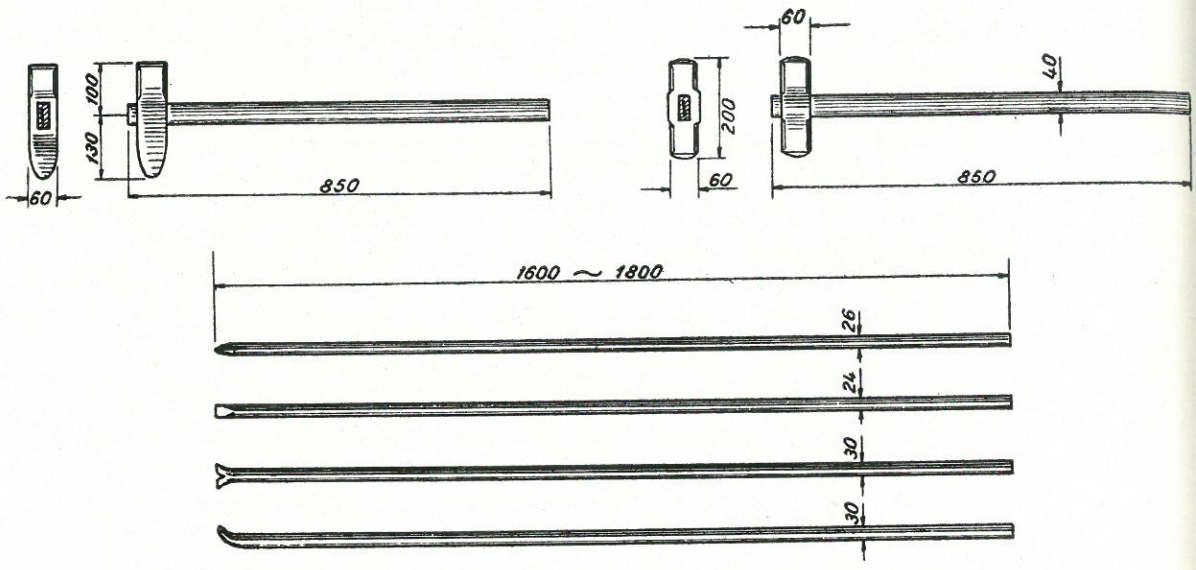


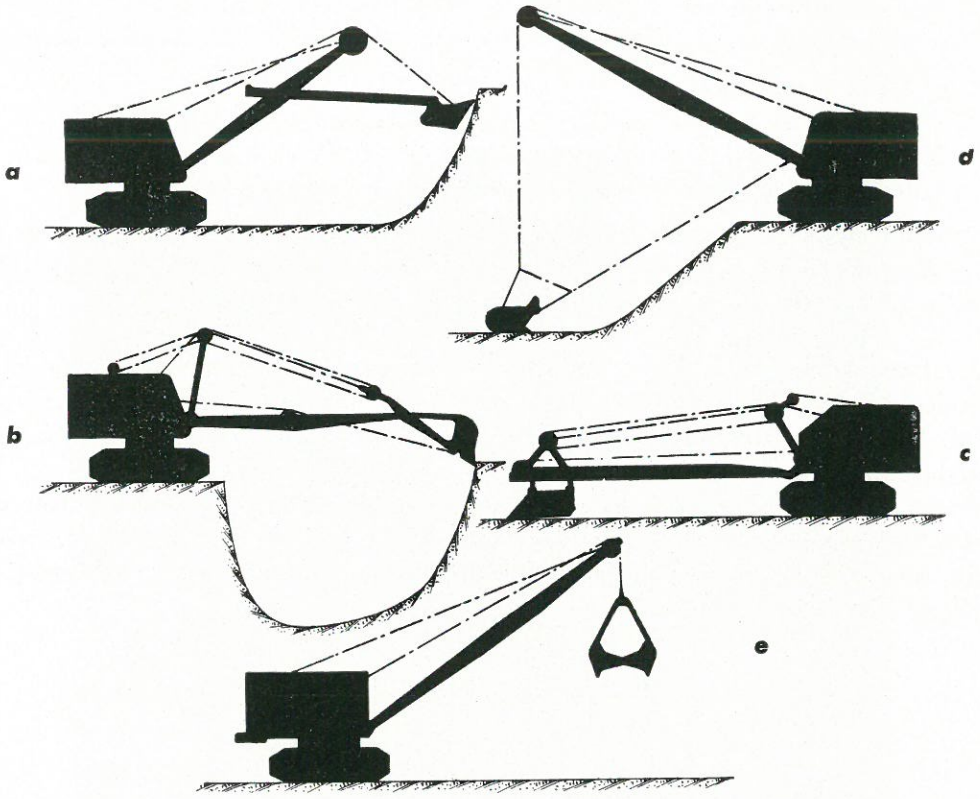
Figura 9-3.

9.3. Excavación con palas neumáticas y quebrantapavimentos. — Para excavaciones de pequeño volumen, que no permiten el empleo de máquinas excavadoras y en terrenos de mediana dureza, por ejemplo, arcillas fuertes o terrenos de tránsito, se pueden emplear palas neumáticas o martillos quebrantapavimentos, que realizan el trabajo en forma similar a la excavación a mano, pero con rendimiento superior.

9.4. Excavadoras mecánicas. — Son precisas, desde el punto de vista económico, en cuanto al volumen de tierra a mover, tiene una cierta importancia. Todas ellas están formadas por una pluma, sobre la que se mueve en forma diferente, el elemento de excavación; el conjunto va montado sobre un armazón móvil y que se desplaza sobre orugas o neumáticos y excepcionalmente sobre carriles, accionado por un motor propio de la máquina.

Los tipos normales de excavadoras son:

a) Excavadora normal de cuchara.
b) Retroexcavadora.
c) Pala niveladora.
d) Dragalina.



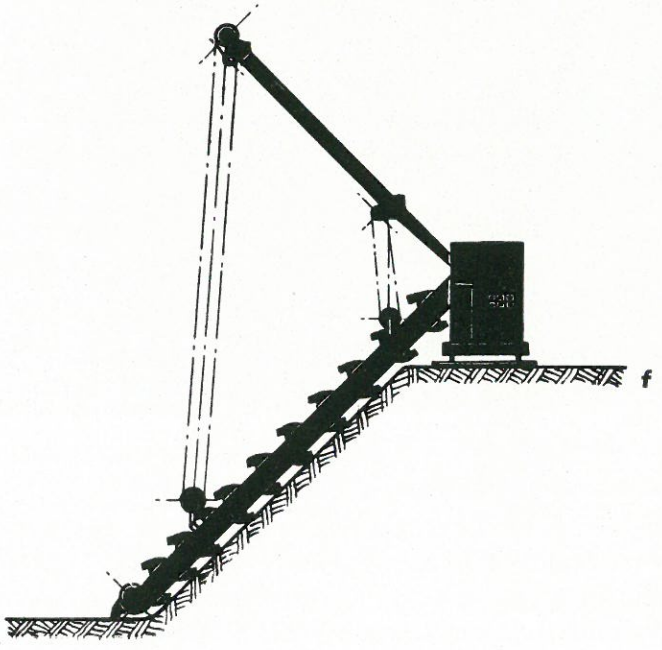


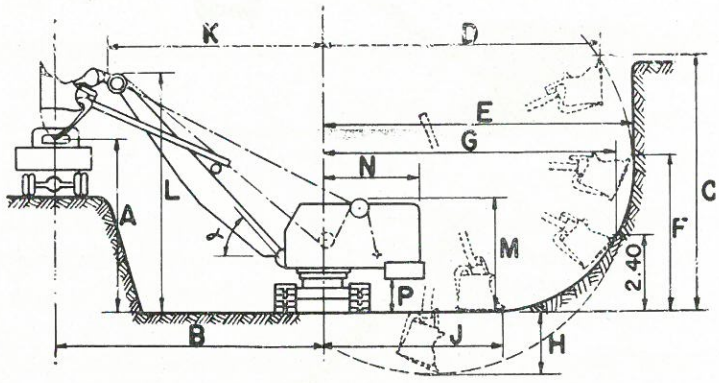
Figura 9-4.

e) Excavadora de mordazas.
f) Excavadora de cangilones
g) Grúa y martinete.

En la figura 9-4 figuran esquemas de los tipos *a*) a *f*), que son los más corrientemente empleados en la construcción de carreteras.

Gran número de excavadoras son convertibles en otros tipos y en grúas sin más que cambiar la pluma, el útil de excavación y algún otro accesorio, con lo cual cada máquina puede servir para diferentes usos.

9.5. Excavadora normal. — Este tipo de máquina efectúa la excavación moviendo la pala hacia adelante y hacia arriba, siempre en el mismo plano vertical. Es la mejor máquina para la excavación en taludes verticales elevados, con la condición de que el material esté siempre bien fragmentado y que el tamaño de los bloques sea lo suficientemente pequeño para poder entrar en la cuchara. Es necesario asentar bien la máquina; cuando el suelo pueda ceder, debe instalarse sobre una plataforma compuesta con tablones o dispositivo análogo (fig. 9-5).



Capacidad de la cuchara: 0,28 a 3 m.³
Potencia del motor (Diesel): 45 a 275 CV.
Peso aproximado: 9 a 110 Tm.
Velocidad de traslación: 1,2 a 4 Km./h.
» » rotación: 3,2 a 5,25 r. p. m.
» » elevación: 24 a 47,5 m./min.
Esfuerzo máximo de excavación: 3.300 a 45.300 kilogramos.
Longitud del carretón: 2,50 a 5,50 m.
Ancho del carretón: 2,35 a 5,20 m.
α = Inclinación máxima de la pluma: 40 a 60°.
A = Altura máxima de descarga: 3,90 a 9,00 m.
B = Radio de acción para altura A: 5,10 a 12,00 m.
C = Altura máxima de la cuchara: 5,25 a 13,00 m.
D = Radio de acción para la altura C: 5,20 a 12,50 m.
E = Radio de acción máximo de ataque: 6,10 a 14,20 m.
F = Altura máxima de ataque: 3,00 a 6,40 m.
G = Radio de acción de ataque para una altura de 2,40 m.: 5,50 a 13,20 m.
H = Profundidad máxima bajo nivel máquina: 1,10 a 3,50 m.
J = Anchura máxima a nivel suelo: 4,40 a 8,50 metros.
K = Radio de acción máximo de la pluma: 3,90 a 9,50 m.
L = Altura máxima de la pluma: 4,60 a 11,50 metros.
M = Altura caballete: 3,00 a 8,50 m.
N = Longitud desde el eje de giro hasta la parte posterior de la cabina: 2,15 a 5,50 m.
P = Altura libre: 0,70 a 1,80 m.

Fig. 9-5. — Excavadora normal sobre orugas. Características y dimensiones más corrientes.

Para obtener un buen rendimiento y que el esfuerzo de la máquina no sea excesivo, el desmonte debe tener, por lo menos, 1,50 m. de altura para que se efectúe la carga total de la cuchara de una sola vez con un corte de tie-

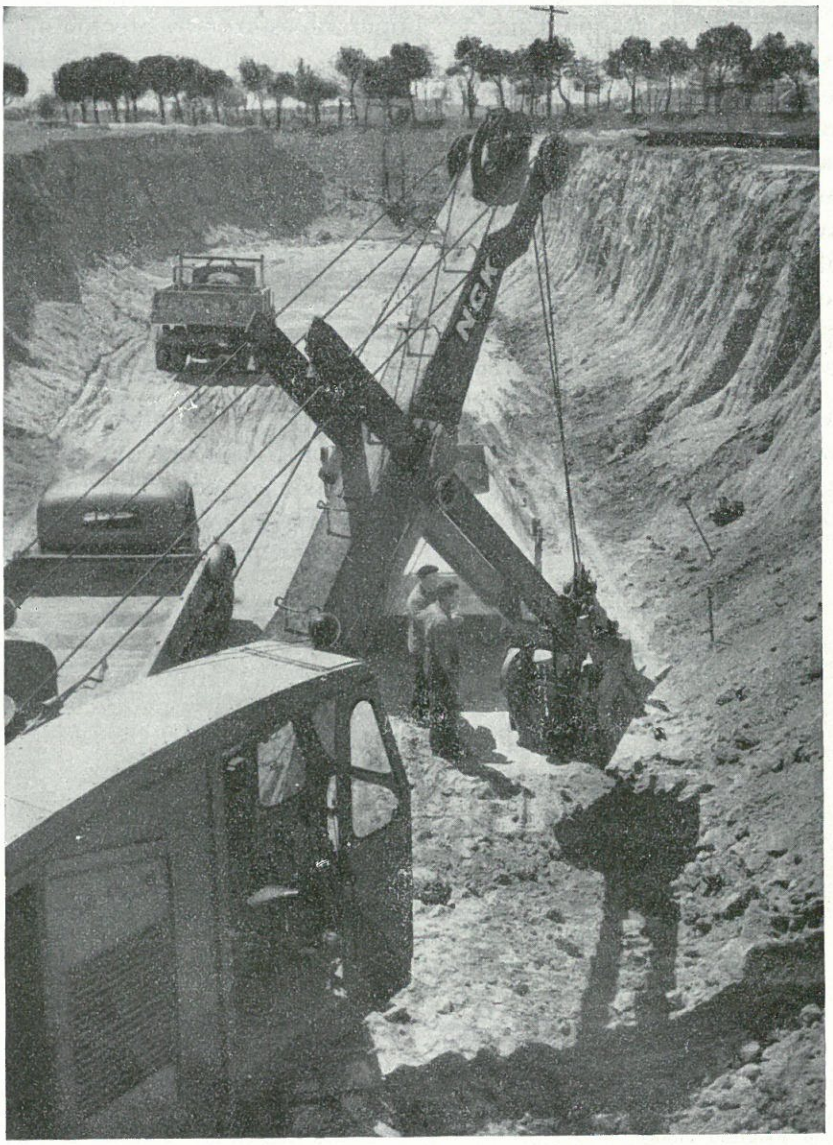
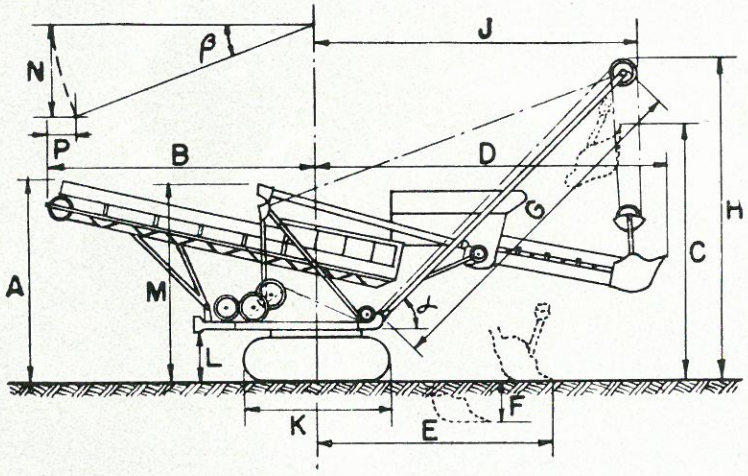


Fig. 9-6.

rra de pequeño espesor, y a ritmo rápido. Cuando el material sea pegajoso o duro, si no se pudiera cargar la cuchara en una sola vez, debe hacerse en dos veces antes de efectuar el giro de la máquina, pero nunca descargar la cuchara a media carga. En general pueden atacar frentes de 1,80 a 2 m. de altura; si son más elevados, es necesario operar por escalones (fig. 9-6).

Para descargar gira la cuchara alrededor de un eje vertical y se baja hasta colocarla sobre el punto de vertido; se descarga por el fondo. El giro corresponde a un tiempo improductivo y debe ser reducido al mínimo; por ellos los camiones para cargar el material excavado, deben situarse lo más cerca posible del frente de ataque. Cuando el operario es experto, efectúa ambos movimientos, giro y puesta en posición de descarga, simultáneamente, reduciéndose de esta manera al mínimo el tiempo necesario para el ciclo de funcionamiento de la máquina. No es recomendable efectuar el giro cuando está cargando la cuchara, pues se somete la pluma a un esfuerzo de torsión que puede producir averías. Es fundamental que el transporte esté organizado en forma que la excavadora no espere a los medios de transporte; la capacidad de éstos debe ser múltiplo de la de la cuchara, para evitar que una carga tenga que vaciarse en dos elementos distintos; un buen sistema, siempre que sea posible en la práctica, consiste en situar los camiones alternativamente a un lado y otro de la excavadora y lo más cerca posible del frente de ataque.

Las púas de la cuchara son el elemento de la máquina que está sujeto a mayor desgaste; hay que cuidar de la calidad del acero de que están fabricadas y, para asegurar la continuidad del trabajo, disponer de repuestos. Para la buena conservación de la máquina es muy importante la eficacia de los



α = Inclinación de la pluma: 45°.
A = Altura máxima de descarga: 3,10 a 3,70 m. (según longitud cinta).
B = Radio de acción de la transportadora: 2,00 a 4,95 m. (según longitud cinta).
C = Altura de ataque: 4,75 m.
D = Radio de acción máximo de ataque 6,40 m.
E = Radio de acción a nivel del suelo: 4,30 m.
F = Profundidad de ataque bajo nivel máquina: 0,85 m.
G = Longitud de la pluma: 6,40 m.
H = Altura de la pluma: 5,85 m.
J = Distancia del eje de giro al extremo de la pluma: 5,87 m.
K = Longitud del carretón: 2,85 m. Anchura del carretón: 2,40 m.
L = Altura libre sobre el suelo: 0,92 m.
M = Altura de la máquina: 3,65 m.
β = Angulo de giro de la transportadora.
N = Amplitud máxima de la inclinación de la transportadora: 0,25 a 0,60 m. (según longitud).
P = Variación correspondiente en el radio de acción de la misma: 0,18 a 1,06 m. (íd. íd.).

Fig. 9-7. — Excavadora normal equipada con cinta transportadora.

amortiguadores, que deben absorber los choques de la pala con el terreno, evitando que se transmitan al resto del mecanismo.

La forma y las dimensiones más corrientes de la máquina pueden verse en la figura 9-5 y en la 9-6 una excavadora en trabajo en una carretera española.

Hay un tipo de excavadora normal, más moderno, equipado con cinta transportadora; su forma de trabajo es análoga, con la gran ventaja de reducir el tiempo necesario para el giro, la descarga de la cuchara y la nueva colocación en posición de ataque. La cinta transportadora no puede arrastrar el material con inclinaciones superiores al 15 o al 20 por 100. La figura 9-7 es un esquema de esta excavadora con sus principales características.

9.6. Retroexcavadora. — La retroexcavadora es una máquina en la cual (figura 9-8) la pluma baja y sube en cada operación; la cuchara, unida a ella, excava tirando hacia el carretón, es decir, hacia atrás, en vez de empujar hacia

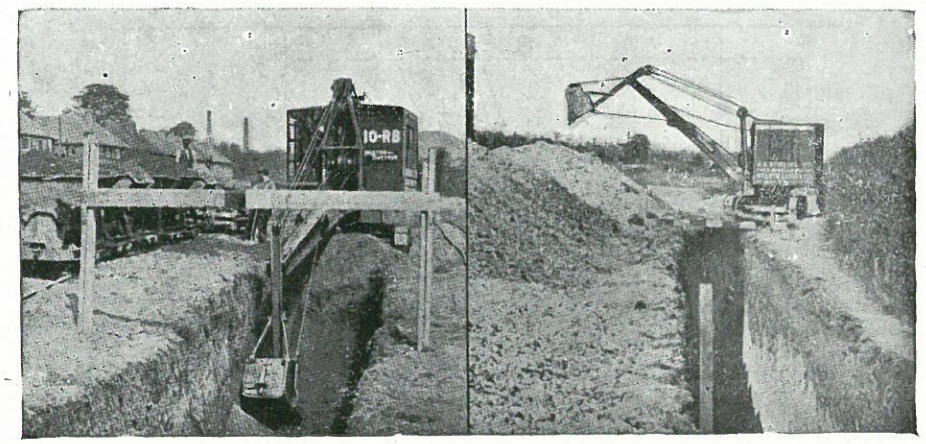


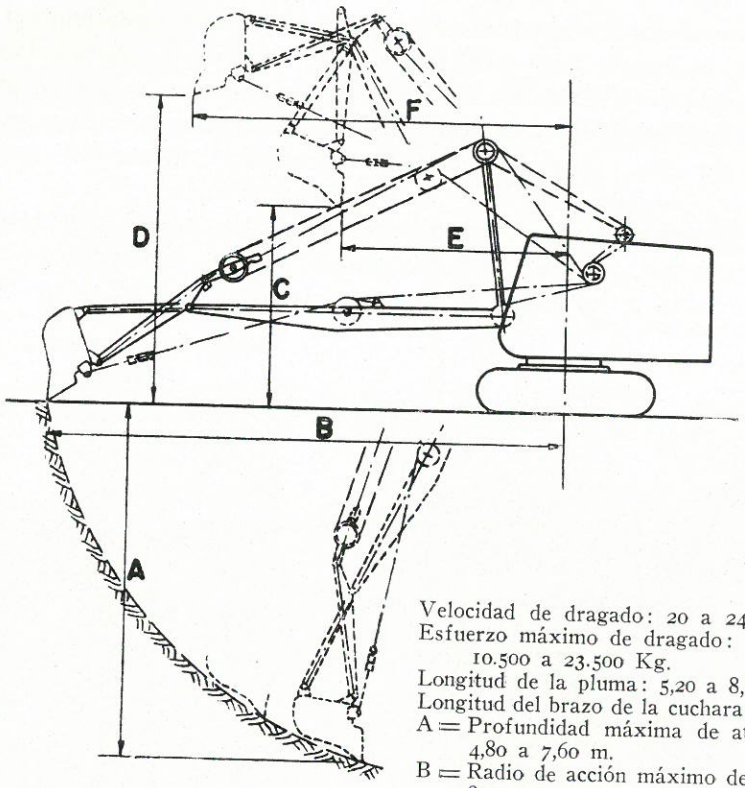
Figura 9-8.

adelante, como lo hace la excavadora normal. Excava, por tanto, bajo el nivel del carretón; es especialmente útil para realizar zanjas, trabajo que puede ejecutar con gran precisión. También se emplea mucho para la excavación de cimientos.

La forma y las dimensiones más corientes de esta máquina pueden verse en la figura 9-9.

Dentro de este tipo de excavadoras existe la retroexcavadora hidráulica, en la cual todos los movimientos se ejecutan por mandos hidráulicos. Consta en esencia de un brazo extensible en cuyo extremo se acopla, por medio

de un eje, la cuchara, que puede girar un ángulo de unos 115° alrededor de aquél; el brazo extensible puede efectuar movimientos de elevación y descenso y la rotación alrededor de su eje longitudinal. Con esta disposición la máquina puede realizar las formas de excavación más variadas (cunetas, taludes, zanjas) y se obtiene con ella un acabado más perfecto que con cualquier otra máquina.



Capacidad de la cuchara: 0,375 a 1,150 m.³.
Potencia del motor: 50 a 125 CV. (Diesel).
Peso aproximado: 13 a 40 Tm.
Velocidad de traslación: 1,2 a 3,2 Km./h.
» » rotación: 3,8 a 5,25 r. p. m.
» » elevación: 14 a 16 m./seg.
Esfuerzo máximo de elevación: 14.000 a 32.000 kilogramos.

Velocidad de dragado: 20 a 24 m./seg.
Esfuerzo máximo de dragado: 10.500 a 23.500 Kg.
Longitud de la pluma: 5,20 a 8,00 m.
Longitud del brazo de la cuchara: 1,70 a 3,05 m.
A = Profundidad máxima de ataque: 4,80 a 7,60 m.
B = Radio de acción máximo de ataque: 8,30 a 12,30 m.
C = Altura de descarga al comienzo de la misma: 2,40 a 4,60 m.
D = Altura máxima de descarga al final de la misma: 3,40 a 6,50 m.
E = Radio de acción para altura C: 3,25 a 4,90 m.
F = Radio de acción para altura D: 5,20 a 9,60 m.

NOTA. — Las retroexcavadoras montadas sobre neumáticos tienen dimensiones normales muy semejantes a las de la figura.

Fig. 9-9. — Retroexcavadora. Características y dimensiones más corrientes.

9.7. Pala niveladora. — La cuchara desliza directamente apoyada sobre el brazo de la máquina (fig. 9-10), que, a su vez, gira vertical y horizontalmente para adaptarse a la superficie que se desea excavar; la excavación se hace, pues, paralelamente al brazo de la máquina y, por tanto, con gran precisión. Por

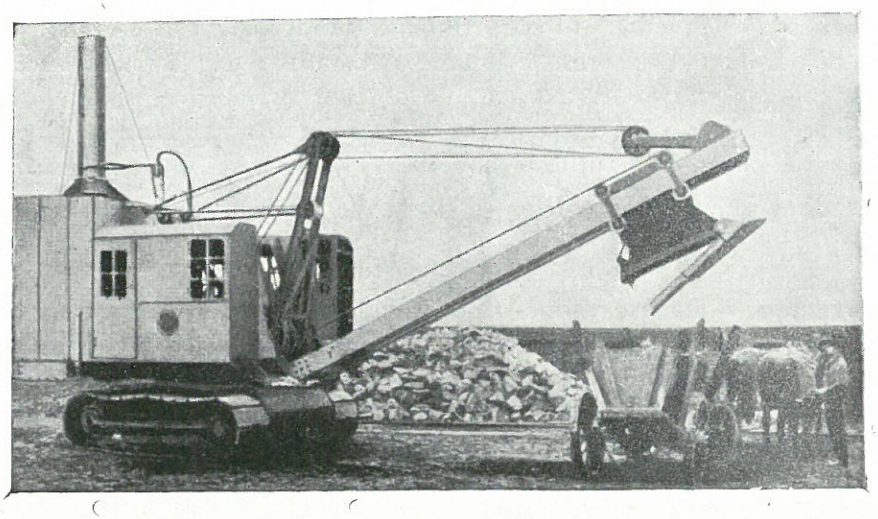
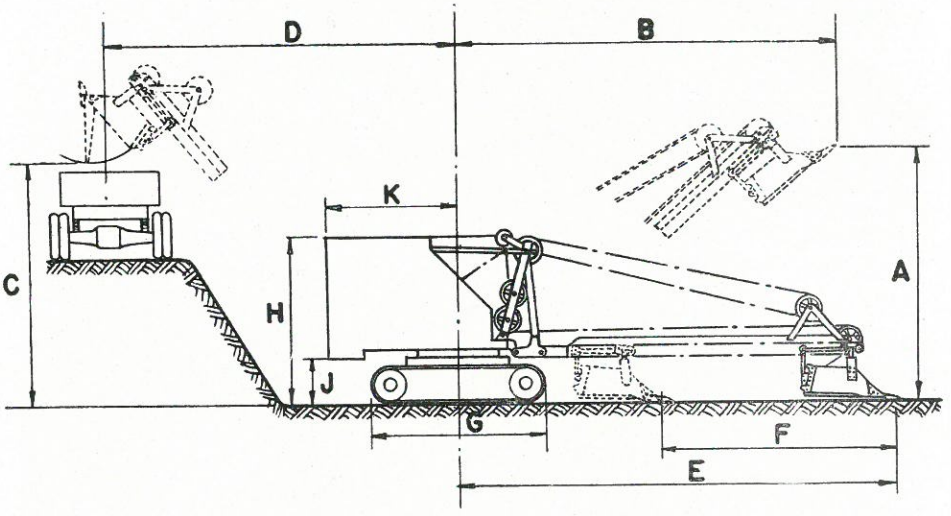


Figura 9-10.



Capacidad de la cuchara: 0,375 a 1,150 m.^{3}.
Potencia del motor: 50 a 125 CV. (Diesel).
Peso aproximado: 13 a 40 Tm.
Velocidad de traslación: 1,2 a 3,2 Km./h.
» de rotación: 3,8 a 5,25 r. p. m.
» de elevación: 14 a 16 m./seg.
Esfuerzo máximo de arranque: 4.800 a 12.000 kilogramos.
Longitud de la pluma: 5,00 a 8,00 m.
A = Altura máxima de ataque (ángulo de 70°): 5,60 a 8,40 m.
B = Radio de acción de ataque a la altura A: 4,00 a 5,10 m.
C = Altura máxima de descarga: 3,35 a 5,80 m.
D = Radio de acción máximo de descarga: 4,50 a 7,70 m.
E = Radio de acción máximo de ataque: 6,30 a 9,50 m.
F = Carrera de la cuchara: 3,00 a 5,50 m.
G = Longitud del carretón: 3,25 a 3,50 m. Ancho total máquina: 2,35 a 3,30 m.
H = Altura máquina: 3,00 a 3,40 m.
J = Altura libre sobre el suelo: 0,75 a 1,25 m.
K = Distancia del eje de giro a la parte posterior de la cabina: 2,30 a 2,90 m.

Fig. 9-11. — Pala niveladora. Características y dimensiones más correctas.

ello resulta especialmente útil para trabajos de nivelación de terrenos, excavación de taludes en trincheras, levantar pavimentos, etc. Tiene la ventaja, en relación con la excavadora normal, de obtener su máximo rendimiento desde el plano de apoyo del carretón hasta 1,20 m.; alturas para las cuales no es posible, económicamente, utilizar aquélla.

Las dimensiones más corrientes de la máquina pueden verse en la figura 9-11.

9.8. Dragalina. — La excavadora tipo dragalina excava por arrastre. Su brazo es de gran longitud; de él cuelga, por medio de un juego de cables y poleas, el elemento excavador, que es normalmente una cuchara con sus dientes; puede ir también equipada con una cuchara de mordazas. La dragalina alcanza un radio de acción grande. Trabaja dejando descender la cuchara guia-

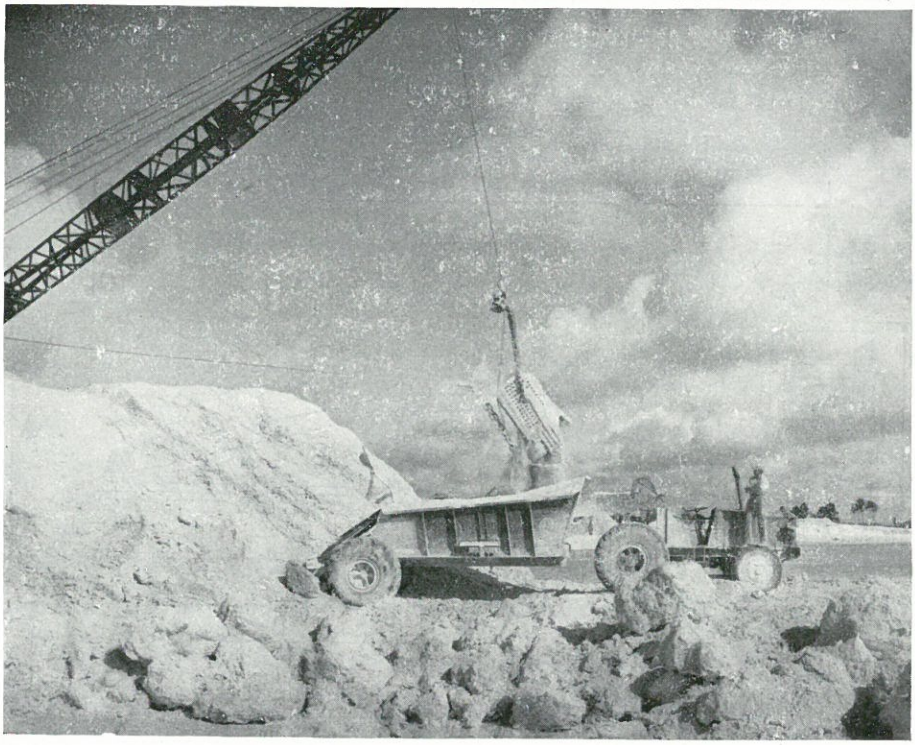
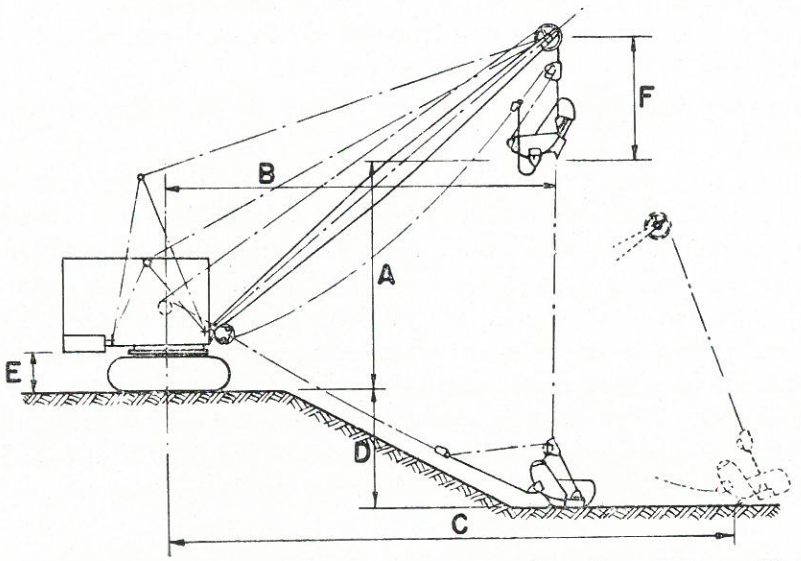


Figura 9-12.

da por el cable de suspensión hasta apoyarse en el terreno a excavar; una vez hecho esto, el cable tractor tira de ella hacia la máquina, a fin de reducir lo más posible el tiempo improductivo. La descarga es bastante más imprecisa que con la excavadora normal, por lo que es preferible el uso de la dragalina para descargar en pilas o montones en vez de hacerlo en un elemento de transporte; caso de utilizar camiones, deberán ser de cajas de di-

mensiones grandes (fig. 9-12), a pesar de lo cual la duración de la operación de descarga aumenta considerablemente. Es importante que inmediatamente después de la descarga gire la máquina y se lance la cuchara a una longitud, según la habilidad del operario, de 1/3 a 2/3 de la altura, entre el nivel de descarga y



Dragalina sobre orugas:

Capacidad de la cuchara: 0,280 a 3 m.³.
Potencia del motor (Diesel): 40 a 400 CV.
Peso aproximado (sin cuchara): 9 a 92 Tm.
Velocidad de traslación: 1,2 a 4 Km.
» de rotación: 3,2 a 5,25 r. p. m.
» de elevación: 25 a 70 m./min.
Esfuerzo máximo de elevación: 3.000 a 19.000 kilogramos.
Velocidad de dragado: 20 a 60 m./min.
Esfuerzo máximo de dragado: 3.300 a 22.000 Kg.
Longitud del carretón: 2,50 a 5,50 m.
Ancho del carretón: 2,35 a 5,20 m.
Inclinación máxima de la pluma: 70 a 80°.
Longitud de la flecha: 7,50 a 36,50 m.
A = Altura máxima de descarga: 3,20 a 12,00 m.
B = Radio de acción máxima de descarga: 7,00 a 25,00 m.
C = Radio de acción máxima de excavación: 9,00 a 30,00 m.
D = Máxima profundidad de excavación: 3,50 a 13,00 m.
E = Altura libre sobre el suelo: 0,70 a 1,80 m.
F = 2,10 a 6,50 m.

Dragalina sobre neumáticos:

Capacidad de la cuchara: 0,280 a 0,750 m.³.
Potencia del motor (Diesel): 30 a 86 CV.
Peso aproximado (sin cuchara): 9,5 a 29 Tm.
Velocidad de traslación: 15 a 50 Km./h.
» de rotación: 2,7 a 7,5 r. p. m.
» de elevación: 40 a 70 m./min.
Esfuerzo máximo de elevación: 2.500 a 8.000 Kg.
Velocidad de dragado: 35 a 60 m./min.
Esfuerzo máximo de dragado: 2.700 a 9.000 Kg.
Inclinación máxima de la pluma: 70 a 80°.
Longitud de la flecha: 7,60 a 17,00 m.
A_1 = Altura máxima de descarga: 4,25 a 8,50 m.
B_1 = Radio de acción máxima de descarga: 6,10 a 15,00 m.
C_1 = Radio de acción máxima de excavación: 8,20 a 20,00 m.
D_1 = Máxima profundidad de excavación: 3,90 a 6,00 m.
F_1 = 1,80 a 3,60 m.

Fig. 9-13. — Dragalina montada sobre orugas o neumáticos. Características y dimensiones más corrientes.

de excavación; este alcance puede aumentarse en casos de necesidad inclinando la máquina ligeramente en su sentido longitudinal. Para la estabilidad, la pluma, en su recorrido vertical, debe mantenerse en ángulos entre 35° y 75°.

Por su forma de trabajar se comprende que la dragalina no lo hace en

condiciones favorables más que con tierras sueltas; permiten extraer los materiales situados al nivel o por debajo del plano de apoyo de la máquina; es ideal para las excavaciones bajo el agua. Se obtienen mejor rendimiento actuando sobre capas delgadas y de espesor uniforme.

Es de gran utilidad para la limpieza de terrenos, operación que debe exigirse en muchos casos para la construcción de la explanación del camino; se emplea también para la excavación de canales.

La forma y las dimensiones más corrientes de la máquina pueden verse en la figura 9-13.

A título informativo mencionaremos un tipo de dragalina que se construye en Estados Unidos denominado "walking dragaline", en la cual las orugas se sustituyen por un mecanismo de "zancas" (semejantes a patas articuladas provistas de patines). Por lo general son de gran capacidad (de 4,600 a 23 m.^{3}), aunque se fabrican algunas para cucharas más pequeñas (desde 0,760 m.^{3}); se emplean en excavaciones de gran volumen, casi siempre en obras hidráulicas. La longitud de la pluma oscila entre 40 y 70 m. normalmente, con un radio de acción de 50 a 75 m. para la excavación; puede alcanzar profundidades de 25 a 40 m. La velocidad de traslación es del orden de 0,25 a 0,30 Km./hora; la de giro, de 2 a 2,3 r.p.m., y la de elevación, de 50 a 75 m./min.

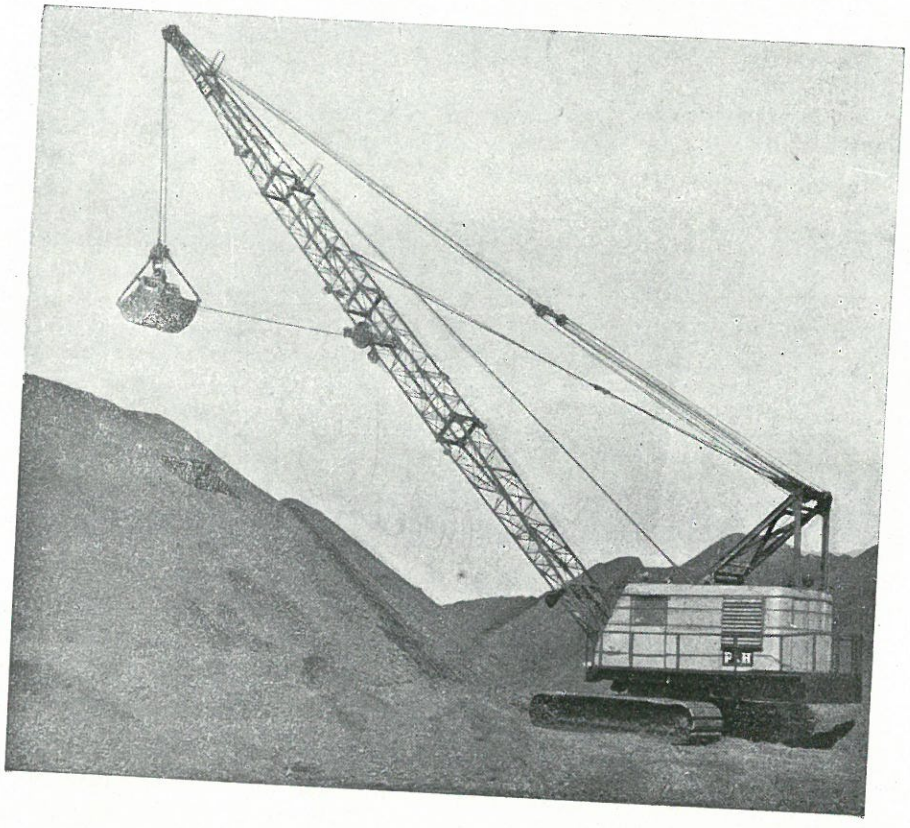
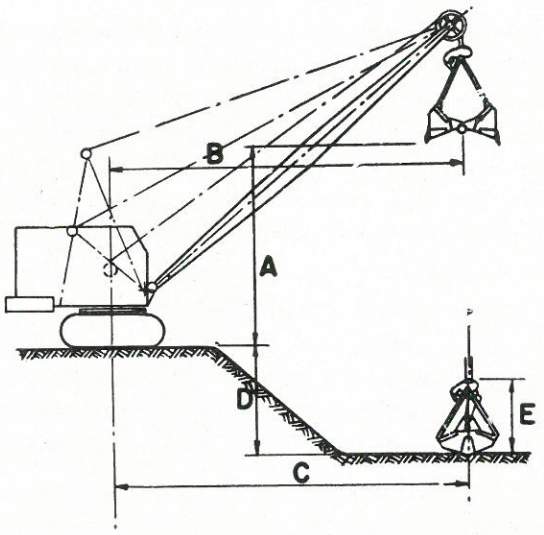


Figura 9-14.

9.9. Excavadora de mordazas. — La cuchara está (fig. 9-14) formada por dos mordazas que se abren y cierran girando alrededor de un eje horizontal; suspendida del brazo de la máquina, que es igual al de la dragalina, se deja caer abierta sobre el material a excavar, en el cual se hincan los dientes; al levantarse se cierran las mordazas, cogiendo dentro de ellas el producto ex-



Excavadora sobre orugas:

Capacidad de la cuchara: 0,280 a 2,25 m.³.
Potencia del motor: 40 a 260 CV.
Peso aproximado: 9 a 80 Tm.
Velocidad de traslación: 1,2 a 4 Km./h.
» de rotación: 3,2 a 5,25 r. p. m.
» de elevación: 25 a 60 m./min.
Esfuerzo máximo de elevación: 3.000 a 17.000 kilogramos.
Longitud de la flecha: 7,50 a 30.00 m.
A = Altura máxima de descarga: 4,00 a 12,60 m.
B = Radio de acción máximo de descarga: 6,00 a 21,00 m.
C = Radio de acción máximo de excavación: 8,00 a 26,00 m.
D = Profundidad máxima de excavación: 3,50 a 15,00 m.
E = 2,10 a 5,20 m.

Excavadoras sobre neumáticos:

Capacidad de la cuchara: 0,280 a 0,560 m.³.
Potencia del motor (Diesel): 30 a 65 CV.
Peso aproximado: 9,5 a 23 Tm.
Velocidad de traslación: 15 a 50 Km./h.
» de rotación: 2,7 a 7,5 r. p. m.
» de elevación: 40 a 60 m./min.
Esfuerzo máximo de elevación: 2,570 a 8.000 Kg.
Longitud de la flecha: 7,60 a 17,00 m.
A_1 = Altura máxima de descarga: 4,25 a 8,50 m.
B_1 = Radio de acción máximo de descarga: 6,00 a 13,00 m.
C_1 = Radio de acción máximo de excavación: 7,50 a 17,00 m.
D_1 = Profundidad máxima de excavación: 4,00 a 6,00 m.
E_1 = 1,80 a 2,90 m.

Fig. 9-15. — Excavadora de mordazas. Características y dimensiones más corrientes.

cavado. Tiene rara aplicación en el movimiento de tierras, empleándose especialmente en las extracciones bajo el agua y en la carga de materiales apilados. Es muy útil también para la explotación de graveras o bancos de arena suelta.

El giro de la máquina puede efectuarse al mismo tiempo que la elevación de la cuchara. Es necesario que el brazo no pase de la inclinación de 60°,

para evitar el peligro de choque de la cuchara contra la pluma. Debe utilizarse un cable de diámetro y calidad que impida las oscilaciones de la cuchara, que podrían ocasionar el enredo de los cables de suspensión y maniobra; en los trabajos de extracción conviene que un peón, desde el suelo, guíe la colocación de la cuchara.

La forma y dimensiones más corrientes pueden verse en la figura 9-15.

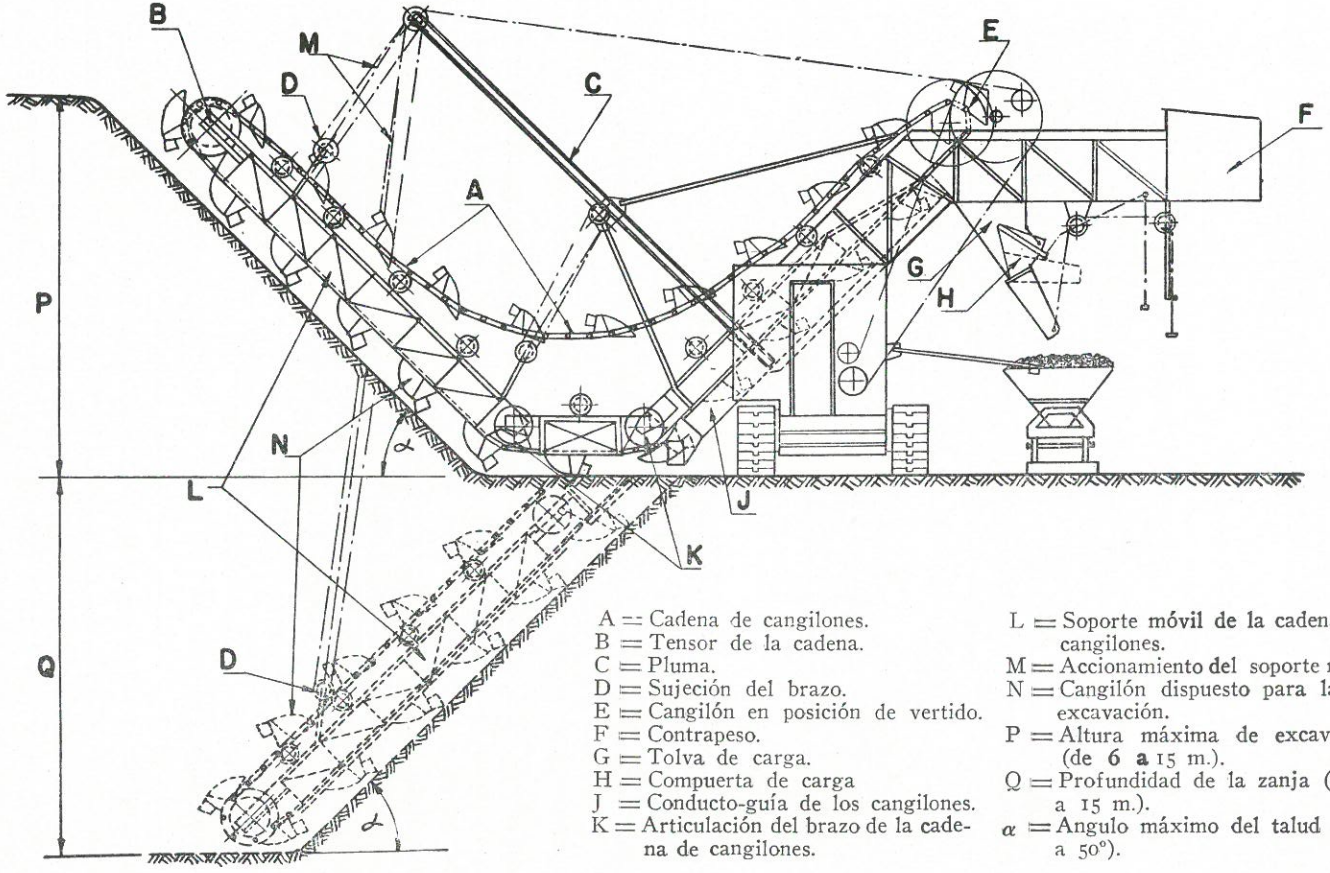
9.10. Excavadora de cangilones. — Las excavadoras de cangilones pueden clasificarse en dos grupos distintos: el primero, para excavación en superficies extensas (explotación de canteras o minas a cielo abierto), y el segundo, "zanjadoras" para excavación de zanjas. Constan fundamentalmente de un brazo o flecha, una cadena de cangilones y una cinta transportadora, siendo la diferencia esencial entre los dos grupos citados, aparte de su tamaño, que en las primeras la máquina se desplaza en dirección perpendicular a la cadena de cangilones y en las "zanjadoras" paralelamente a ella.

En el primer grupo apenas nos detendremos, pues se trata de grandes máquinas con pocas aplicaciones en la construcción de caminos; se mueven sobre raíles o sobre orugas, y el elemento de transporte suele organizarse por medio de vagonetas sobre carriles o con cintas transportadoras; la figura 9-16 es un esquema de la forma de trabajo de estas máquinas.

El segundo grupo, las "zanjadoras", constituye una maquinaria muy útil para construcciones auxiliares de la carretera; se construyen muy diversos tipos de "zanjadoras", entre las que destacan: *a*) de brazo de inclinación variable; *b*) de brazo vertical; *c*) de rastrillos, y *d*) de rueda.

a) *"Zanjadoras" de brazo de inclinación variable.* — Suelen desplazarse sobre orugas con una o dos velocidades para traslado y cuatro o seis velocidades de trabajo. El brazo, de inclinación variable, está provisto de una cadena de cangilones que excavan y elevan el material para descargarlo en una pequeña tolva de alimentación de la cinta transportadora; ésta va dispuesta tranversalmente y se puede desplazar e inclinarse a distintas alturas para verter el material a ambos lados de la máquina y a distintas distancias. El elemento más delicado de estas máquinas es la cadena de cangilones, que consume 1/3 de los gastos de conservación. Este tipo de "zanjadoras" es el que permite construir las zanjas de mayor anchura.

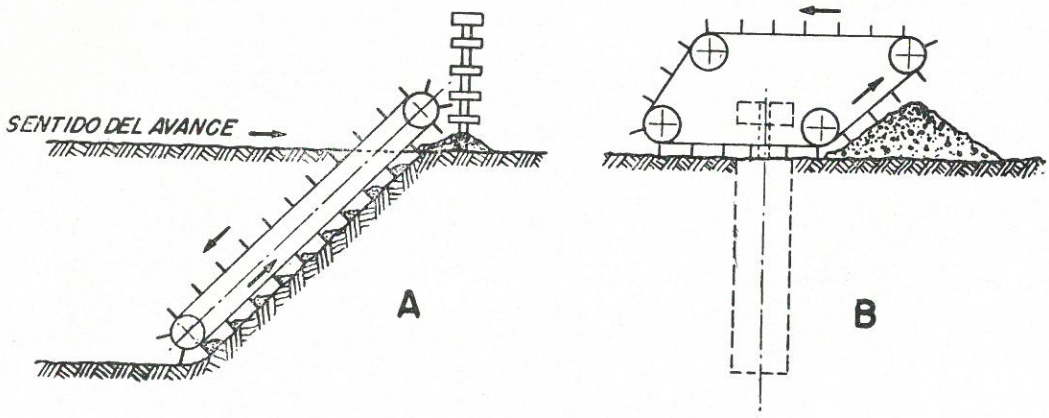
b) *"Zanjadoras" de brazo vertical.* — Tipo hoy exclusivo de la casa Barber-Greene, que las construye sobre orugas o sobre neumáticos (modelo ligero y de gran movilidad, útil para zanjas estrechas y poco profundas). La cadena de estas máquinas puede ir provista de eslabones o de cangilones que excavan y extraen en un plano vertical; su acción es similar a la de una sierra, lo que permite utilizarla en suelos de cierta dureza. En los modelos pequeños, el vertido de la tolva se hace directamente sobre el suelo, donde unos rastrillos separan el material de los bordes de la zanja; en los más grandes, la tolva vierte sobre una cinta transportadora reversible, que puede descargar a ambos lados de la máquina.



A = Cadena de cangilones.
B = Tensor de la cadena.
C = Pluma.
D = Sujeción del brazo.
E = Cangilón en posición de vertido.
F = Contrapeso.
G = Tolva de carga.
H = Compuerta de carga
J = Conducto-guía de los cangilones.
K = Articulación del brazo de la cadena de cangilones.
L = Soporte móvil de la cadena de cangilones.
M = Accionamiento del soporte móvil
N = Cangilón dispuesto para la excavación.
P = Altura máxima de excavación (de 6 a 15 m.).
Q = Profundidad de la zanja (de 6 a 15 m.).
α = Angulo máximo del talud (45° a 50°).

Fig. 9-16. — Esquema de una excavadora de cangilones de cadenas con guías, montada sobre orugas, en sus dos formas de trabajo.

c) *"Zanjadoras" de rastrillos.* — Es un tipo pequeño para zanjas estrechas y de poca altura, que se desplaza con ayuda de un cable accionado por un cabrestante y va guíada por un volante manejado por un hombre a pie. Una serie de rastrillos acoplados a una cadena (figura 9-17) van excavando y depositando los productos en un montón donde los recoge una segunda cadena de rastrillos que forma un terraplén paralelo a la zanja.



A. — Sección por el eje longitudinal de la zanja.
B. — Sección transversal de la zanja.

Fig. 9-17. — Esquema de funcionamiento de la zanjadora de rastrillos.

d) *"Zanjadoras" de rueda.* — En este tipo la cadena se sustituye por una rueda sobre la que se colocan los cangilones, que al llegar a la parte superior de la rueda, vierten el material sobre una cinta transportadora transversal y con desplazamiento a ambos lados de la máquina; la rueda puede moverse hacia arriba o hacia abajo hasta una cierta profundidad. Dan buen rendimiento para zanjas anchas, pero tienen el inconveniente de ser poco manejables en terrenos algo accidentados y de no poder entrar en curvas, si no son de gran radio.

En excavaciones de zanjas anchas es más útil el empleo de retroexcavadora, que tiene más aplicaciones en la obra, aunque a veces no sea posible su utilización por su poca movilidad o por dificultades particulares de la obra (zanjas a lo largo de caminos de gran circulación, etc.). Las "zanjadoras" dan buenos resultados en zanjas de gran longitud en campo abierto y en terrenos uniformes y poco accidentados; tienen la gran ventaja de dejar bien nivelado el fondo de la zanja y sus bordes limpios; sin refinar la zanja pueden colocarse las tuberías de servicio, drenes, cables, etc. Prácticamente su uso se limita a zanjas de un ancho máximo de 60 cm. y pequeña profundidad relativa. Otra gran ventaja que presentan es poder excavar zanjas muy estrechas, de 30 cm., y profundas que no pueden hacerse a mano. En condiciones favorables

de trabajo la excavación se hace a gran velocidad, difícil de seguir por los equipos de montaje, aunque estén bien organizados y mecanizados; da muy buen rendimiento, para colocar tubos o cables, un equipo compuesto de una zanjadora realizando el vaciado, una grúa móvil para colocar los tubos o cables y una explanadora en relleno de tierras.

Otra aplicación interesante de estas máquinas ha sido el ensanche de carreteras excavando una zanja contigua al firme existente de unos 60 cm. de anchura por 15 cm. o más de profundidad, que se rellena inmediatamente con el firme de la carretera; las molestias que a la circulación se causan son mínimas.

Las excavadoras pueden transformarse en grúas o martinetes, sobre todo con gran facilidad las dragalinas y las excavadoras de mordaza, convirtiéndolas así en máquinas auxiliares para levantar pesos, distribuir hormigón o efectuar demoliciones de obras y troceo de materiales.

9.11. Rendimiento de las excavadoras. — Es muy difícil calcular teóricamente el rendimiento de una excavadora, debido a una serie de factores que intervienen en el trabajo de la máquina (condiciones del tajo, especialmente calidad del suelo, tiempo perdido en maniobras, habilidad del operario, etc.); sólo la

TABLA 9-I.

PRODUCCIÓN APROXIMADA M.^{3} POR HORA, DE LA EXCAVADORA NORMAL.

CLASE DE MATERIAL	Capacidad nominal de la cuchara en metros cúbicos												
	0,29	0,38	0,57	0,76	0,96	1,15	1,34	1,53	1,91	2,10	2,29	2,67	3,06
Tierra húmeda o arcilla ligera...	65	88	126	157	191	218	245	271	310	333	355	401	443
Arena, grava ...	61	84	119	153	176	206	229	252	298	321	344	386	424
Arena arcillosa.	53	72	103	134	160	183	206	229	271	290	310	348	390
Arcilla dura ...	38	57	84	111	138	160	180	203	237	256	275	310	344
Arcilla húmeda pegajosa	19	30	54	73	92	111	126	141	176	191	206	237	264
Roca bien fragmentada	30	45	73	96	118	138	157	176	210	229	245	279	313
Arena arcillosa con piedras y raíces	23	38	61	80	99	119	138	153	187	206	222	256	290
Roca mal fragmentada	11	19	38	57	73	88	107	122	149	164	180	206	233

Nota. — Esta tabla ha sido establecida con las siguientes condiciones:
1.ª Metros cúbicos medidos de suelo sin excavar, por hora eficaz de sesenta minutos.
2.ª Giro de 90° y descarga sobre vehículos de transporte.
3.ª Profundidad óptima de excavación (ver tabla 9-II).

práctica en cada caso particular, podrá dar el valor del rendimiento. Sin embargo, es muy interesante disponer de unas cifras teóricas para poderlas comparar con las reales, y si éstas resultan bajas, investigar las causas y corregir los defectos de organización si los hubiera.

Se han llevado a cabo numerosas experiencias sobre el tema, especialmente por la American Road Builders Association y por la Power Crane & Shovel Association, cuyas conclusiones se recogen a continuación para las excavadoras normales y dragalinas.

a) *Excavadora normal.* — La tabla 9-I indica el rendimiento máximo (*hora eficaz de 60 minutos*) de una excavadora normal trabajando con profundidad de corte óptima y giro de 90° entre el punto de ataque y el de descarga, y disponiendo de los medios de transporte precisos y debidamente organizados para que no existan pérdidas de tiempo; se entiende por profundidad de corte óptima el recorrido necesario de la cuchara para llenarse de una sola vez, sin cargar material que caiga al suelo y tenga que ser objeto de nueva maniobra para su recogida; este concepto desaparece cuando la excavación sea en roca, ya que la excavadora entonces se limita a recoger un material previamente volado con explosivos. En la tabla 9-II se indican las profundidades de corte óptimas para distintas clases de terrenos.

TABLA 9-II.

PROFUNDIDAD ÓPTIMA DE CORTE, EN METROS, PARA EXCAVADORAS NORMALES.

CLASE DE MATERIAL	Capacidad nominal de la cuchara en metros cúbicos												
	0,29	0,38	0,57	0,76	0,96	1,15	1,34	1,53	1,91	2,10	2,29	2,67	3,06
Tierra húmeda o arcilla ligera, arena, grava...	1,15	1,40	1,60	1,80	2,00	2,15	2,25	2,35	2,55	2,60	2,65	2,75	2,80
Arena arcillosa.	1,35	1,70	2,05	2,35	2,60	2,80	2,95	3,10	3,40	3,50	3,55	3,65	3,70
Arcilla dura, arcilla húmeda pegajosa	1,80	2,15	2,45	2,75	3,00	3,25	3,50	3,70	4,05	4,15	4,25	4,45	4,60

Los rendimientos que aparecen en la tabla 9-I deberán efectuarse por un factor deducido de la tabla 9-III, cuando la profundidad de corte sea distinta de la óptima y el giro inferior o superior a 90°; se obtienen así unos rendimientos teóricos a los que habrá que aplicar dos coeficientes: uno, correspondiente al rendimiento de la máquina, que, en excavadoras en buenas condiciones de trabajo, puede considerarse de 0,83, equivalente a hora eficaz de trabajo de 50′, y otro coeficiente dependiente del rendimiento general de la obra

según la organización y condiciones de la misma; este último coeficiente puede valorarse con el siguiente criterio:

Condiciones excelentes	0,84
» buenas	0,77
» medianas	0,65
» malas	0,53

En la práctica, un coeficiente de rendimiento general de la obra menor de 0,53 debe considerarse muy malo.

TABLA 9-III.

FACTORES DE CORRECCIÓN A APLICAR A LA TABLA 9-I, PARA PROFUNDIDADES DIFERENTES DE LA ÓPTIMA CON DISTINTOS GRADOS DE GIRO, PARA EXCAVADORAS NORMALES.

Relación entre la profundidad efectiva de corte y la profundidad óptima	Grados de giro						
	45°	60°	75°	90°	120°	150°	180°
40 por ciento	0,93	0,89	0,85	0,80	0,72	0,65	0,59
60 » »	1,10	1,03	0,96	0,91	0,81	0,73	0,66
80 » »	1,22	1,12	1,04	0,98	0,86	0,77	0,69
100 » »	1,26	1,16	1,07	1,00	0,88	0,79	0,71
120 » »	1,20	1,11	1,03	0,97	0,86	0,77	0,70
140 » »	1,12	1,04	0,97	0,91	0,81	0,73	0,67
160 » »	1,03	0,96	0,90	0,85	0,75	0,67	0,62

En la tabla 9-I no se tiene en cuenta la pérdida de tiempo debida a los desplazamientos de la máquina durante el trabajo; dicho tiempo puede despreciarse si el número de los desplazamientos se prevé menor de cuatro por hora, en excavadoras pequeñas (hasta 0,76 m.^{3}), de tres en las medianas (hasta 1,91 m.^{3}), o de dos en las grandes (hasta 3,06 m.^{3}); pero si la forma y dimensiones del tajo hacen suponer un mayor número de desplazamientos que los indicados, conviene tener en cuenta el tiempo empleado en ellos, para deducirlo de la obra útil.

Con las excavadoras más modernas, provistas de servomandos, se pueden obtener rendimientos superiores en un 10 por 100, a los calculados en este apartado.

b) *Dragalina.* — Todas las consideraciones anteriormente expuestas para el cálculo del rendimiento de las excavadoras normales son aplicables a las dragalinas, partiendo de las tablas 9-IV-V-VI.

TABLA 9-IV.

PRODUCCIÓN APROXIMADA, M.^{3} POR HORA, DE LA DRAGALINA.

CLASE DE MATERIAL	Capacidad nominal de la cuchara en metros cúbicos											
	0,29	0,38	0,57	0,76	0,96	1,15	1,34	1,53	1,91	2.29	2,67	3,06
Tierra húmeda o arcilla ligera...	53	73	99	122	149	168	187	202	233	267	298	355
Arena, grava ...	49	69	96	118	141	160	180	195	225	260	290	348
Arena arcillosa.	42	57	80	103	126	145	160	175	203	233	260	287
Arcilla dura	27	42	69	84	103	122	138	149	176	206	233	260
Arcilla húmeda pegajosa	15	23	42	57	73	84	99	111	134	160	183	206

Nota. Esta tabla ha sido establecida con las siguientes condiciones:

1.ª Metros cúbicos medidos en suelo sin excavar, por hora eficaz de sesenta minutos.

2.ª Giro de 90° y descarga sobre vehículos de transporte.

3.ª Profundidad óptima de excavación (ver tabla 9-VI).

TABLA 9-V.

PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN, EN METROS, PARA DRAGALINAS.

CLASE DE MATERIAL	Capacidad nominal de la cuchara en metros cúbicos											
	0,29	0,38	0,57	0,76	0,96	1,15	1,34	1,53	1,91	2,29	2,67	3,06
Tierra húmeda o arcilla ligera, arena, grava...	1,52	1,68	1,83	1,98	2,12	2,25	2,35	2,44	2,60	2,75	2,90	3,00
Arena arcillosa...	1,82	2,03	2,23	2,43	2,59	2,74	2,88	3,00	3,20	3,38	3,55	3,60
Arcilla dura, arcilla húmeda, pegajosa	2,21	2,43	2,63	2,83	3,03	3,22	3,41	3,60	3,80	3,95	4,10	4,25

TABLA 9-VI.

FACTORES DE CORRECCIÓN A APLICAR A LA TABLA 9-V, PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES DE COSTE Y DISTINTOS GRADOS DE GIRO PARA DRAGALINAS.

Relación entre la profundidad efectiva de corte y la profundidad óptima	Grados de giro							
	30°	45°	60°	75°	90°	120°	150°	180°
20 por ciento	1,06	0,99	0,94	0,90	0,87	0,81	0,75	0,70
40 » »	1,17	1,08	1,02	0,97	0,93	0,85	0,78	0,72
60 » »	1,24	1,13	1,06	1,01	0,97	0,88	0,80	0,74
80 » »	1,29	1,17	1,09	1,04	0,99	0,90	0,82	0,76
100 » »	1,32	1,19	1,11	1,05	1,00	0,91	0,83	0,77
120 » »	1,29	1,17	1,09	1,03	0,98	0,90	0,82	0,76
140 » »	1,25	1,14	1,06	1,00	0,96	0,88	0,81	0,75
160 » »	1,20	1,10	1,02	0,97	0,93	0,85	0,79	0,73
180 » »	1,15	1,05	0,98	0,94	0,90	0,82	0,76	0,71
200 » »	1,10	1,00	0,94	0,90	0,87	0,79	0,73	0,69

De dragalinas sobre patines hay aún poca experiencia; pueden servir de orientación las cifras de la tabla 9-VII

TABLA 9-VII.

RENDIMIENTO DE LAS DRAGALINAS SOBRE PATINES.

CAPACIDAD DE LA CUCHARA	Rendimiento práctico en m.³ hora
5,25 m.³	180 a 200
9,00 »	310 a 360
23,00 »	800 a 900

c) *Retroexcavadora.* — El rendimiento práctico de estas máquinas se indica en la tabla 9-VIII.

TABLA 9-VIII.

RENDIMIENTO PRÁCTICO DE LA RETROEXCAVADORA.

Capacidad de la cuchara	Tierra suelta	Arena, grava	Roca bien fragmentada
0,57 m.³	37 a 45 m.³/h.	30 a 35 m.³/h.	22 a 30 m.³/h.
1,15 »	75 a 90 »	60 a 75 »	45 a 60 »

d) *Excavadora de mordazas.* — El cálculo de su rendimiento es semejante al de la dragalina; no habrá que tener en cuenta normalmente pérdidas de tiempo por desplazamientos, ya que suelen trabajar fijas, ni la profundidad óptima de excavación. En la tabla 9-IX se dan los valores para el rendimiento

TABLA 9-IX.

PRODUCCIÓN APROXIMADA, POR HORA, DE LA EXCAVADORA DE MORDAZAS.

CLASE DE MATERIAL		Capacidad nominal de la cuchara en m.³				
		0,57	0,76	1,15	1,53	1,91
Arena	*a*	111	131	198	235	277
	b	97	113	170	206	223
	c	91	105	158	190	205
Grava	*a*	100	114	172	208	245
	b	87	98	148	181	197
	c	81	91	138	167	182
Piedra	*a*	89	103	154	177	211
	b	78	88	133	155	170
	c	73	82	123	143	157
Arcilla ligera	*a*	95	113	172	195	222
	b	83	97	148	170	179
	c	78	90	138	157	165
Arcilla pesada húmeda	*a*	66	82	153	188	216
	b	58	71	132	164	174
	c	54	66	122	151	160

Nota. — Esta tabla ha sido establecida con las condiciones siguientes:

1.ª Metros cúbicos de material medido suelto, por hora eficaz de sesenta minutos.

2.ª Giro de 90°.

a) Carga de un montón de material y descarga sobre vehículos de transporte o excavación a profundidad máxima de 6 m. y descarga en un montón.

b) Carga de un montón y descarga en silos.

c) Carga de un vehículo de acarreo y descarga en un montón.

de estas máquinas por hora eficaz de 60 minutos y giro de 90°. La tabla 9-X da los factores de corrección a aplicar a los rendimientos anteriores según los distintos ángulos de giro, y en la tabla 9-XI un nuevo factor aplicable solo al caso de tratarse de material excavado a profundidades de 6 a 12 m. para su descarga o apilado en montones.

TABLA 9-X.

FACTORES DE CORRECCIÓN A APLICAR A LA TABLA 9-IX PARA DIFERENTES ÁNGULOS DE GIRO.

GRADOS DE GIRO	30°	45°	60°	75°	90	120°	150°	180°
Factor de corrección.	1,32	1,19	1,11	1,05	1,00	0,91	0,83	0,77

TABLA 9-XI.

FACTORES DE CORRECCIÓN A APLICAR A LA TABLA 9-IX PARA EXCAVACIONES A UNA PROFUNDIDAD DE 6 A 12 METROS.

Profundidades de excavación	Capacidad nominal de la cuchara en m.³				
	0,57	0,76	1,15	1,53	1,91
Hasta 7 metros	0,94	0,95	0,96	0,96	0,96
» 8 »	0,89	0,91	0,91	0,92	0,93
» 9 »	0,85	0,87	0,88	0,89	0,90
» 10 »	0,80	0,83	0,84	0,86	0,87
» 11 »	0,77	0,80	0,81	0,83	0,84
» 12 »	0,73	0,76	0,78	0,80	0,81

Sobre los rendimientos teóricos obtenidos, hay que tener en cuenta los coeficientes de la hora eficaz de trabajo y de rendimiento general de la obra, como en el caso de excavadoras normales.

e) Excavadoras de cangilones. — Como orientación, en la tabla 9-XII se dan los rendimientos prácticos de estas máquinas en terreno medio y suelto, y

TABLA 9-XII.

PRODUCCIÓN APROXIMADA POR HORA EFICAZ DE CINCUENTA MINUTOS DE LAS EXCAVADORAS DE CANGILONES.

Capacidad de los cangilones en litros	35	75	100	150	200	250	300	400
Terreno suelto.	40 a 45	85 a 95	105 a 120	160 a 185	170 a 205	210 a 225	245 a 300	300 a 410
» medio.	30 a 35	65 a 75	80 a 100	125 a 150	130 a 160	160 a 195	180 a 230	230 a 310
» compacto	20 a 25	40 a 55	55 a 70	80 a 105	90 a 110	110 a 135	130 a 160	160 a 215

para hora eficaz de 50 minutos; a estas cifras hay que aplicar el coeficiente de rendimiento general de la obra, que en estas máquinas conviene tomarlo bajo, teniendo en cuenta el tiempo necesario para nivelación, arreglo y traslado de vías y la sincronización de los medios de carga con la excavadora. Cuando la excavación se realice sobre el nivel más alto que el del apoyo de la máquina, su rendimiento se reduce de un 10 a un 20 por 100.

f) *Zanjadoras.* — Su rendimiento práctico es muy variable según el terreno; para calcularlo se puede aplicar la fórmula

$$R = 60 \times S \times V \text{ en m.}^3\text{/hora,}$$

en la cual, S es la sección de la zanja a excavar en m.^{2}, y V la velocidad de trabajo de la zanjadora en metros/minuto; las zanjadoras normales pueden trabajar a velocidades entre 0,5 y 4,20 m./minuto.

9.12. Número de unidades de transporte necesarias. — Para tener la excavadora ocupada en todo momento, es muy importante prever el número de unidades de transporte necesarias, así como su capacidad; ésta debe ser múltiplo de la capacidad de la cuchara, procurando que el número de movimientos de esta última, necesario para la carga total, esté comprendido entre 3 y 6. El número de unidades de transporte se obtendrá dividiendo la producción horaria de la excavadora, a pleno rendimiento, es decir, por hora eficaz de 60 minutos, por la producción horaria del medio de transporte. El número de movimientos de la cuchara para cargar el medio de transporte será igual a la capacidad de dicha unidad medida en material suelto o excavado, dividida por la capacidad de la cuchara también medida en material excavado y teniendo en cuenta el llamado factor de carga o de llenado de la cuchara, que se indica en la tabla 9-XIII.

TABLA 9-XIII.

CLASE DE MATERIAL	FACTOR DE CARGA DE LA CUCHARA EN % DE SU CAPACIDAD NOMINAL	
	Excavadoras normales	Dragalinas
Material de fácil excavación	95-100 %	95-100 %
» medianamente duro	85- 90 %	80- 90 %
» duro	70- 80 %	65- 75 %
» muy duro	50- 70 %	40- 65 %

9.13. Equipos motorizados de excavación y distribución de tierras. — En los últimos años se han perfeccionado mucho los equipos especiales motorizados, que se han impuesto para las obras importantes, pues realizan las operaciones de excavación, distribución y nivelación de grandes volúmenes de tierra con rapidez y economía. Cuando, por la naturaleza del terreno, pueden emplearse con buen rendimiento, hacen posibles, económicamente, trazados de grandes radios y pendientes reducidas que no hubiesen sido económicamente realizables si hubieran tenido que construirse con los medios antiguos.

9.14. Tractores. — Los tractores son aparatos auxiliares imprescindibles para la mayoría de las operaciones de la explanación, para mover las traíllas, explanadoras, niveladoras, etc.

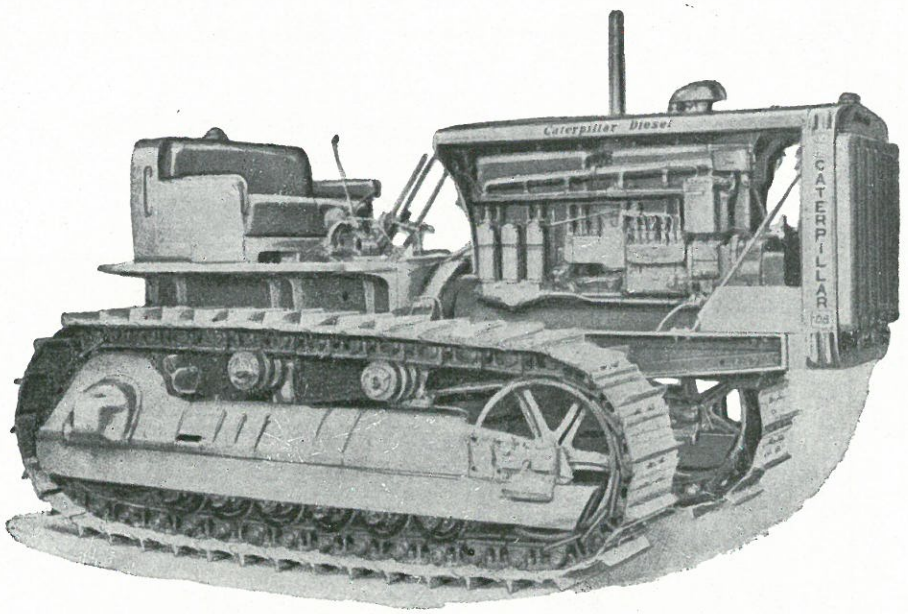


Figura 9-18.

Se construyen sobre orugas (fig. 9-18) o neumáticos; los de oruga son los que se usan principalmente en las operaciones de movimiento de tierras, porque pueden marchar por terrenos blandos y enfangados; se pueden emplear asimismo para el transporte de grandes cargas o cuando hay que salvar fuertes pendientes; en general no deben emplearse para grandes distancias, pues su velocidad es inferior a la que es posible alcanzar con tractores de neumáticos. Estos últimos están indicados para terrenos rocosos, donde la oruga resbalaría y para marchar sobre caminos, cuyo firme se estropearía si se emplease la oruga. Los tractores de neumáticos son de dos o cuatro ruedas.

Existen también tractores especialmente construidos para actuar semisu-

Tabla 9-XIV.

Tractores de oruga

	MARCAS												
	CATERPILLAR					INTERNATIONAL				ALLIS CHALMERS			
Modelo	D 4	D 6	D 7	D 8	D 9	TD 9	TD 14	TD 18	TD 24	HD 5	HD 7	HD 10	HD 14
Potencia del motor, HP	54	85	128	191	286	64	90	117	190	50	71	103	150
Idem de la barra de tracción HP	48	75	102	155	230	56	78	103	161	40	60	88	132
Peso aproximado, Kg.	4.840	7.950	11.885	17.825	25.750	5.560	9.570	13.175	19.400	5.100	6.350	9.790	13.100
	ESFUERZO DE TRACCIÓN MÁXIMO Y NORMAL, KG. VELOCIDAD PARA CADA MARCHA, KM./H.												
Primera marcha Em	4.810	8.480	13,020	20.420	27.600	6.000	8.435	12.450	19.040	5.480	5.715	8.620	12.800
Primera marcha En	4.330	7.710	11,750	17.760	24.600	5.315	7.485	11.020	16.855	4.920	5.150	7.670	11.380
Primera marcha V. Km./h. ...	3,1	2,7	2,4	2,4	2,6	2,7	2,7	2,6	2,6	2,3	2,5	2,7	2,7
Segunda marcha Em	3.455	5.445	8.910	16.120	21.200	4.305	6.395	9.365	14.595	3.020	4.035	7.030	11.300
Segunda marcha En	3.145	4.945	8.040	14.015	18.400	3.810	5.625	8.295	12.920	2.720	3.640	6.250	10.050
Segunda marcha V. Km./h. ...	4,3	4,2	3,5	3,1	3,4	4,0	3,7	3,4	3,4	3,9	4,1	3,3	3,5
Tercera marcha Em	2.630	3.720	6.010	10.955	15.400	2.930	4.760	7,435	12.000	2.200	2.910	5.125	7.825
Tercera marcha En	2.390	3.380	5.425	9.525	13.700	2.595	4.225	6.585	10.620	1.990	2.630	4.555	6.960
Tercera marcha V. Km./h. ...	5,5	5,8	5,1	4,5	4,7	5,5	4,7	4,2	4,0	5,3	5,5	4,3	4,4
Cuarta marcha Em	1.995	2.575	3.795	7.365	10.700	2.190	3.635	5.565	9.315	1.825	1.560	3.560	6.240
Cuarta marcha En	1.815	2.335	3.425	6.405	9.500	1.940	3.220	4.925	8.245	1.655	1.425	3.165	5.550
Cuarta marcha V. Km./h. ...	6,8	8,0	7,4	6,1	6,3	6,9	5,9	5,5	5,1	6,4	8,0	6,1	5,3
Quinta marcha Em	1.290	1.805	2.655	4.950	7.550	1.465	2,620	4.060	6.730	1,225	—	2.810	4.570
Quinta marcha En	1.165	1.640	2.395	4.305	6.750	1.300	2.320	3.590	5.950	1,120	—	2.500	4.065
Quinta marcha V. Km./h. ...	9,8	10,6	9,5	8,4	8,0	9,5	7,7	7,2	6,7	8,8	—	7,4	7,0
Sexta marcha (1) Em	—	—	—	—	4.950	—	1.865	3.130	4.965	—	—	1.880	2.530
Sexta marcha (1) En	—	—	—	—	4.400	—	1.655	2.765	4.395	—	—	1.675	2.250
Sexta marcha (1) V. Km./h. ...	—	—	—	—	10,9	—	10,1	8,8	8,7	—	—	9,7	11,3
Marcha atrás Núm. marchas.	1	4	4	3	6	1	2	2	8	1	1	2	2
Marcha atrás Velocidad K. h.	3,5	3,2 a 10,0	2,9 a 8,7	3,2 a 6,1	2,6 a 10,9	3,1	2,9 y 5,9	2,6 y 5,5	2,6 a 12,9	3,2	3,5	3,0 y 6,7	3,2 y 5,1

(1) El tractor TD 24 tiene además 7.ª y 8.ª marchas con velocidades de 10,1 y 12,9 Km./h. y esfuerzos de tracción máximos de 3.750 y 2.810 Kg. y normales de 3.320 y 2.490 Kg., respectivamente.

mergidos; pueden llegar a operar, durante poco tiempo, en profundidades de agua hasta 1,75 m.

En la tabla 9-XIV se resumen las características más importantes de diferentes tractores de orugas, construidos por varias casas americanas, y en la tabla XV las de dichos tractores equipados con cambio automático, cuya aparición en el mercado ha constituido un éxito por su gran eficacia y fácil manejo; en esencia es un dispositivo que permite un cambio automático de marchas, sincronizado con el esfuerzo de tracción requerido en las distintas fases del trabajo del tractor.

En las tablas 9-XVI y XVII se resumen las características de los tractores de cuatro ruedas con neumáticos, y en la tabla 9-XVIII los de dos ruedas.

Los fabricantes de maquinaria dan en las características del motor la potencia de éste, medida al freno, al nivel del mar y a 15° de temperatura, con

TABLA 9-XV.

TRACTORES DE ORUGA EQUIPADOS CON CAMBIOS AUTOMÁTICOS.

MARCAS	Modelo	Potencia en la polea HP.	Peso aproximado — Kg.	Velocidad para cada marcha, Km./h. Esfuerzo de tracción máximo, Kg.			
				1.ª	2.ª	3.ª	4.ª
Caterpillar ...	D 8	191	23.600	0 a 5,8 (0 a 5,8)* 0 a 23.585	0 a 8,5 (0 a 8,5) 0 a 19.050	0 a 11,9 (0 a 11,9) 0 a 13.600	— —
Caterpillar ...	D 9	286	36.300	0 a 6,6 (0 a 6,6) 0 a 35.380	0 a 9,3 (0 a 12,7) 0 a 27.215	0 a 12,7 0 a 20.865	— —
International.	TD 24	200	19.540	0 a 2,7 (0 a 2,8) 0 a 31.750	0 a 3,5 0 a 3,6) 0 a 27.210	0 a 6,1 (0 a 5,2) 0 a 18.150	0 a 7,6 (0 a 6,6) 0 a 15.420
Allis Chalmers	HD 19	139	18.150	0 a 4,8 (0 a 8,8) 0 a 16.330	0 a 11,2 0 a 9.500	— —	— —

(*) Las cifras entre paréntesis corresponden a las velocidades marcha atrás.

lo cual se puede calcular el esfuerzo de tracción teórico de un tractor, en sus distintas marchas, por la fórmula:

$$E_t = \frac{270 \times P}{V};$$

Tabla 9-XVI.

Tractores neumáticos de cuatro ruedas.

	MARCAS								
	CATERPILLAR		LE TOURNEAU-WESTINGHOUSE			EUCLID			
Modelo	DW 15 (3	DW 20	Le Roi 125	Tourna-tractor C	Twin C Tractor	71 FTD	68 FTD		
Potencia del motor, HP.	186	300	42	210	2×210=420	218	360		
Peso aproximado, Kg.	9.800	12.900	1.590	—	36.500	8.200	—		
Esfuerzo de tracción máximo en Kg. y velocidad para cada marcha en Km./h.									
	(1)	(2)						(Tiene 5 velocidades)	(Tiene 10 velocidades, 5 en alta y 5 en baja).
Primera marcha	12.395	9.670	14.230	9.870	2.700	17.950	16.900		
	3,7	4,8	4,5	5,8	3,2	2,4	5,1		
Segunda marcha	6.460	5.205	7.630	5.750	—	8.130	9.275		
	7,2	9,0	8,8	11,3	—	5,3	9,3		
Tercera marcha	4.010	3.130	4.485	3.505	—	3.530	4.925		
	11,6	15,0	14,5	18,5	—	12,2	17,5		
Cuarta marcha	2.490	1.945	2.650	2.070	445	1.600	2.675		
	18,8	24,6	24,6	31,4	19,3	28,0	32,2		
Quinta marcha	1.545	1.205	1.615	1.260	—	—	—		
	30,2	38,6	40,4	51,7	—	—	—	48,3	65,0
Marcha atrás N.º marchas.	1	1	1	1	1	2	2	1	2
Marcha atrás Vel., Km./h.	4,2	5,3	5,9	7,6	2,4	5,1 y 11,7	5,1 y 9,3	—	—

(1) Corresponden a velocidades en baja.
(2) Corresponden a velocidades en alta.
(3) Este modelo se fabrica también para velocidades de 4,8 a 50,4 Km./h.

Tabla 9-XVII.

Tractores de cuatro ruedas equipados con cambio automático.

	MARCAS					
	INTERNACIONAL				LE TOURNE-U-W.	EUCLID
Modelo	H F H	H O	TU-120	TM	TURNATRACTOR C	B T D T
Potencia del motor, HP. ...	62	122	83	92	210	300
Peso aproximado, Kg.	5.670	10.520	6.210	11.340	13.540	
N.º de marchas adelante...	4	3	4	4	4	4
Velocidad, Km./h.	0 a 31,4	0 a 38,6	0 a 29,0	0 a 29,0	0 a 28,0	0 a 54,1
N.º de marchas atrás	4	3	4	4	2	2
Velocidad, Km./h.	0 a 46,7	0 a 38,6	0 a 45,0	0 a 46,7	0 a 11,7	
Esf. máx. de tracción, Kg.			5.440	7.260		

Tabla 9-XVIII.

Tractores de neumáticos de dos ruedas.

	MARCAS							
	CATERPILLAR	INTERNATIONAL			LE TOURNEAU WESTINGHOUSE			EUCLID (2)
Modelo	DW 21 (1)	300	55	75	Tournapull	Tournapull	Tournapull	S 12
Potencia del motor, HP.	300	46	172	262	138	210	300	218
Peso aproximado, Kg.	11.450				7.150	9.400	12.800	
Esfuerzo de tracción máximo en Kg. y velocidad para cada marcha en Km./h.								
1.ª marcha	17.425	10.350	9.355	14.965	5.490	8.620	14.670	Tienen 5 velocidades.
	3,7	1,2	4,5	4,3	5,1	5,0	4,2	
2.ª marcha	9.000	Tiene 10 velocidades, 5 en alta y 5 en baja.	5.040	8.820	2.880	4.070	Tiene 10 velocidades y se fabrica también con convertidor de torsión.	
	7,2		8,2	7,4	9,8	10,6		
3.ª marcha	5.490		2.965	5.160	1.480	2.305		
	11,9		13,8	12,7	19,1	18,7		
4.ª marcha	3.240		1.825	2.690	850	1.320		
	20,1		22,5	24,5	33,3	32,8		
5.ª marcha	1.965		1.030	1.650	595	850	1.120	
	33,0	430	38,2	38,3	47,5	51,7	55,2	34,8
Marcha atrás { N.º marchas.	1	29,0	1	1	1	1	2	1
Vel., Km./h.	4,8	2	4,5	3,8	4,8	5,5	4,2 y 8,2	

(1) Este modelo existe también con velocidades de 4,5 a 40,4 Km./h.
(2) Fabrica los modelos S-7 y S-18, de 143 y 300 HP., equipados con cambio automático, para velocidades de 0 a 38,3 Km./h.

Tabla 9-XIX.

Factor de corrección a aplicar a la potencia de un tractor por efecto de la altitud y la temperatura ambiente.

Altitud sobre el nivel del mar	Temperatura del aire en grados centígrados						
	50	40	30	15	0	— 10	— 20
0	0,94	0,96	0,97	1,00	1,03	1,05	1,07
600	0,88	0,89	0,91	0,93	0,96	0,98	0,99
800	0,86	0,87	0,89	0,91	0,93	0,95	0,97
1.000	0,84	0,85	0,87	0,89	0,91	0,93	0,95
1.200	0,82	0,83	0,85	0,87	0,89	0,91	0,92
1.400	0,80	0,81	0,83	0,85	0,87	0,89	0,90
1.600	0,78	0,79	0,80	0,83	0,85	0,87	0,88
1.800	0,76	0,77	0,79	0,81	0,83	0,84	0,86
2.000	0,74	0,75	0,77	0,79	0,81	0,82	0,84
2.200	0,72	0,73	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82
2.600	0,69	0,70	0,71	0,73	0,75	0,77	0,78
3.000	0,66	0,67	0,68	0,70	0,72	0,73	0,74

siendo

E_t = esfuerzo de tracción en Kg.
P = potencia del motor en CV.
V = velocidad de marcha en Km./h.

En la práctica, la potencia al freno de un motor sufre diversas pérdidas hasta llegar a la oruga o a la llanta: 1.ª, pérdida de potencia o de esfuerzo de tracción debida a la altitud y a la temperatura ambiente (tabla 9-XIX); 2.ª, pérdida debida a rozamientos internos de la máquina en los órganos de transmisión, que puede considerarse del 15 por 100 en marcha directa y del 20 por 100 en las restantes, y 3.ª, pérdida de potencia debida al desgaste por uso de la máquina; depende de las horas que lleve trabajando y puede llegar hasta el 15 por 100.

La resistencia que tiene que vencer un tractor en su trabajo es suma de: 1.º, resistencia a la rodadura; 2.º, resistencia debida al perfil (positiva en caso de rampa y negativa en caso de pendiente), y 3.º, resistencia debida a la inercia (positiva en caso de aceleración y negativa en caso de deceleración), de cuyo valor puede también prescindirse por su pequeña importancia. La resistencia a la rodadura es función del peso total del tractor incluidos todos sus elementos (remolques, traíllas, etc.) y de un coeficiente que depende de la superficie del camino, presión de inflado en las ruedas, etc., cuyos valores normales se indican en la tabla siguiente:

TABLA 9-XX.

COEFICIENTES K_R DE RESISTENCIA A LA RODADURA CORRIENTEMENTE USADOS.

CLASE DE TERRENO	Orugas — Kg./Tm.	Neumáticos gigantes de baja presión — Kg./Tm.	Neumáticos de alta presión — Kg./Tm.	Ruedas con llantas metálicas — Kg./Tm.
Hormigón liso	28	23	17,5	20
Macadam en buen estado	32,5	27,5	33,5	35
Carretera de tierra seca	40	35	55	60
Tierra común no trabajada	55	40	75	95
Tierra trabajada, seca	64,5	45	95,5	112
Camino de tierra con superficie rugosa o llena de barro	80	90	106	125
Arena o grava sueltas	90	120	137	150
Camino con mucho barro o terreno pegajoso, con desigualdades y hoyos	110	160	175	200

Para el cálculo de la resistencia a la rodadura hay que multiplicar el peso del tractor en Tm., teniendo en cuenta su remolque, traílla, etc., por el coeficiente correspondiente de la tabla anterior, o sea:

$$R_R = K_R \times P \begin{cases} R_R \text{ en Kg.} \\ K_R \text{ en Kg./Tm.} \\ P \text{ en Tm.} \end{cases}$$

De la tabla se deduce que para trabajos sobre caminos buenos, presentan grandes ventajas los tractores de neumáticos por su mayor velocidad y menor resistencia a la rodadura, pero en terrenos malos, el tractor de oruga es más conveniente.

La resistencia debida al perfil puede considerarse con suficiente aproximación, igual a 10 Kg./Tm. de peso total de los vehículos y 1 por 100 de pendiente. Es positiva cuando el trabajo es en rampa y negativa en el caso contrario. En resumen, la resistencia total que se opone a la marcha del vehículo será:

Resistencia total = resistencia a la rodadura + resistencia debida a la pendiente:

$R_T = P\,(K_R + 10\,i)$, en la que
R_T = resistencia total en Kg.
P = peso total del vehículo en Tm.
K_R = coeficiente de resistencia a la rodadura en Kg./Tm.
i = % de pendiente del camino.

La potencia o el esfuerzo de tracción en la barra del tractor, teniendo en cuenta las pérdidas correspondientes, debe ser suficiente para vencer la resistencia a la marcha del vehículo.

TABLA 9-XXI.

COEFICIENTES DE ROZAMIENTO.

CLASE DE TERRENO	Neumáticos	Orugas
Firme de hormigón rugoso	0,88-1,00	0,45
Arcilla o margas secas	0,50-0,58	—
Idem íd. mojadas	0,40-0,49	—
Idem íd. en superficies muy desiguales	0,40-0,44	—
Asfalto seco	0,60	—
Idem mojado	0,40	—
Arena suelta	0,20-0,35	0,30
Firme de piedra seco	0,60-0,70	—
Grava o gravilla suelta	0,36	—
Tierra muy firme	0,60-0,70	0,90
Tierra suelta	0,40-0,50	0,60

NOTA. — Para cálculos aproximados puede considerarse coeficiente 0,85, para orugas, y 0,55 para neumáticos.

En los tractores de ruedas, las cifras que dan los constructores de Estados Unidos como potencia en la barra y esfuerzos nominales de tracción para distintas velocidades están obtenidas en la Universidad de Nebraska en condiciones normales de altitud y temperatura y para un coeficiente de resistencia a la rodadura de 55 Kg./Tm. en terreno llano.

La máxima potencia del tractor que podrá ser utilizada depende, como en todo vehículo, del coeficiente de rozamiento entre el suelo y las ruedas motoras; viene definida, por tanto, por el peso sobre las ruedas motoras o sobre las orugas, multiplicado por un coeficiente de rozamiento que depende de la naturaleza y estado del suelo, dibujos de los neumáticos, etc.; sus valores medios figuran en la tabla 9-XXI. En el caso de tractores de orugas, hay que considerar el peso total del tractor, y cuando se trata de vehículos de ruedas, el peso sobre las ruedas motoras (cifra que suelen dar los fabricantes con las características de la máquina).

9.15. Consumo de carburante de los tractores. — Los tractores suelen equiparse con motores Diesel rápidos. El consumo de combustible de aquel tipo de motores puede calcularse de 200 a 230 gr. (0,238 a 0,274 litros) por CV. y por hora a plena carga.

El coste de aceites lubricantes, gasolina para el motor de arranque, filtros y grasas, oscila entre el 15 y el 25 por 100 del coste del gas-oil, siendo el consumo de aceite y grasas en litros, de un 5 a un 10 por 100 de aquél.

9.16. Explanadoras. — En esencia, estos aparatos están constituidos por un tractor provisto de una hoja en la parte delantera formando un conjunto que, según la posición de la hoja, excava, acarrea o distribuye la tierra. El tractor puede ser de orugas o de neumáticos; estos últimos tienen una velocidad de trabajo superior a la que alcanzan los montados sobre orugas si marchan sin carga, lo cual hace que su rendimiento aumente apreciablemente cuando las distancias de transporte sean largas y tengan que trabajar una parte importante del tiempo total en vacío marcha atrás; en cambio, por ser menor la adherencia del neumático que la de la oruga, en la clase de terreno donde normalmente operan, transportan una carga menor (fig. 9-19).

Las explanadoras sobre tractor de orugas han sido la base fundamental en la mecanización de los trabajos de movimiento de tierras, pues aparte de su misión especial en las obras, son aplicables a toda clase de servicios auxiliares: apertura de caminos de rodadura para otras máquinas, apilado de materiales, limpieza de malezas y troncos de árboles del terreno, empuje a traíllas en carga, extensión de tierra en capas, etc., etc.

La hoja de las explanadoras es de construcción sólida, y en su borde inferior se coloca un filo o cuchilla desmontable, que por el trabajo a que está sometida se desgasta más rápidamente que el resto de la hoja y hay que renovarla periódicamente; su forma es variable según los fabricantes, aunque se pueden clasificar en rectas, semirrectas y curvas; es corriente que en sus extremos late-

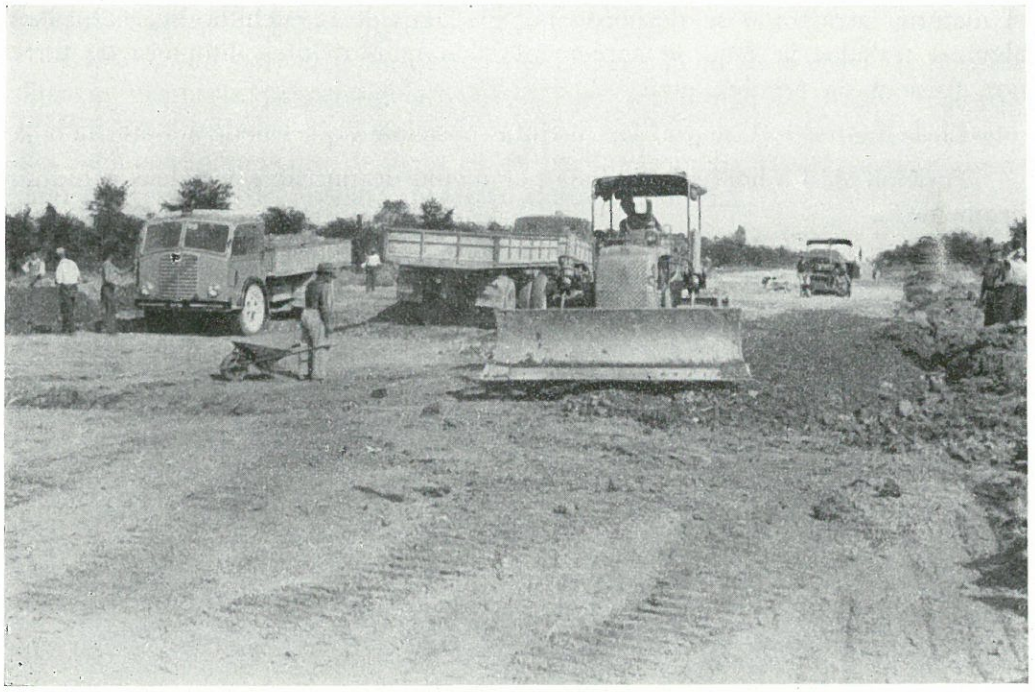


Figura 9-19.



Figura 9-20.

rales lleven unos salientes o aletas formando cajón para impedir, en parte, que el material arrastrado se desborde por los lados de la cuchilla (fig. 9-20). Para algunos trabajos la hoja se suplementa con unos dientes (limpieza de terrenos, tocones de árboles, etc.).

En la figura 9-21 se ven las distintas posiciones que puede adoptar la hoja:

Posición *a*): La hoja sube o baja por medio de un cable y poleas o hidráulicamente.

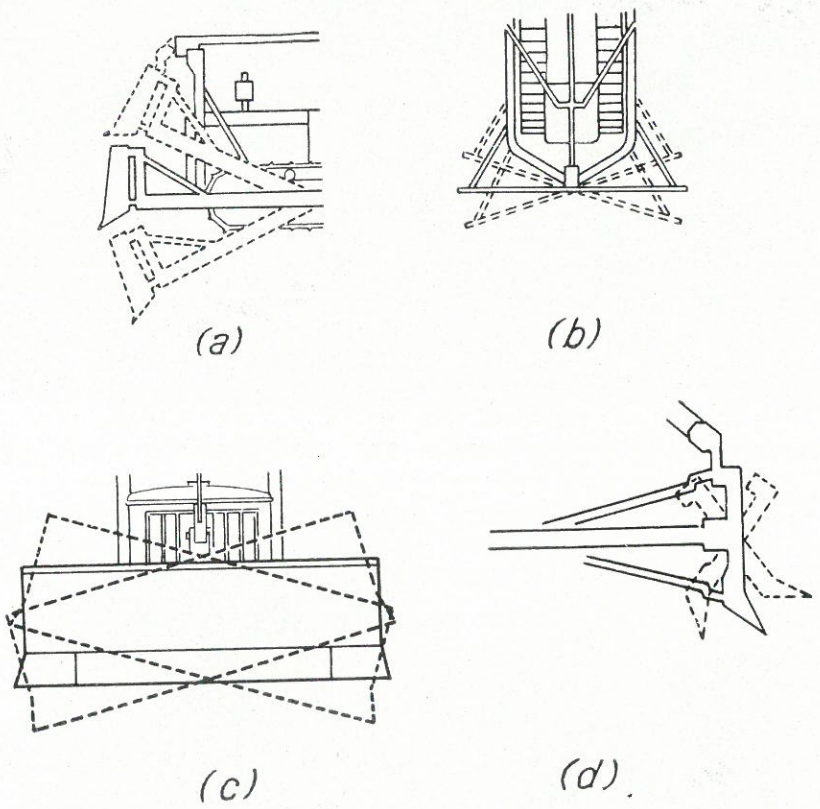


Figura 9-21.

Posición *b*): La hoja puede girar respecto al eje vertical del tractor.

Posición *c*): La hoja se puede inclinar respecto al eje longitudinal del tractor.

Posición *d*): La hoja se puede tumbar más o menos.

Según las distintas posiciones que puede adoptar la hoja, las explanadoras se clasifican en normal, de hoja oblicua y de hoja inclinada, aunque en muchos modelos de explanadoras la cuchilla está adaptada para combinar varias de las posiciones reseñadas. Hay otros muchos modelos de hojas o accesorios de és-

tas para trabajos especiales. En todos los modelos las hojas pueden ser accionadas por cable o hidráulicamente.

Explanadora normal ("*bulldozer*"). — La hoja suele ser recta o ligeramente cóncava, dispuesta perpendicularmente al eje longitudinal del tractor y su movimiento característico es el de subir o bajar (fig. 9-21, *a*), aunque se puede también inclinar ligeramente; la hoja es un poco más ancha que el tractor y forma como una especie de cuchara que transporta el material.

Este tipo de explanadora es el más indicado para excavación y transporte de tierras, y aunque la capacidad de su hoja es menor que la de hoja oblicua, puede llevar sus cargas a mayor velocidad. Es la máquina ideal para excavación y transporte de los materiales en línea recta, a distancias pequeñas; para



Figura 9-22.

extensión de tierra en capas y primera consolidación de la misma con sus pasadas; para relleno de barrancos, empujando las tierras depositadas por otros medios de transporte. También es de gran utilidad en trabajos accesorios: preparación o apertura de caminos a otras máquinas (traíllas, niveladoras, equipos de transporte, etc.), limpieza de terrenos, etc. Equipado con un taco metálico puede actuar para empujar otras máquinas. Precedido de una escarificadora pesada, puede trabajar en terrenos duros.

Su trabajo en la nivelación de caminos no alcanza gran precisión, por lo que el acabado debe realizarse con niveladoras.

Explanadora de hoja oblicua ("*angledozer*"). — El movimiento característico de este tipo de explanadora es el giro de la hoja (figura 9-21, *b*), que puede

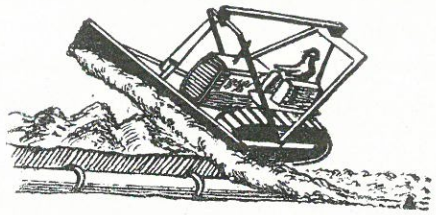


Figura 9-23.

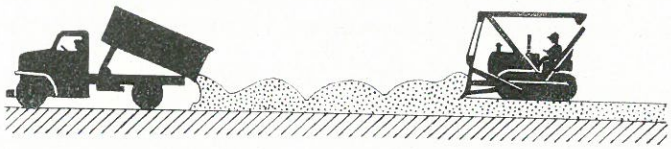
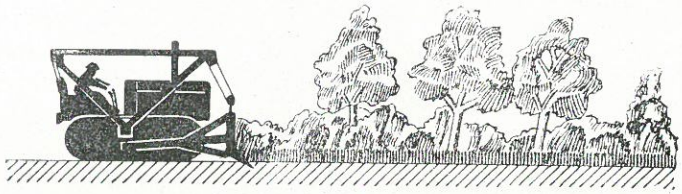


Figura 9-24.



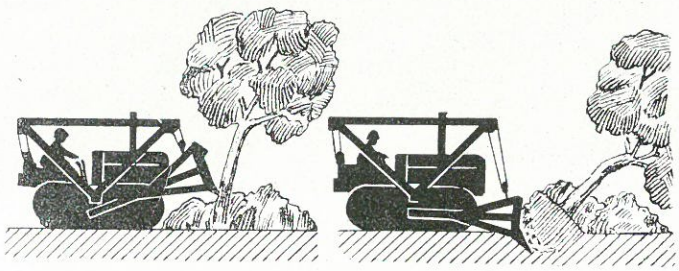


Figura 9-25.

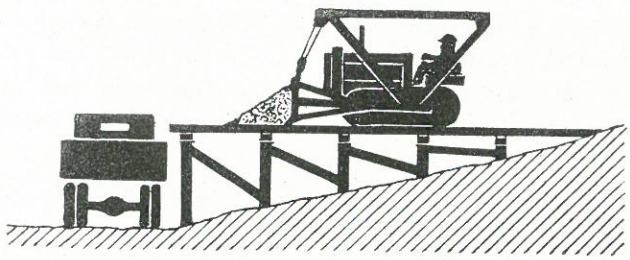


Figura 9-26.

llegar a 30°; también se puede levantar y bajar, e incluso inclinarla ligeramente. La hoja suele ser cóncava para facilitar su forma de trabajo, y su anchura es mayor que la del tractor.

Se emplea, principalmente, para excavación a media ladera, situando el extremo retrasado de la cuchilla hacia la parte del terraplén para ir vertiendo los materiales sobre él (fig. 9-22). También es útil para rellenar zanjas (figura 9-23), colocando la hoja en forma análoga. Puede utilizarse como explanadora, poniendo la hoja en posición recta; su ancho de ataque es mayor que en aquél; a veces puede transportar mayor carga, pero frecuentemente se atranca y trabaja en malas condiciones. Una gran ventaja de la explanadora oblicua es que, variando la hoja de posición, se pueden verter los materiales a uno u otro lado del tractor sin necesidad de cambiar éste de dirección. No es apta para trabajar en suelos rocosos.

Explanadora de hoja inclinada (*"tiltdozer"* o *"tipdozer"*). — La característica de la hoja de este tipo de explanadora es que se puede inclinar (fig. 9-21, *c*) llegando a bajar cada extremo 30 cm. respecto al opuesto. También se tumba más o menos (fig. 9-21, *d*) para mejor adaptación del ángulo de corte con el trabajo a realizar; cuando la parte superior de la hoja está echada hacia atrás, corta mejor la cuchilla y penetra más fácilmente en terrenos compactos; si, por el contrario, está echada hacia adelante, aumenta su capacidad y puede arrastrar gran cantidad de material suelto. En la mayoría de las operaciones es comparable con la explanadora normal y, como tiene la hoja pegada al tractor, ésta trabaja en buenas condiciones, resultando un conjunto muy equilibrado. En trabajos a media ladera su rendimiento es equivalente a la explanadora de hoja oblicua.

La hoja inclinada es útil para romper terrenos helados y concentrar el esfuerzo sobre puntos más resistentes de la excavación y arrancar, por ejemplo, el asfalto de una carretera.

Aplicación de las explanadoras. — La conveniencia del uso de la explanadora, en general, depende de la clase de material y la distancia de transporte. Son más eficaces en suelos que tienden a permanecer delante de la hoja durante el transporte; el tipo ideal es la mezcla de arena y arcilla, con predominio de aquélla para que tenga una ligera cohesión; los terrenos muy sueltos dan muy poco rendimiento, pues es pequeño el volumen que se transporta, y los de cohesión elevada son costosos de mover, se pegan a la hoja y exigen un gran esfuerzo. En terrenos muy duros será preciso emplear previamente explosivos o una escarificadora pesada.

Trabajan económicamente hasta 100 m. de distancia con tractor de orugas (puede aumentarse algo esta distancia cuando los tractores disponen de dos marchas hacia atrás) y hasta 150 ó 200 m. con tractor de neumáticos. El trabajo en carga debe realizarse, a ser posible, cuesta abajo; en la tabla 9-XXII puede apreciarse la influencia de la pendiente y distancia en el rendimiento de una explanadora sobre tractor D-8. En distancias superiores a 15 m. el rendimiento es superior actuando dos o tres máquinas en batería.

Tabla 9-XXII.

Rendimiento por hora eficaz de 60′ de explanadoras de hoja normal y oblicua en excavaciones y transporte de materiales de características favorables.

Potencia del tractor en la barra — CV.	Condiciones del trayecto	Distancia de transporte											
		15 m.		30 m.		50 m.		60 m.		75 m.		100 m.	
		H.N.	H.O.	H.N.	H.O.	H.N.	H.O.	H.N.	H.O.	H.N.	H.O	H.N.	H.O
35 a 45	Rampa 10 %. .	38	34	18	17	11	10	10	9	9	8	6	5,5
	» 5 %. .	50	46	24	22	14	13	13	11	11	10	8	7
	Horizontal ...	62	58	30	28	19	18	16	14	14	13	10	9
	Pendiente 5 %.	80	74	40	37	25	23	21	19	19	18	14	13
	» 10 %.	99	91	48	44	30	28	26	23	23	22	17	15
55 a 65	Rampa 10 %. .	47	43	27	25	18	16	14	13	11	10	9	8
	» 5 %. .	64	59	36	33	24	21	19	18	15	14	11	10
	Horizontal ...	78	72	46	42	30	26	24	22	19	18	14	13
	Pendiente 5 %.	101	93	60	55	38	35	31	29	25	22	18	17
	» 10 %.	125	115	72	66	48	44	38	35	30	28	23	22
75 a 85	Rampa 10 %. .	62	57	35	32	24	22	18	17	14	13	11	10
	» 5 %. .	80	74	52	43	32	30	25	23	20	18	14	13
	Horizontal ...	102	94	59	54	40	37	31	29	25	22	18	17
	Pendiente 5 %.	132	122	77	70	52	48	40	37	32	30	24	22
	» 10 %.	160	146	94	86	64	58	50	46	40	37	30	27
120 a 130	Rampa 10 %. .	85	80	48	44	30	28	26	23	20	18	14	13
	» 5 %. .	114	104	64	59	40	37	34	31	26	24	20	18
	Horizontal ...	141	130	80	74	51	47	42	38	33	30	25	22
	Pendiente 5 %.	192	176	104	96	68	62	56	51	42	38	32	30
	» 10 %.	224	204	128	117	80	74	68	62	53	48	40	37
140 a 160	Rampa 10 %. .	120	112	72	66	46	42	38	35	32	30	22	20
	» 5 %. .	160	144	96	88	60	54	51	46	42	38	29	26
	Horizontal ...	200	184	120	109	76	69	64	59	52	48	36	33
	Pendiente 5 %.	260	232	156	144	98	90	83	76	68	62	48	44
	» 10 %.	320	296	192	176	120	110	101	96	84	77	60	55

Notas. — Se supone: 1.° Rendimiento máquina, 100 por 100. 2.° Sistema de trabajo en línea recta. 3.° Movimiento del tractor, ida y vuelta. 4.° Velocidad en carga, 2,2 a 2,5 kilómetros/h. 5.° Regreso en vacío a velocidad más alta para los tractores de 75 CV. en adelante. 6.° Hoja oblicua, normal al sentido del avance. 7.° Metros cúbicos de material sin excavar.

Para trabajo de explanadora en roca partida, aplíquese a las cifras anteriores un coeficiente reductor de 0,65.

Para trabajo de explanadora en relleno de barrancos o extensión de materiales depositados por otros medios de transporte (distancia aproximada de transporte, 15 m.), aplíquese a las cifras de explanadora en terreno horizontal a 15 m. de distancia, los coeficientes 1,4 para tierra y 0,91 para roca o piedra.

En las figuras 9-24, 9-25 y 9-26 se resumen de manera gráfica algunas de las operaciones principales que puedan efectuarse.

El trabajo en carga debe realizarse a una velocidad lo más uniforme posible, generalmente de 2,40 a 3,60 Km./h., y el retroceso en vacío a la mayor velocidad posible.

La cantidad de tierra que puede transportar la hoja varía de 0,75 a 5,5 m.^{3} de material suelto según el tipo de tractor a que estén acopladas.

Rendimiento de las explanadoras. — El rendimiento teórico de una explanadora en metros cúbicos de material sin excavar se deduce de la fórmula:

$$R = \frac{C \times 60'}{t \times f};$$

donde

C, es la capacidad de la hoja en m.^{3}.
f, el coeficiente de entumecimiento del material.
t, el tiempo de un ciclo completo, en minutos.

Para obtener el rendimiento práctico es preciso aplicar a la fórmula anterior el coeficiente de eficacia de la máquina, que puede considerarse de 50'/60' para tractores de oruga y de 45'/60' para los de neumáticos, y el coeficiente de rendimiento general de la obra que puede valorarse en 0,90 para condiciones excelentes, 0,83 para medianas y 0,75 para desfavorables.

El tiempo de duración de un ciclo, t, viene determinado por la suma del tiempo fijo y el tiempo variable. Aquél es el tiempo empleado en maniobras y puede considerarse de 0,17 minutos para cada cambio de marcha o para cambio de dirección en la misma marcha. El tiempo variable será la suma del tiempo empleado en el recorrido de carga (debe efectuarse a velocidad constante, de 2,40 a 3,60 Km./hora) y el de regreso en vacío.

Respecto a la capacidad de transporte de la hoja (ver tabla 9-XXIII), hay que tener en cuenta que el volumen arrastrado sufre una pérdida aproximada

TABLA 9-XXIII.

VOLUMEN APROXIMADO ARRASTRADO DE MATERIAL SUELTO, EN CADA CICTO, POR UNA EXPLANADORA.

Potencia del tractor en la barra — CV.	VOLUMEN ARRASTRADO POR CICLO EN M.^{3}	
	Explanadora normal	(Hoja perpendicular al sentido del avance)
35 a 45	0,93	1,11
55 a 65	1,45	1,28
75 a 85	2,00	1,95
120 a 130	3,05	2,24
140 a 160	3,15	2,80

de un 5 por 100 por cada 30 m. de distancia y un 3 por 100 por cada grado de rampa, y una ganancia de un 6 por 100 por cada grado de pendiente.

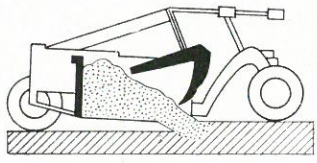
En la tabla 9-XXIV se dan indicaciones prácticas sobre el rendimiento de explanadoras.

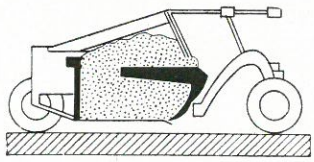
TABLA 9-XXIV.

RENDIMIENTO POR HORA EFICAZ DE 60′ EN MATERIAL SIN EXCAVAR DE UNA EXPLANADORA DE HOJA OBLICUA TRABAJANDO A MEDIA LADERA. (PUBLICADO POR EL "WAR DEPARTMENT", DE LOS EE.UU.

CLASE DE TERRENO	POTENCIA DEL TRACTOR EN LA BARRA		
	65 CV. $m.^3/h.$	80 CV. $m.^3/h.$	130 CV. $m.^3/h.$
Tierra ligera y suelta (margas)	73	92	130
Tierra compacta	54	69	96
Arcilla con esquistos	38	54	76
Roca partida o piedra	27	38	54

9.16. Traíllas. — Las traíllas (*scrapers*) son máquinas remolcadas por tractor de orugas o de neumáticos que sirven para excavar, cargar, transportar y distribuir el material. La más elemental, usada para capacidades pequeñas y distancias de transporte de 30 a 40 m. es la traílla rotativa (*rotary scraper*), que consta, en esencia, de un cilindro que puede girar arrastrado por un tractor de pequeña potencia; la capacidad de los cilindros oscila entre 0,4 $m.^3$ y 2,00 $m.^3$, y la potencia de tracción que necesitan, de 15 a 75 CV.





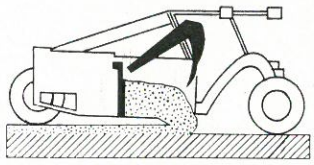


Figura 9-27.

La máquina más comúnmente conocida por traílla (figs. 9-27, 9-28 y 9-29) consta fundamentalmente de una caja que se puede subir o bajar, provista de una cuchilla para excavar; la caja lleva dos compuertas: una, delantera, con movimiento de giro, que sirve para retener el material durante el transporte, y otra, trasera, que se utiliza para empujarlo en la descarga (figura 9-27). Las dos compuertas pueden tener mandos de cable y poleas, que se manejan desde el tractor, o pueden estar accionadas hidráulicamente. En los últimos modelos tienen mandos por motores eléctricos.

Hay otros tipos de traíllas en que la descarga se efectúa basculando la caja hacia adelante o hacia atrás; en la figura 9-30 se ve la traílla "Carrimor" en las tres posiciones de excavar, transportar y descargar.

La figura 9-31 representa el esquema de una traílla que descarga hacia adelante. Existen también traíllas sin fondo (fig. 9-32), en que las distintas operaciones se efectúan variando la posición relativa de las ruedas respecto a la caja.

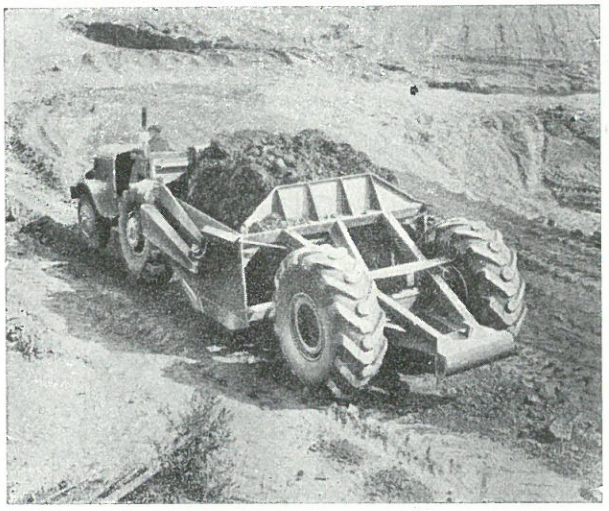
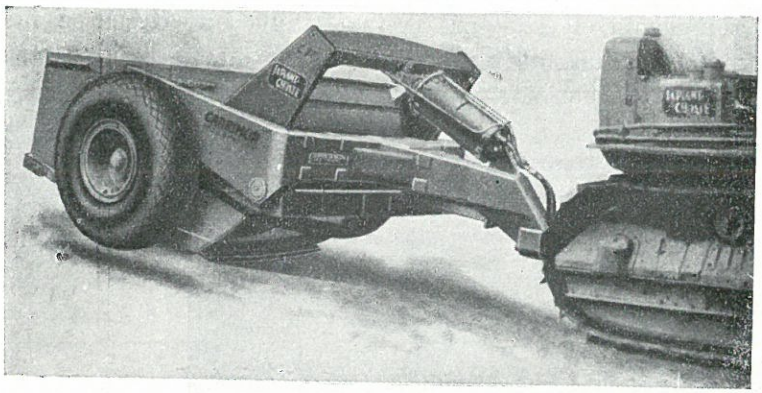


Figura 9-28.

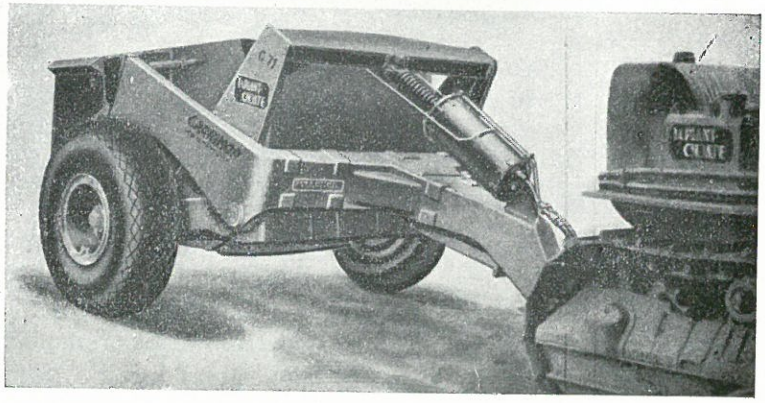
Las traíllas pueden ser de dos o cuatro ruedas, remolcadas por tractor de orugas o de neumáticos de cuatro ruedas; las hay de dos ruedas remolcadas



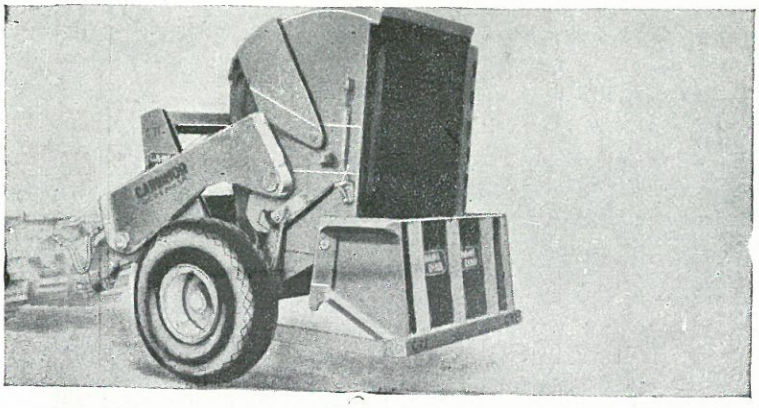
Figura 9-29.



a)



b)



c)

Figura 9-30.

por tractor de dos ruedas, formando un conjunto de cuatro ruedas en total; alcanzan mayor velocidad que la anterior y la maniobra es más fácil.

Las traíllas arrastradas por tractor de orugas sólo necesitan la ayuda de un tractor para empuje con carga (fig. 9-33) cuando el terreno es duro o difí-

cil de excavar. En cambio, las traíllas remolcadas por tractores de neumáticos y las mototraíllas necesitan casi siempre el auxilio del tractor de empuje para evitar que patinen las ruedas en los momentos del máximo trabajo, o sea cuan-

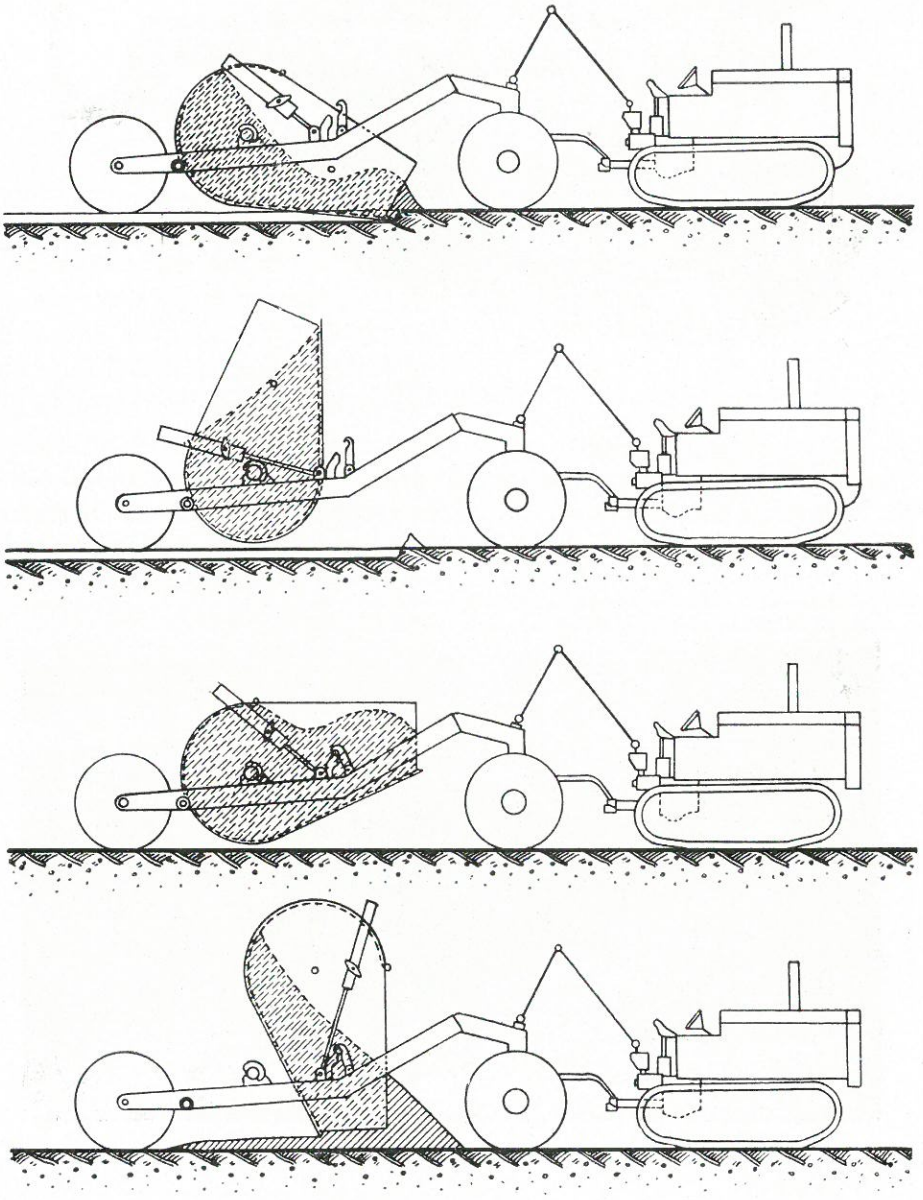


Figura 9-31.

do estén excavando y cargando. Una casa americana ha lanzado al mercado un modelo de moto-traílla con dos motores, uno delantero de tracción de 300 HP. y otro trasero de empuje adosado a la traílla, con 218 HP.

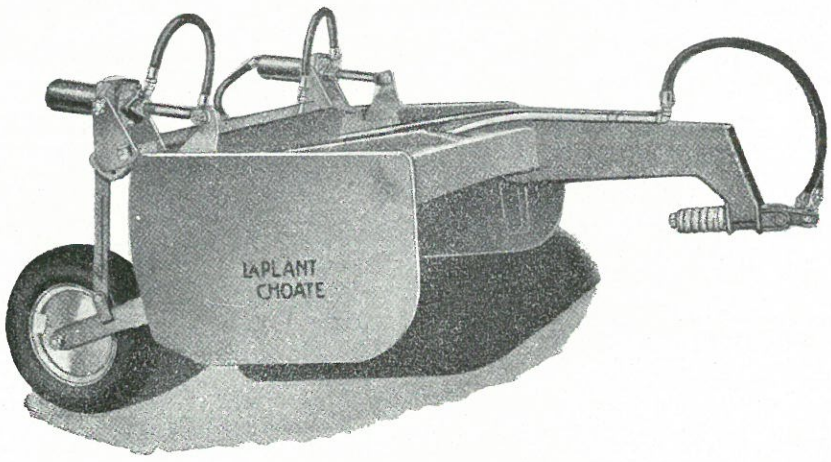


Figura 9-32.

Las traíllas dan su máximo rendimiento en terrenos algo arcillosos y ligeros; las arenas muy secas, y sin arcilla ninguna, no se cargan fácilmente, y los terrenos muy húmedos y pegajosos presentan, en cambio, dificultades de

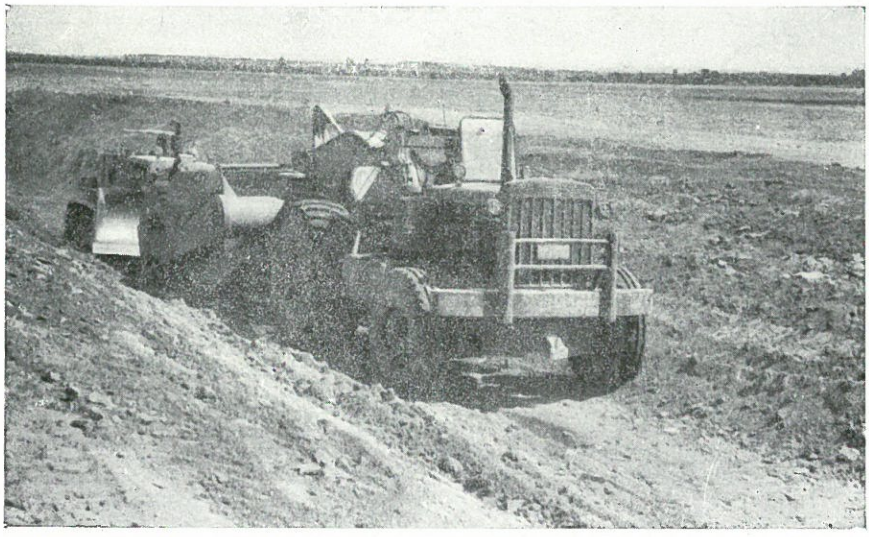


Figura 9-33.

descarga. En terrenos duros o pedregosos, si no se emplea el tractor auxiliar de empuje se puede pasar primeramente una escarificadora pesada para soltar el terreno antes de meter la traílla.

La carga de las traíllas se debe efectuar cuesta abajo, siempre que sea posible, pues a la fuerza del tractor se unen las componentes del peso de la

traílla y tractor. También es aconsejable cargar la traílla dejando franjas intermedias de anchura menor que la de la cuchilla, que son fáciles de cargar después.

Siempre se debe cargar en el mismo sentido en que se ha de transportar el material, pues lo contrario obligaría a girar con la máquina cargada. Cuando se trabaja con escarificadora es preferible hacerlo por zonas sucesivas, empezando por la más cercana al terraplén; después de efectuar la primera pasada, se inicia la segunda, cargando unos 2/3 de la capacidad de la traílla con material de la zona adyacente a la primera atacada, y el 1/3 restante con material de esta zona, y así sucesivamente; se recomienda hacerlo así porque el material suelto se carga muy bien al principio, pero luego se necesita cohesión para que continúe entrando en la caja, cohexión que se logra por el efecto de apisonado que efectúa la máquina durante su recorrido.

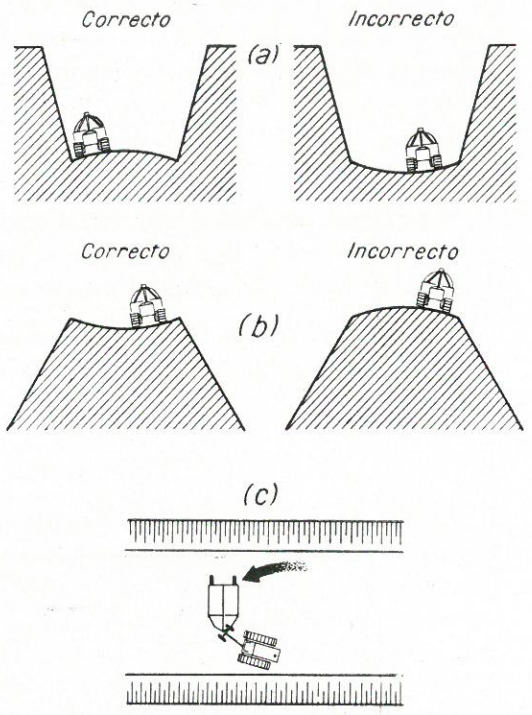


Figura 9-34.

En la figura 9-34 se ve la manera correcta de excavar un desmonte o cons-

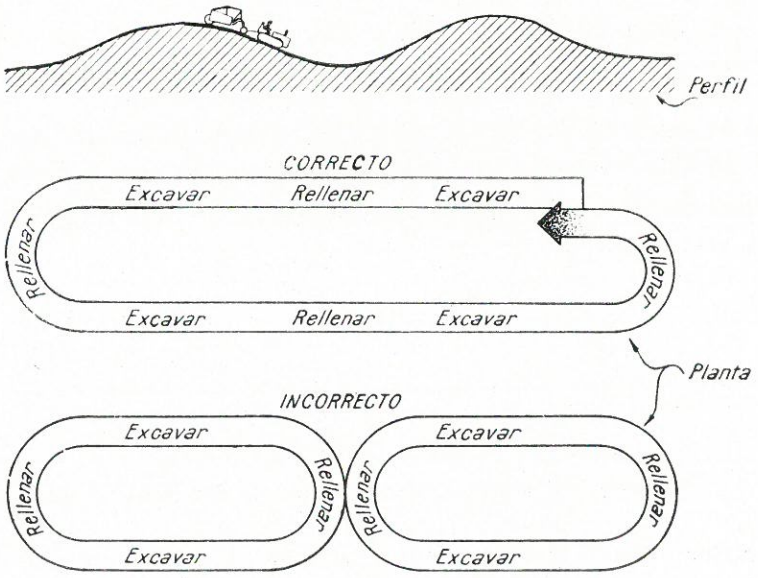


Figura 9-35.

truir un terraplén; de no actuar en la forma que se indica, es imposible conseguir el perfil deseado sin utilizar después otra máquina para terminar el trabajo, pues la traílla tiende a deslizar hacia el interior de la vía en el caso de desmonte y hacia los bordes cuando se trata de un terraplén, lo cual puede ser incluso peligroso. Para el caso de desmonte se consigue trabajar en dicha forma bajando la cuchilla cuando la traílla está en la posición indicada en la figura 9-34, *a*).

Conviene también tener en cuenta que cuando se pierde más tiempo es en las vueltas; en la figura 9-35 se muestra la forma en que se debe actuar en el perfil dibujado para dar el menor número posible de vueltas.

Las distancias de transporte convenientes para las traíllas dependen de su capacidad y se indican en la tabla 9-XXV.

TABLA 9-XXV.

DISTANCIA DE TRANSPORTE ÓPTIMA PARA TRAÍLLAS, SEGÚN SU CAPACIDAD.

Capacidad en m.³ (al ras de la traílla)	DISTANCIA DE TRANSPORTE	
	Traíllas — *Metros*	Moto-traíllas — *Metros*
2,250 a 3,000	30 a 120	300 a 3.500
4,500 a 6,000	60 a 180	
8,250 a 11,000	90 a 240	
13,500 a 17,000	120 a 450	
22,500 a 30,000	180 a 900	

En las tablas 9-XXVI, XXVII y XXVIII se indican las principales características de traíllas fabricadas por algunas casas de Estados Unidos.

Rendimiento de las traíllas. — El rendimiento de una traílla en metros cúbicos/hora será igual:

$$R_T = C \times \frac{60'}{t};$$

donde

C = capacidad de la traílla, en m.³, sin excavar.

t = tiempo, en minutos, de duración de un ciclo completo.

A este rendimiento teórico hay que aplicar el coeficiente de rendimiento práctico de la máquina (50′/60′ para traíllas remolcadas por tractor de orugas

Tabla 9-XXVI.

Características principales de algunas traíllas de cuatro ruedas.

Capacidad en m.³		Capacidad de carga — *Tm.*	Fabricante	Modelo	Trac. recomendado		Sistema de mando	Peso sin tractor — *Kg.*	Distribución del peso			
									Sobre ruedas delanteras		Sobre ruedas traseras	
Al ras	Colmada				Modelo	Potencia en la barra CV.			*Vacía*	*Llena*	*Vacía*	*Llena*
1,530	1,830	—	La Plant Choate	C. 24	D. 2	30	Hidráulico.	1.270	—	—	—	—
2,750	3,425	5,45	Caterpillar	N.º 40	D. 4	48	Id.	3.440	45 %	43 %	55 %	57 %
3,060	3,600	—	La Plant Choate	C. 44	D. 4	48	Id.	3.140	—	—	—	—
4,670	5,740	—	La Plant Choate	C. 106	—	55 a 65	Id.	4.560	—	—	—	—
5,320	6,840	10,0	Caterpillar	N.º 60	D. 6	75	Cable.	9.270	45 %	40 %	55 %	60 %
6,420	8,410	—	La Plant Choate	C. 108	—	70 a 90	Id.	6.920	—	—	—	—
7,600	10,640	—	International	45-55	TD. 18	100	Id.	11.960	—	—	—	—
7,750	9,500	15,0	Caterpillar	N.º 70	D. 7	100	Id.	9.000	42 %	40 %	58 %	60 %
9,270	13,680	18,1	Le Torneau W.	CT	—	110	Id.	11.300	—	—	—	—
10,700	13,380	--	La Plant Choate	C. 114	—	110	Id.	10.800	—	—	—	—
12,160	15,200	—	International	45-85	TD. 24	160	Id.	16.875	—	—	—	—
13,680	19,100	24,9	Caterpillar	N.º 463	D. 8	150	Id.	13.950	42 %	41 %	58 %	59 %
14,210	20,520	29,5	Le Torneau W.	BT	--	150	Id.	18.110	—	—	—	—
14,520	20,520	31,7	Caterpillar	N.º 90	D. 8	150	Id.	17.280	43 %	40 %	57 %	60 %

Tabla 9-XXVII.

Características principales de algunas traíllas de dos ruedas.

Capacidad en m.³		Capacidad de carga — Tm.	Fabricante	Modelo	Tractor recomendado		Sistema de mando	Peso total con tractor — Kg.	Distribución del peso sobre las ruedas	
Al ras	Colmada				Modelo	Potencia en la barra CV.			*Vacía*	*Llena*
7,600	9,500	15,0	Caterpillar.	N.º 15	DW 15	186	Cable.	19.220	16,5 %	22,5 %
9,120	12,160	—	Euclid.	SS-12	Euclid	210	Hidráulico.	—	—	—
13,680	19,100	—	Euclid.	SS-18	Euclid	300	Hidráulico.	25.300	—	—
13,680	19,100	24,9	Caterpillar.	N.º 456	DW 20	300	Cable.	25.990	17,5 %	24,0 %
18,240	24,320	—	Euclid.	SS-24	Euclid	300	Hidráulico.	30.400	—	—

Tabla 9-XXVIII.

Características principales de algunos mototraíllas.

Capacidad en m.³		Capacidad de carga — Tm.	Fabricante	Modelo	Tractor recomendado		Sistema de mando	Peso total — Kg.	Distribución del peso			
									Sobre las ruedas del tractor		Sobre las ruedas de la traílla	
Al ras	Colmada				Modelo	Potencia en la barra CV.			*Vacía*	*Llena*	*Vacía*	*Llena*
1,530	1,830	—	La Plant Choate.	C-22	80 u 88	37 ó 45	Hidráulico	4.500	—	—	—	—
5,320	6,840	—	Euclid.	S-7	Euclid.	143	Hidráulico	12.025	—	—	—	—
5,550	6,840	9,1	Le Torneau W.	Tournapull D.	Tournapull D.	138	Eléctrico	10.350	69 %	58 %	31 %	42 %
9,120	12,160	—	Euclid.	S-12	Euclid.	218	Hidráulico	20.900	—	—	—	—
9,270	13,680	18,1	Le Torneau W.	Tournapull C.	Tournapull C.	200	Eléctrico	20.100	69 %	58 %	31 %	42 %
10,700	13,760	—	La Plant Choate.	S-300	T. 300	280	Cable	20.900	—	—	—	—
13,680	19,100	24,9	Caterpillar.	N. 470	DW. 21	300	Cable	26.400	67,5 %	52 %	32,5 %	48 %
13,680	19,100	—	Euclid.	S-18	Euclid.	300	Hidráulico	30.250	—	—	—	—
14,520	20,520	29,5	Le Torneau W.	Tournapull B.	Tournapull B.	300	Eléctrico	31.600	69 %	58 %	31 %	42 %
18,240	24,320	—	Euclid.	TS-24	Euclid.	300 218	Hidráulico	34.500	—	—	—	—

y 45′/60′ para las mismas remolcadas por tractor de neumáticos), así como el de rendimiento general de la obra, que puede considerarse:

CONDICIONES DE TRABAJO	COEFICIENTE GENERAL DE RENDIMIENTO DE LA OBRA	
	Para tractores de orugas	Para tractores de neumáticos
Excelentes	0,90	0,85
Buenas	0,83	0,76
Medianas	0,72	0,49
Malas	0,56	—
Muy malas	Por debajo de estas cifras.	

La capacidad C de la traílla en la mayoría de los casos será inferior a la dada en los catálogos y depende de muchos factores (naturaleza del terreno, coeficiente de adherencia, potencia del tractor, empleo de tractor de empuje, forma de llevar a cabo el trabajo, etc.). En ensayos efectuados por Highway Research Board sobre 22 000 operaciones con traíllas de 6 a 14,5 m.^{3} (8 a 19 yd^3) remolcadas por tractor de orugas y empujadas en carga, el volumen transportado en metros cúbicos medidos *in situ*, en el 60 por 100 de los casos ha oscilado entre el 56 y el 10 por 100 de la capacidad nominal de la traílla al ras; y sobre 9 000 ensayos con traíllas de 6 a 10 m.^{3} (8 a 13 yd^3) con tractor de neumáticos y tractor de empuje, la carga ha oscilado entre el 68 y 94 por 100 de la capacidad nominal de la traílla.

El tiempo, *t*, de la duración total de un ciclo, comprende el tiempo fijo empleado en la carga, virajes y descarga de una traílla más el tiempo variable necesario para efectuar el recorrido del transporte del material, que depende de la marcha que sea necesaria según el esfuerzo de tracción.

La casa Caterpillar da como tiempos fijos los siguientes:

TIEMPO FIJO PARA TRAÍLLAS DE NEUMÁTICOS (*empujadas en carga*).

	Transporte en 5.ª marcha — *Minutos*	Transporte en 4.ª marcha — *Minutos*	Transporte en 3.ª marcha — *Minutos*
Carga	1,0	1,0	1,0
Descarga y giro	0,5	0,5	0,5
Aceleración y frenado	1,5	0,8	0,4
Total	3,0	2,3	1,9

TIEMPO FIJO PARA TRACTORES DE ORUGAS Y TRAÍLLAS.

	Cargándose sola — *Minutos*	Cargándose con empujador — *Minutos*
Carga	1,5	1,0
Descarga y giro	1,0	1,0
Total	2,5	2,0

Estas cifras deben tomarse con cierta reserva, ya que se trata de tiempos medidos con conductores muy expertos y en condiciones favorables. El H.R.B. en los ensayos a que se ha hecho referencia, obtuvo unos valores medios de tiempos fijos de 2,85′ para tractores de orugas y de 2,23′ para tractores de neumáticos, cargando las traíllas, en ambos casos, empujadas por tractor. Estos tiempos fijos pueden reducirse cuando se trata de tractores equipados con cambio automático.

En las tablas 9-XXIX y 9-XXX se indican algunos rendimientos de traíllas que pueden servir de orientación.

TABLA 9-XXIX.

RENDIMIENTO HORARIO EN M.^{3} SIN EXCAVAR, DE TRAÍLLAS REMOLCADAS POR TRACTOR DE ORUGA.

CAPACIDAD DE LA TRAILLA		Potencia del tractor remolcador CV.	Tiempo fijo medio (2) mínimo	DISTANCIA DE TRASPORTE METROS						
Nominal m.^{3}	Efectiva en m.^{3} sin excavar			50	150	200	300	400	500	600
1,5	0,9	30	2,2	33	27	19	15	12	10	9
3,5	2,0	48	2,5	36	29	21	17	14	12	10
6	3,5	60 a 65	3,0	87	52	40	32	27	23	20
8,25	4,75	80 a 90	2,5	94	76	55	43	40	30	26
11,2	7,7	100 a 130	2,9	115	98	76	64	53	46	40
11,2	8,4	75 a 80	3,0 e.c. (1)	140	110	81	63	52	44	38
12 a 13	6,5	100 a 130	3,0	116	93	72	58	48	41	35
12 a 13	7,5	100 a 130	2,1 e.c.	—	134	95	73	60	50	44
17 a 18	10,5	120 a 130	2,4 e.c.	—	178	126	104	83	70	61
20 a 21	13,2	120 a 130	2,4 e.c.	—	198	145	115	95	81	71
20 a 21	14,5	140 y más	3,2	—	205	152	119	100	86	75
20 a 21	16,0	150 y más	2,4 e.c.	—	265	180	140	112	96	83

(1) e.c. = empujando en carga.

(2) Comprende tiempo fijo medio empleado en carga, descarga y giro y maniobras para cambio de marchas.

NOTA. — Los rendimientos se refieren a terreno algo arcilloso, seco, de una densidad de 1,650 Kg./m.^{3} y sensiblemente horizontal, en hora eficaz de 60 minutos.

Tabla 9-XXX.

Rendimiento horario, en m.³ sin excavar de mototraíllas.

Capacidad de la trailla		Potencia del tractor con empujador		Tiempo fijo medio (1)	Velocidad media del transporte	Distancia de transporte en metros										
Nominal — *m.³*	Efectiva en m.³ sin excavar	cv.	cv.	— *Minutos*	— *Km./h.*	150	300	600	900	1200	1500	1800	2100	2400	2700	3000
5,25	4,00	130	—	4,00	16	48	38	28	22	18	15	13	12	11	10	9
					19	49	41	31	25	20	18	16	14	12	11	10
					22	51	43	34	28	23	20	18	16	14	13	12
					28	52	46	37	31	27	23	20	19	17	15	14
10,00	8,00	150	100 a 120 (orugas) 130 a 150 (neumáticos)	3 a 3,90	16	90	74	54	43	36	30	27	23	21	19	17
					19	94	79	60	48	38	35	31	27	25	23	20
					22	97	83	66	55	45	39	34	30	28	25	23
					28	100	87	71	60	51	45	40	36	32	30	28
11,2	9,00	150	100 a 120 (orugas) 130 a 150 (neumáticos)	3,2 a 4,1	16	102	84	63	53	41	35	30	27	24	22	20
					19	106	90	68	55	43	40	35	31	28	26	23
					22	109	94	74	60	52	44	39	35	31	29	26
					28	113	100	80	70	58	53	45	41	37	34	32
13,2	10,6	225	130 a 150 (orugas) 300 (neumáticos)	3,2 a 4,5	16	118	98	72	57	48	41	35	32	28	26	23
					19	123	104	80	64	51	47	41	37	33	31	28
					22	126	108	86	70	60	52	46	41	37	34	31
					28	130	115	94	80	68	60	53	48	44	40	37
22,5	18,00	240	150 ó más (orugas) 300 (neumáticos)	4,6 a 5,1	16	170	145	109	89	75	64	57	50	46	42	40
					19	176	152	119	99	80	73	65	58	53	49	45
					22	180	159	128	106	92	80	72	64	57	54	50
					28	186	167	139	120	104	91	83	75	70	64	60

(1) Comprende tiempo fijo medio empleado en carga, descarga, giro, aceleraciones y frenado

Nota. — Los rendimientos se refieren a terreno algo arcilloso, seco, de una densidad de 1.650 Kg. por metro cúbico y sensiblemente horizontal, en hora eficaz de sesenta minutos. La línea de trazo grueso limita los rendimientos mínimos para empleo de la mototrailla en condiciones económicas.

Empleo de tractor de empuje. — El empleo de tractor auxiliar para ayuda del empuje en carga de la traílla da generalmente buenos resultados a pesar del coste adicional que ello supone, coste que queda notablemente compensado por la reducción del tiempo fijo de carga y por el mejor aprovechamiento de la capacidad de la traílla, cuyo llenado se facilita aumentando también el volumen cargado. Pero como el gasto del tractor es elevado, es preciso cuidar de que no permanezca inactivo, siendo necesario disponer un número determinado de traíllas para la acción de cada tractor, que viene dado por:

$$N = \frac{\text{Tiempo de ciclo de la traílla}}{\text{Tiempo de ciclo del tractor de empuje}}.$$

TABLA 9-XXXI.

NÚMERO APROXIMADO DE TRAÍLLAS QUE PUEDE SERVIR UN TRACTOR DE EMPUJE DE ORUGAS.

POTENCIA DEL TRACTOR		Capacidad de la traílla al ras — m.³	DISTANCIA DE TRANSPORTE EN METROS						
EMPUJADOR CV.	REMOLCADOR CV.		150	300	450	600	900	1200	1500
65 a 75	65 a 75	3 a 4,5	3	3	4				
140 a 150	65 a 75	4,5 a 6	3	3	4				
90 a 100	90 a 100	6,5 a 10	2	3	4	4			
140 a 150	140 a 150	9 a 12,5	2	3	4	5	6		
140 a 150	140 a 150	12,5 a 14	2	3	3	4	5		
140 a 150	140 a 150	14 a 17,2	2	2	3	3	4	5	
140 a 150	140 a 150	17,2 a 22,5		2	3	3	4	5	5

TABLA 9-XXXII.

NÚMERO DE MOTOTRAÍLLAS QUE PUEDE SERVIR UN TRACTOR DE NEUMÁTICOS.

Según indicamos de Le Tourneau Westinghouse *para el modelo Tournatractor C.)*

Distancia de transporte — *Metros*	Número de mototraíllas servidas	Distancia de transporte — *Metros*	Número de mototraíllas servidas
90	2	1.100	5
150	2	1.200	6
300	3	1.500	7
450	3	1.800	8
600	4	2.150	9
750	4	2.450	10
900	5	3.050	13

El tiempo del ciclo del tractor de empuje oscila entre 1,5 y 2,5 minutos, según las condiciones en que se desenvuelva el trabajo. En las tablas 9-XXXI y XXXII se indica el número aproximado de traíllas que puede servir un tractor de empuje, según la capacidad y potencia de las mismas, la potencia del "empujador" y la distancia de transporte.

9.17. Niveladoras. — Son máquinas (fig. 9-36) provistas de una cuchilla larga con gran flexibilidad de movimientos y movidas por un tractor, que pueden excavar el terreno, transportarlo y nivelar. La cuchilla presenta un perfil cóncavo para adaptarse mejor al trabajo a realizar y su longitud está limitada por el peso total de la máquina (de 950 a 1 200 Kg. por metro lineal de cuchilla, co-

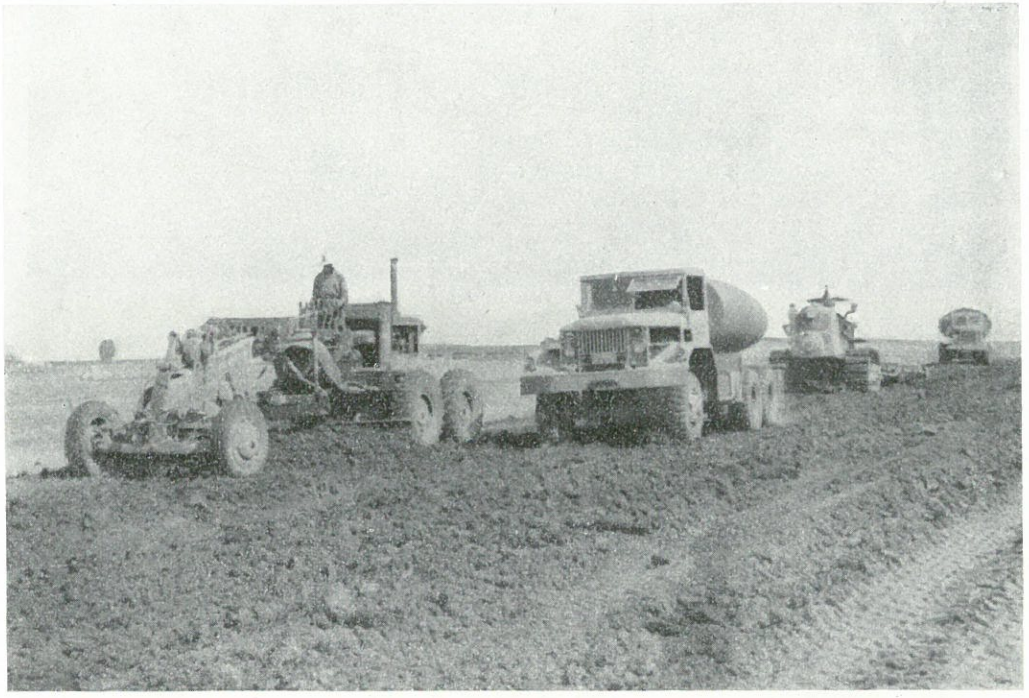


Figura 9-36.

mo mínimo). Mediante mandos mecánicos o hidráulicos, la cuchilla puede tomar diversas posiciones por desplazamiento de uno de los extremos con relación al otro; por giro completo de 360° alrededor de un eje vertical; por giro alrededor de un eje horizontal, y por desplazamiento siguiendo este mismo eje. Los filos, sometidos a fuerte desgaste, deben ser intercambiables (fig. 9-37).

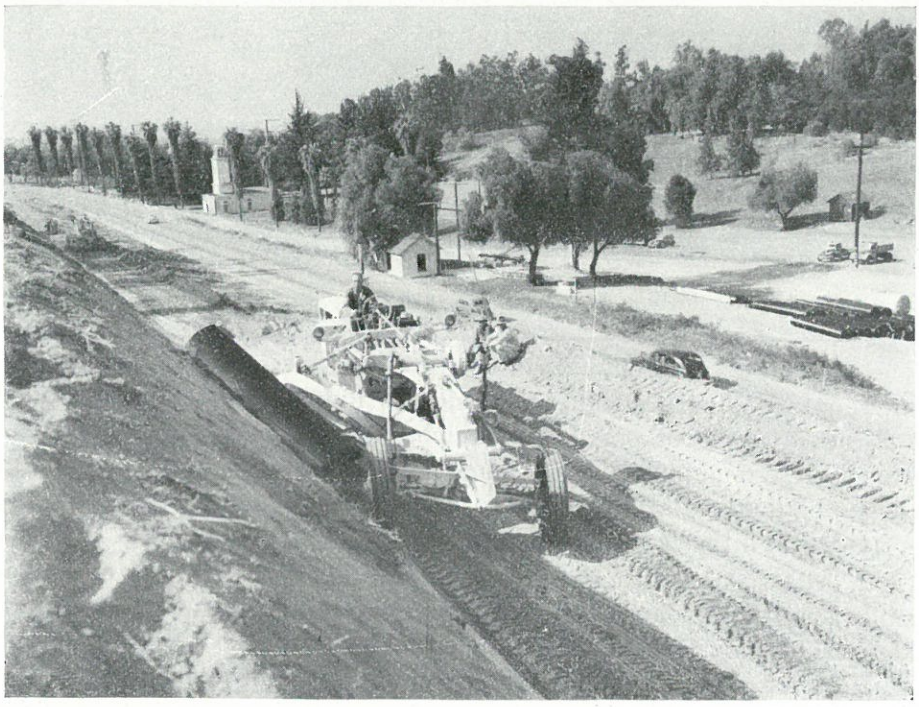
Las principales aplicaciones de la niveladora son: terminar el nivelado de la explanación, formación de cunetas, bombeo del perfil transversal y refino de taludes; extensión y mezcla de materiales transportados por otras máquinas (de gran aplicación para sub-bases, bases y firmes estabilizados); limpieza de te-

rrenos y cunetas; conservación de caminos y mantenimiento en buen estado de las pistas para trabajo de otras máquinas en una obra; el escarificado de firmes cuando lleva el dispositivo adecuado; la construcción de caminos en terre-



Figura 9-37.

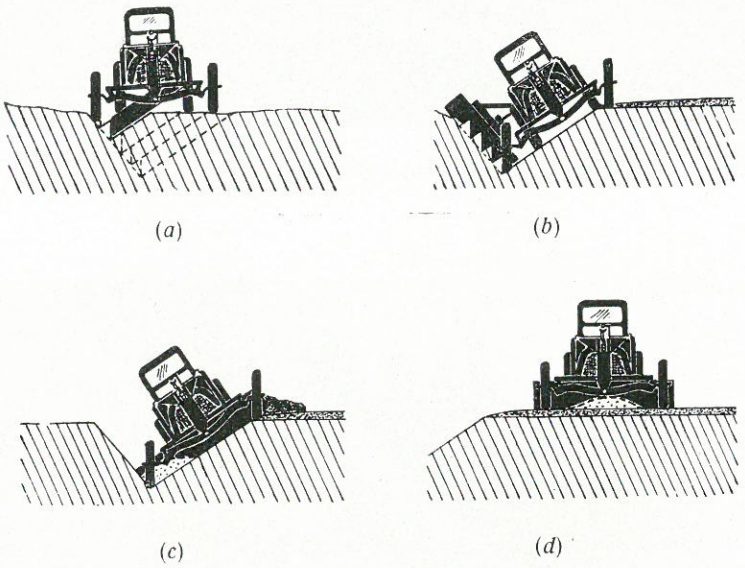
Figura 9-38.



nos horizontales o de suave pendiente, aprovechando en compensación transversal las tierras procedentes de las cunetas; el ensanche de carreteras, etcétera. No se pueden emplear para excavaciones profundas ni transporte de materiales a distancias relativamente largas.

En la figura 9-38 se ve una niveladora terminando un talud, con la hoja sacada.

En la figura 9-39 se indica la forma de hacer la cuneta y dar el bombeo; en la primera pasada se da un corte de sólo 8 ó 10 cm. de profundidad, para marcar, y luego (*a*) se va profundizando en pasadas sucesivas, llevando de cuando en cuando la tierra que se va sacando desde el borde hasta el centro del camino para que no entorpezca la marcha de la niveladora; después (*b*) se termina el talud exterior de la cuneta y se saca la tierra fuera (*c*); por último (*d*), se procede a dar al perfil el bombeo preciso, utilizando para ello la misma tierra que se ha sacado de las cunetas.



(*a*) (*b*) (*c*) (*d*)

Figura 9-39.

En las figuras 9-40 *a*) y *b*) se ve una niveladora igualando el terreno, para lo cual lleva delante de la hoja unas púas de escarificadora.

Como se observa en las figuras 9-39, *b* y *c*, las *ruedas delanteras* pueden mantenerse verticales en cualquier posición, gracias a un mecanismo apropiado, lo cual sirve para dar estabilidad a la máquina cuando lleva las ruedas a niveles diferentes.

Las primeras niveladoras que se construyeron iban remolcadas por un tractor de orugas, con sistema de mando complicado. Actualmente han sufrido grandes transformaciones, habiéndose abandonado aquellos tipos; la niveladora es automotriz, o motoniveladora, con un solo mecánico que regula todos los mandos, con servomotores, de manejo más sencillo.

Las ruedas motrices actualmente son de neumáticos, en número de dos o



Figura 9-40, *a*.



Figura 9-40, *b*.

Tabla 9-XXXIII.

Características principales de algunas motoniveladoras más corrientes.

	MARCA											
	CARTERPILLAR			LE TOURNEAU - WESTINGHOUSE (ADAMS)						GALION		ALLIS CHALMERS
Modelo	N.º 212	N.º 112	N.º 12	220	330	440	550	660	660 PF	202	102	BD
Potencia CV	50	75	115	60	80	115	123	150	190	50	76	50,5
Peso en Kg.	6.230	9.310	10.165	6.550	9.490	10.280	10.820	12.360	12.420	8.100	9.800	7.750
Id. s/ruedas delanteras	1.680	2.725	2.895	1.910	2.790	2.810	2.885	3.180	3.180	2.500	2.850	2.200
Id. s/ruedas traseras.	4.550	6.585	7.270	4.640	6.700	7.470	7.935	9.180	9.240	5,600	6.950	5.550
Largo total m.	6,68	7,59	7,67	6,94	7,70	7,72	7,75	8,03	8,03	7,67	7,75	7,25
Ancho total m.	2,09	2,39	2,37	2,21	2,34	2,36	2,36	2,39	2,39	2,26	2,32	2,23
Altura sin cabina m.	2,13	2,24	2,27	2,29	2,34	2,39	2,39	2,44	2,44	2,03	2,33	2,27
Marcha adelante. Velocidades kilómetros/hora ... 1.ª	3,2	3,4	3,7	3,9	3,4	3,5	3,5	3,7	Con torqueconverter De 0,4 a 44,1	3,9	5,1	5,3
2.ª	5,8	4,8	5,0	6,0	4,7	5,1	5,1	5,3		6,4	7,7	8,0
3.ª	7,9	6,4	8,8	7,4	6,8	7,4	7,4	7,6		9,0	10,3	11,6
4.ª	19,2	9,0	13,7	10,3	9,7	10,5	10,5	10,8		12,8	12,8	17,4
5.ª	—	18,0	19,3	29,5	14,8	16,1	16,1	16,6		15,6	16,8	24,4
6.ª	—	25,7	31,0	—	20,9	22,7	22,7	23,5		21,0	23,2	35,4
7.ª	—	—	—	—	24,1	26,9	26,9	26,9		25,8	32,2	—
8.ª	—	—	—	—	37,5	40,5	40,5	41,8		38,6	53,3	—
Marcha atrás ... Velocidades kilómetros/hora ... 1.ª	4,5	4,5	6,4	5,1	2,7	2,9	2,9	3,1	De 0,4 a 39,3	6,3	7,7	6,0
2.ª	—	6,4	10,1	—	5,5	6,0	6,0	6,3		9,5	10,3	8,3
3.ª	—	—	—	—	12,1	13,0	13,0	13,5		—	—	13,0
4.ª	—	—	—	—	19,6	21,2	21,2	22,0		—	—	—
Cuchilla Ancho, m.	3,05	3,66	3,66	3,05	3,66	3,66	3,66	3,66	3,66	3,66	3,66	3,66
Cuchilla Largo, m.	0,51	0,61	0,61	0,51	0,63	0,63	0,63	0,71	0,71	0,61	0,61	0,51
Angulo máx. vertical.	90º	90º	90º	90º	90º	90º	90º	90º	90º	90º	90º	86º
Desplazat. lateral (1).	1,52	1,96	2,25	1,43	2,36	2,36	2,66	2,29	2,29	1,83	1,83	1,75
Sistema de mando ...	Mecánico	Mecánico	Mecánico	Hidráulico	Mecánico	Mecánico	Mecánico	Mecánico	Mecánico	Hidráulico	Hidráulico	Mecánico
Ruedas motrices	4-tándem	4-tándem	4-tándem	4-tándem	4-tándem	4-tándem	4-tándem	4-tándem	4-tándem	4-tándem	4-tándem	4-tándem
Algunos accesorios acoplables	Escarificador Cuchilla 3,66 m. Explanadora Cuchilla quitanieves	Escarificador Cuchilla de 4,27 m. Explanadora Quitanieves Empujador		Escarificador Explanadora Quitanieves			Escarificador Explanadora Empujador Quitanieves					

(1) Medido en la parte de la hoja que queda fuera de los límites de la máquina.

cuatro en disposición de tándem (este último tipo se va adoptando cada vez más generalmente por los constructores); en éstas, los dos ejes se colocan muy próximos, para facilitar la maniobra de la máquina en las curvas.

Hay que tener en cuenta la pérdida de tiempo útil de trabajo al girar la máquina; por ello, en operaciones en trayectos inferiores a 300 m. es preferible, en vez de hacer esta maniobra, trabajar con la motoniveladora marcha atrás, aprovechando el giro de 360° de que es capaz la cuchilla.

En la tabla XXXIII se indican las características de algunos tipos de motoniveladoras fabricadas en la actualidad por algunas casas de Estados Unidos.

9.18. Complementos de la niveladora. —A la niveladora se pueden acoplar una serie de accesorios para su adaptación a distintos tipos de trabajo, entre los cuales los más interesantes son: el *escarificador*, situado en la parte delantera de la máquina, y que en terrenos normales puede actuar simultáneamente con la hoja, y en terrenos duros deberá trabajar con la cuchilla levantada; la *hoja recta*, o explanadora, de menos empleo, que puede asumir en menor escala las funciones clásicas del tractor de neumáticos con explanadora; la cuchilla en V, situada delante de la máquina, que la transforma en un quitanieves muy práctico y útil, que puede simplemente ir desplazando la nieve o ir provista de mecanismo para lanzarla a los lados de la carretera; *la cinta transportadora*, movida por el propio motor de la niveladora, y que puede transportar lateralmente los materiales excavados por la cuchilla para depositarlos sobre el terreno o cargarlos sobre camiones.

Las motoniveladoras suelen ir provistas de una gran gama de velocidades (ver la tabla 9-XXXIII), con objeto de poder adaptarse bien a los tipos tan diversos de trabajo que pueden realizar. En la tabla 9-XXXIV se indican las velocidades convenientes para los distintos tipos de trabajo.

TABLA 9-XXXIV.

VELOCIDADES NORMALES DE TRABAJO DE UNA NIVELADORA.

TIPO DE TRABAJO	VELOCIDAD EN KM./HORA	
	Modelos medianos	Modelos pesados
Limpieza de terrenos	1,6 a 2,7	2,5 a 3,0
Excavación en terreno ligero	1,6 a 2,7	2,5 a 4,3
Construcción de cunetas y terraplenes laterales	1,6 a 2,7	2,5 a 4,0
Refino de taludes	1,6 a 2,7	2,5 a 4,0
Transporte de tierra recién excavada	3,0 a 6,0	3,0 a 6,0
Escarificado	1,6 a 2,7	2,5 a 6,0
Extendido de tierra en capas y nivelación.	1,6 a 2,7	2,5 a 4,0
Conservación de caminos	3,0 a 6,0	3,0 a 6,0
Mezcla de materiales	4,0 a 8,0	4,0 a 8,0
Terminación	2,0 a 4,0	2,0 a 4,0
Limpieza de nieve	4,0 a 8,0	8,0 a 16,0

En la construcción de cunetas y refino de taludes, cuando se quieran depositar los productos de la excavación sobre los paseos, hay que tener en cuenta la altura máxima a que puede elevar la cuchilla de la niveladora dichos materiales, y que se indican en la tabla 9-XXXV.

TABLA 9-XXXV.

ALTURA MÁXIMA DE ELEVACIÓN DE MATERIALES CON UNA NIVELADORA.

CLASE DE TERRENO	Talud	Angulo de la hoja	Altura máxima por 30,5 cm. de long. de cuchilla — *cm.*
Tierra compacta, arcillosa	1:1	30°	10,8
Arcilla con margas	1,25:1	35°	11
Marga	1,5 :1	42° 30′	11,5
Arenoso	1,75:1	42° 30′	10

Rendimientos. — El rendimiento de una niveladora es proporcional al número de pasadas efectuadas por la máquina para realizar el trabajo; por consiguiente, para obtener un buen rendimiento será preciso estudiar con detalle el plan de trabajo a seguir, contar con mecánicos muy expertos y procurar realizar la tarea con el menor número posible de pasadas de la máquina.

El rendimiento teórico vendrá expresado por:

$$\text{Tiempo en horas} = \frac{\text{Número de pasadas} \times \text{distancia en kilómetros}}{\text{Velocidad media en Km./h.} \times \text{coeficiente de rendimiento}}$$

La velocidad media se calculará a base de las distintas velocidades parciales empleadas en cada pasada, y el coeficiente de rendimiento será igual al producto del factor de la hora eficaz, que puede tomarse de 0,75 para este tipo de máquinas, por el coeficiente del rendimiento general de la obra, que puede valorarse:

En condiciones excelentes	0,85
» » buenas	0,76
» » medianas	0,64
» » malas	0,49

9.19. Palas cargadoras. — Son palas mecánicas montadas sobre un tractor, casi siempre de orugas, aptas para la excavación, transporte a distancia pequeña o bien carga de materiales. Aunque su campo de aplicación más corriente es este

último, en caso de excavaciones en terrenos fáciles pueden sustituir, con gran ventaja, por su movilidad, a las excavadoras.

Pueden clasificarse en tres tipos, según la forma de efectuar la descarga:

a) De descarga frontal ... { con desplazamiento vertical de la cuchara. / con brazo de la cuchara articulado.

b) De descarga lateral.

c) De descarga hacia atrás.

a) *De descarga frontal.* — El tipo representado en la figura 9-41 va acoplado en la parte delantera de un tractor pequeño, de 30 a 40 CV., y consiste en un gato hidráulico vertical que guía el desplazamiento de la cuchara; la capacidad de ésta es normalmente de 0,375 m.^{3}, y su recorrido, de 2 m. de altura. Resulta una máquina útil como cargadora de áridos acopiados o para el transporte de los mismos a pequeñas distancias cuando se trata de obras de importancia no muy grande.

En la figura 9-42 se puede ver un esquema del funcionamiento de un tipo de pala cargadora de brazo articulado. Pueden ir acopladas sobre tractores de orugas o de neumáticos; en las tablas 9-XXXVI y XXXVII se dan las características y rendimiento de estas cargadoras.

b) *De descarga lateral.* — En realidad es la misma pala de brazo articulado y descarga frontal, en la cual se ha cambiado el sistema de vuelco de la cuchara, ahorrando con ello maniobras al tractor para colocar la máquina en posición de descarga sobre un camión o sobre el terreno.

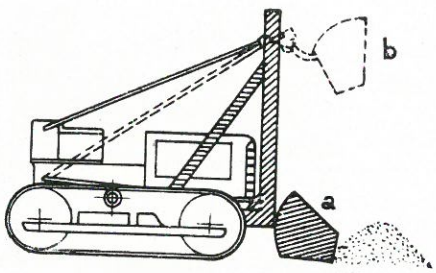


Figura 9-41.

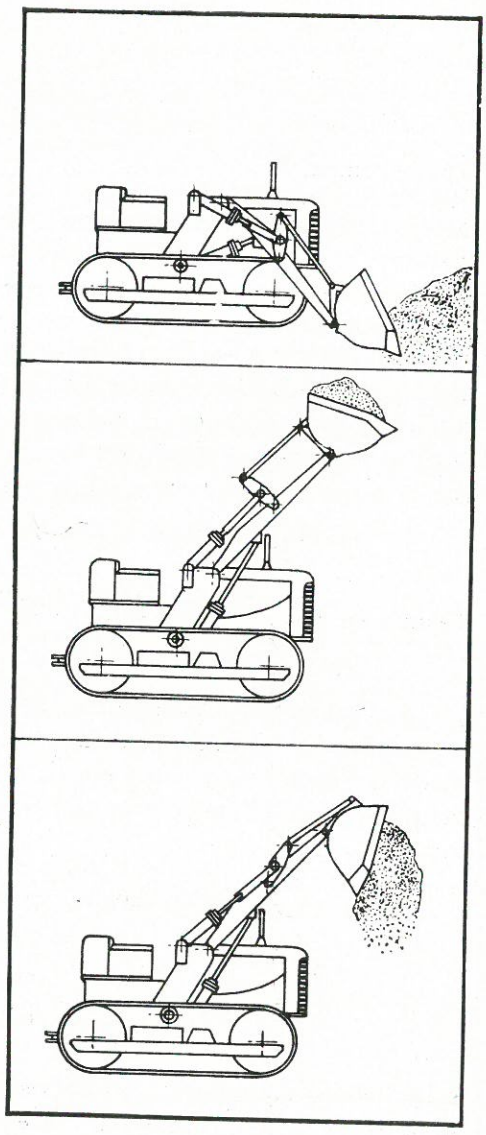


Figura 9-42.

Tabla 9-XXXVI.

Características de algunas palas cargadoras de brazo articulado y de descarga frontal.

	MARCAS														
	FRISCH	CARTERPILLAR			DROTT (2)			WAIN ROY (3)				ALLIS-CHALMERS	TRACTOMOTIVE	
		TRAXCAVATOR (1)												
Modelo	—	N.° 933	N.° 955	N.° 977	HU	HH	HO	H 500	H 200	H 300	H 400	TS-5	TL-W	TL - B
Tractor	Deutz D 60 K	D 311	D 315	D 318	Payloader HU	Payloader HH	Payloader HO	Payloader HU ó HH	Payleader HF	TD 6 a TD 9		HD 5	Allis-Chalmers B	Allis-Chalmers WF
Potencia CV.	60	50	70	100	84	92	122	84 ó 92	62	42 ó 55		50	16	31
Tipo de tracción	Orugas	Orugas	Orugas	Orugas	Neumáticos	Neumáticos	Neumáticos	Neumáticos	Neumáticos	Orugas		Orugas	Neumáticos	Neumáticos
Longitud total (con la cuchara al nivel del suelo), m.	5,10	4,22	4,60	5,20	5,40	5,49	5,94	—	—	—	—	4,42	3,10	4,00
Ancho total, m.	2,00	1,78	2,03	2,44	1,98	1,98	2,44	—	—	—	—	1,90	1,08	
Altura desde el nivel del suelo hasta el cilindro de vuelco, m.	1,76	1,91	2,10	2,23	—	—	—	—	—	—	—	1,80	1,45	1,27 1,72
Capacidad cuchara normal, m.³	1	0,76	1,15	1,72	0,76	1,15	1,72	0,19	0,19	0,19	0,19	0,76	0,29	0,38
Ancho de la cuchara, m.	2,00	1,78	2,03	2,44	1,98	1,98	2,44	Variable	Variable	Variable	Variable	1,90	1,08	1,27
Altura máxima de descarga, m.	2,50	3,01	3,25	3,59	3,06	3,45	3,92	3,71	3,35	3,18	3,66	2,18	1,37	2,00
Profundidad máxima de corte, m.	0,30	0,26	0,31	0,35	—	—	—	3,96	4,01	3,35	4,01	—	—	—
Tiempo de carga, seg.	8	7	7	9,1	—	—	—	—	—	—	—	—	4,5	8,5
Tiempo de descarga, seg.	4	1,5	1,5	1,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Tiempo de regreso, seg.	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
A la posición de carga, seg.	3	2,5	3	3,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Tiempo total ciclo, seg.	15	11	11,5	13,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Velocidades, adelante, Km./h.	5: 2,4 a 7,5	4: 2,6 a 9,6	4: 2,7 a 11,1	5: 3,0 a 11,9	3: 0 a 27,4	3: 0 a 30,6	3: 0 a 38,6	(Ver Drott UH y HH)	4: 0 a 31,4	5: 2,6 a 9,2	5: 2,7 a 9,5	5: 2,3 a 8,8	3: 4,0 a 12,5	4: 4,0 a 15,0
Velocidades, atrás, Km./h.	3: 3,6 a 5,8	2: 3,2 a 4,8	2: 3,9 a 4,8	4: 3,7 a 11,3	3: 0 a 35,4	3: 0 a 38,6	2: 0 a 38,6		4: 0 a 46,7	1 - 1,9	1 - 3,0	1 - 3,2	1 - 4,8	1 - 3,4
Peso del cargador, Kg.	3.550	—	—	—	6,750		—	—	—	—	—	—	—	—
Peso total, Kg.	10.200	7.030	9.750	14.425	—	7.450	10.525	—	—	—	—	7.400	2.000	3.100

(1) Los tres modelos pueden equiparse con cuchara de descarga lateral.
(2) Los tractores Payloader van provistos de convertidor de torsión de velocidades.
(3) La cuchara es retroexcavadora, de brazo articulado movido hidráulicamente.

TABLA 9-XXXVII.

RENDIMIENTO APROXIMADO DE LA PALA CARGADORA "ALLIS-CHALMERS" TS-5. (SEGÚN LA CASA CONSTRUCTORA.)

CLASE DE TRABAJO	DISTANCIA DE TRANSPORTE EN METROS						
	10	15	21	27	30	37	50
Excavación en cimientos	37	31	27	24	22	21	20
Excavación en tierra corriente.	45	37	33	30	28	27	26
Carga de arena y grava de un montón	49	40	35	31	29	28	27

TABLA 9-XXXVIII.

CARACTERÍSTICAS DE ALGUNAS PALAS CARGADORAS DE DESCARGA BASCULANTE (HACIA ATRÁS)

	MARCAS					
	FRISCH	EIMCO		ATHEY		
Modelo	—	102	104	ML 4	ML 8	ML 8 H
Tractor	Deutz D 60 K	—	—	Cat D 4	Caterpillar D-8	
Potencia CV.	60	38	48	48	155	
Tipo de tracción	Orugas.	Orugas.	Orugas.	Orugas.	Orugas.	
Longitud total (con la cuchara baja), m.	5,05	4,00	4,11	5,49	8,32	7,70
Ancho total, m.	2,40	1,83	2,00	2,31	3,05	3,05
Altura (con la cuchara baja), m.	2,60	2,00	2,60	2,49	4,25	4,25
Capacidad cuchara normal, $m.^3$	0,76	0,57	0,96	0,76	2,87	2,87
Ancho, m.	2,00	—	—	1,37	2,75	2,75
Altura máxima de carga, m. ...	1,40	—	—	4,57	6,05	6,40
Altura máxima de descarga, m.	2,35	1,80	2,50	2,74	3,50	3,80
Duración del ciclo completo, segundos	—	10 a 15	10 a 15	45	45	45
Marchas adelante, Km./h.	5 { 2,8 a 7,5	—	—	5 { 2,4 a 9,8	5 - De 2,4 a 8,4	
Marchas atrás, Km./h.	3 { 3,6 a 5,8	—	—	1 - 4,5	3 - De 3,2 a 6,1	
Peso del cargador, Kg.	3.750	—	—	3.100	8.600	8.700
Peso total, Kg.	9.700	6.700	10.000	8.530	26.400	26.500

c) De descarga hacia atrás. — El tipo representado en la figura 9-43, de la casa Eimco, es de gran rendimiento por su rápido ciclo de trabajo, a la vez que tiene bastante fuerza para su empleo en pequeñas excavaciones, sustituyendo con gran ventaja a las excavadoras normales hasta 1 m.³ de capacidad de cuchara; una vez efectuada la carga, la cuchara retrocede por un carril de rodadura, al final del cual existe un tope que la detiene, haciendo salir lanzado el material hacia el exterior, sobre la caja de un camión o sobre el terreno.

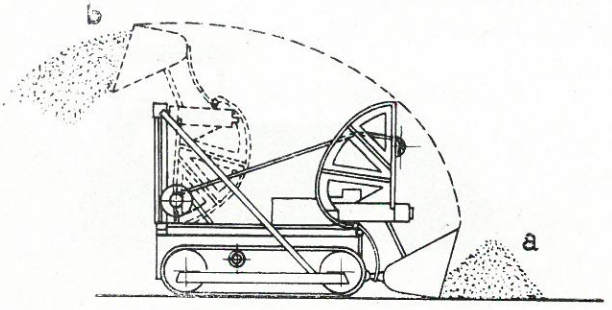


Figura 9-43.

Otros tipos de descarga trasera son los representados en la figura 9-44, en que el brazo de la cuchara gira alrededor de un eje fijo, y la descarga de materiales se efectúa por vertido a lo largo de una canaleta adosada a la cuchara.

TABLA 9-XXXIX.

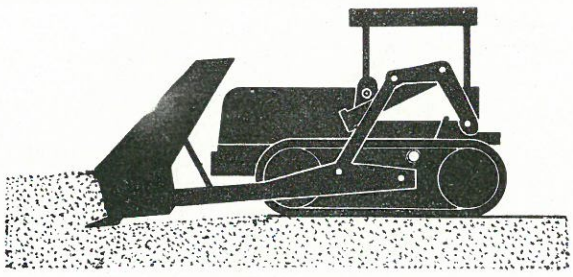
RENDIMIENTO APROXIMADO DE UNA PALA CARGADORA "ATHEY" ML-4 DE DESCARGA HACIA ATRÁS. (SEGÚN CATERPILLAR.)

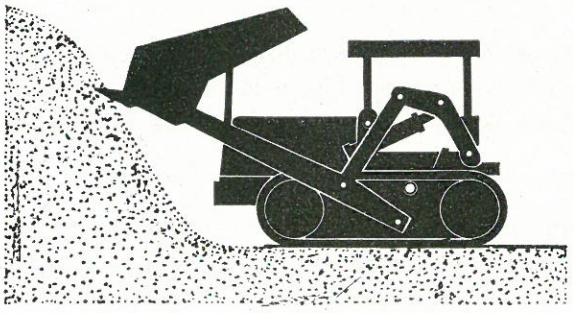
Tamaño de la cuchara — m.³	MATERIAL	DISTANCIA DE TRANSPORTE				
		9 m.	12 m.	15 m.	22,5 m.	30 m.
	Excavando:					
0,96	Tierra seca	133	110	102	77	60
0,96	Tierra húmeda	87	74	68	60	43
0,76	Arcilla ligera seca	73	62	58	44	35
0,76	Arcilla ligera húmeda	63	45	50,5	40	33
	Cargando de un montón:					
0,96	Tierra seca	115	92,5	84	62	48
0,96	Tierra húmeda	85	75,5	71	51	40,5
0,76	Arcilla ligera seca	79,5	65	60,5	45	35
0,76	Arcilla ligera húmeda	65	55	51	40,5	33,5
0,96	Grava o arena secas	106	85	77	55	43
0,96	Grava húmeda	106	85	77	55	43
0,76	Arena húmeda	69,5	59	53,5	41	32

NOTAS. — 1) Los rendimientos están basados en m.³ de material suelto por hora de 50', buenas condiciones de trabajo de los camiones y distancia de transporte de la pala al camión en línea recta.

2) Para convertir un m.³ *in situ* en excavación de materiales, multiplíquense las cantidades de la tabla por 0,8, para tierra, y por 0,7, para arcilla.

Los dos tipos descritos tienen la ventaja de descargar el material sin necesidad de efectuar giros con el tractor, lo cual es interesante cuando el trabajo se efectúa en espacios reducidos; tienen un gran rendimiento de carga.





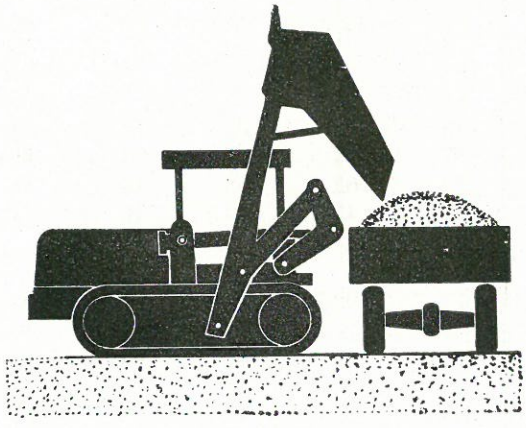


Figura 9-44.

En las tablas 9-XXXVIII y XXXIX se dan características y rendimientos de algunas palas cargadoras de descarga hacia atrás.

9.20. Cargadoras móviles. — Son unas máquinas compuestas de un tractor para los desplazamientos y una cinta transportadora que conduce el material cargado sobre ella por algún procedimiento especial, para descargarlo sobre un elemento de transporte, que va desplazándose simultáneamente con la cargadora móvil.

Algunos modelos llevan la cinta transportadora acoplada a una niveladora, y pueden excavar y cargar a la vez.

Otro modelo que excava y carga simultáneamente, con una gran capacidad de producción; remolcada por un tractor potente (a veces necesita dos), lleva una hoja cortante de gran anchura que, por su forma especial, excava y lleva el material a una cinta transportadora orientada oblicuamente en relación al avance de la máquina, y de inclinación fija, de manera que puede descargar sobre un remolque o un "dumper" que siga el mismo trayecto de la cargadora; la cinta es accionada por un motor independiente de 150 CV. y puede alcanzar un rendimiento hasta de 1.000 Kg./seg., por lo que se requieren vehículos de transporte de gran capacidad. Tiene la ventaja sobre las niveladoras cargadoras de que, además de poder trabajar sobre terrenos fáciles, como aquéllas, es capaz de excavar en suelos duros y compactos.

Tabla 9-XL.

Características principales de algunas cargadoras móviles.

	MARCAS					
	ATHEY	LE TOURNEAU-W	BARBER-GREENE			
Modelo	7 - 11	Traveloader	522	545 A	532	82 A
Potencia, CV.	100	56	23	42,5	28	45
Tipo de ruedas	Neumáticos.	Neumáticos.	Neumáticos.	Neumáticos.	Orugas.	Orugas.
Peso aproximado, Kg.	5.800	7.600	3.500	6.400	5.500	7.200
Longitud total, m.	9,12	8,72	5,38	5,48	5,53	5,58
Ancho, m.	2,44	2,44	2,00	2,43	2,36	2,64
Altura, m.	3,33	3,02	3,73	5,33	5,28	5,28
Longitud cinta, m.	7,60	7,70	—	—	—	—
Ancho cinta, m.	0,76	0,76	—	—	—	—
Altura máx. de descarga, m	3,35	3,23	2,33	2,64	2,59	2,43
Velocidad de la cinta	168 m./min.	135 m./min.	—	—	—	—
Velocidad de los cangilones.	—	—	47	50	50	50
Velocidades adelante:						
Trabajo, Km./h.	4 de 0,4 a 2,8	4 de 0,5 a 4,2	3 de 0,36 a 2,9	2 de 0,3 y 4,8	3 de 0,4 a 1,8	3 de 0,23 a 0,90
Desplazamiento, Km./h.	4 de 4,8 a 32,2	4 de 4,2 a 4,3	—	—	—	—
Velocidades atrás:						
Trabajo, Km./h.	1 - 0,35	1 -	1 - 0,65	1 - 1,7	1 - 0,4	1 - 1,0
Desplazamiento, Km./h.	1 - 3,9	1 -	—	—	—	—
Rendimiento en $m.^3$ de material suelto	7,6 $m.^3$/min.	—	0,8 a 1,1 $m.^3$/min.	2,2 $m.^3$/min.	1,5 $m.^3$/min.	2,2 $m.^3$/min.

Las características principales de esta máquina son:

Potencia del motor de la cinta	150	CV.
Ancho de corte	3,15	m.
Profundidad máxima de excavación	0,60	m.
Altura de descarga	3,30	m.
Inclinación de la cinta	22°	
Ancho de la cinta	1,38	m.
Longitud	10,50	m.
Longitud total (sin tractor remolcador)	15,00	m.
Anchura	6,00	m.
Peso aproximado (sin tractor remolcador)	22.500	Kg.

El tiempo de carga de un "dumper" o remolque de gran capacidad (de 10 a 20 m.^{3}) es de 0,5 a 0,8 minutos, y la producción en una hora de 60′ varía de 260 a 760 m.^{3} medidos *in situ*.

Hay otros modelos de cargadoras móviles con función de carga solamente, que sirven para recoger materiales previamente excavados en línea o apilados por otra máquina. Constan, en esencia, de unas ruedas con paletas o unas hélices que recogen el material según avanza la cargadora y lo conducen a una cinta transportadora o a un elevador de cangilones; van montados sobre un tractor de orugas o de neumáticos, que acciona toda la máquina.

Las características de algunos de estos cargadores son las que figuran en la tabla 9-XL.

El empleo principal de estas máquinas es para cargar materiales acopiados o excavados en los medios de transporte; también se pueden utilizar para construcción de terraplenes, recogiendo tierras previamente depositadas a lo largo de la explanación.

9.21. Escarificadoras. — Las escarificadoras son máquinas arrastradas por tractores, formadas por un bastidor robusto de acero, montado, generalmente, sobre un chasis con dos ruedas metálicas macizas, que lleva en su parte trasera de tres a cinco púas bastante separadas entre sí. Algunos tipos se adaptan directamente a la trasera del tractor y no necesitan ruedas; otros ya han sido nombrados al tratar de las niveladoras.

Las púas se pueden quitar o levantar parcialmente, quedando en posición de trabajo únicamente aquéllas que interesen. Terminan en unos garfios o uñas desmontables de la púa, para reponerlos cuando se desgastan.

La separación entre púas está calculada para que el material disgregado pueda deslizar fácilmente entre ellas.

Mediante un sistema de mando por cable y poleas o hidráulico (figs. 9-45 y 9-46) se pueden subir o bajar las púas. En los tipos más ligeros (fig. 9-47) el mando es a brazo, por medio de un husillo.

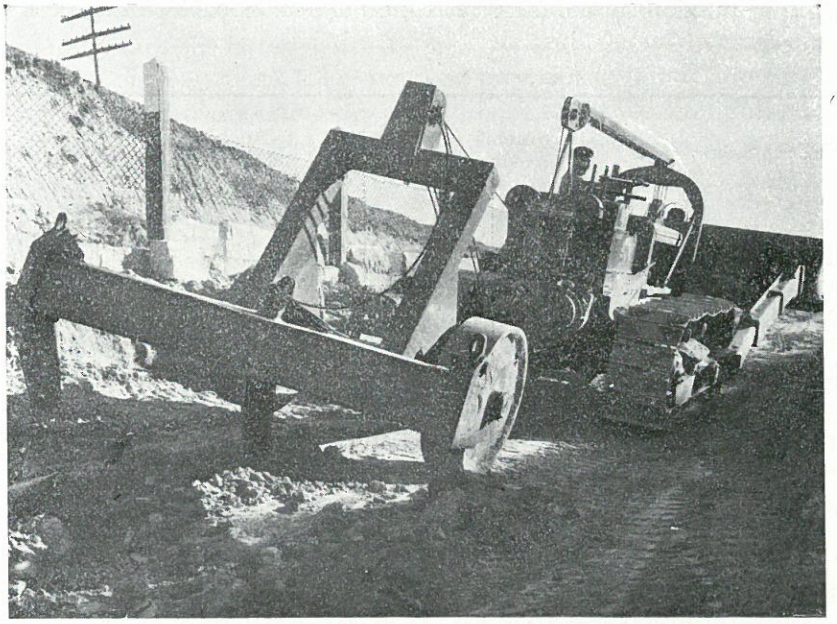


Figura 9-45.



Figura 9-46.

Los escarificadores se construyen con pesos totales variables entre 1.100 y 6.000 Kg., que pueden aumentarse lastrando el armazón. Según su peso, pueden clasificarse en:

PESO KG.	Sistema de mando	Número de púas	Ancho de corte	Penetración en el suelo	Potencia necesaria del tractor
Tipo ligero, 1.100-1.500.	A brazo.	5	1,50	0,30 a 0,45	40 CV.
» medio, 1.850-2.500.	A brazo.	3 ó 5	1,60	0,40 a 0,60	50 CV.
» pesado, 2.700-3.600.	Cable o hidr.	3	2,10	0,60	70 CV.
» gigante, 3.800-6.000.	Cable o hidr.	3 ó 5	2,20 a 3,30	0,75	110 CV.

Es recomendable usar un tractor potente, pues el trabajo es duro y conviene sobre potencia; se evitan atascos de la máquina y cuando el terreno es fácil es posible alterar la marcha.

Las escarificadoras son complemento indispensable de traíllas y explanadoras para la excavación en terrenos un poco duros; disgregan el material y hacen más fácil el trabajo de aquellas máquinas. Sin embargo, hay que resaltar que la operación del escarificado es a veces innecesaria y hasta perjudicial, y puede ser causa de que sea más difícil la carga del material.

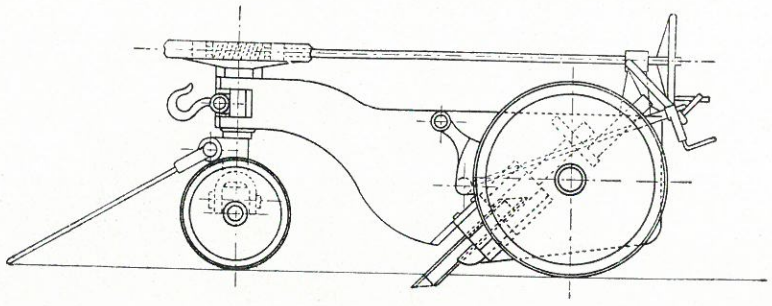


Figura 9-47.

Se emplean las escarificadoras para cortar las raíces gruesas de los árboles, preparando el trabajo de una explanadora en su derribo; mover piedras; para el escarificado o la demolición de firmes viejos; para la preparación de tierras destinadas a formación de terraplenes, a fin de distribuir la humedad óptima requerida.

Se debe siempre trabajar con las púas a la máxima profundidad posible, y si para ello la potencia del tractor no es suficiente, según la dureza del terreno, se quitan una o varias púas, llegando en algunos casos a actuar con sólo la púa central. En los giros conviene levantar las púas sobre el suelo para evitar esfuerzos de torsión perjudiciales para la máquina. Para la utilización conjunta

del escarificador y traíllas es preferible el empleo de aquél con dos púas, pues de esta manera se facilita la carga de la traílla; se empieza por escarificar la mitad de la anchura de la zona de trabajo, pasando luego la traílla para cargar los materiales sueltos, y así a la vuelta se pasa por la mitad no escarificada para no apisonar la parte previamente removida. El empleo conjunto de estas dos máquinas puede permitir, en muchos casos, un gran aumento de producción, pues se reduce mucho el tiempo de carga de la traílla.

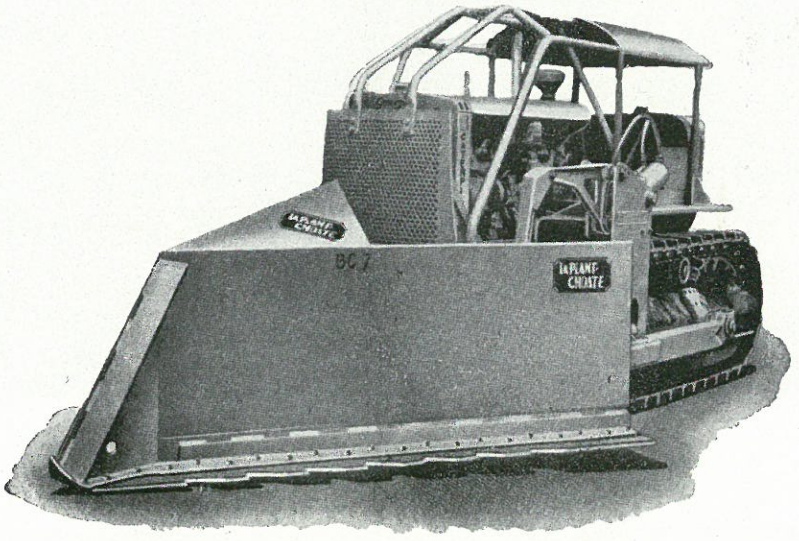


Fig. 9-48. — Cortador de maleza.

(Atentamente proporcionado por "La Plante-Choate Manufacturing Co.").

Resulta ventajoso acoplar el escarificador a un tractor con explanadora pues como la labor de aquél es rápida, se puede utilizar el resto del tiempo para explanar.

El rendimiento de un escarificador es muy variable según sea la naturaleza del terreno y la potencia del tractor. Su velocidad de trabajo sólo puede ser determinada en obra. Se puede tomar como orientación un rendimiento de 500 a 2.000 m.^{3} de material disgregado por hora; en caso de trabajar con traíllas, esta cifra disminuye a los 200 a 250 m.^{3} por hora, pudiendo calcularse que un escarificador de tipo pesado es suficiente para servir dos o tres traíllas.

Máquinas especiales. — Hay una serie de máquinas disponibles en el mercado para distintas clases de trabajos auxiliares a los de carga y transporte de materiales para construcción de terraplenes; entre ellas citaremos:

Equipos para arrastrar o desplazar grandes troncos de árboles, que van montados sobre tractores de neumáticos y desarrollan velocidades elevadas.

Cortadores de maleza (fig. 9-48) y rastrillos (fig. 9-49) montados como la hoja de una explanadora, en la parte delantera de un tractor, y que constan



Fig. 9-49. — Arrastre de maleza y árboles.

(Atentamente proporcionada por "Caterpillar Tractor Co.").



Fig. 9-50. — Destoconadora.

(Atentamente proporcionada por "Caterpillar Tractor Co.").



Figura 9-51, *a*.



Figura 9-51, *b*.

(Atentamente proporcionada por "Caterpillar Tractor Co.").

de 7 a 10 púas bastante próximas entre sí; sirven para trabajos de escarificado y arrastre de maleza y árboles. Un tipo de estos rastrillos está constituido por púas desmontables que pueden adaptarse a la hoja de una explanadora.

Las escarificadoras ligeras, con 10 y hasta 17 púas, que se adaptan en la parte delantera de las niveladoras para facilitar su trabajo de excavación.

Las destoconadoras (fig. 9-50) para arrancar los tocones de los árboles, los derribadores de árboles (fig. 9-51) y los empujadores de árboles (fig. 9.-52). Se emplean en los trabajos de limpieza de la explanación.

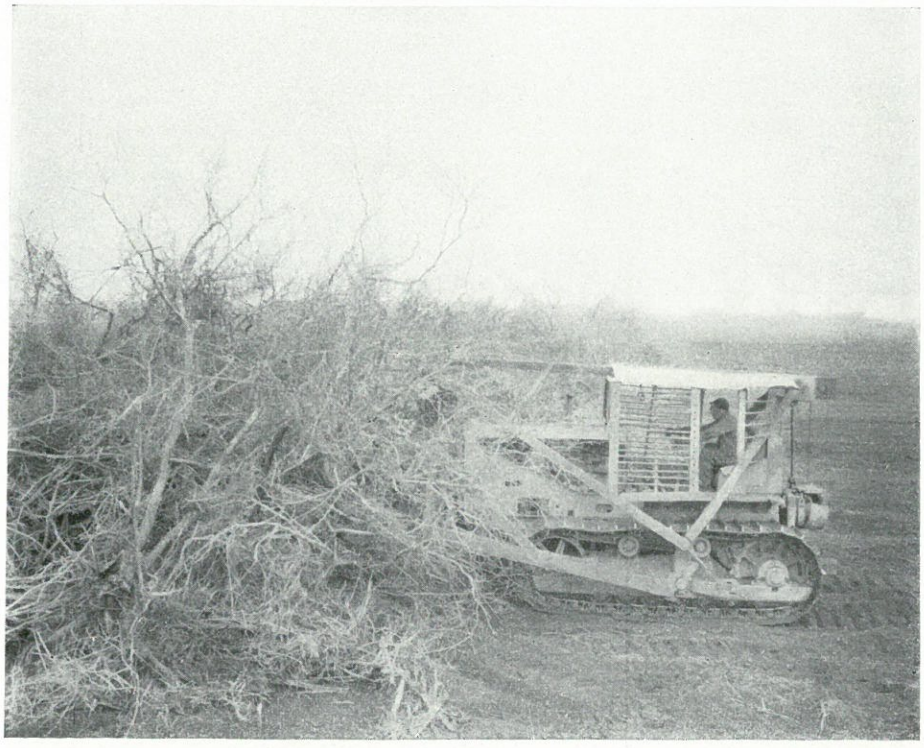


Figura 9-52.

(Atentamente proporcionada por "Caterpillar Tractor Co.").

Los arados remolcados por un tractor agrícola, que sirven para eliminar la maleza y las raíces ligeras y para desmenuzar los terrones en los trabajos de mezcla de tierras, son muy eficaces para aumentar el rendimiento, especialmente en obras no muy mecanizadas.

9.22. Excavación en roca. — La excavación en roca precisa el empleo de explosivos, que se colocan en el fondo de agujeros, barrenos practicados en ella;

la fuerza de la explosión produce la rotura de la roca en una zona alrededor del barreno; una parte queda completamente suelta, y otra, quebrantada; ésta se termina de extraer con la maza y la barra.

9.23. Explosivos. — Los explosivos son substancias o mezcla de substancias que al quemarse producen, en tiempo brevísimo, una gran cantidad de gases cuyo volumen alcanza un valor de 5 000 a 10 000 veces el original del explosivo; tan enorme aumento se utiliza, disponiendo el explosivo en forma adecuada, para producir la desintegración de las rocas o demoler las obras de fábrica.

Son propiedades fundamentales de los explosivos que se emplean en la construcción de obras: *a*) su potencia; *b*) la velocidad con que se desarrolla la explosión; *c*) la sensibilidad; *d*) su inalterabilidad para las variaciones de temperatura y la acción del agua; *e*) la cantidad de gases tóxicos que produce la explosión; *f*) la inalterabilidad física y química con el tiempo; *g*) la densidad; *h*) la plasticidad.

Potencia. — La potencia del explosivo se mide comparándola con un explosivo patrón, la "gelatina polar", material incongelable que tiene la mayor potencia hasta ahora conocida de los explosivos tradicionales; está fabricada a base de nitroglicerina; los explosivos industriales tienen una potencia superior al 30 por 100. La comparación se hace en balística viendo la desviación producida en el péndulo por 10 gr. de "gelatinapolar" y por 40 gr. del explosivo a ensayar.

Velocidad de la explosión. — Tiene gran importancia en el rendimiento; es la velocidad con que se propaga la explosión a través de una columna de explosivo de $1\,^1/_4''$ de diámetro; varía de 1.800 a 8.500 metros por segundo. Se consideran explosivos rápidos todos aquellos en los cuales la velocidad es superior a 5.000 m. por segundo. La velocidad de la explosión es especialmente importante para la producción de la onda explosiva, principal elemento utilizable, cuando el explosivo no se emplea en cámara cerrada. Cuanto mayor es la velocidad de la explosión, menores son los trozos de roca que se producen; esta circunstancia hay que tenerla muy en cuenta según el destino posterior del material; si se desea obtener material de tamaño grande, será preciso utilizar explosivos más lentos que cuando se pretende simplemente excavar u obtener piedra machacada.

Sensibilidad. — Es necesario que los explosivos se puedan manejar y almacenar con la máxima seguridad, pero al mismo tiempo deben explotar, en cualquier estado, por la acción de los detonadores y la explosión propagarse de cartucho a cartucho, aun estando éstos a cierta distancia, para que no dejen de hacerlo en los barrenos mal cargados.

Inalterabilidad por variaciones de temperatura o acción del agua. — Fácilmente se comprende la importancia de estos requisitos. Hay veces que es preciso emplear los explosivos en terrenos húmedos o incluso bajo el agua. El explosivo debe ser siempre seguro, aunque sensible a altas y bajas temperaturas.

Ha de ser incongelable, pues los explosivos al helarse, aumentan mucho su sensibilidad y resultan peligrosos.

Gases tóxicos. — Si en la explosión se producen gases tóxicos, el explosivo no puede utilizarse cuando exista una ventilación difícil; por ejemplo, trabajos subterráneos, túneles, etc. La pólvora negra y algunos productos amoniacales son peligrosos a estos efectos.

Inalterabilidad física y química con el tiempo. — Es necesario que no pierdan su sensibilidad ni su seguridad en el transcurso del tiempo.

Densidad. — Varía de 0,65 a 1,55; esta propiedad asegura una concentración mayor o menor del explosivo en el fondo del barreno; por tanto, cambiando la densidad se puede variar la potencia por unidad de longitud del barreno.

Plasticidad. — Tiene importancia en usos militares y una menor trascendencia en utilizaciones industriales.

Los tipos comerciales de explosivos son los que se estudian a continuación.

9.24. Pólvora negra y explosivos similares. — La pólvora negra de mayor potencia está compuesta, como término medio, del 70 al 75 por 100 de salitre (nitrato potásico), del 12,5 al 15 por 100 de carbón y del 12,5 al 15 por 100 de azufre; el salitre es el elemento activo. Tiene un peso específico de 1,4 a 1,5. Para usos industriales, minería y obras públicas se suele usar una pólvora más económica, cuyas proporciones, respectivamente, son: 62, 20 y 18 por 100.

La fuerza explosiva es de 400 a 500 atmósferas, y la temperatura de los gases, de 2 700° C. aproximadamente; éstos son anhídrido carbónico y nitrógeno, ambos tóxicos cuando están en proporción importante.

La explosión de la pólvora negra produce mucho humo y, por tanto, hace imprescindible una ventilación enérgica cuando se trata de trabajos en galería. Es insensible a las variaciones normales de temperatura, pero se altera fácilmente por la acción del agua; es preciso conservarla en sitio muy seco y no puede utilizarse en barrenos que tengan humedad. Cuando se moja hay que sacarla extendiéndola al aire.

En los barrenos cargados con pólvora negra, por ser la explosión lenta, deben extremarse las precauciones en el retacado; éste se efectúa rellenando el espacio sobre la carga, después de colocada ésta, con material escogido, generalmente esparto bien comprimido, y cerrando el resto con un tapón de arcilla.

La pólvora negra arde directamentepor la acción del cebo, sobre el que actúa la mecha. Como la explosión es lenta, se obtienen pedazos de roca relativamente grandes.

9.25. Productos de explosión rápida. — Estos productos son la nitroglicerina, la dinamita, gelatina y gelatina-dinamita.

La nitroglicerina es un compuesto de glicerina, ácido nítrico y ácido sulfúrico; su potencia explosiva, que puede alcanzar 26 000 atmósferas, disminuye

en proporción a las bases inertes que contenga. Es un líquido venenoso, de color claro a amarillento; no es soluble en el agua, pero sí en alcohol y éter; se hiela entre + 6° y + 8° C., desventaja digna de tenerse en cuenta. Su explosión produce anhídrido carbónico y nitrógeno, y, cuando no se quema completamenta, ácido nitroso.

La dinamita es un explosivo compuesto de nitroglicerina y tierra de infusorios previamente calentada al rojo y después molida y tamizada; normalmente la dinamita está formada por el 75 por 100 de nitroglicerina y el 25 por 100 de tierra de infusorios; con tierra de excelente calidad se puede llegar a una proporción de nitroglicerina del 80 por 100. En esta forma la nitroglicerina es mucho menos peligrosa y se puede manipular fácilmente; existe el peligro de la eliminación de la nitroglicerina, que puede helarse y resultar peligrosa, por ser sensible al roce y choque; por esta razón hay que tener mucho cuidado con su almacenamiento, disponiendo los locales bien protegidos del frío.

La necesidad de encontrar explosivos aún más potentes llevó a sustituir la base inerte, tierra de infusorios, por una base activa, el nitrato de celulosa; la proporción es de 90 a 93 por 100 de nitroglicerina y 10 al 7 por 100 de nitrato de celulosa. El producto que se obtiene es una substancia gomosa de color amarillo claro, con una densidad de 1,55 a 1,60. Se emplea con rocas muy duras, pues con rocas normales da un rendimiento escaso. Si a la nitroglicerina se añade menos de un 7 por 100 de nitrato de celulosa, se forma una materia viscosa que se denomina aceite de gelatina. La dinamita-goma es el explosivo industrial más potente; pero hay que tener en cuenta que la velocidad de la explosión, su rendimiento en definitiva, baja rápidamente con su edad.

La gelatina-dinamita está formada por el 40 al 90 por 100 de aceite de gelatina, del 3 al 6 por 100 de nitrato de celulosa y el resto de una mezcla formada por el 70 al 80 por 100 de salitre y el 30 a 20 por 100 de harina de carbón. Se obtienen así diversos explosivos con potencia diferente.

Existe, además, una importante gama de explosivos amoniacales formados a base de cloratos, percloratos y nitratos de amoníaco. Los explosivos a base de clorato y perclorato son más económicos que los antes citados, pero mucho más peligrosos.

Durante la guerra mundial se han realizado importantes progresos, fabricándose explosivos más potentes y útiles desde el punto de vista militar, pero excesivamente costosos para que puedan tener un amplio campo en la industria; así sucede en los explosivos a base de aluminio finamente pulverizado, que ya se empleaba antes de la guerra para aumentar la potencia de los conductos comerciales.

Se ha empezado a utilizar también un líquido explosivo a base de nitroglicerina, perfectamente seguro en su manipulación y almacenaje (puede ser impulsado por bomba con completa garantía) y al mismo tiempo muy sensible para la propagación de la explosión en columnas largas y delgadas; se puede fabricar de la viscosidad deseada y tiene un precio comercial; para su uso es pre-

ciso asegurar la impermeabilidad de la cavidad donde haya de alojarse, y esto puede resultar excesivamente costoso en bastantes circunstancias; hay que resolver el método de almacenaje y transporte.

La potencia de los explosivos normales es la siguiente:

EXPLOSIVOS	Calor producido por 1 Kg. de explosivos — *Calorías*	Energía — *Kilográmetros*	Valor en relación a la gelatina — *= 100*
Gelatina (7 por 100 de nitrato de celulosa)	1.640	700.000	100
Nitroglicerina	1.580	670.000	96
Dinamita (70 por 100 de nitroglicerina).	1.290	550.000	79
Pólvora negra	685	290.000	41

Hay que tener muy en cuenta, aparte de estos explosivos, llamémosles tradicionales, del empleo de los nucleares para grandes voladuras; las pruebas de explosiones nucleares de profundidad, hoy por hoy, no tienen una inmediata aplicación a la técnica que nos ocupa, pero es evidente que en un porvenir tal vez más próximo de lo que creemos, pueden llegar a constituir un poderoso instrumento utilizable para la técnica de la construcción de caminos. Actualmente su empleo queda limitado a grandes voladuras.

9.26. Polvorines. — El almacenaje de explosivos debe reunir condiciones de seguridad, para evitar accidentes que pueden originar verdaderas catástrofes.

Los depósitos de explosivos deberán, según su capacidad, estar a determinada distancia de los lugares habitados y de las carreteras; deben, asimismo, estar protegidos con muros cortafuegos y palizadas a su alrededor, si la cantidad de explosivos almacenados es grande.

El edificio deberá tener muros de fábrica y habrá de estar bien ventilado y cubierto con un techo ligero; el suelo debe ser de madera, construído sobre cámara de aire; las paredes, hasta la altura de 2 m., deberán estar forradas de madera; las ventanas, cerradas por una reja de madera y protegidas por una tela metálica, para evitar la entrada en el polvorín de ratas y topos que se comen la dinamita, que tiene gusto dulce. Todos los polvorines deberán estar provistos de pararrayos. La iluminación artificial se hará con lámparas de seguridad o eléctricas provistas de vidrios gruesos. Los explosivos han de estar protegidos de los rayos del sol y de la lluvia; las cajas se deben colocar separadas por listones gruesos y, en caso de superposición, la altura total sobre el suelo no será superior a 1,50 m.

La legislación española está recogida en el Reglamento de explosivos de 25 de junio de 1920 y en el R. D. de 10 de marzo de 1925. La distancia míni-

ma a lugar habitado la fija el Ingeniero Jefe de Minas, que ha de instruir el expediente de autorización, teniendo en cuenta la capacidad del almacén y la configuración del terreno.

9.27. Formas de emplear los explosivos. — Los explosivos pueden emplearse colocando la carga en un espacio perfectamente cerrado; al provocarse la explosión, la fuerza expansiva del gas origina una fuerte presión que, venciendo la elasticidad, cohesión y peso de la roca, la quebranta y separa del resto. En esta forma se utilizan los explosivos de cualquier tipo, rápidos o lentos.

Los explosivos rápidos se pueden también usar colocándolos, sencillamente, al lado de la fábrica o roca que se trata de desintegrar; al producirse la explosión, la fuerza viva de la masa de aire y gas, la onda explosiva, produce el efecto deseado; este procedimiento se utiliza especialmente en ciertos tipos de demolición de obras de fábrica y en la desintegración de trozos de roca, previamente extraídos por el sistema de cámara cerrada, pero que son de tamaño excesivo para su carga o manipulación.

9.28. Barrenos.— La forma más corriente de empleo de explosivos en cámara cerrada es el barreno. En la roca a remover, se practican una serie de agujeros de diámetro y profundidad variable, bien a mano o bien con medios mecánicos (martillos perforadores); la carga de explosivo se coloca en el fondo del orificio, con una altura tal que en la parte superior quede espacio suficiente para cerrar la salida de la manera más perfecta posible (fig. 9-53), rellenando con material escogido, bien comprimido, para evitar que los gases encuentren en el orificio del barreno la línea de menor resistencia, en cuyo caso se perdería una parte importante de la eficacia de la explosión; cerrar herméticamente es fundamental para el rendimiento de la explosión. La longitud del cierre no debe ser menor de 200 mm. para 100 gr. de carga y 50 mm. más para cada 100 gr. más de explosivo, con un máximo práctico de 500 milímetros; el cierre puede hacerse con arena fina o arcilla ligeramente húmeda, terminando con yeso o cemento rápido. Cuando el cierre no está bien hecho, sale por él, en pura pérdida, parte de la fuerza de la explosión; entonces se dice que el barreno ha dado "bocazo". Los barrenos que por cualquier causa no hubieren hecho explosión después de haberles dado fuego, no deberán de ninguna manera vaciarse; se volarán con nuevos barrenos colocados, como mínimo, a 25 cm. de distancia.

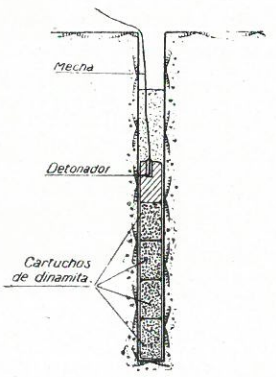


Figura 9-53.

Las dimensiones convenientes de los barrenos, diámetro y longitud, dependen de la naturaleza de la roca y de la forma de llevar el trabajo; en el rendimiento interviene, además, un factor importante: la disposición relativa y separación de los orificios. El diámetro de los agujeros varía, normalmente, de

30 a 90 mm., habiéndose llegado en canteras hasta 100 mm.; la longitud depende del tipo de trabajo a realizar y de la separación. En trabajos especiales de cantera se llega a barrenos de mayor diámetro, hasta 200 mm., empleándose para ello sondas rotativas a gran velocidad, de corona de diamante; en trabajos de excavación, estos diámetros excepcionales no son recomendables, pues precisan fuertes cargas y se producen escombros de gran volumen, que es imprescindible cuartear para poderlos cargar al medio de transporte; la reducción de piedras de gran tamaño a uno conveniente para su carga, el "taqueo", es trabajo enojoso y caro, que retrasa el transporte de escombros y complica la explotación normal del tajo, especialmente en trabajos de explanación o túneles. La determinación del diámetro, longitud del barreno, separación entre éstos, su disposición relativa y carga de explosivo son factores todos ellos que influyen decisivamente en la economía de la explotación; al tratar de los diferentes trabajos que interesan, se dan datos de orientación; pero hay que tener presente que sólo una cuidadosa experimentación, al comenzar la explotación, asegurará la solución correcta.

9.29. Cámaras de explosión. — En explotación de canteras especialmente, y para rocas graníticas, calizas, conglomerados, etc., se utilizan con buen rendimiento económico las cámaras de explosión. Un túnel pequeño, de la menor dimensión para que el trabajo sea posible, 1,20 $\times$ 0,75 m., penetra en la roca, normalmente al plano de la excavación un 0,5 de la altura y como máximo unos 15 m.; se hacen para cada "pega" o explosión dos galerías; no se usan mayores profundidades, pues aunque se ha llegado hasta 35 m., se necesita cantidad importante de explosivo y los trozos de roca que se obtienen son muy grandes. Económicamente es recomendable que el frente de ataque tenga como mínimo 15 m. de altura; cuando es mayor, aumenta mucho el rendimiento. Al extremo de esta galería normal al frente de ataque, otras perpendiculares a ella van a terminar en las cámaras de explosión, que se colocan a una distancia máxima, entre sí, de 15 m. Para calcular la cantidad de explosivo, se empieza por determinar el volumen de la roca a excavar; un kilo de explosivo remueve de 8 a 16 toneladas de roca si es amoniacal, y de 6 a 10 toneladas si es pólvora negra; 10 kilogramos de explosivos ocupan 12.600 cm.^{3} si es pólvora negra, y 12.700 cm.^{3} si es amoniacal.

Con las cámaras de explosión se obtiene un buen rendimiento, pero la fragmentación es mucho menor que cuando se emplean barrenos normales; el "taqueo" exige aproximadamente un consumo del 50 por 100 de la cantidad empleada en la voladura principal.

9.30. Pozos. — Para grandes explotaciones se suele emplear pozos, excavados por perforadoras especiales capaces de trabajar con diámetros de 150 a 200 milímetros y profundidades hasta 30 m.; los pozos se perforan verticalmente, situándolos a intervalos iguales a su distancia al plano vertical de ataque, que pueden llegar a ser de 6 a 10 m. El explosivo necesario es de 1 Kg. de explosivo por cada 10 a 15 Tn. de roca removida. La carga, para lograr un mayor

rendimiento, especialmente una mayor fragmentación de la roca, se hace discontinuamente, si lo es la naturaleza del terreno atravesado y el explosivo se dispone exclusivamente en los estratos de alta dureza, y en las zonas blandas se retaca con arcilla; el detonador se coloca en el cartucho inferior. Normalmente se da fuego, simultáneamente, a varios pozos dispuestos paralelamente al frente de ataque.

9.31. Rendimiento intermedio entre los sistemas anteriores y el barreno corriente. — Cuando se pretende aumentar el rendimiento, se ejecuta el barreno principal, que generalmente suele ser de unos 6 m. de profundidad y de 30 a 35 milímetros de diámetro, y se va ensanchando su fondo mediante pequeñas cargas, que poco a poco se van incrementando hasta formar una cámara que permite concentrar en ella una cantidad importante de explosivo. El éxito de este método depende principalmente de la habilidad del operador. Se obtiene así una fragmentación mayor que con barrenos corrientes; el número de éstos puede reducirse a un mínimo, y el rendimiento, elevarse en importante proporción.

9.32. Cuarteo del escombro. — Sea el que sea el método utilizado, siempre hay que cuartear piedras que resultan de tamaño excesivamente grande para su ma-

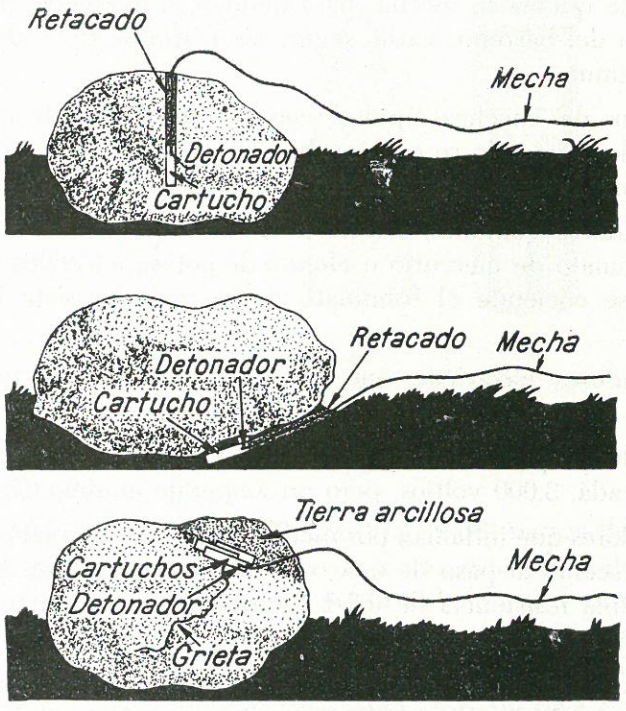


Figura 9-54.

nejo. El cuarteo se puede hacer por pequeños barrenos interiores al bloque de piedra que se pretende dividir o bien por cargas externas (fig. 9-54).

Por el primer sistema se realiza un barreno de profundidad igual aproximadamente a la mitad del espesor del bloque y se coloca una carga que, como término medio, es de 75 a 112 gr. por metro cúbico.

Para evitar el uso de barrenos, que obliga, de no hacerse a mano, a disponer de compresores o tuberías en la escombrera, se recurre al empleo de cargas exteriores. La carga se coloca en una de las caras del bloque, fijándola con arcilla plástica. La cantidad de explosivo que se emplea es de cuatro a cinco veces la precisa para el "taqueo"; pero, en cambio, la mano de obra es más reducida y más barata la recogida de escombros, consideración de cierta importancia cuando su carga se hace mecánicamente. En conjunto, con las cargas externas se puede alcanzar una economía del 30 al 40 por 100.

9.33. Dispositivos para producir la explosión. — La explosión se produce por medio del detonador, al cual se le puede dar fuego eléctricamente o por medio de la mecha. La mecha es una cinta de cáñamo, tejida en forma de tubo, de 4 a 5 mm. de grueso, impregnada de alumbre o acetato de plomo y que lleva en su interior un hilo de pólvora negra, de 2,5 mm. de diámetro; exteriormente está protegida por una capa de alquitrán, asfalto o colofonia; cuando la mecha ha de emplearse en agua, debe ir revestida de goma. Es preciso conocer a qué velocidad se quema la mecha, para deducir el momento en que se producirá la explosión del barreno; varía, según los distintos tipos de mecha, de 90 a 120 cm. por minuto.

Existen tipos de "mechas rápidas" con una velocidad de combustión muy grande; se emplean cuando se quieren hacer estallar, casi simultáneamente, varios barrenos, con lo cual se aumenta el rendimiento de la operación.

Los detonadores comunes consisten en unos pequeños tubitos de cobre, rellenos de fulminato de mercurio o clorato de potasa; eléctricamente o por medio de mecha se enciende el fulminato de mercurio, y éste hace estallar la carga.

Los detonadores eléctricos, que cada vez se usan con mayor extensión, pueden ser:

a) Detonadores que inflaman por medio de una chispa eléctrica; requieren tensión elevada, 3.000 voltios, pero un amperaje mínimo (figura 9-55, *a*).

b) Detonadores que inflaman por medio de un hilo de platino muy fino que se pone incandescente al paso de una corriente eléctrica (fig. 9-55, *b*); con un hilo que tenga una resistencia de 0,3-1,2 ohmios, se precisa una corriente de 0,5-08 amperes y una tensión de 0,5-2 voltios.

c) Detonadores eléctricos combinados, que pueden inflamar por chispa o por incandescencia. Para ello, el espacio entre los extremos de los hilos se rellena de una masa, a la cual se le da la resistencia y conductibilidad precisa para que pueda el detonador inflamarse por chispa o por incandescencia. Este tipo de detonadores puede emplear corriente que varíe de 0,1 a 0,05 amperes y 6-10 voltios a 0,002, 0,0002 amperes y 30-100 voltios.

La corriente necesaria se produce por pequeños generadores electrodinámicos, de diferentes tipos, que pueden llegar a inflamar hasta 80 detonadores al mismo tiempo.

Cuando se quiere dar fuego a los barrenos eléctricamente, pueden éstos conectarse en serie o en paralelo; en el primer caso, la interrupción de la corriente en un barreno deja sin prender a todos los que vienen después; con la disposición en paralelo, los distintos barrenos son independientes y la interrupción de uno de ellos no produce la de los demás.

Hay detonadores instantáneos o retardados; funcionan con gran precisión; puede así proyectarse una voladura en la que se hagan estallar una serie de barrenos con intervalos de décimas de segundo, y cada uno encuentra su labor facilitada por el anterior, pues actúa antes de que se haya extinguido el efecto mecánico del mismo. Por otra parte, el detonador eléctrico no tiene el peligro que siempre presenta la explosión producida por una mecha retardada.

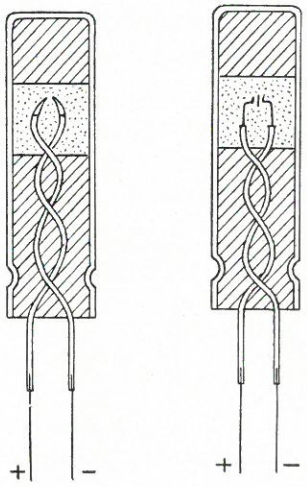


Figura 9-55.

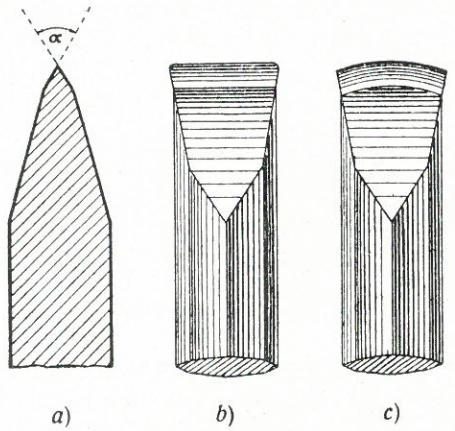


Figura 9-56.

9.34. Perforación de los barrenos. — La perforación de los barrenos puede hacerse a mano o mecánicamente.

Para la perforación a mano se utilizan (fig. 9-56) barras de 1,50 a 2 m. de acero fundido o de hierro con la punta de acero, que pesan de 9 a 12 Kg.; la sección es, normalmente, octogonal, de punta afilada con formas diferentes, según la naturaleza de la roca; cuando es muy dura, se emplea la forma *c*), mientras que, para roca de mediana dureza, se emplea la *b*); el ángulo varía de 60 a 90 grados; el rendimiento óptimo para cada clase de roca se obtiene con un ángulo determinado, que es conveniente fijar experimentalmente antes de empezar los trabajos.

Para ejecutar el agujero de un barreno, se empieza por preparar en la roca una superficie plana, normal a la dirección en que se ha de practicar; el agu-

jero se inicia con golpes de barra, teniendo cuidado de hacer girar ésta a cada golpe; cuanto más pequeño sea el ángulo que se haga girar la barra, más perfecto será el agujero practicado. Cuando la roca en la cual se ejecuta el barreno está seca, la operación se ayuda echando agua en el agujero, con lo cual se hace más fácil la maniobra y se evita el excesivo calentamiento de la barra. Es muy importante que el agujero sea circular y bien derecho; el acero de las barrenas debe ser duro y presentar una gran resistencia al choque; se emplean, para las puntas de las barras, aceros especiales al cromo, manganeso o wolfram.

9.35. Perforación mecánica. — Cuando la obra a realizar es importante, la perforación a mano resulta lenta y costosa; por ello resulta, salvo raras excepciones, económicamente recomendable recurrir a la perforación mecánica; su rapidez es, por lo menos, tres veces la de perforación a mano; el agujero resulta más regular y su coste es menor; se pueden alcanzar 5 ó 6 m. de profundidad con un diámetro hasta de 90 milímetros.

Los sistemas de perforación están fundados en dos principios distintos:

1.° Sistema de percusión. { *a*) De percusión directa. *b*) De martillo.

2.° Sistema de rotación ... { *c*) Presión débil y gran número de revoluciones. *d*) Presión fuerte y rotación lenta.

En relación con el sistema motor, las perforadoras pueden ser:

a) Neumáticas.
b) Hidráulicas.
c) Eléctricas.

Las perforadoras corrientemente empleadas en la construcción de caminos y túneles son neumáticas de percusión; requieren una presión de aire de 5 a 8 atmósferas; el aire comprimido se produce en compresores, generalmente móviles, en la construcción de caminos, o en grandes instalaciones fijas, en las canteras o construcción de túneles.

Las perforadoras hidráulicas se utilizan principalmente en excavación de las galerías de avances de los túneles con roca de gran dureza; trabajan con una presión de aire de 25 a 100 atmósferas.

Las perforadoras eléctricas pueden ser de percusión o de rotación; son más económicas que las anteriores, pero hasta ahora sólo son utilizables para rocas de pequeña dureza.

9.36. Perforadoras neumáticas. — Para poder realizar la labor completa tienen que ejecutar los siguientes movimientos:

1.° Un movimiento de ida y vuelta del émbolo al cual va unida la barra.
2.° Un movimiento de rotación de la barrena.

3.° Un movimiento de avance de la perforadora, en su conjunto, para seguir el avance del agujero.

4.° Un movimiento de retirada de la barrena en el agujero.

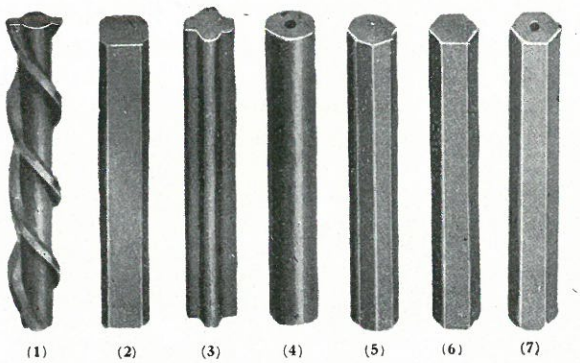


Figura 9-57.

Los movimientos 3 y 4 se realizan normalmente a mano, en las instalaciones de caminos, pues ejecutarlos mecánicamente representa una gran complicación del mecanismo, que conviene evitar.

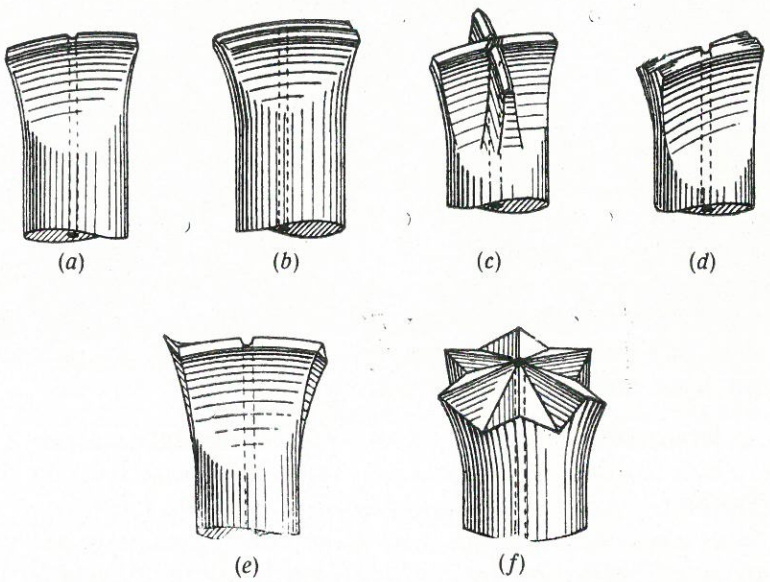


Figura 9-58.

Las barrenas pueden ser de sección maciza hexagonal, octogonal o circular; pero es más corriente el uso de barrenas perforadoras por un orificio en su eje, que permite inyectar durante el trabajo aire a presión o, mejor, agua que libra la punta de detritos y hace que la perforación se pueda llevar a cabo con mayor rendimiento (fig. 9-57).

Las bocas de los barrenos pueden ser de las formas que se indican en las figuras 9-58 y 9-59; la disposición (*a*) se emplea para roca de mediana dureza; la (*b*), de corte doble para roca más dura; la (*c*), en cruz, o la (*d*), en X, para rocas duras y agujeros largos; la (*e*), en Z, para roca de mediana dureza fisurada, con objeto de que la barrena no quede atascada en el fondo del agujero, y, en fin, la forma de corona, (*f*), para roca muy dura.

Se emplean tres tipos de barrenas para la perforación mecánica: de acero, boca postiza y boca con prismas de aleaciones duras (stellite, widia, etc.).

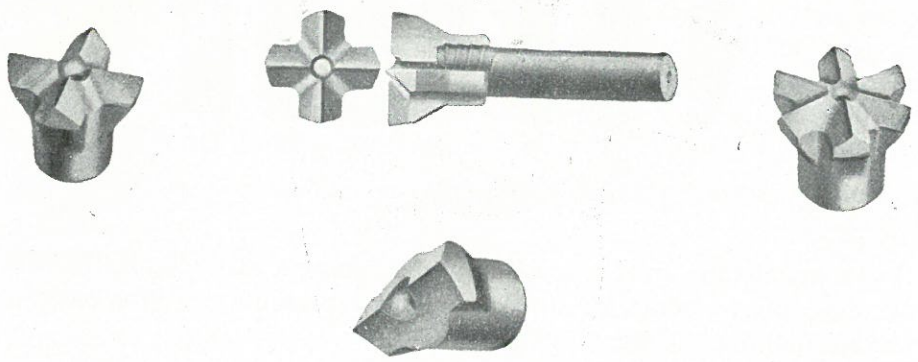


Figura 9-59.

En las barrenas de acero la boca se desgasta rápidamente, por lo cual no hacen un agujero cilíndrico, sino ligeramente cónico. Cuando han perforado una cierta longitud, la boca queda inútil y hay que cambiar la barrena. Pero la nueva no puede tener el mismo diámetro de boca que el primitivo, pues no entraría en el agujero cónico; ha de ser dos o tres milímetros más pequeña que la anterior. Esta circustancia impone una limitación a la longitud de los barrenos, que serán más cortos cuanto más dura sea la roca, y, por lo tanto, más frecuentemente haya que cambiar de barrena.

Si se quieren hacer barrenos largos, es preciso comenzar con grandes diámetros. Pero es imposible forjar bocas muy grandes a una barrena de pequeño diámetro. Por ello, se pensó en utilizar barrenas cada vez más gruesas, que pesan mucho, y que necesitan asimismo un martillo muy pesado para obtener un buen rendimiento; se emplean actualmente martillos de 40, 60 y hasta 80 kilogramos.

Estos martillos no pueden ser manejados a mano por un hombre, y llevan diversos montajes, según se verá más adelante.

Las barrenas con *boca postiza* la llevan atornillada (fig. 9-59) y presentan diversas ventajas: su fabricación en acero al cromo muy duro es más cuidadosa; no hay que organizar la forja de las nuevas bocas, en obras de pequeña importancia, y se evita el transporte de las barrenas, pues basta transportar las bocas.

Una ventaja importante es que permiten, con el mismo martillo, hacer barrenos más largos que con las barrenas corrientes, pues sobre una determinada barrena no puede forjarse una boca de gran diámetro, pero sí puede atornillarse una postiza muy grande. Además, no hay que cambiar tantas veces de diámetro como en las barrenas corrientes, ya que el desgaste es más lento, por la calidad del material empleado. Para repararlas, no se forjan, se afilan con piedra de esmeril.



Figura 9-60.

(Atentamente proporcionada por "Ingersoll-Rand").

Sin embargo, debido al elevado coste de las bocas postizas, y también a algunas dificultades que a veces se presentan en la forma de fijar la boca en la punta de la barrena, este sistema sólo ha tenido una limitada extensión en Europa.

Su desarrollo ha quedado además cortado por el empleo de las aleaciones duras de *carburo de tungsteno* (stellite, widia, etc.). Las bocas provistas de prismas de estas aleaciones se desgastan muchísimo menos que las otras. Por ello, no hay interés en comenzar con grandes diámetros, ni en usar martillos muy pesados: el martillo de 25 Kg. parece el más apropiado, pues puede ser

manejado por un solo hombre. El avance que se obtiene con estas bocas es muy superior al de las otras, especialmente si se emplean con martillos proyectados para este tipo de trabajo, que han empezado a fabricar algunas casas europeas, y que se caracterizan por su mayor velocidad de golpeo.

Las bocas de este tipo se afilan en piedra de esmeril.

Los martillos pueden manejarse a mano; en este tipo hay, naturalmente, una limitación del peso, que varía desde 6 Kg. para trabajos ligeros hasta un máximo normal de 32 Kg., que puede llegar excepcionalmente a 40 Kg. Este tipo de



Figura 9-61.

(Atentamente proporcionada por "Ingersoll-Rand").

martillo, que se mueve con un hombre, es imprescindible para los trabajos ligeros y obras urbanas donde las voladuras deben ser forzosamente pequeñas y, por tanto, de barrenos cortos, o bien para excavaciones de pequeña profundidad. Con los martillos de mano más pesados se llega hasta profundidades de 6 metros, con diámetros de agujero de 40 a 50 mm. Los martillos más pesados se emplean para agujeros verticales y hacia abajo; cuando es preciso hacer agujeros horizontales o en las bóvedas de túneles, los martillos van montados sobre trípodes (figs. 9-60 y 9-61); tienen una barrena larga que permite apoyarlos sobre el suelo (fig. 9-62).

La conveniencia de poder maniobrar rápida y fácilmente los barrenos, especialmente si éstos son de mayor peso, extendió el uso de carretillas, en las cuales van montados más de un martillo; estas carretillas tienen un motor auxiliar con el cual se colocan, con mandos hidráulicos los martillos en la posición de-

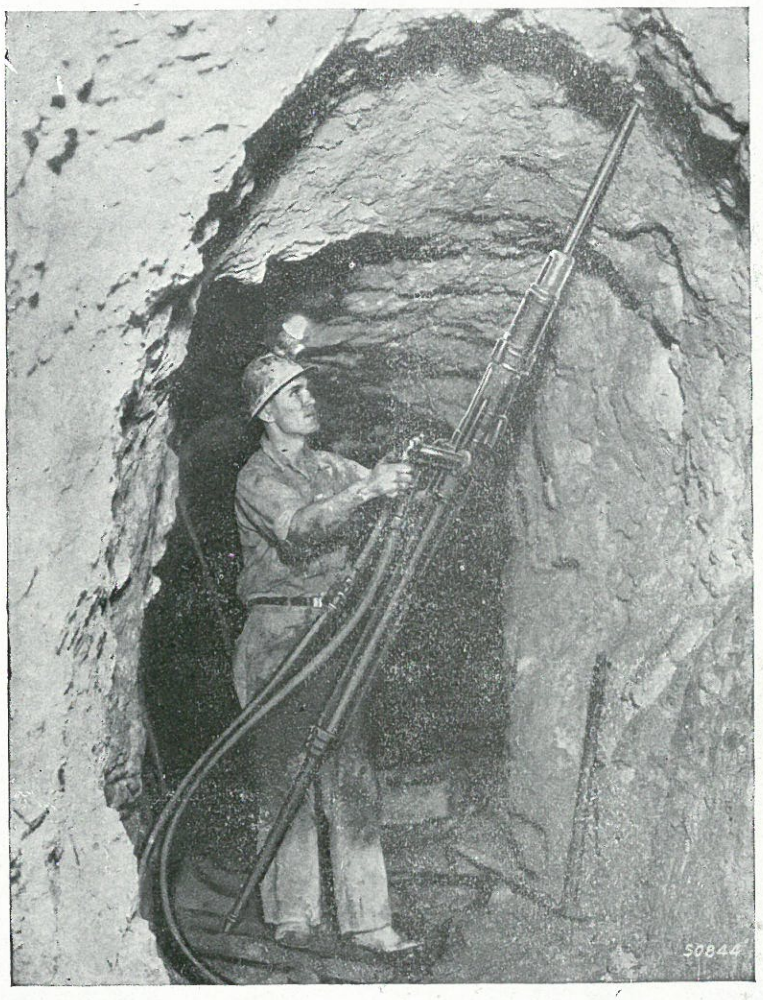


Figura 9-62.

(Atentamente proporcionada por "Ingersoll-Rand").

seada; los diámetros de éstos alcanzan los 76 mm. (3″); generalmente los martillos son de percusión, aunque también pueden ser rotativos. Normalmente realizan agujeros de 6 m., aunque algunas veces pueden alcanzar longitudes algo mayores.

Recientemente se ha empezado a emplear el montaje de los martillos sobre tractores de orugas; generalmente estas perforadoras remolcan un com-

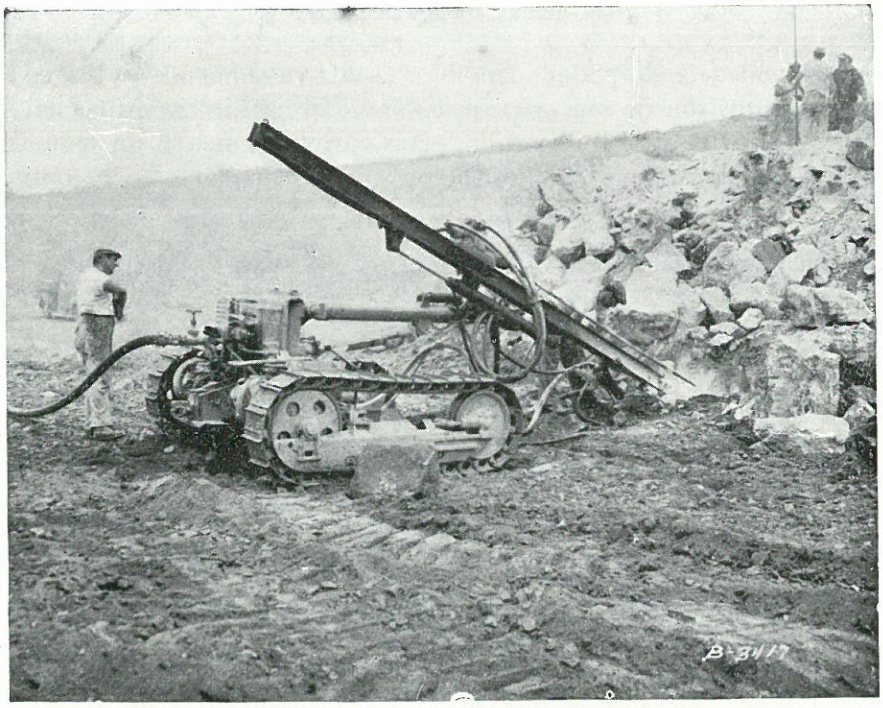


Fig. 9-63. — Perforadora montada sobre tractor de orugas.

(Atentamente proporcionada por "Ingersoll-Rand").

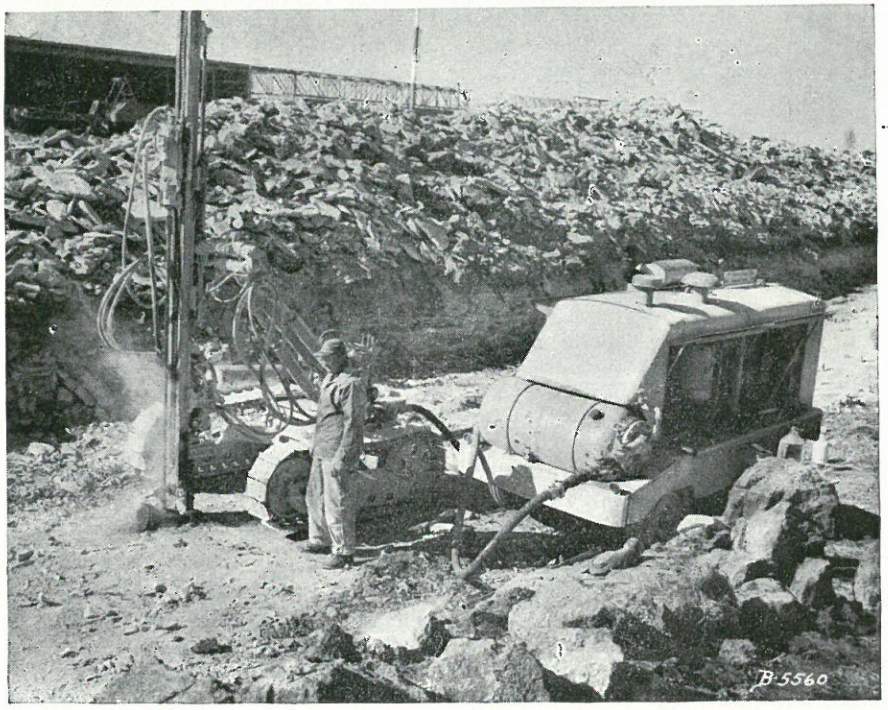


Fig. 9-64. — Perforadora montada obre tractor: compresor remolcado.

(Atentamente proporcionada por "Ingersoll-Rand").

presor que es el que proporciona el aire preciso; las bocas de percusión se emplean con diámetros hasta de 89 mm. (3,5″); pueden llevar mandos hidráulicos para la colocación en posición de los martillos; éstos trabajan con diámetros de brocas hasta 102 mm. (4″), alcanzando en caso necesario hasta diámetros de 140 milímetros (5,5″); pueden llegar hasta longitudes de 12 m. y con disposiciones especiales hasta 30 m. Es un montaje muy práctico; en forma rápida y segura pueden marchar por todo tipo de terreno (figs. 9-63, 9-64 y 9-65).

Hay dispositivos en los cuales, sobre un tractor o un camión, van montados la perforadora y el compresor (figs. 9-66 y 9-67); existen hoy en el mercado conjuntos de este tipo destinados a perforaciones profundas con agujeros de ba-

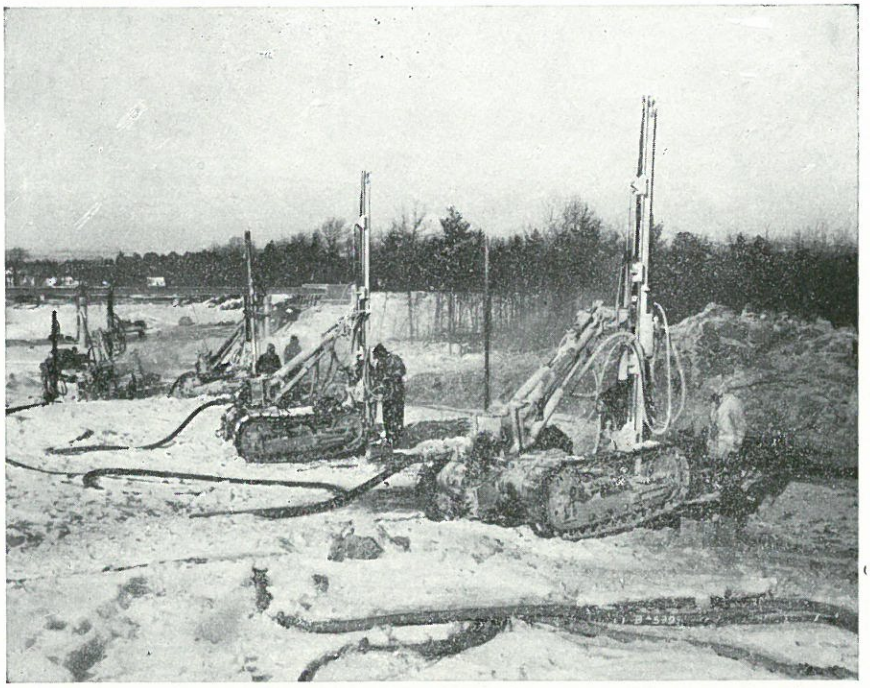


Figura 9-65.

(Atentamente proporcionada por "Ingersoll-Rand").

rreno de 152 a 230 mm.; como siempre, los mandos de los martillos son hidráulicos y con ellos es posible llegar hasta profundidades de 38 m. Claro está que estas grandes perforadoras son especialmente aplicables a canteras más que a excavación de carreteras (fig. 9-68).

El aire comprimido, para el movimiento de las perforadoras, se puede producir en compresores móviles o fijos. Los primeros, montados sobre un chasis con ruedas, se accionan normalmente por un motor Diesel o de gasolina; se emplean en trabajos de volumen relativamente reducido, donde el avance lineal es grande.

Cuando se trata de trabajos de gran volumen, especialmente para túneles, la instalación del compresor es fija y el aire comprimido se distribuye, por medio de una tubería general, a todos los martillos; estas instalaciones están movidas por motor Diesel, eléctrico, o de vapor; en trabajos de túneles, los motores se establecen fuera de la excavación, para que los gases de su escape no vicien el aire del interior del túnel; el rendimiento es mayor que en instalaciones mó-

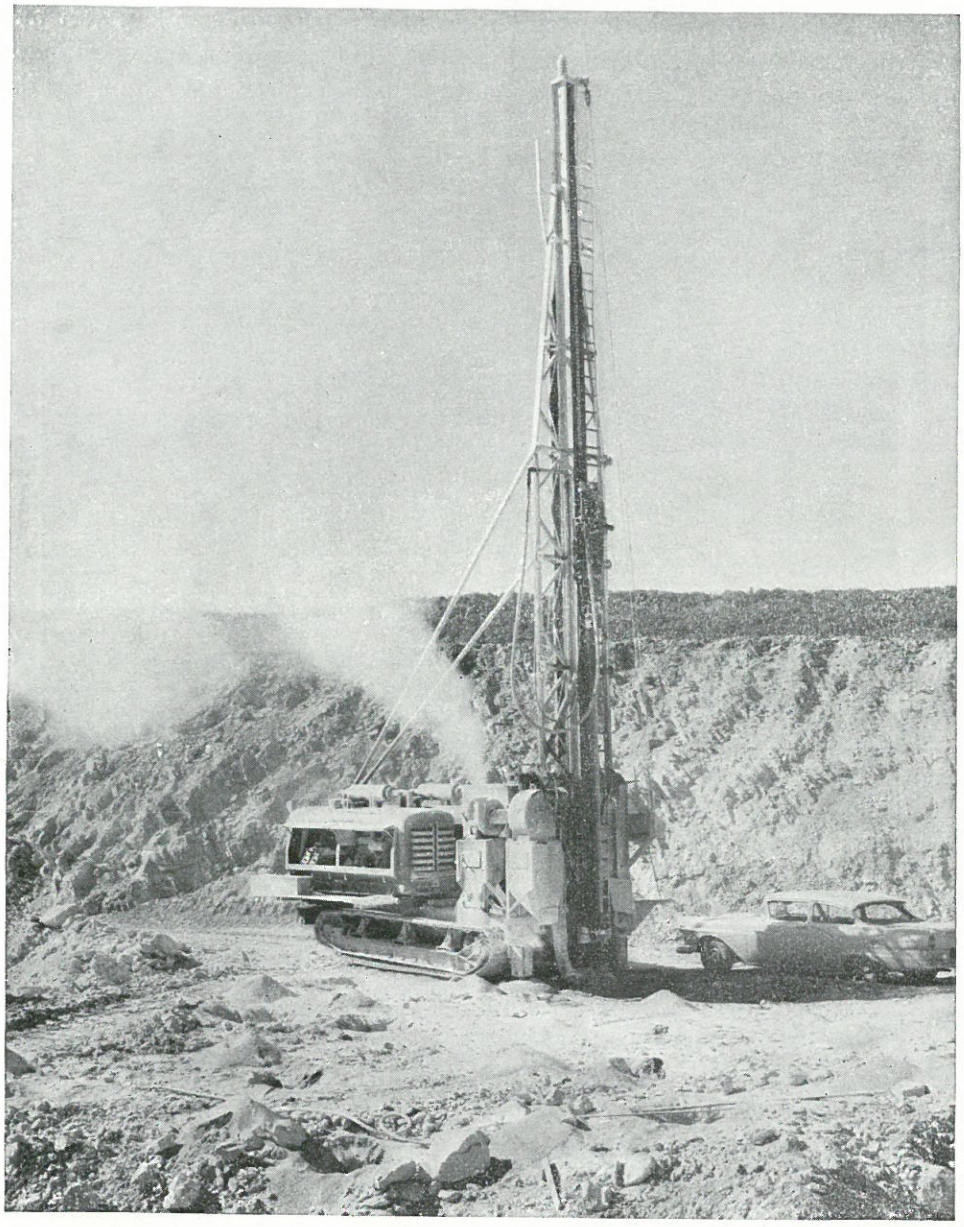


Fig. 9-66. — Perforadora montada sobre tractor con su compresor.

(Atentamente proporcionada por "Ingersoll-Rand").

viles, pero tiene, en cambio, el inconveniente de precisar una longitud importante de tuberías de aire a presión, que representa no solamente un gasto considerable de establecimiento, sino el peligro de fugas, si la conservación no es muy cuidadosa, lo que no es fácil en trabajos de este género, donde las tuberías, inevitablemente, han de estar expuestas a movimientos y golpes.

La presión precisa varía según la dureza de la roca; para tipos medios conviene la de 4 atmósferas, no siendo recomendable bajar esta cifra, porque desciende mucho el rendimiento del trabajo. Para rocas duras se llega hasta 6 ó 7 atmósferas.

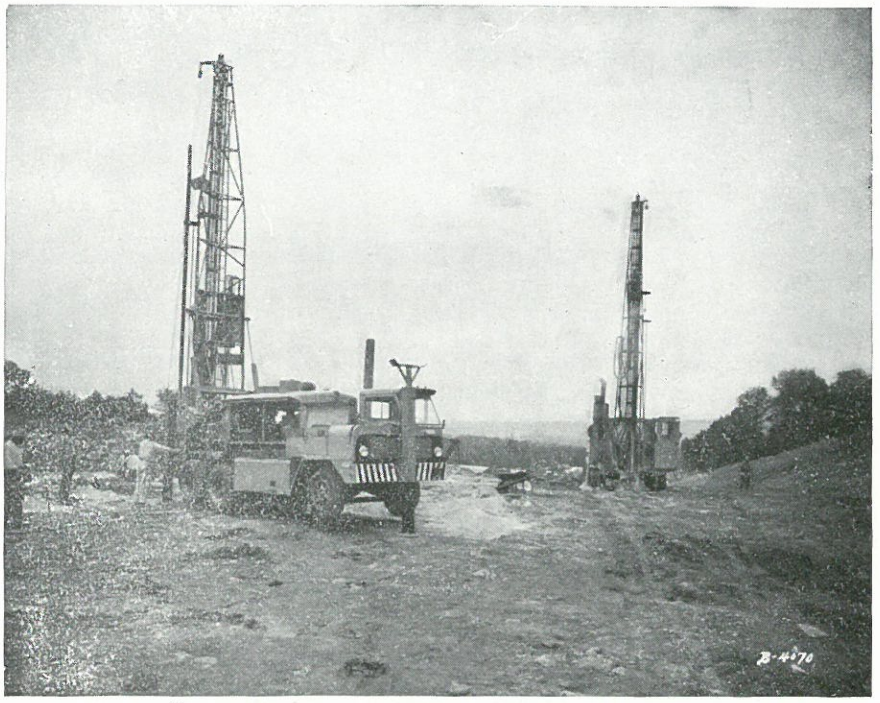


Fig. 9-67. — Perforadora y compresor sobre camino.

(Atentamente proporcionada por "Ingersoll-Rand").

El consumo de aire por cada martillo perforador depende de la naturaleza de la roca, de la longitud de la tubería de alimentación (por las pérdidas a que inevitablemente está sometida), del rendimiento de la máquina utilizada y de la pericia con que el trabajo se realice. Como término medio, puede considerarse un consumo de 1 a 2 m.^{3} de aire por minuto por cada martillo a 5 atmósferas de presión.

El aire, a la salida del compresor, debe ir a un depósito regulador, para compensar las inevitables diferencias de consumo de los martillos; el depósito ha de tener una capacidad de dos a tres veces el volumen absorbido por minuto por la totalidad de los martillos.

Los compresores pueden ser de simple o de doble compresión, y ésta efectuarse en un cilindro o dos, siendo en este último caso, uno de baja presión y otro de alta. Para instalaciones hasta 20 m.^{3} por minuto, se podrá emplear un compresor de cilindro único, con compresión simple o doble; para instalaciones mayores, conviene adoptar compresores de dos cilindros, para lograr una ma-



Figura 9-68.

(Atentamente proporcionada por "Ingersoli-Rand").

yor seguridad y un mejor rendimiento. Para presiones superiores, de 8 a 15 atmósferas, se adoptan compresores de triple compresión. Recientemente se han empezado a emplear, en grandes trabajos de túneles, tubocompresores para cantidades de aire hasta 600 m.^{3} por minuto y 12 atmósferas de presión.

El rendimiento de la perforación, hasta 2 metros de profundidad, es el siguiente:

Roca	blanda	3,5 a 5 m. l. h.
»	semiblanda	2 a 3 »
»	dura	1 a 2 »
»	muy dura	0,5 a 1 »

Para profundidades mayores, el rendimiento disminuye muy rápidamente; en un trabajo normal, con jornada de ocho horas, sólo se barrena durante seis,

y, por tanto, se debe contar con el 75 por 100 de los rendimientos antes indicados.

El número de metros lineales de barreno precisos por metro cúbico de excavación es el siguiente:

CLASE DE TRABAJO	RENDIMIENTO (*m. l. por metro cúbico*)		
	Roca que parte bien	Roca que parte regular	Roca que parte mal
Canteras	0,2	0,3	0,4
Frente abierto	0,3	0,5	0,7
Grandes excavaciones y túneles	0,7	1,0	1,5

Los diámetros necesarios para las tuberías de aire comprimido son:

	Diámetro
Para 2 martillos	50 mm.
De 2 a 6 martillos	80 »
De 6 a 12 »	100 »
De 12 a 30 »	150 »

Las tuberías, cuando la conducción es corta (hasta 10 a 15 m.) son flexibles; cuando existe una conducción de longitud importante, por ejemplo, siempre que se trate de instalaciones fijas, la tubería general es rígida, de acero, y

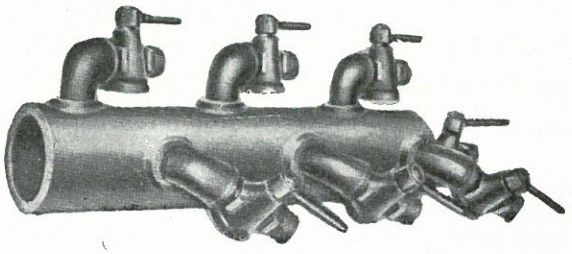


Figura 9-69.

(Atentamente proporcionada por "Ingersoll-Rand").

termina 10 ó 15 m. antes del frente de ataque en una llave de toma de aire, a la cual se enchufan los tubos flexibles (fig. 9-69); estos tubos son de goma, reforzados exteriormente por una espiral de acero; los tubos modernos están formados por una capa de goma, una o dos de lino y una de revestimiento exterior, resistente y tenaz.

Las pérdidas de carga en las tuberías de conducción de aire con los diámetros señalados pueden despreciarse, aunque la conducción sea larga; la mayor pérdida de rendimiento es debida, generalmente, a las fugas del aire, que es preciso vigilar y reparar con todo cuidado.

9.37. Disposición de los barrenos. Sistemas recomendables, según el tipo de trabajo. — La acertada disposición de los barrenos y que su carga sea la precisa, según la naturaleza de la roca, son factores que tienen gran influencia en el resultado económico de la obra.

En primer término, hay que estudiar cuidadosamente el terreno; si se trata de una roca estratificada, y los barrenos se disponen perpendicularmente a los planos de estratificación, éstos constituirían zonas de mínima resistencia por las cuales se perdería parte importante de la potencia del explosivo; es necesario, para que esto no ocurra, realizar los barrenos paralelamente a los planos de estratificación (fig. 9-70).

Cuando el volumen a desmontar por metro lineal de explanación sea relativamente reducido, será recomendable el empleo de barrenos normales al plano de ataque, hasta 40 mm. de diámetro; como regla práctica, la carga debe llenar la mitad de la longitud del barreno, estando el resto dedicado a retacado. Suele ser recomendable dar unos tiros de pie en una longitud de 0,90 a 1,20 m. para quebrantar la base del frente de ataque, y luego una serie simultánea de barrenos verticales de 1,80 a 2,50 m. de largo, separados entre sí una distancia igual a su longitud y distantes de 1 a 1,50 m. del frente de ataque. La carga puede calcularse, para una roca media, en 0,60 Kg. de explosivos por metro cúbico de excavación.

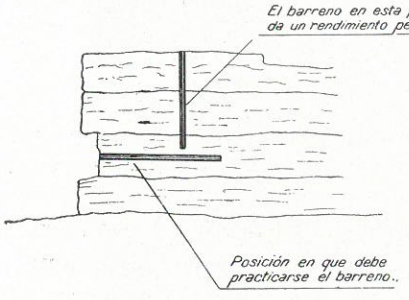


Figura 9-70.

Cuando se trate de una excavación a media ladera, los barrenos se disponen en la forma que indica la figura 9-71.

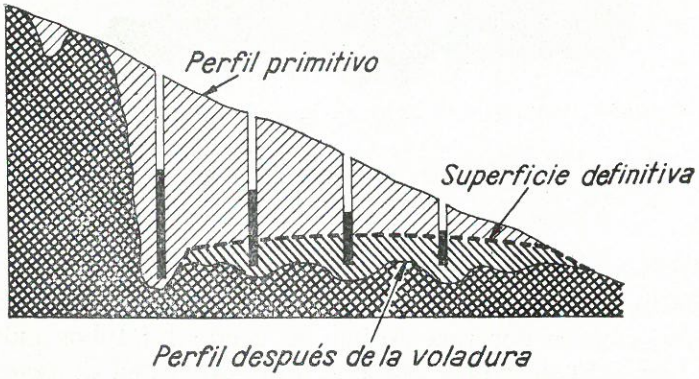


Figura 9-71.

Cuando la excavación es de importancia, cotas de desmonte de 6 metros y superiores, es preciso aumentar el diámetro y la longitud de los barrenos, si se pretende que la excavación marche rápidamente; con barrenos tipo corriente se llega a diámetros hasta de 75 mm. y a longitudes de barreno hasta 9 m.

A los procedimientos de pozos y cámaras de explosión, anteriormente expuestos, sólo se debe acudir en grandes excavaciones o en explotación de canteras.

9.38. Demoliciones. — En la ejecución de la explanación suele presentarse con frecuencia la necesidad de demoler edificaciones u obras de fábrica.

Las edificaciones pueden demolerse: *a*) con pequeños barrenos practicados en la base de los muros; *b*) con cargas adosadas, por la acción de la onda explosiva; *c*) por grandes cargas colocadas en el interior del edificio.

El primer método, pequeños barrenos practicados en la base de los muros, es recomendable para demoliciones en zonas urbanas congestionadas; produce poco ruido y no hay peligro de que los escombros se proyecten lejos. Para muros hasta 45 cm. de espesor es suficiente una fila de barrenos con una longitud igual a la mitad del espesor del muro, practicados, preferiblemente, en el interior, a unos 30 ó 40 cm. de altura. Los muros de mayor grueso requieren dos filas de barrenos, separados entre sí una distancia igual al espesor del muro.

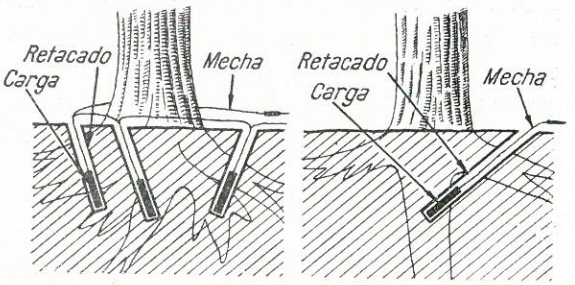


Figura 9-72.

Las cargas adosadas pueden colocarse de una manera continua a lo largo del muro o, preferiblemente, agruparse a distancias iguales a su espesor.

Las cargas interiores solamente deben emplearse cuando los edificios a demoler tienen libres a su alrededor unos 250 m. y no existen edificios habitados a menos de 800 m.

Las puertas, ventanas y demás orificios del edificio deben cerrarse cuidadosamente.

Cuando se trate de volar árboles, se colocan en su pie uno o varios barrenos, dependiendo del tamaño del árbol (fig. 9-72).

9.39. Coste de la excavación con explosivos. — No es posible dar unas cifras exactas del coste de la excavación con explosivos, pues, según hemos visto, la naturaleza de la roca, su estratificación y estado (cuarteamiento del material), altura del frente de ataque, etc., son factores todos ellos que pueden influir mucho en el coste unitario de la excavación. Solamente a título de orientación,

damos a continuación unos datos que pueden servir para calcular el precio medio:

CLASE DE ROCA	CON POLVORA		CON DINAMITA		GASTOS GENERALES	
	Mano de obra — *Horas*	Explosivos — *Kilogramos*	Mano de obra — *Horas*	Explosivos — *Kilogramos*	% de la mano de obra	
					Accesorios	Dirección
Blanda	4- 5	0,2-0,3	2,5-4	0,10-0,15	0,25	0,15
Dura	5- 7	0,3-0,5	4,5-5	0,15-0,25	0,30	0,25
Muy dura ...	9-10	0,8-1	8,0-9	0,30-0,40	0,35	0,40

9.40. Transporte de los productos de la excavación. — La organización del transporte de los productos excavados ha de estar proyectada de acuerdo con los medios de excavación y su rendimiento; es necesario que excavación, transporte, vertido y consolidación de las tierras funcionen de manera continua, sin interrupciones motivadas por un desequilibrio entre los diferentes elementos, que es preciso considerar como un conjunto.

Carretillas. — La compensación transversal de tierras (primer transporte que es preciso efectuar) se realizará con la excavadora, explanadora o niveladora, si se emplean estos elementos, y con carretillas si la excavación se ejecuta a mano; la carretilla, cuya capacidad normal es de unos 75 litros, puede ser de madera o metálica, y en este último caso llegar a capacidad mayor. Si el ancho de la explanación lo exigiese, se utilizarán los medios de la compensación longitudinal.

Camiones. — El transporte por camiones está especialmente indicado cuando la distancia a transportar es suficiente para que el ahorro de tiempo que se obtiene pese en el precio del transporte; en condiciones normales son convenientes los camiones cuando la distancia a transportar es superior a 3 Km. El camión exige, para marchar económicamente, un camino aceptable; en tierra sin apisonar, en formación de terraplenes, especialmente cuando se encuentra mojada, marchan con dificultad, como no sean de tipos especiales con diferencial doble.

Tampoco es recomendable el empleo del camión cuando las pendientes son excesivas.

El camión para movimiento de tierras suele ser, en general, volquete que puede verter por detrás o lateralmente; los hay también de caja fija, pero en este caso suelen tener las cartelas abatibles para facilitar la descarga.

Remolques. — Cuando el transporte se realiza a una distancia menor de la señalada y especialmente en trabajos de movimiento de tierras, se emplean

modernamente remolques que van tirados por tractor; los remolques que tienen caja metálica pueden verter (fig. 9-73).

a) Por los lados con la caja fija, levantando las cartelas.
b) Por detrás, levantándose la caja.
c) Lateralmente, girando la caja.
d) Por el fondo, deslizando la caja sobre unas correderas.
e) Por el fondo, con la caja fija.

Los remolques pueden ir montados sobre cuatro o más ruedas neumáticas, soportando toda la carga independientemente del tractor; otros modelos tienen dos ruedas solamente, y en este caso una parte importante de la carga actúa sobre el tractor, aumentando su peso adherente. Los remolques pueden también ir montados sobre orugas, y entonces toda la carga gravita sobre el remolque exclusivamente.

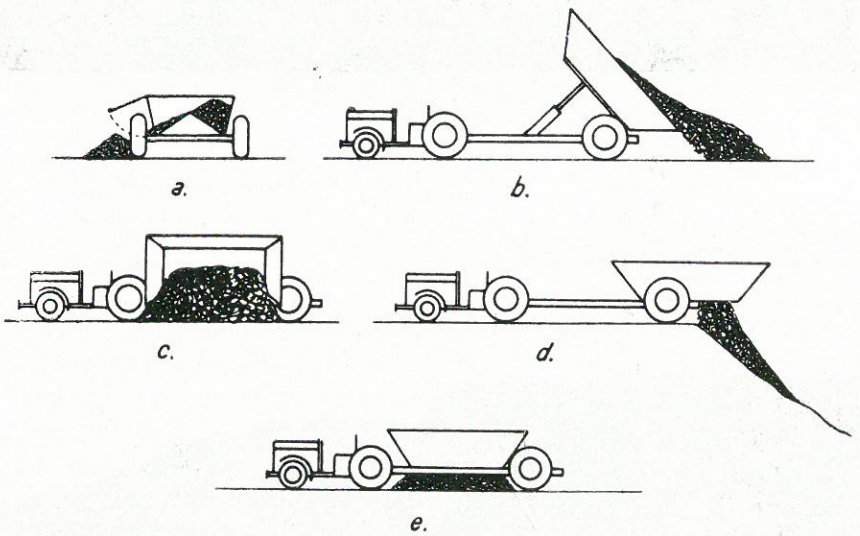


Figura 9-73.

Los remolques se construyen de gran capacidad, de 6 m.^{3} como mínimo, llegando hasta 22 m.^{3} sin copete y 37 con él. Es importante tener en cuenta la altura de los bordes, que no debe ser excesiva, para que la carga se efectúe fácilmente; es normal alrededor de 2 m., aunque en algunos tipos se llega a 3 metros.

Los tractores que tiran del remolque pueden ser de orugas o de neumáticos; las casas constructoras preparan los equipos de manera que sean fácilmente transformables; es decir, que a los mismos tractores que sirven para tracción de las traíllas o moto-traíllas se les puede acoplar los remolques o semirremolques especialmente diseñados para cada modelo. La tracción con orugas ha te-

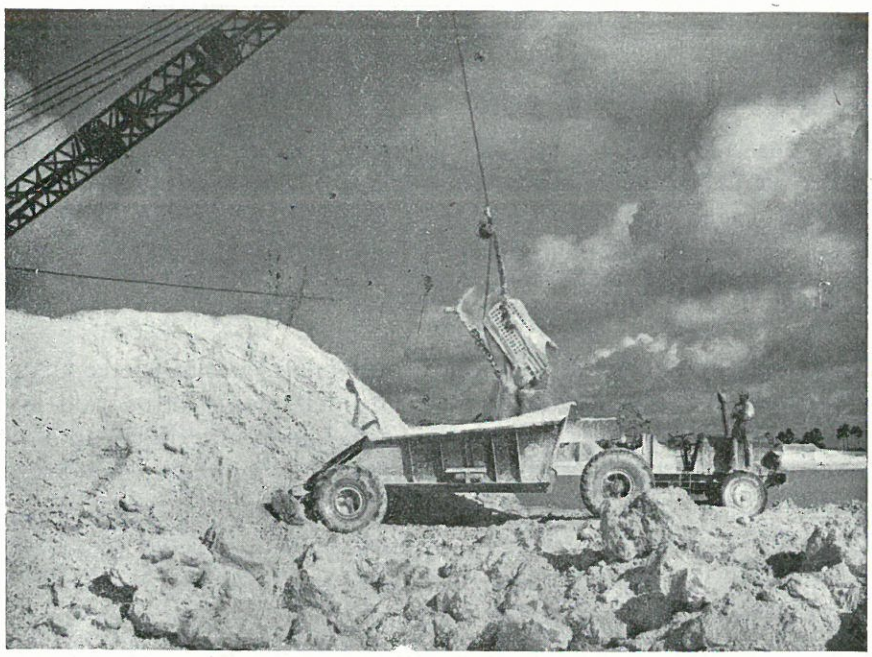


Figura 9-74.



Figura 9-75.

nido gran campo de aplicación en los trabajos de movimiento de tierras, por adaptarse muy bien a los terrenos blandos y con barro; hoy está siendo desplazada por la tracción con neumáticos, por su mayor rapidez, aunque ello suponga un gasto adicional de mantenimiento de los caminos de obra, que han de estar en condiciones relativamente buenas.

Es preciso que la potencia del tractor esté ampliamente proporcionada con el peso del remolque con carga máxima. Para los tipos medios son precisos tractores de 120 a 150 HP. Un tractor de potencia escasa dará un rendimiento reducido. Son más económicos de explotación los conjuntos de mayor capacidad, pero hay que tener cuidado en no excederse, pues aunque el remolque es barato, el conjunto resulta caro y ha de tener una utilización continua para que sea económicamente conveniente. En las figuras 9-74 y 9-75 pueden verse unos remolques en trabajo.

El rendimiento de los tractores con remolque se calcula multiplicando el número de viajes por hora que pueden realizar por la carga útil en cada viaje. A este rendimiento hay que aplicarle el coeficiente de rendimiento práctico de la máquina (hora eficaz de cuarenta y cinco minutos) y el rendimiento general de la obra, que puede valorarse, según las condiciones de trabajo, en:

Excelentes	0,85
Buenas	0,76
Medias	0,64
Malas	0,49

Para conocer el número de viajes por hora, es preciso calcular de antemano el tiempo invertido en cada ciclo de trabajo, que será la suma del tiempo fijo (carga, maniobras y descarga), y el tiempo variable, que será el empleado por la máquina en sus viajes de ida y vuelta, y que es función de la velocidad que pueda desarrollar el tractor. Para saber ésta se empieza calculando el esfuerzo de tracción necesario para vencer las resistencias opuestas a la rodadura (epígrafe **9.14**), cifra que conducirá directamente a seleccionar la marcha que es necesario emplear y la velocidad de régimen de dicha marcha. Hay que tener en cuenta que a la llegada de la zona de carga y en la de descarga, hay que reducir las velocidades del tractor para realizar las maniobras necesarias.

En cuanto al tiempo fijo, es preocupación constante de los fabricantes reducirlo al mínimo, proyectando remolques cuyo vaciado se efectúe rápidamente con mecanismos que permitan realizar con los tractores todas las maniobras en el menor tiempo posible (cambio automático de velocidades, etc., etc.).

En las tablas 9-XLI y XLII se dan algunos datos sobre los tiempos fijos empleados por estas máquinas.

El consumo de carburante y lubricante puede verse en el epígrafe **9.14**.

Conviene recalcar aquí que, según se dijo al tratar de las excavadoras mecánicas, es necesario disponer de un número de vehículos de transporte ade-

TABLA 9-XLI.

TIEMPO, EN MINUTOS, PARA COLOCACIÓN DE REMOLQUES EN POSICIÓN DE CARGA Y DESCARGA Y PARA SU VACIADO.

(Sin incluir la duración propia de la carga.)

Condiciones de trabajo	Con tractor de orugas				Con tractor de neumáticos
	1 Vaciado por el fondo		Vuelco lateral		Vaciado por el fondo
	1 remolque	2 remolques	1 remolque	2 remolques	1 remolque
Favorables	1,2 a 1,65	1,6 a 2,1	1,4 a 1,7	2,0 a 2,6	0,85
Medianas	1,9 a 2,7	2,6 a 3,3	2,2 a 2,7	3,2 a 4,1	1,50
Malas	2,4 a 3,3	3,2 a 4,2	2,8 a 3,4	4,0 a 5,2	3,00

TABLA 9-XLII.

TIEMPO FIJO, EN MINUTOS, PARA COLOCACIÓN DE REMOLQUES EN POSICIÓN DE CARGA Y DESCARGA Y PARA SU VACIADO.

(Según la casa Eúclid.)

Condiciones de trabajo	CON TRACTOR DE NEUMATICOS	
	Vaciado por el fondo	Vuelco hacia atrás
Favorables	0,45	0,85
Medianas	1,10	1,50
Malas	2,50	2,50

cuado para que los equipos de excavación mecánica no permanezcan inactivos en espera de la llegada de los medios de carga y transporte, y que la capacidad de éstos debe ser proporcional a la de la cuchara de las excavadoras, de manera que su carga completa pueda realizarse con un número de tres a seis ciclos de la pala.

Otro punto a tener en cuenta es que debe disponerse de cierto número de unidades de transporte en reserva, dispuestas a entrar en funcionamiento al menor fallo de cualquiera de las máquinas que están trabajando; se recomienda sea de una unidad como mínimo por cada ocho en funcionamiento.

Suponiendo una obra en la que estuvieran acopladas una excavadora y cuatro vehículos de transporte, la avería o parada accidental de uno de éstos supondría una disminución en el rendimiento de la obra de un 25 por 100, cifra bastante considerable si se tiene en cuenta, además, que el coste de las unidades de reserva se reduce solamente al coste de amortización e interés de la máquina, pues mientras permanece en reserva no ocasiona gasto alguno adicional.

9.41. "Dumpers". — Es un tipo de camión especialmente proyectado para toda clase de movimientos de tierras, explotación de canteras y transportes en general; puede desarrollar gran velocidad sobre caminos buenos y posee un esfuerzo de tracción elevado para marchar en los tramos de pistas de obra en peor estado o con fuertes pendientes. En realidad son unos camiones reforzados cuya caja

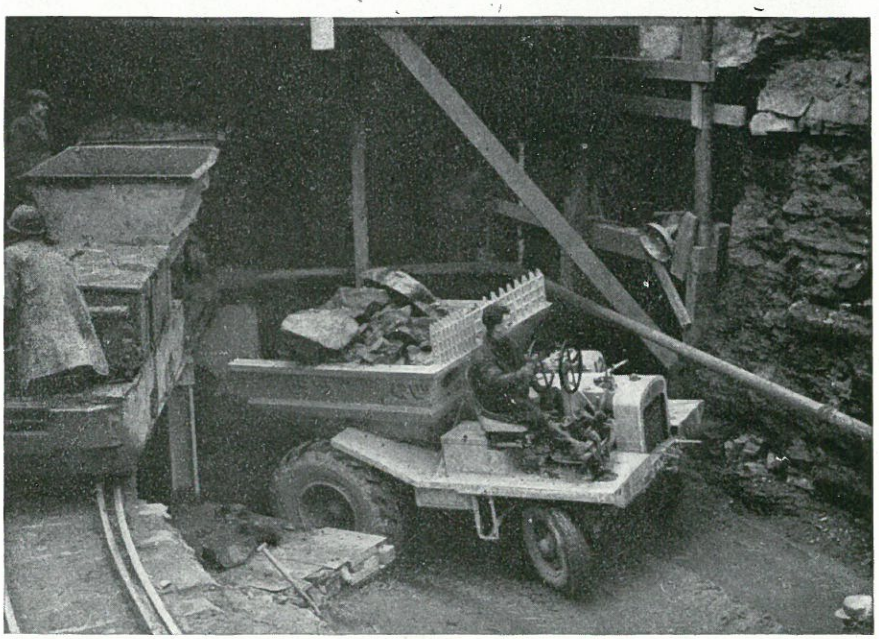


Figura 9-76.

está dispuesta para verter con rapidez su contenido. Los tipos de "dumpers" tienen una capacidad que oscila entre 2 y 25 m.^{3} (figs. 9-76, 9-77 y 9-78); los pequeños, hasta 3,5 m.^{3}, vuelcan por gravedad y son una especie de carretilla mecanizada (fig. 9-79); los demás basculan accionados por el motor. Los pequeños y medianos, hasta 6 m.^{3}, tienen la particularidad de que la silla del conductor, con sus mandos, puede girar, colocándose de frente a la dirección de la marcha, sin necesidad de tener que hacer maniobra con el dumper, lo que es muy interesante en tajos de dimensiones reducidas; su rendimiento óptimo se alcanza para distancias de transporte de 1.000 a 1.200 m. Los "dum-

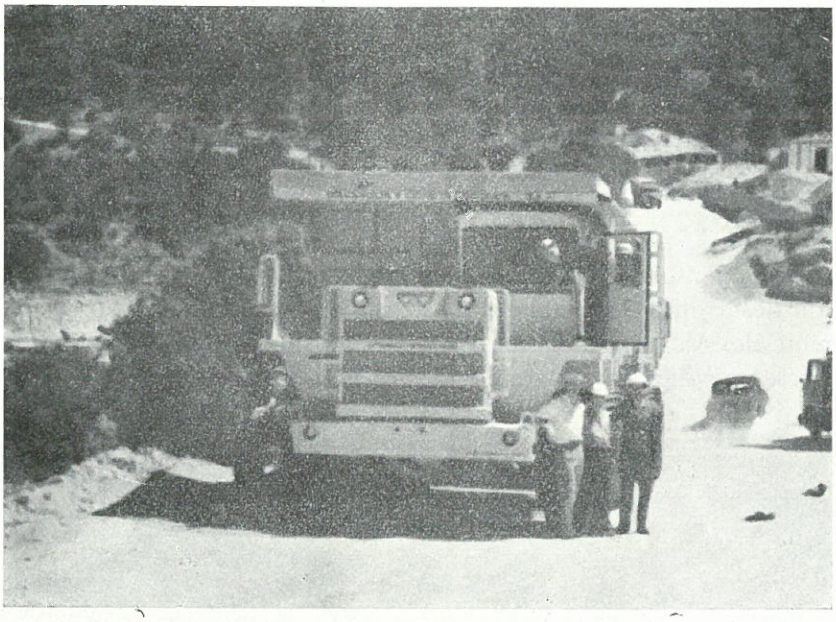


Figura 9-77.



Figura 9-78.

pers" de gran capacidad son, en realidad, camiones-volquete reforzados en su chasis, que llegan a pesar, por lo menos, el doble que un camión de la misma carga; como son vehículos destinados a trabajos muy duros, tienen motores análogos a los de los tractores y dispositivos especiales; así, por ejemplo, en algunos modelos se puede blocar el diferencial para salir de los atascos; las ruedas de dirección van montadas sobre un eje, que puede pivotar no solamente en un plano horizontal, sino también en uno vertical; el chasis va así suspendido en tres puntos, con gran ventaja en malos terrenos, pues evita su alabeo. Sus potencias varían de 160 a 300 HP., y sus capacidades, de 1 a 25 m.^{3}.



Figura 9-79.

En cuanto al rendimiento de los "dumpers", hay que tener en cuenta las mismas consideraciones que para los tractores con remolque. En las tablas 9-XLIII, XLIV y XLV se indican una serie de datos a tener en cuenta para el cálculo de su rendimiento.

El consumo de los "dumpers" es análogo al de los tractores de neumáticos, ya que su motor es el mismo.

La velocidad de los "dumpers" no es grande, oscilando, en general, de 15 a 35 Km./hora; hay algunos especiales que llegan a 75 Km./hora. Aunque su coste es de un 33 a un 50 por 100 mayor que el del camión ordinario de la misma capacidad, son, en cambio, mucho más seguros y eficaces para los tra-

Tabla 9-XLIII.

Tiempo, en minutos, para colocar el "dumper" en posición de carga y descarga y vaciado (sin incluir la duración propia de la carga).

Condiciones de trabajo	Tiempo en minutos	
		(1)
Favorables	1,65	1,15
Medianas	2,30	1,60
Malas	3,00	2,50

(1) Según la firma Euclid.

Tabla 9-XLIV.

Tiempo, en minutos, necesario para la aceleración y deceleración de "dumpers" equipados con neumáticos de baja presión, a una velocidad media de 28 Km./hora.

Resistencia a la rodadura. Relación del peso a la potencia	18		31,5		45	
	Por Kg. de resistencia por Tm.	Total	Por Kg. de resistencia por Tm.	Total	Por Kg. de resistencia por Tm.	Total
200 Kg./CV.	0,046	0,8	0,051	1,6	0,055	2,50
250 Kg./CV.	0,046	0,8	0,080	2,5	—	—

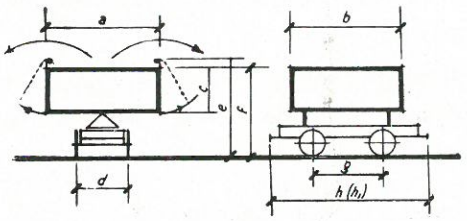
Tabla 9-XLV.

Coeficientes de corrección de marcha para "dumpers".

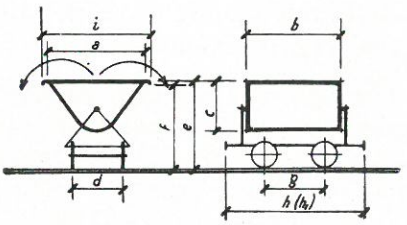
Longitud del tramo, m.	Coeficiente a aplicar a la velocidad nominal para obtener la velocidad media	
	Dumper que parte del reposo	Dumper que entra en movimiento en el nuevo tramo
150	0,50	0,70
300	0,60	0,80
600	0,70	0,80
900	0,75	0,80
1.200	0,80 a 0,85	0,80 a 0,85

bajos de movimiento de tierras, y su sostenimiento y amortización es mucho menor. La ventaja económica que en definitiva se obtiene con el empleo de los "dumpers" es apreciable.

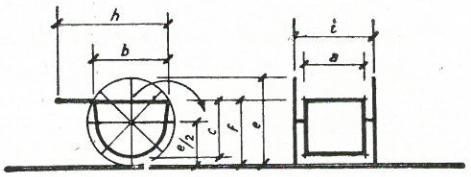
TIPO A



TIPO B



TIPO C



Tipo	Cabida — $m.^3$	a	b	c	d	e	f	g	h	h_1 con frenos	i	Peso en vacío — Kg.
A	1,25	1.500	1.500	560	600	1.450	1.322	600	2,100	2.400	1.760	810
	1,50	1,500	1.600	600	760	1.480	1.357	600	2.230	2.530	1.720	960
	2,00	1.500	1.750	650	600	1.780	1.430	800	2.600	—	1.740	1.350
	—	—	–	—	—	—	—	850	—	2.900	—	—
B	0,50	1.250	1.090	595	600	1.010	960	500	d 500 = 1.650	d 500 = 2.170	1.310	300
									d 600 = 1.690	d 500 = 2.190		
	0,75	1.440	1.250	710	600	1.135	1.085	525	d 500 = 1.820	d 500 = 2.340	1.510	340
									d 600 = 1.852	d 600 = 2.360		
C	0,10	500	600	450	—	1.000	700	—	1.300	—	900	100
	0,20	600	700	580	—	1.000	745		1.300	—	1.000	125
	0,30	600	900	700	—	1.000	800	—	1.300	—	1.000	140

Todas las dimensiones en mm.

Figura 9-80.

Vagonetas. — Cuando la distancia y el volumen de tierras tiene cierta importancia, se pueden emplear las vagonetas o vagones sobre carriles. Los más corrientemente empleados son volquetes; el esquema de los diferentes tipos y sus características normales pueden verse en la figura 9-80.

Vagones. — Para grandes trabajos de movimiento de tierras pueden emplearse vagones, volquetes o no, de mayor capacidad; en el primer caso pueden volcar de frente o de lado; sus cartelas son abatibles en la mayoría de los tipos. Aunque pueden ser de madera, es más corriente sean totalmente metálicos; en algunos, las cartelas se abaten por el peso de la carga al dar al vagón una cierta inclinación; en otros existe un mecanismo sencillo para abrirlas. Hay también vagones montados sobre orugas.

Tracción. — Los vagones pueden moverse a mano, con caballerías o con locomotoras de vapor, gasolina o Diesel; los límites dentro de los cuales resulta económico cada uno de los medios de tracción indicados son:

Arrastre a mano, de ..... 50 a 300 metros.
» con caballerías ..... 300 a 1.000 »
» con locomotoras ..... 1.000 m. en adelante.

Para que el arrastre con locomotora sea recomendable, hace falta un volumen de tierras suficiente para que compense a los gastos de su transporte a obras.

Vías. — Las vagonetas o vagones se mueven sobre vía armada sobre traviesas metálicas o de madera.

El ancho de la vía debe ser de 600 mm., siempre que la capacidad de los vagones no exceda de 2 m.^{3}; cuando son mayores, deben emplearse anchos de vía superiores.

Las características de las vías de diferentes anchos y pesos son las que se resumen en el cuadro siguiente:

TRACCIÓN	Vía armada con traviesas metálicas. Ancho, 600 mm.			Vía sobre traviesas de madera.			
				Ancho, 600 mm.		Ancho, 900 mm.	
	A mano.	Locomotoras.		Locomotoras.			
		Ligera.	Pesada.	Ligera.	Pesada.	Ligera.	Pesada.
Peso del m. l. de carril, Kg.	9	12-14	12-14	12	14	24,50-27,50	32,50
Número de traviesas por m. l.	1	1	2	1,33	1,33	1,33	1,33
Peso de los elementos metálicos por m. l. de vía, Kg.	24	37	50	26	31	54-60	74
Agujas { Longitud, m.	5	5-7	5-7	5-7	5-6	15	15
Agujas { Peso, Kg.	250	300-450	350-500	300-450	350-500	2.500	3.000

Las traviesas de madera son de altura variable de 12 a 15 cm. y deben tener una longitud igual al doble del ancho de la vía.

El coste del montaje por metro lineal de vía puede estimarse en:

Vía armada, 600 mm. de ancho	Tracción a mano	0,6	horas de peón.
	» con locomotoras ligeras	0,6	»
	» con ídem pesadas	0,8	»
Vía sobre traviesas	Ancho, 600 mm. — Tracción con locomotoras ligeras	1,2	horas de peón.
	Ancho, 600 mm. — Idem pesadas	1,4	»
	Ancho, 900 mm. — Tracción con locomotoras ligeras	1,5	»
	Ancho, 900 mm. — Idem pesadas	1,8	»

La vía armada puede moverse de su posición, sin desarmar, empleando barrotes para apalancar.

El arrastre a mano precisa dos hombres por vagoneta (cada hombre es capaz de arrastrar una tonelada, y la vagoneta cargada viene a pesar de 1,5 a 2 Tn.). La velocidad del arrastre a mano es de 60 m. por minuto. Hay que añadir, como tiempo perdido, de cinco a siete minutos. Los tiempos de excavación y carga son los consignados en los epígrafes **9.2** y siguientes.

La velocidad de arrastre por caballerías puede suponerse de 70 m. por minuto; en una vía horizontal bien asentada cada caballería puede arrastrar cuatro vagonetas de tres cuartos de metro cúbico; el esfuerzo de tracción puede considerarse, teniendo en cuenta el rozamiento de la vía, de 70 Kg. por caballería; si hay más de una, será preciso aplicar los coeficientes de reducción que se fijaron al hablar de los esfuerzos de tracción animal. El tiempo perdido debe considerarse de diez minutos en cada viaje completo.

En el arrastre con locomotoras las velocidades medias son:

Con vía de 600 mm.	10 Km./hora.
Con vía de 900 mm.	12 »

El tiempo perdido en viaje completo puede considerarse de quince minutos.

La longitud de los trenes depende de la potencia de las locomotoras. Cuando la vía está en pendiente, el esfuerzo de tracción se deberá aumentar o disminuir en tantos kilogramos por tonelada como milímetros por metro tenga la pendiente.

Los gastos de conservación y amortización del equipo de vía, vagonetas y locomotoras son:

	Años.	% mensual del valor nuevo.
Vía armada	6	1,00
Carriles y bridas	12	0,30
Agujas	8	0,50
Vagonetas	4	1,40
Locomotoras de vapor	10	0,80
Locomotoras de motor Diesel	6	1,10

Cuando se trata de la formación de terraplenes hay que tener en cuenta que el transporte por trenes sobre vía no apisona nada el terraplen en formación, como ocurre con los otros medios de transporte de que hemos hablado; será necesario extremar el empleo de los medios especiales de apisonado. Por ello se usan cada vez menos en la formación de terraplenes, utilizándose casi únicamente para el transporte a caballeros a larga distancia.

Bibliografía.

ADIL GABAY: *Les engins mecaniques de chantier.*

A. BLANCO: *Pirología: utilización racional de explosivos.*

Le matériel française d'entreprises. Editions "Science et Industrie", 1956.

Le matériel de travaux publics. "La Technique Moderne. Construction". Dunod.

CAPITULO X

EL TERRENO Y LA CONSTRUCCION DEL CAMINO

10.1. El terreno y la construcción del camino. — La influencia de la naturaleza del terreno que una carretera atraviesa, en el coste de su construcción y conservación, es muy grande. El valor de la excavación, de la formación de los terraplenes, de las características de las obras de fábrica, depende mucho del tipo de suelo por que el trazado se desarrolla: y construida en condiciones la explanación, el espesor total del firme preciso varía entre límites muy amplios, según el suelo sobre el que se asienta. Y el suelo no sólo influye en los gastos de construcción, sino que en ciertos casos puede también efectuar en forma apreciable a los de conservación; una carretera construida en un terreno difícil, sin haber adoptado las precauciones que la naturaleza del suelo hacía imprescindibles, puede resultar carísima de conservación, y, a pesar de ello, ser muy difícil mantenerla en condiciones aceptables; no hay nada más caro y difícil que intentar y arreglar *a posteriori* algunos defectos de construcción. Conocer la naturaleza del suelo, antes de proyectar y construir una carretera, es imprescindible.

10.2. Clasificación del terreno. — Puede clasificarse en dos grandes grupos, cuyos límites resultan bastantes definidos.

Rocas: materiales de distinta naturaleza y propiedades, que forman una fase continua.

Suelos o tierras: materiales que provienen de la descomposición o transformación de las rocas y que forman un conjunto de fase discontinua.

10.3. Rocas: Clasificación y características geológicas. — Pueden calificarse en tres grandes grupos:

Igneas.

Sedimentarias.

Metamórficas.

Las *rocas ígneas*, granitos pórfidos, ofitas, están formadas por el enfriamiento y cristalización, al salir al exterior el material fundido procedente del interior de la corteza terrestre. El tamaño de los granos y la forma de estar unidos es distinto, según como el enfriamiento tuvo lugar.

Las *rocas sedimentarias* provienen de la sedimentación de los productos de la descomposición de rocas ígneas que, arrastrados por las aguas, se fueron depositando en zonas determinadas. La naturaleza de estas rocas es muy diferente de unos tipos a otros según su origen. Constituyen este grupo las areniscas, calizas, margas y yesos.

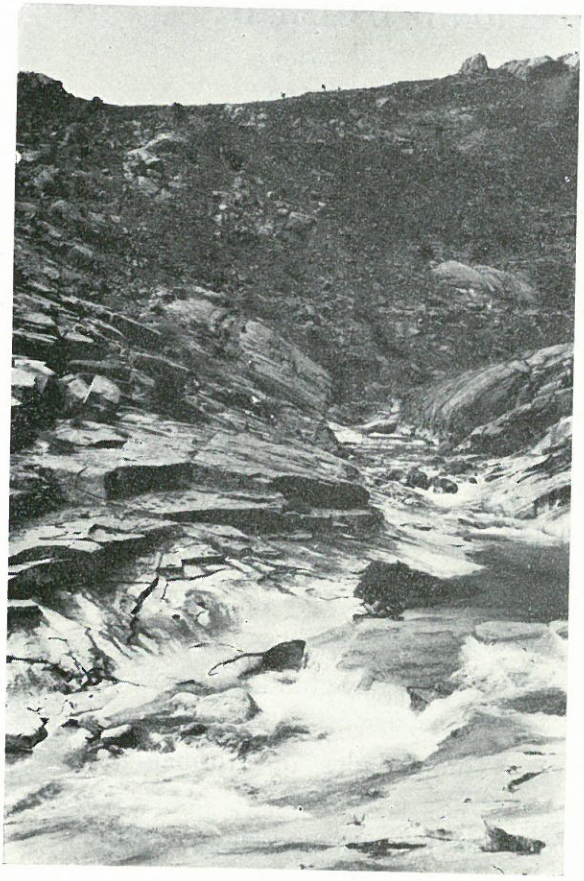


Fig. 10-1, *a*. — Diaclasas del granito en el valle del Manzanares. La resistencia del terreno es muy heterogénea y con relación prácticamente nula con las características físicas y mecánicas del material.

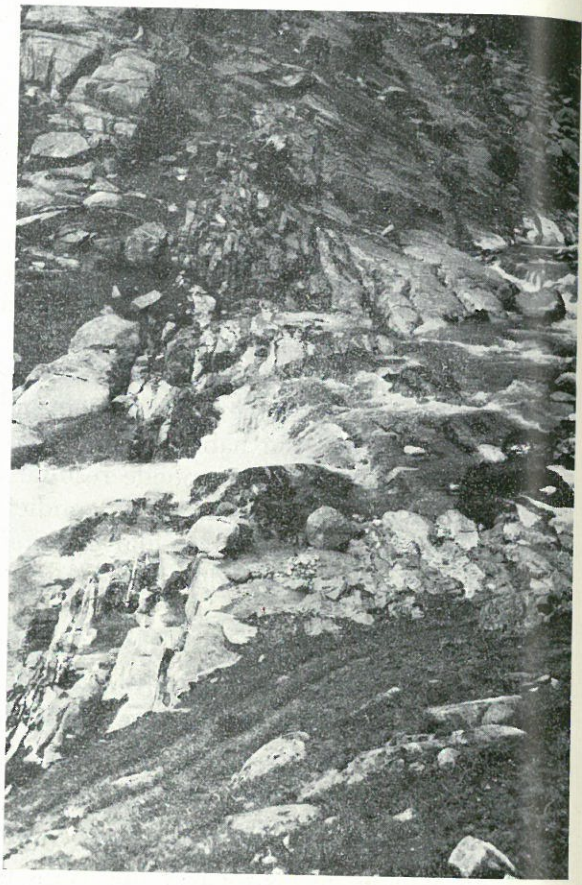


Fig. 10-1, *b*. — Diaclasas del granito y diques de aplita y pulido de abanico corriendo verticales en el mismo rumbo; la estabilidad del macizo es muy heterogénea y distinta de las características del material aislado.

Las *rocas metamórficas* provienen de las sedimentarias que fueron sujetas a la acción de ciertos agentes exteriores: grandes presiones, temperaturas elevadas, etc., etc. Los esquistos, pizarras y cuarcitas son las que constituyen este grupo de rocas.

Sus propiedades, desde el punto de vista del ingeniero de carreteras, varían entre límites muy amplios. Hay que considerar la roca como:

a) Terreno en el que se desarrolla un trazado.

b) Origen de materiales a utilizar en la construcción del camino.

El terreno en el cual se desarrolla el trazado hay que estudiarlo atentamente por las características que debe tener la obra en sí y por su coste.

Las características de la obra en sí, especialmente en los taludes a adoptar, dependen no sólo de la clase de roca, sino también de cómo ésta se en-



Fig. 10-2. — Carretera en construcción en Santa Cruz de Tenerife (Islas Canarias) a su paso por las Cañadas; el macizo rocoso es bastante homogeneo, a pesar de lo cual, presenta algunos planos de rotura que pueden ser peligrosos.

cuentre. Se entra de lleno en este aspecto en el campo de una rama de la ciencia que está en sus comienzos; la mecánica de las rocas. La roca, desde el punto de vista de su resistencia, tiene características que pueden y, normalmente, son distintas de las que presenta el macizo en su conjunto; la roca muy resistente en un cubo sometido a ensayo de laboratorio, en el macizo que constituya, tal vez presente en la construcción de la explanada dificultades y peligros graves. Los macizos rocosos pueden presentar planos de rotura frágil, diaclasas, muchas veces con orientaciones múltiples y no siempre de las misma

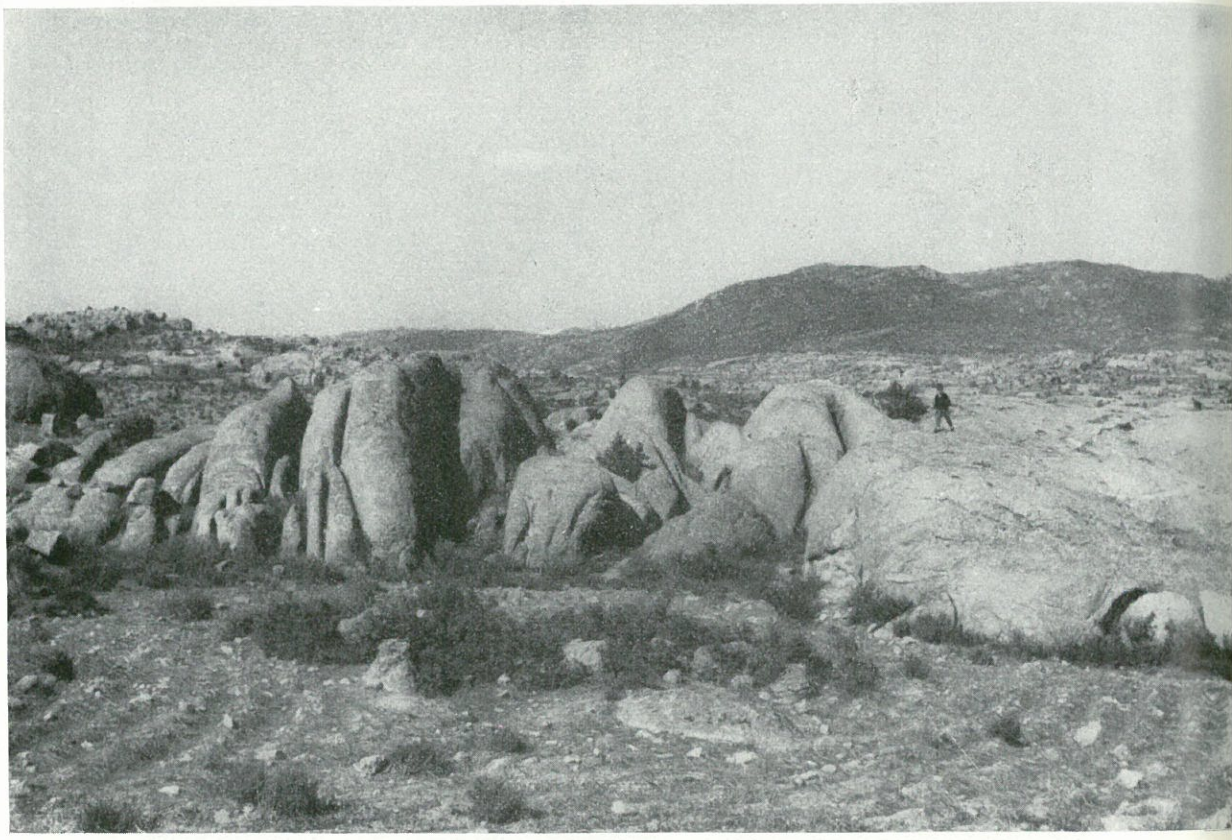


Fig. 10-3. — Canchal granítico muy adiaclasado y con los planos de diaclasa muy abiertos por efecto de la meteorización. Zona occidental de la sierra del Hoyo-Hoyo de Manzanares-Madrid. Vista hacia el Este.

época. Los conjuntos de diaclasas pueden ser locales o no; las más antiguas tienen frecuentemente filones de cuarzo, cuarcita o pórfido, por los que circula agua; el macizo rocoso puede verse frecuentemente alterado y como las diaclasas no son normalmente de dirección uniforme, la resistencia del macizo rocoso y la orientación y el valor de los empujes puede verse profundamente alterado de una zona a otra, y dar como resultado empujes muy variables en dirección y valor; se comprende perfectamente lo difícil que es fijar la orienta-

ción y el valor de empuje en un macizo de rocas donde existan. Las masas rocosas ígneas y cristalinas a veces presentan un sistema de fracturas o litoclasas de esfoliación, aproximadamente, paralelos a la superficie expuesta a la intemperie (fig. 10-1-2-3).

Hay ciertos tipos de rocas, especialmente las calizas y las margas, donde pueden presentarse fracturas plásticas no tan amplias como las frágiles o diaclasas; son menos aparentes y se manifiestan en fisuras no planas; son debidas, normalmente, a la pérdida de cohesión; en rocas calcáreas estas fisuras se encuentran, con frecuencia, rellenas de calcita; estos planos de corte están inclinados 45° en relación con las tensiones principales; pueden presentarse los dos sistemas de grietas simultáneamente.

Otro tipo de alteración de las rocas son las fallas, roturas importantes debidas a movimientos de la corteza terrestre, con una variación fuerte de los planos de estratificación primitivos. En otros casos, esfuerzos extraordinarios, producidos por determinadas causas, pueden ser origen de la pulverización de la roca, dando lugar a zonas, dentro del macizo rocoso, desprovistas de cohesión; este fenómeno se presenta con relativa frecuencia en los granitos, especialmente de grano grueso, y en ciertas cuarcitas.

En los macizos rocosos se pueden encontrar intercaladas zonas plásticas, formadas, por ejemplo, por yesos o anhidritas, que den lugar a movimientos considerables por migración de unas zonas rocosas a otras de menos presión, migración que puede producir la pulverización de las rocas, originando profundas alteraciones por circulación de agua especialmente, y empujes anormales.

Hay, otras veces, rocas aparentemente sanas y homogéneas, que por la acción de los esfuerzos a que han estado sometidas, presentan microfisuraciones, y, por esta causa, una reducción importante de resistencia en relación con la roca sana; las microfisuraciones no pueden apreciarse a simple vista, se acusan en el microscopio; la roca con microfisuraciones tiene una permeabilidad acusadamente más elevada que la roca sana; y, como consecuencia, su resistencia es, apreciablemente, menor.

Ciertos tipos de rocas estratificadas, las pizarras especialmente, pueden originar grandes empujes y desprendimientos, que son muy difíciles de evitar si el buzamiento de los estratos forma un ángulo reducido con el talud de la excavación.

Por todo cuanto llevamos expuesto, se deduce la dificultad que presenta el determinar cuál ha de ser el comportamiento de un macizo rocoso que esté alterado por cualquiera de las causas enumeradas; es prácticamente imposible calcular las cargas que al efectuar la excavación se puedan producir. En la figura 10-4 se aprecian los desprendimientos originados por la excavación de una carretera construida a media ladera en Méjico; una pequeña alteración del equilibrio de la ladera de roca porfídica, por una excavación de pequeña cota, fue origen de desprendimientos gravísimos de muy difícil corrección; en estos casos la solución prudente es alterar lo menos posible el equilibrio del macizo rocoso, construyendo el tramo de carretera en voladizo (fig. 5-25).

No es posible, por tanto, en los terrenos en roca deducir por unos ensayos

de laboratorio de muestras obtenidas, como veremos es posible hacer en los suelos, cuál ha de ser su comportamiento; es preciso estudiar el conjunto *in situ;* para ello, los sistemas de estudio geofísico de los macizos a atravesar, pueden ser de indudable utilidad. También se ha empezado a emplear con éxito la auscultación de los macizos y taludes por detectores de microseísmos; cuando no son estables estos aparatos captan los ruidos que en el interior se pro-

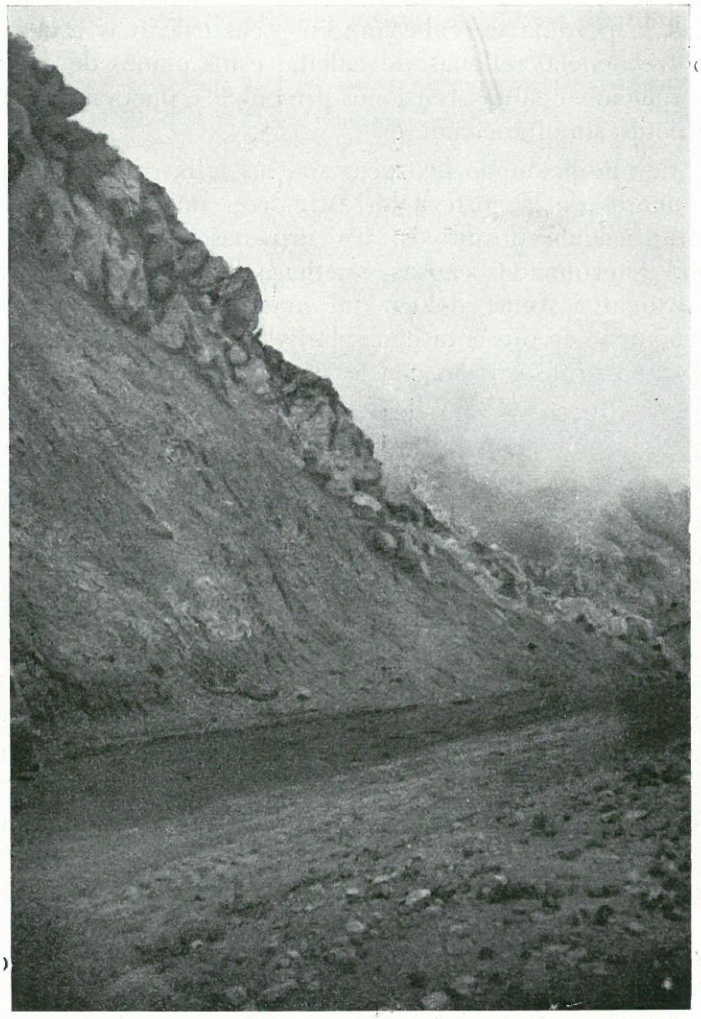


Figura 10-4.

ducen por el movimiento de la roca fracturada; son un indicador del peligro; pero el comportamiento de un macizo rocoso no puede conocerse con una cierta aproximación más que con ensayos *in situ* muy costosos y localizados, sólo de cierta utilidad en casos muy especiales.

10.4. El coste de la excavación en roca. — El coste de la excavación en roca

varía ampliamente con sus características; según vimos, epígrafe **9-36,** la diferencia de metros lineales de barreno precisos para excavar un metro cúbico es muy grande, de unos tipos de rocas a otras; puede ser más del doble cuando la roca parte mal; como el rendimiento por hora de la perforación también varía ampliamente de 0,5 hasta 5 m. lineales, y el consumo de explosivos también es muy distinto (epígrafe **9-39**), se comprende que la variación del coste de la excavación en roca pueda oscilar grandemente, según el tipo de roca, e incluso, dentro de la misma clase, entre que parta bien o mal, característica que depende del número o situación de sus planos de rotura. Al fijar el precio de una excavación en roca, hay que proceder, por tanto, con la máxima prudencia, y previo un reconocimiento cuidadoso del terreno.

10.5. La roca como material utilizable para la construcción del camino. — La construcción del camino exige materiales para la obtención de las rasantes del camino, formación de pedraplenes; por otra parte, los obtenidos de la excavación pueden emplearse o no para las distintas capas que forman el firme de la carretera o las obras de fábrica.

Las rocas para la formación de pedraplenes, aparte de las condiciones precisas para lograr una buena consolidación, deben tener la fundamental de su inalterabilidad; al partirse la roca y quedar expuesta a la acción de los agentes atmósfericos, puede alterarse, y como consecuencia de ello producirse asientos, que repercutan en la estabilidad del firme. Así, puede suceder, por ejemplo, con los esquistos, que a veces llegan a convertirse en una masa arcillosa inestable y peligrosa; los esquistos y pizarras son también heladizos; el peligro puede ser mayor aún si se trata de rocas de yeso o con yeso, si no se adoptan disposiciones especiales. El granito de grano grueso también puede alterarse, convirtiéndose el feldespato en arcilla, y quedando libre una masa de granos de cuarzo, sin cohesión; los taludes se van disgregando poco a poco.

En relación con la utilización de la roca como material, para la posible construcción de las distintas capas del firme, las características son las siguientes:

Granito: los tipos de grano grueso no son convenientes para la construcción de firmes; son friables y se deshacen bajo la acción de las cargas del tráfico o de los rodillos apisonadores en el proceso de consolidación; los granitos de grano muy fino dan piedra partida de aristas muy vivas, y, si no se toman precauciones al machacar piedras, en forma de lajas. Los granitos de grano fino son excelentes para adoquines y bordillos; se labran muy fácilmente.

Las demás rocas ígneas, pórfidos y ofitas dan piedra de calidad excelente para firmes; hay que tomar precauciones al machacar, para evitar las piedras en forma de lajas y agujas.

Las areniscas no son recomendables en general, excepto las muy duras, para su utilización como piedra machacada porque son friables; las de tipo conglomerado no pueden emplearse para firmes.

Las calizas pueden ser de tipos muy diferentes: las compactas de grano muy fino, son duras, pero hay otras muy blandas; las duras dan excelente piedra machacada y se pueden emplear para adoquines, aunque se labran difícilmente.

Las margas, mezclas de caliza y arcilla, son rocas blandas; forman un grupo muy difícil de definir que va desde las calizas a las rocas de tipo arcilloso; son heladizas y, por tanto, se descomponen cuando están expuestas a la acción de los agentes atmosféricos; constituyen, en gran parte, el terreno de tránsito entre la roca y el suelo.

El yeso, sulfato de calcio, puede ser anhidro — anhidrata o Karstenita — o hidratado, yeso propiamente dicho; se puede presentar solo y mezclado con arena o arcilla. Al hidratarse la anhidrita aumenta mucho de volumen, produciendo fuertes empujes; se disuelve en agua muy lentamente, en especial cuando no se trata de agua en movimiento; las aguas con yeso en disolución, aguas selenitosas, pueden producir el ataque y destrucción de las obras de fábrica construidas con cemento; habrá de adoptarse las precauciones especiales para evitar que entren en contacto con ellas. No es utilizable para firmes, y en caso de que sea preciso emplearlo para formar el terraplén, habrá que tomar precauciones especiales para su consolidación y evitar que pueda entrar en contacto con el agua.

Los esquistos o pizarras son típicos de las rocas metamórficas; no son utilizables como materiales para la construcción del camino; como ya hemos dicho, pueden alterarse en contacto con la atmósfera, transformándose en arcilla. Los productos de la excavación de estos tipos de rocas no son recomendables para la formación de terraplenes y, desde luego, no sirven para los firmes en ninguna de sus capas.

SUELOS

10.6. El estudio de la naturaleza y propiedades de los suelos es muy interesante, pues constituyen una proporción importantísima del terreno en el cual ha de trabajar el ingeniero al construir los caminos. Hasta hace unos años las propiedades mecánicas de los suelos sólo se conocían de una manera empírica; no se estudiaban con una técnica racional. En 1913 se establecieron en Suecia y Estados Unidos comités para estudio de los suelos por los Ferrocarriles Suecos y la American Society of Civil Engineers. Y, a partir de 1920, se empezó a dedicar cada día una mayor atención al estudio científico de las propiedades de distintos suelos; las exigencias de calidad en la construcción y conservación de los caminos eran cada vez mayores. En 1931, la Public Roads Administration, de los Estados Unidos, anunció una clasificación fundamental de los suelos, desde el punto de vista de su comportamiento como cimiento de los caminos. En 1936 tuvo lugar, en la Universidad de Harvard, la primera Conferencia Internacional de Mecánica del Suelo y Cimentaciones; hasta 1965 se han celebrado cinco reuniones más, en Rotterdam, Zurich, Londres, París y Montreal. Fundador de esta rama de la ciencia fue el Dr. Ing. Karl Terzaghi, creador de los laboratorios de Viena, y que trabajó largos años en la Universidad de Harvard. A su nombre va unido la personalidad del Prof. A. Casagrande. A ambos debe la ciencia de la mecánica del suelo una parte impor-

tantísima de su enorme progreso. No es posible, dentro de los límites lógicos de nuestra tarea, dedicar la extensión y el detalle que merece el reciente, pero ya amplio, campo de la mecánica del suelo; hemos de limitarnos al estudio de aquellos principios más fundamentales que afectan a la construcción y conservación de los caminos.

10.7. Origen y naturaleza de los suelos. — Los suelos provienen de la transformación de las rocas originarias. Al principio, las acciones exteriores, calor, humedad, hielo y deshielo, etc., se limitan a fraccionar y pulverizar la roca; cuanto más avanza la desintegración de la roca primitiva, más intensos son los efectos de los agentes exteriores, y entonces, a la acción física, se une la química, que descompone y transforma las pequeñas partículas, dando lugar a la formación de una serie de productos capaces de eliminar una flora y una fauna que no tarda en establecerse, y que, a su vez, contribuye a nuevas transformaciones del suelo. Esta evolución, continuada durante miles de años, va acompañada de lavados y sedimentación, en los que el agua disuelve y transporta los productos de una parte del terreno y los deposita en otra.

Las dos etapas examinadas producen elementos de propiedades diferentes: la erosión física, al descomponer mecánicamente la roca, da lugar a gravas y arenas; la acción química origina un suelo formado por partículas finísimas, cuya naturaleza y estructura es distinta de la roca primitiva.

Cuando la acción química no puede actuar, como ocurre en los desiertos, por falta de humedad, se encontrarán suelos totalmente arenosos, que asimismo se hallarán en aquellas zonas donde un lavado continuo va arrastrando el material fino, arcilla, a medida que se forma; esto último ocurre, por ejemplo, en las playas y ramblas de los ríos y en grandes extensiones del Norte de Europa, donde las precipitaciones abundantes lavan continuamente el suelo, sometido, por otra parte, a una escasa acción química por las bajas temperaturas del ambiente. En las regiones tropicales, en cambio, las dos circunstancias, calor y humedad, actuando conjuntamente, hacen muy intensa y eficaz la acción química y allí se encuentran enormes extensiones de suelos arcillosos. Los dos componentes esenciales y extremos del suelo son, por tanto, la arena y la arcilla. Entre ambos se encuentran los limos.

La arena es inerte; con un determinado grado de humedad tiene una cohesión aparente que puede alcanzar el valor preciso para que el suelo arenoso soporte sobre él la acción de un tráfico relativamente importante. Si el contenido de agua aumenta o disminuye de la proporción crítica, que depende del tipo y granulometría de la arena, la cohesión aparente va haciéndose menor y llega a desaparecer.

La fracción del suelo, cuyo tamaño oscila entre 0,05 y 0,005 milímetros, se denomina limo. A partir del tamaño inferior constituye lo que llamaremos arcilla. En realidad los límites de tamaño fijados son secundarios e incluso varían de unas a otras clasificaciones. Lo que realmente diferencia los limos de las arcillas son sus propiedades plásticas. Los limos son, por decirlo así, are-

nas finísimas; el tamaño de sus granos es aún suficientemente grande para que los fenómenos de superficie tengan poca importancia; por ello son inertes y muy poco plásticos.

En las arcillas la forma de laja de sus granos y su tamaño muy reducido hacen que la relación de área a volumen sea enorme y, por ello, los fenómenos de superficie tienen importancia fundamental y son causa de su plasticidad, propiedad peculiar de su comportamiento.

10.8. El agua y el suelo. — La proporción de agua de un suelo tiene gran importancia; altera las propiedades de los elementos que lo constituyen y, por tanto, las del conjunto. Los principales efectos que el agua puede producir son:

1.° Cambia la resistencia al esfuerzo cortante; taludes y cimientos estables con una determinada proporción de agua pueden, al aumentar ésta, dejar de serlo. En general, al crecer la proporción de agua disminuye la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; en los granulares de tamaño medio y grueso, faltos de cohesión, la proporción de agua no produce alteración sensible del ángulo de rozamiento interno; en las arenas finas, el agua, hasta una cierta proporción, origina un incremento de resistencia al esfuerzo cortante porque aumenta la cohesión aparente.

2.° El agua actúa como solvente de las sales que el suelo contiene y, por tanto, sobre sus propiedades.

3.° El aumento de la proporción de agua en determinados suelos puede ser causa de un incremento de volumen que produzca movimientos en la explanación y el firme; este fenómeno se presenta en terrenos arcillosos.

4.° El agua contenida en el terreno puede helarse, y al aumentar de volumen, ser causa de la desintegración del terreno o de movimientos del mismo, que originen perturbaciones en la explanación o el firme.

5.° Si la proporción de agua no es uniforme, la resistencia del cimiento será desigual y desiguales los asientos del firme.

La proporción de agua de la explanación deberá ser una constante preocupación del ingeniero.

10.9. La arcilla. — Dentro de la denominación genérica de arcilla se encierran una serie de materiales de propiedades muy diferentes; la fijación del tamaño máximo de sus partículas, 0,005 mm., marca un límite un tanto arbitrario; se comprende que el tamaño de las partículas tenga importancia indudable, pues cuanto menores sean, mayor será su superficie específica y mayor, por tanto, la proporción de agua que puedan absorber; pero no es la composición granulométrica de una arcilla el único factor determinante de sus propiedades plásticas; la proporción de agua que una arcilla puede contener depende también del estado de tensiones a que se encuentre sometida, así como de la naturaleza y propiedades de sus partículas. Para explicar por qué sucede así hay que estudiar, aunque sólo sea ligeramente, la naturaleza de los lazos que unen

entre sí las partículas de arcilla; están formadas por una especie de celosías planas alargadas, constituidas por moléculas de alúmina, sílice, óxido de hierro o magnesia, distribuidas en formas diversas, según la naturaleza de la arcilla; todas estas moléculas tienen cargas negativas; por la forma en que está constituida la partícula, ésta presenta una gran superficie específica. Las moléculas de agua son bipolares de la forma + HOH —; las moléculas de arcilla, por tener cargas negativas, pueden fijar las moléculas de agua; por otra parte, existen disueltos en el agua cationes de distinta naturaleza que pueden estar hidratados, es decir, mantener unidos a ellos un número de moléculas de agua que, a su vez, podrán fijarse por las partículas de la arcilla; se comprende, pues, que dependiendo de la naturaleza de la arcilla y de los cationes que el compo eléctrico contenga, el conjunto catión-arcilla podrá llevar una mayor o menor cantidad de moléculas de agua. Una representación ideal de lo expuesto es la recogida en la figura 10-5, debida a E. W. Rusell. En la práctica se comprueba lo expuesto: las arcillas impregnadas de sales sódicas o líticas, tienen gran diferencia de volumen, según estén secas o húmedas; son muy viscosas y admiten mucha agua desde que comienzan a ser plásticas hasta que se fluidifican; tienen un índice de plasticidad muy alto. Lo contrario ocurre con las arcillas de cesio o de rubidio. También influye en la proporción de agua que puede absorber la naturaleza de las celosías que forman la estructura fundamental de la arcilla; cuanto más sílice tiene, mayor cantidad de cationes puede absorber y más sensible será a los cambios de humedad. Los sesquióxidos de hierro o de aluminio producen efectos contrarios.

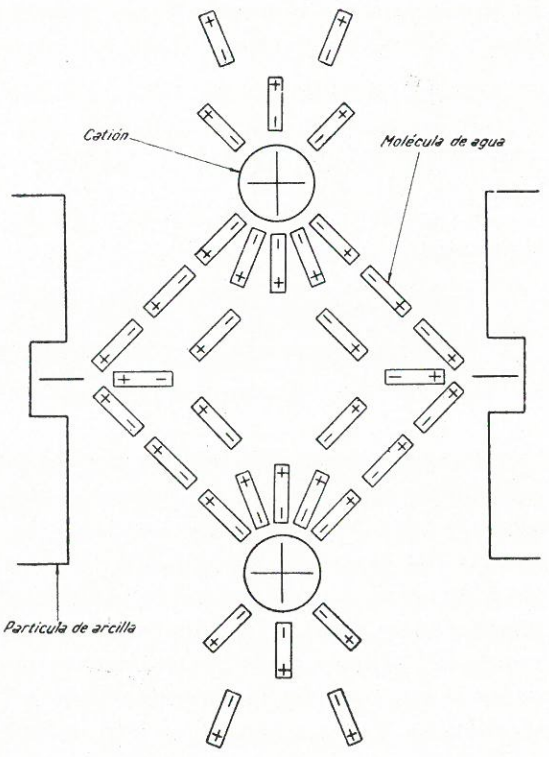


Figura 10-5.

Hay que tener, además, en cuenta una propiedad importante: la unión de los cationes, unidos a las partículas de arcilla por medio de las moléculas dipolares de agua, es precaria; y es posible cambiarlos por otros que modifiquen las posibilidades de absorción de agua y, por tanto, las propiedades plásticas que la arcilla presente; estos cationes, que pueden desplazarse fácilmente, se denominan "bases de cambio". La actuación sobre las "bases de cambio" es el fundamento de determinados procedimientos de mejora de arcillas.

Los principales componentes de la arcilla se pueden clasificar en los grupos siguientes:

Grupo del caolín. — Es el caolín $(OH)_8Al_4Si_4O_{10}$ el principal componente del grupo; con menos importancia entran la nacrita, dickita y anauxita.

Grupo de la montmorillonita. — Su composición teórica es $(OH)_4Al_4Si_8O_{20}$; el aluminio puede estar parcialmente sustituido por hierro o magnesio, recibiendo en estos casos los nombres de montronita y sapronita, respectivamente. El tipo de arcilla montmorillonita puede existir con una menor proporción molecular sílice-alúmina que la teórica, y entonces se denomina beidellita.

Grupo de illita. — Se aplica este nombre a las arcillas minerales similares en su composición y estructura a la mica moscovita. Su composición es $(OH)_4K_n(Al_4Fe_4Mg_4Mg_6)\ Si_{8-n}\ Al_n)O_{20}$.

La capacidad de los distintos grupos para llevar bases de cambio es la siguiente:

Montmorillonita	60 a 120	(en miliequivalentes por 100 gr.).
Illita	20 a 40	
Caolines	3 a 15	

Por esta causa, las arcillas del grupo montmorillonita aumentan considerablemente de volumen en presencia del agua, debido a la cantidad grande que admite entre los enlaces de las bases de cambio. Las arcillas más permeables son las del grupo de los caolines; las más impermeables, las montmorillonitas; las illitas tienen unas veces permeabilidad similar a las caolinitas, y otras, intermedias entre éstas y las montmorillonitas. La permeabilidad de los caolines depende del tamaño de sus partículas y puede llegar a ser, según ENDELL, 1.000 veces mayor que en la montmorillonita. La adición de un 10 por 100 de montmorillonita a una arena de cuarzo reduce su permeabilidad en 10.000 veces, lo cual explica cómo una pequeña proporción de ella, en un suelo de un material determinado, puede cambiar, en cuantía importante, sus propiedades fundamentales.

La capacidad de absorción de los distintos tipos de arcilla y la arena es la siguiente, según ENDELL, LOOS, MEISCHEIDER y BERG:

	Agua absorbida en % material seco.	Tiempo para absorber el máximo de agua.
Na-montmorillonita	700	10 horas.
Ca-montmorillonita	300	40 min.
Caolín	90	20 »
Mica (illitas)	125	25 seg.
Arena de cuarzo	27-32	10-23 »

Los suelos que tienen gran cantidad de arcilla del grupo montmorillonita, como adsorben mucha cantidad de agua, tardan en consolidar, y su retracción es muy grande; son difíciles de drenar y sus fuerzas capilares son superiores a las de los otros grupos. En cambio, las arcillas compuestas de caolines y algunas illitas consolidan rápidamente y tienen una retracción pequeña.

Se comprende, por lo expuesto, el extraordinario interés que tiene conocer la composición de las arcillas. Los métodos de análisis corrientes son muy lentos y complicados; hoy los componentes de las arcillas se estudian por medio de los rayos X, el análisis térmico diferencial, y el espectro con rayos infrarrojos. El conocimiento, por el empleode estos medios, de la naturaleza de las arcillas, es un auxiliar eficacísimo para prever sus propiedades.

En la práctica tiene gran importancia el fenómeno del entumecimiento de las arcillas; si una arcilla está sometida a una compresión por fuerzas exteriores y en un momento determinado éstas cesan, al verse libre de ellas, aumenta de volumen; se comporta como un muelle al liberarle de la fuerza que lo comprime; si la arcilla está en contacto con el agua, al aumentar de volumen, la absorbe. Un fenómeno análogo se produce en una arcilla superficialmente desecada; en ella la acción de las fuerzas capilares, de valor muy grande, la tienen comprimida; si la arcilla se pone en contacto con el agua, las fuerzas capilares disminuyen o desaparecen; la arcilla entumece, aumenta de volumen y absorbe el agua.

El aumento de volumen que por entumecimiento se produce, puede originar fuertes empujes, deformando la superficie de un pavimento, actuando sobre un muro de sostenimiento, etc. El fenómeno es muy complejo; en el valor del entumecimiento interviene la naturaleza de la arcilla, la clase y proporción de bases de cambio que contiene — pues como vimos, éstas influyen en la cantidad de agua que puede adsorber —, las condiciones de compactación, las substancias químicas disueltas en el agua que la arcilla tiene en sus poros y que entra en contacto con ella, pues parece demostrado que existe una presión osmótica entre las partículas de arcilla que tiende a separarlas; esta acción es proporcional a la diferencia de concentración de sales del agua que existe en los poros y el agua libre. Las arcillas tipo Na-montmorillonita que tienen una gran capacidad de adsorción de agua, entumecen mucho más que las otras. Por el contrario, la existencia de limo mezclado con la arcilla, produce una disminución importante de capacidad de entumecimiento.

10.10. Materia orgánica. — En la composición del suelo puede haber un exceso de materia orgánica que reducirá su capacidad de carga y lo hará más inestable. La materia orgánica de origen animal, y principalmente vegetal, se encuentra generalmente en la parte alta de los suelos; solamente en terrenos muy porosos puede haber sido llevada a capas más profundas. Normalmente se debe quitar la capa superficial de materia orgánica antes de construir la explanada.

En las formaciones más profundas de materia orgánica, terrenos turbosos, etcétera, lo preferible es evitar el paso del camino por ellas; cuando no sea posible, habrá que tomar precauciones especiales.

La determinación de la materia orgánica se realiza oxidándola con $KMnO_4$ y valorando el exceso con ácido oxálico.

El límite normalmente admitido de materia orgánica es el 4 por 100.

La determinación de la calidad del suelo a los efectos de su comportamiento en obra obliga a la realización de una serie de ensayos de laboratorio.

10.11. Toma de muestras. — Deben tomarse las muestras precisas para determinar las características del suelo en la zona que el camino recorre; la distancia necesaria entre las muestras será variable según sea la uniformidad del terreno atravesado; como regla general debe contarse con una muestra de suelo cada 100 metros. La profundidad a que se tomen las muestras será tal que nos permita identificar el suelo situado a 2 m. por debajo de la explanación, que es la profundidad a la cual en la práctica se puede considerar llega la influencia de las cargas; si se trata de terraplenes de altura inferior a 2 m., la profundidad a que se tomen las muestras será la diferencia entre 2 m. y la cota del terraplén y, en todo caso, como mínimo, 1 metro.

Si se encontrasen terrenos especialmente difíciles para cimentar, turba, fango o arcillas muy blandas, se aumentará la profundidad, si es posible, hasta el terreno firme o hasta una tal que permita formarse una idea clara del problema planteado. Si, por el contrario, se encuentran estratos de roca de suficiente espesor, no se continuará el profundizado. Según el tipo de estudio que se pretenda realizar, será preciso tomar las muestras sin perturbar o perturbadas. Si se pretende, por ejemplo, fijar las características del cimiento de una obra o estudiar la permeabilidad de un terreno determinado, es evidente se precisará conocer no sólo la naturaleza del suelo, sino también su estructura; será necesario tomar una muestra no perturbada. En cambio, si queremos proyectar un terraplén, bastará un muestra perturbada.

10.12. Muestras perturbadas a pequeña profundidad. — Las muestras del terreno superficial se toman con pico y pala, quitando previamente la capa superior cuando tenga vegetación o restos orgánicos, ya que siempre debe hacerse desaparecer antes de proceder a la construcción de la explanación.

La toma de muestras perturbadas a profundidades pequeñas se hace con un instrumento de forma de barrena (fig. 10-6) que penetra en el suelo por rotación, o bien con aparatos similares; tirando de ella, se extrae la muestra, midiéndose la profundidad por medio de las divisiones de vástago. Este puede alargarse por sucesivos suplementos de 0,90 m. de longitud y llegar a una profundidad del orden de 3 metros.

Las muestras extraídas se recogen en sacos numerados de lona; la persona que efectúe la toma deberá anotar, en el plano del terreno o en un croquis, el punto que a cada una corresponde, señalando en el mismo, o aparte, las circunstancias particulares que juzgue útiles.

10.13. Muestras no perturbadas a pequeña profundidad. — Si las muestras se toman a profundidad relativamente pequeña como es lo corriente, el procedimiento más recomendable es emplear unas cajas de borde cortante; si la muestra que se desea tomar es superficial, se hinca la caja en el terreno (fig. 10-7), excavando después alrededor, con el fin de poder cortar la base inferior de la

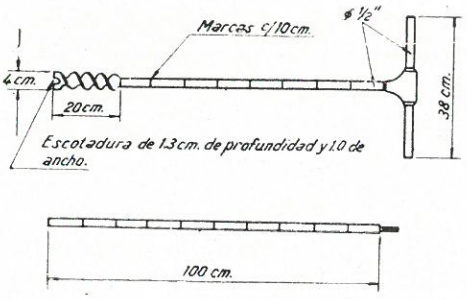


Figura 10-6.

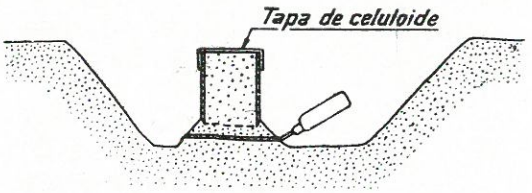


Figura 10-7.

probeta con un cierto exceso de material; se enrasa éste con cuidado y la caja se cierra con tapaderas metálicas o de celuloide, parafinando las uniones con objeto de conservar la humedad constante hasta el momento del ensayo. La caja, de sección cuadrada, produce una ligera alteración del terreno en los ángulos,

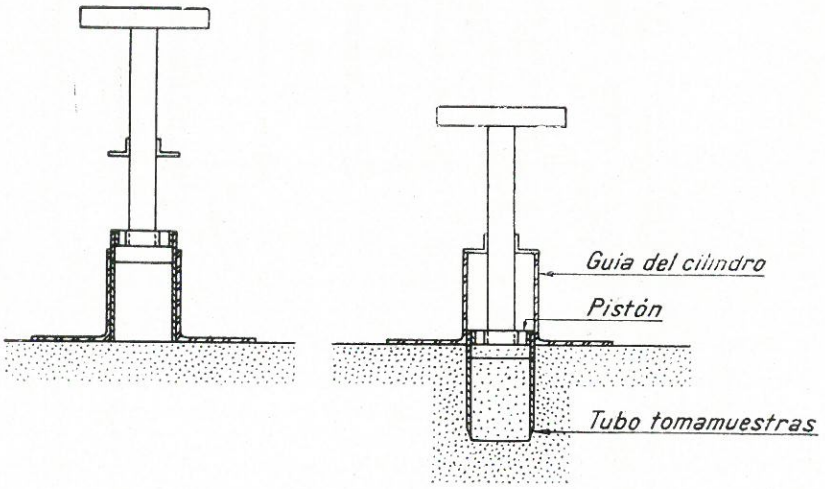


Figura 10-8.

y por eso se emplea por algunos ingenieros el molde cilíndrico. La hinca a mano puede ser difícil y causar, en alguna circunstancia, alteración de la estructura de la muestra, por los esfuerzos irregulares que es necesario realizar; para evitarlo, se han empleado disposiciones como la que puede verse en la figura 10-8.

Con objeto de poder realizar los ensayos de permeabilidad del terreno sin perturbar, se ha utilizado la disposición de la figura 10-9.

Cuando la muestra no es superficial, pero la profundidad a que se desea obtener no es muy grande, 4 ó 5 metros como máximo, lo más práctico es realizar un pozo de la altura precisa y tomarla en la pared y en el fondo, eligiendo los puntos que se consideren interesantes; el procedimiento, cuando no resulta muy costoso, por ser excesiva la profundidad o necesario un número elevado de pozos, es recomendable, porque pueden obtenerse éstas de las capas convenientes, después de una inspección ocular de las mismas; por otra parte, la perturbación que en el terreno recogido se produce con estos moldes, es menor que con aparatos especiales de profundidad.

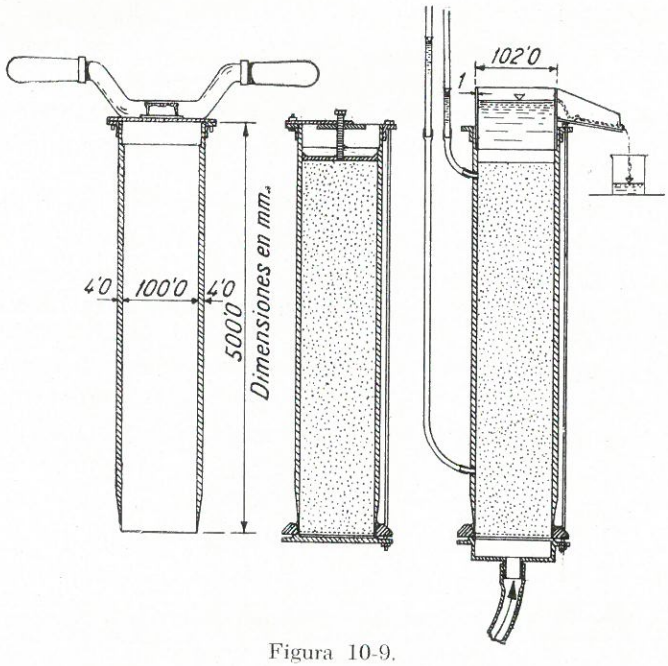


Figura 10-9.

10.14. Muestras a profundidad. — Para tomar muestras a mayores profundidades, perturbadas o sin perturbar, hay que recurrir a las sondas.

El tipo más sencillo es el de percusión, en el cual la extracción de la muestra se efectúa con el agua que se bombea desde la superficie por el vástago y sale por un orificio en la misma boca de percusión; el agua arrastra en suspensión el suelo hasta la superficie, donde la mezcla de agua y suelo se recoge en una balsa; el suelo sedimenta en el fondo, y de allí se toman las muestras. Este método, aunque bastante empleado, no es recomendable, puede perderse una parte importante de los finos y la muestra obtenida no es, por tanto, representativa; se mezclan además de los suelos de las diferentes profundidades unos con otros; los errores pueden ser grandes.

Para evitar estos inconvenientes se ha mejorado el sistema, sustituyendo, cuando se va a tomar la muestra, la boca de avance por una cuchara especial, que puede consistir simplemente en un tubo. La muestra, aunque perturbada, contiene todos los elementos del suelo.

Más perfecto es el sistema de tomar muestras (*), compuesto de un tubo que se divide en sentido longitudinal en dos mitades para extraer la muestra, con lo cual ésta se obtiene menos perturbada y puede dar una idea de la consistencia y estructura del terreno.

Se puede emplear también (*) tubos de 5 centímetros de diámetro, de paredes muy delgadas (fig. 10-10); para evitar las muestras al laboratorio, no se sacan del tubo, sino únicamente

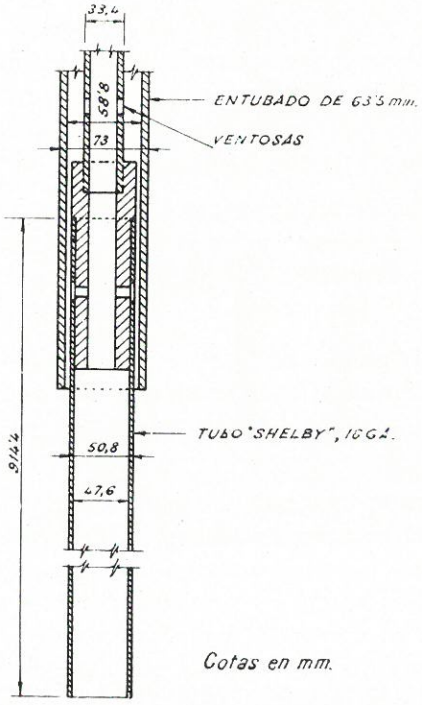


Figura 10-10.

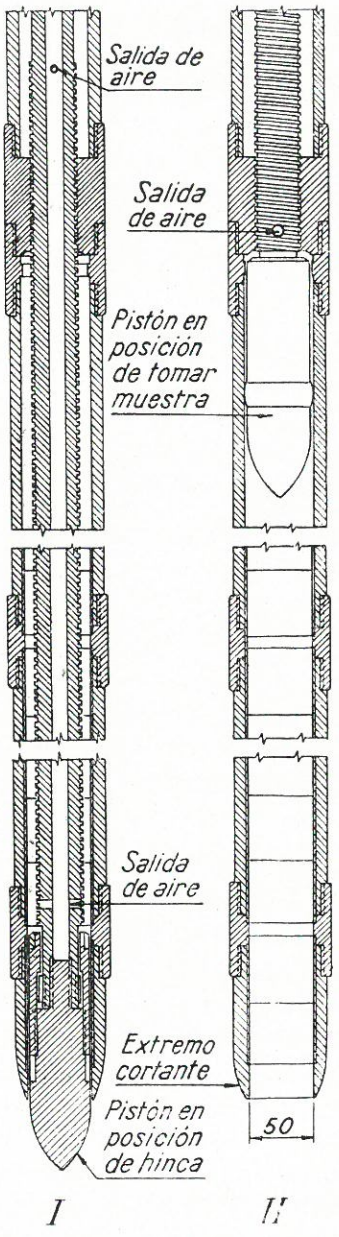


Figura 10-11.

se tapan y rellenan los extremos. La muestra es relativamente inalterada si la hinca se hace con las debidas precauciones.

(*) "Exploration of Soil Conditions and Sampling Operation", por H. A. Mohr. *Soil Mechanics*, serie núm. 21. Harvard, University.

Para toma de muestras no perturbadas existen gran úmero de sistemas que no es posible estudiar al detalle. Uno de ellos es el representado en la figura 10-11; en I está en posición de hinca; el pistón de avance cierra completamente el tubo tomamuestras, forrado de una camisa de bronce y dividido en distintas secciones que pueden ir empalmadas a rosca. Alcanzada la profundidad a la cual se desea tomar la muestra, por medio de un tornillo se eleva el

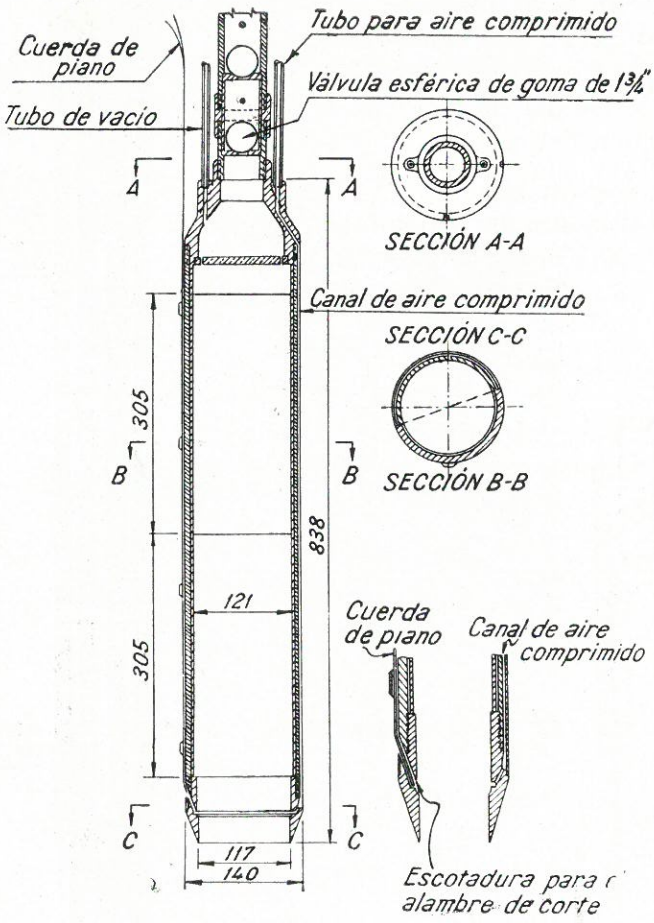


Figura 10-12.

pistón (posición II), y el tomamuestras queda en condiciones de operar. Su parte inferior lleva unida, a rosca, una corona de borde cortante; al hincar la sonda, a partir de este punto, la muestra va entrando en el tubo; cuando se extrae éste, si el terreno es coherente, sale la muestra con él; para soltarla del terreno natural y no perturbar la parte del fondo del tomamuestras, algunos aparatos (fig. 10-12) llevan una cuerda de piano alojada en una escotadura en la parte inferior del tomamuestras; tirando desde arriba, la cuerda corta la muestra por su parte inferior.

Otros aparatos llevan dos tubos de aire: uno, para inyectarlo a presión al fondo de la muestra, con objeto de contenerla y ayudar a la extracción, y el otro sirve para hacer el vacío en la parte superior.

Extraído el aparato tomamuestras, se saca del mismo el cilindro de latón, que puede separarse de los distintos cilindros de las muestras parciales, cortando la tierra con una sierra de mano de las utilizadas para metales; las cabezas del tubo de latón se cubren cuidadosamente con parafina para evitar la pérdida de humedad de la muestra. En el laboratorio, la muestra puede extraerse del tubo separando, en sentido longitudinal, las dos mitades en que éste suele estar dividido. Si se trata de moldes sin dividir, la muestra se empuja por un pistón que se ajusta exactamente a las dimensiones de la sección; es difícil no perturbar algo la muestra en esta operación.

Incluso los métodos más perfectos producen alguna alteración en la muestra, aunque no sea más que por la diferencia inevitable del estado de tensiones, al ser extraída, con relación al que existía en el terreno.

Cuando hay piedras en el suelo, la toma de nuestras inalteradas es muy difícil, por no decir imposible.

Lo mismo ocurre con los terrenos incoherentes; para que la muestra no se salga por el fondo al extraerla, existen diversos dispositivos para cerrar el tomamuestras; pero aun este sistema falla cuando la muestra está debajo de la capa freática; además, al hacer la hinca, frecuentemente hay que golpear, y las vibraciones consolidan los terrenos de este tipo.

Para la toma de muestras inalteradas en terrenos incoherentes a veces se ha recurrido a solidificar el terreno helándolo o inyectando diversos productos; aunque algunos de estos sistemas funcionan con éxito, se trata siempre de trabajos difíciles y costosos.

Por ello, es recomendable, antes de decidirse a tomar muestras no perturbadas, efectuar un sondeo de tanteo que sirva para conocer la naturaleza del terreno y precisar los sistemas y precauciones a adoptar en cada caso.

10.15. Preparación de la muestra para los distintos ensayos. — La cantidad de suelo precisa para los distintos ensayos debe ser representativa de la muestra. Para obtenerla es necesario secar al aire, desmenuzar y mezclar bien la muestra, cuarteándola después; el método más corriente consiste en dividir la muestra en cuatro partes iguales, separando primero y mezclando después el material correspondiente a los cuadrantes opuestos, repitiendo la operación cuantas veces sea necesario hasta obtener la muestra del tamaño deseado. Hay también aparatos cuarteadores de diversos tipos que simplifican la operación.

10.16. Análisis granulométrico. — Es el ensayo más antiguo que se practica para la identificación de suelos; en él se determina el tanto por ciento de las partículas de los distintos tamaños que el suelo contiene; con el resultado obtenido se dibuja una curva, llevando en el eje de las abscisas, en escala loga-

rítmica, el tamaño de las partículas y en las ordenadas, en escala natural, el tanto por ciento en peso de las partículas de menor tamaño que el indicado por la abscisa correspondiente.

En la construcción de caminos tiene gran importancia el análisis granulométrico; hay un esqueleto que resiste principalmente y que está formado por los áridos; es evidente que determinadas propiedades y la resistencia obtenida dependen de la continuidad de la composición granulométrica; un suelo granular será permeable, pero no capilar; inversamente, un suelo de elementos finos, arcilloso o limoso podrá tener elevada capilaridad y reducida permeabilidad; pero no hay que olvidar que la composición granulométrica no fija, ella sola, las propiedades del suelo; con composiciones granulométricas idénticas pueden tener propiedades diferentes.

La clasificación de los suelos, según su tamaño, es en Suecia la siguiente:

Arena gruesa	2,0	a 0,2	mm.
Arena fina	0,2	a 0,02	»
Limo	0,02	a 0,002	»
Arcilla	0,002	a 0,0002	»
Ultracoloides de arcilla		$< 0{,}0002$	»

Normalmente en Europa se emplea esta clasificación.

La A. S. C. E. fija los siguientes límites:

Grava, > 2 mm.

Arena gruesa, de	2	a 6	mm.
» media, de	0,6	a 0,2	»
» fina, de	0,2	a 0,05	»
Limo	0,05	a 0,005	
Arcilla	0,005	a 0,001	
Coloides	menor que 0,001		

Suelos de grava, más del 15 por 100 de este material.

Suelos arenosos, más del 50 por 100 de arena y grava.

Suelos limosos, 40 a 100 por 100 de limo.

Arcillas, 30 a 100 por 100 de arcillas y coloides.

Al utilizar una nomenclatura se debe citar cual es, para evitar confusiones con otras, o, mejor aún, los tamaños correspondientes.

Las series de tamices más corrientemente utilizadas son las siguientes:

Serie A. S. T. M.

DESIGNACIÓN DEL TAMIZ	ABERTURA DEL TAMIZ	
	Milímetros	Pulgadas
1/4 pulgada (núm. 3)	6,35	0,250
(0,265) » »	6,73	0,265
5/16 » »	7,93	0,312
3/8 » »	9,52	0,375
7/16 » »	11,1	0,438
1/2 » »	12,7	0,500
(0,530) » »	13,4	0,530
5/8 » »	15,9	0,625
3/4 » »	19,1	0,750
7/8 » »	22,2	0,875
1 » »	25,4	1,00
(1,06) » »	26,9	1,06
1 ¼ » »	31,7	1,25
1 ½ » »	38,1	1,50
1 ¾ » »	44,4	1,75
2 » »	50,8	2,00
(2,12) » »	53,8	2,12
2 ½ » »	63,5	2,50
3 » »	76,2	3,00
3 ½ » »	88,9	3,50
4 » »	101,6	4,00
(4,24) » »	107,6	4,24

NOTA. — Los seis tamices encerrados entre paréntesis pueden ser usados en vez de los de 6 pulgadas, 2 pulgadas, 1 pulgada, 1/2 pulgada y 1/4 pulgada, cuando se desea tener una serie continua con la fina y razón $\sqrt[4]{2/1}$. Todos los otros tamices tienen una razón de $\sqrt[4]{2/1}$ con relación a la serie fina dentro de los límites de las variaciones específicas permitidas.

Serie fina.

DESIGNACIÓN DEL TAMIZ	ABERTURA DEL TAMIZ	
	Milímetros	Pulgadas
37 micrón (núm. 400)	0,037	0,0015
44 » (» 325)	0,044	0,0017
53 » (» 270)	0,053	0,0021
62 » (» 230)	0,062	0,0024
74 » (» 200)	0,074	0,0029
88 » (» 170)	0,088	0,0035
105 » (» 140)	0,105	0,0041
125 » (» 120)	0,125	0,0049
149 » (» 100)	0,149	0,0059
177 » (» 80)	0,177	0,0070
210 » (» 70)	0,210	0,0083
250 » (» 60)	0,250	0,0098
297 » (» 50)	0,297	0,0117
350 » (» 45)	0,35	0,0138
420 » (» 40)	0,42	0,0165
500 » (» 35)	0,50	0,0197
590 » (» 30)	0,59	0,0232
710 » (» 25)	0,71	0,0280
840 » (» 20)	0,84	0,0331
1.000 » (» 18)	1,00	0,0394
1.190 » (» 16)	1,19	0,0469
1.410 » (» 14)	1,41	0,0555
1.680 » (» 12)	1,68	0,0661
2.000 » (» 10)	2,00	0,0787
2.380 » (» 8)	2,38	0,0937
2.830 » (» 7)	2,83	0,111
3.360 » (» 6)	3.36	0,132
4.000 » (» 5)	4,00	0,157
4.760 » (» 4)	4,76	0,187
5.660 » (» 3 ½)	5,66	0,223

Serie Tyler.

Designación del tamiz	Abertura del tamiz — *Milímetros*	Designación del tamiz	Abertura del tamiz — *Milímetros*
—	26,7	14	1,17
—	18,8	20	0,833
—	13,3	28	0,589
—	9,42	35	0,417
3	6,68	48	0,295
4	4,70	65	0,208
6	3,33	100	0,147
8	2,36	150	0,104
10	1.65	200	0,074

Serie inglesa (B.S.S.).

Número del tamiz	Abertura — *Milímetros*	Número del tamiz	Abertura — *Milímetros*
5	3,35	44	0,353
6	2,81	52	0,295
7	2,41	60	0,251
8	2,06	72	0,211
10	1,68	85	0,178
12	1,40	100	0,152
14	1,20	120	0,124
16	1,00	150	0,104
18	0,853	170	0,089
22	0,699	200	0,076
25	0,599	240	0,066
30	0,500	300	0,053
36	0,422		

La cantidad necesaria para el ensayo granulométrico debe ser la precisa para que la de mayor tamaño se pueda considerar como representativa; como orientación puede considerarse (N. L. T.-101/58) * :

Tamaño máximo	Cantidad aproximada de la muestra
2″	20.000 gr.
1 ½″	15.000 »
1″	10.000 »
1/2″	2.500 »
Número 4	500 »
» 10	100 »

El análisis granulométrico se hace de la fracción retenida en el tamiz número 200 y de la cantidad que pasa por él. El análisis de la fracción retenida en el tamiz número 200 se realiza (N. L. T.-104/58) tomando una cierta cantidad que se pesa y se hace pasar por el tamiz número 10; se lava y seca todo el material retenido y se pesa; se hace pasar por todos los tamices de tamaño superior al número 10 anotando las cantidades retenidas en cada uno. De la fracción que pasa por el tamiz número 10 se separan, por cuarteo, unos 120 gramos; se pesan con exactitud 100 gramos; colocados en un vaso se añaden agua destilada y una solución de silicato sódico y se lava todo el contenido sobre el tamiz número 200 hasta que pase agua limpia; se seca lo retenido en una estufa y se hace pasar por los tamices comprendidos entre el número 10 y el 200, anotando las cantidades retenidas en cada uno.

Cuando se trate de un suelo netamente granular puede hacerse el tamizado en seco, haciendo pasar una fracción representativa, tomada por cuarteo, a través de la serie de tamices necesaria y anotando las cantidades retenidas; este ensayo realizado en seco no es exacto más que cuando el suelo no contenga limo o arcilla que pueda quedar pegada a los granos, falseando el resultado.

La determinación de la granulometría de la fracción del suelo que pasa por el tamiz 200 se realiza por diferentes métodos fundados en la ley de STOKES, que relaciona el diámetro de las partículas, suponiéndolas esferas con su velocidad de sedimentación en un líquido de viscosidad determinada. Este tipo de análisis fue iniciado por SVEN ODEN en 1915 y desarrollado más tarde, entre otros, por WIEGNER en 1918.

La ley de STOKES viene expresada por la fórmula:

$$V = \frac{1}{18} d^2 g \cdot \frac{P_t - P}{\eta};$$

(*) N. L. T., norma del Laboratorio del Transporte.

en la cual:

V = velocidad de sedimentación;
P = peso específico del fluido;
P_t = peso específico de la partícula;
g = aceleración de la gravedad;
η = viscosidad del fluido;
d = diámetro de la partícula.

Todos ellos en unidades C. G. S.

De ella se deduce:

$$d = \sqrt{\frac{30\,\eta\,L}{980\,(P_t - P)\,T}};$$

en la cual:

L = distancia, en centímetros, que recorre una partícula del terreno en T minutos.

La forma de operar es sencilla: se efectúa una suspensión de concentración conocida del suelo en agua, que se vierte en una probeta; para una profundidad L_1 al cabo de un cierto tiempo T_1 habrán llegado hasta ella las partículas de diámetro d_1 y mayores; de la profundidad L_1 hacia arriba sólo habrá partículas de diámetro inferior a d_1. Si se toma una muestra de la suspensión inmediatamente por encima de la profundidad L_1 y se determina la relación de su concentración a la primitiva, se tendrá el tanto por ciento de partículas de tamaño inferior a d_1; habremos practicado una operación equivalente a un tamizado con una malla de abertura d_1.

Hay diferentes maneras de tomar muestras a distintas profundidades.

La más sencilla es que la probeta tenga unas llaves a varias profundidades y tomar las muestras de ellas a los intervalos de tiempo convenientes; aunque este método no es muy exacto, en la práctica, si no es necesaria una gran precisión, da resultados aceptables; puede incluso improvisarse en el campo. Utilizando una probeta de 1.000 cm.^{3} se puede obtener la muestra correspondiente a los 0,005 mm. en una hora.

Pueden también tomarse las muestras por medio de una pipeta. El método más usado es el del densímetro, que, en definitiva, mide la concentración en el punto donde el bulbo está situado. La profundidad correspondiente para el el cálculo de d_1 es aquella a que se encuentra el bulbo del densímetro (salvo algunas correcciones). Para obtener diferentes diámetros habrá que introducir el densímetro en tiempos distintos. Este método fue inventado por GOLD-SMITH (Noruega), e independientemente, por BOUYOUCOS (Estados Unidos), y perfeccionado por A. CASAGRANDE. Tanto el método de la pipeta como el del densímetro exigen una experiencia y una técnica cuidadosa, que no entramos a detallar.

Para lograr la dispersión del suelo en el agua hay que emplear un disper-

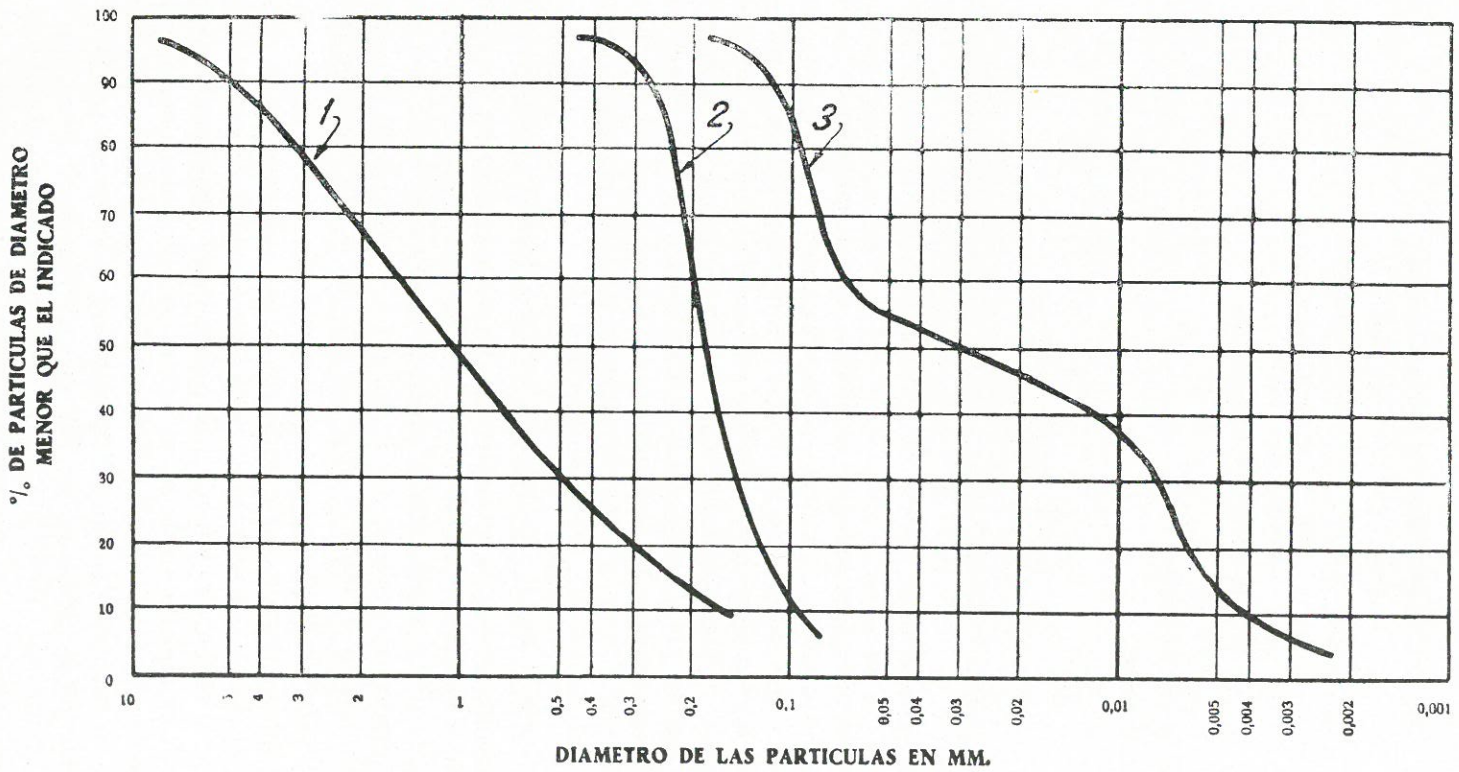


Fig. 10-13.— 1, suelo bien graduado; 2, suelo mal graduado, de granulometría uniforme; 3, suelo mal graduado. Proporción elevada de los tamaños 0,15 y 0,070 y de 0,01 a 0,005 con escasez de 0,07 a 0,01.

sante; el más usado es el silicato sódico; como el efecto de los diferentes dispersantes es distinto, los resultados obtenidos pueden diferir.

Hay que tener en cuenta que la ley de Stokes sólo es aplicable para partículas esféricas; en las arcillas son planas y, por tanto, lo que se determina es el diámetro equivalente, que, según CASAGRANDE, es de 1/4 a 1/5 de la máxima dimensión de la placa.

Por otra parte, la ley de Stokes no es aplicable para partículas mayores de 0,2 mm., debido a la turbulencia que producen; tampoco es correcta para partículas menores de 0,2 micras, que son afectadas por el movimiento browniano.

El análisis de la fracción que pasa por el tamiz 200, aunque sencillo, exige una práctica operatoria sin la cual pueden cometerse errores graves; las causas más corrientes son:

a) Defloculación defectuosa.

b) Mezcla no perfecta del suelo y el líquido.

c) Falta de práctica al meter o sacar el densímetro, pues es fácil alterar la suspensión.

Por otra parte, las propiedades de la fracción que pasa por el tamiz 200, que en definitiva es lo que se busca con su análisis granulométrico, se obtienen por otros ensayos, como son los límites de ATTERBERG, más sencillos y suficientes, en la práctica, la mayoría de los casos.

En la figura 10-13 pueden verse tres curvas de granulometrías de diferentes características.

Un valor muy usado para dar idea del grado de uniformidad de un suelo es el llamado "coeficiente de uniformidad", introducido por ALLEN HAZEN:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}};$$

en la cual D_{60} y D_{10} son los diámetros correspondientes al 60 por 100 y al 10 por 100 de la curva granulométrica

D_{10} se suele llamar diámetro efectivo.

$C_u < 5$ corresponde a suelos considerados con granulometría uniforme, y $C_u < 2{,}5$, muy uniforme.

10.17. Peso específico del suelo. — Es el correspondiente de su parte sólida. Se determina por el método del picnómetro u otros análogos.

Se introduce la muestra en el picnómetro y se llena de agua destilada hasta la señal de enrase, después de haber eliminado el aire, bien por ebullición o por vacío.

Si llamamos P al peso total, P = picnómetro + suelo + agua, el peso específico del suelo será:

$$\gamma_s = \frac{P_s}{P_s + P_p - P};$$

en la cual:

P_s = peso del suelo;
P_p = peso del picnómetro lleno de agua y sin el suelo.

El peso específico medio de los granos de cuarzo es 2,65; los minerales de arcilla oscilan de 2,80 a 2,90.

10.18. Proporción de huecos. — La materia sólida que compone un suelo forma el armazón o esqueleto del mismo; entre sus partículas, agrupadas en una cierta forma, queda un volumen de huecos, rellenos en parte por aire y en parte por agua. La determinación del volumen de huecos de un terreno es interesante, pues indica su grado de consolidación y posibilidades de asiento.

Si en un volumen unidad de suelo existe uno de huecos h, los sólidos ocuparían un volumen $1 - h$; se denomina "índice de huecos" a la relación:

$$e = \frac{h}{1 - h};$$

cociente del volumen de huecos al de sólidos.

Se denomina "porosidad" n a la relación del volumen de huecos al total de la muestra, o sea $n = h$, puesto que el volumen es la unidad.

El grado de compactación de un suelo puede ser mínimo, $e_{mín}$, o encontrarse completamente suelto, $e_{máx}$; para un estado intermedio se denomina "densidad relativa" a la relación:

$$D_r = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}};$$

siendo e el índice de huecos correspondiente.

Esta relación, introducida por TERZAGHI, se utiliza solamente para suelos granulares.

10.19. Límites de Atterberg. — Un suelo, según su naturaleza y la proporción de agua que contenga, puede tener propiedades que lo incluyan en el estado sólido, semisólido, plástico y semilíquido o viscoso; de uno a otro se pasa de manera continua. Los límites de ATTERBERG marcan una separación arbitraria,

pero suficiente en la práctica, entre los cuatro estados:

SÓLIDO	SEMISÓLIDO	PLÁSTICO	SEMILÍQUIDO O VISCOSO
↓ Límite de retracción.	↓ Límite plástico.	↓ Límite líquido.	

Límite líquido. — El límite líquido se define como la cantidad de agua (tanto por ciento del peso en seco) que el suelo ha de contener para que esté en la transición entre el estado semilíquido o viscoso y el plástico.

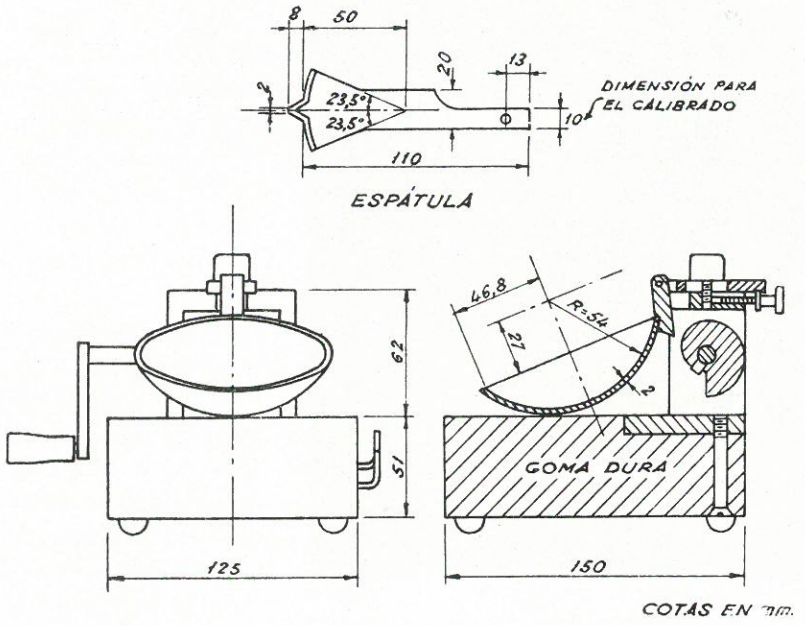


Figura 10-14.

Se obtiene con el aparato de CASAGRANDE, que está constituido por una pequeña cuchara metálica que por un sencillo mecanismo se deja caer repetidas veces sobre una base de goma dura, desde una altura de un centímetro (figuras 10-14 y 10-15); la prueba se realiza (N.L.T.-106/58) colocando 100 gramos que pasen por el tamiz número 40 del suelo a ensayar en la cuchara; con una espátula, de la sección definida en la figura, se traza en la muestra una ranura de 8 milímetros de profundidad; se denomina límite líquido o de fluidez a la cantidad de agua, en tanto por ciento, para la cual la ranura se cierra en una longitud de un centímetro a los 25 golpes sobre la placa de goma dura. La prueba se realiza, en la práctica, para varias muestras, normalmente cuatro, del mismo suelo con distinta proporción de agua, determinando en

cada una el número de golpes que es preciso dar para que la ranura se cierre un centímetro, y construyendo una curva que tenga por abscisas el número de golpes, y por ordenadas, el contenido de agua; la ordenada correspondiente a 25 golpes determinará el límite líquido. Existe un método simplificado que permite más rápidamente determinar el límite líquido con suficiente aproximación; experimentalmente se ha comprobado que si se toman en escalas logarítmicas ordenadas y abscisas, los puntos representativos de las distintas determinaciones están en una línea recta, que tiene pendiente constante para suelos del mismo origen; para suelos de origen diferente la variación de pendiente es muy reducida; su valor medio es 0,121. Bastará en todo caso determinar dos puntos e incluso uno solo tomando la pendiente de la línea aproximada, si no se quiere gran exactitud, para poder determinar el límite líquido.

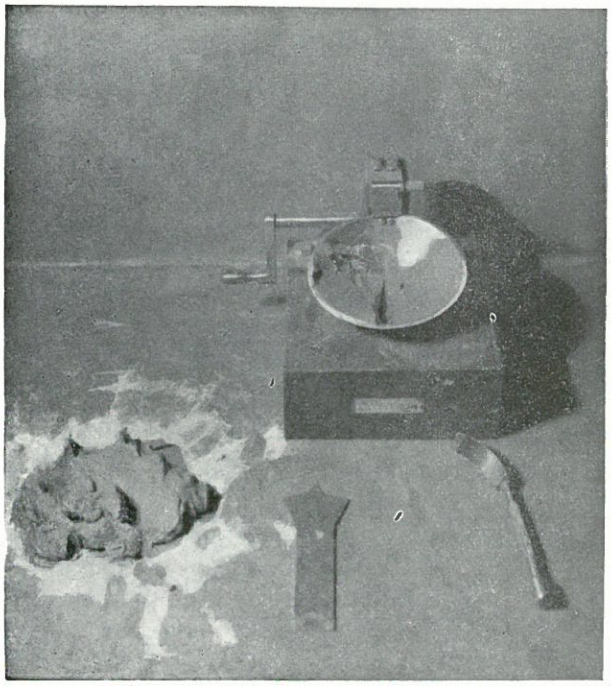


Figura 10-15.

Límite plástico. — El límite plástico es el contenido de agua del suelo en el paso del estado plástico al semisólido.

Se define de la siguiente manera:

Una muestra de suelo con la cantidad de agua precisa para que tenga la suficiente plasticidad se deseca gradualmente, preparando con ella un cilindro, que se hace rodar con la palma de la mano sobre una placa de cristal (figura 10-16). Cuando la de secación es tal que un cilindro de unos 3 mm. de diámetro se quiebra y resquebraja en pequeños trozos, se determina el tanto por ciento de humedad, cuyo valor se denomina límite plástico.

Aunque parece un valor poco preciso, los resultados repiten perfectamente.

Indice de plasticidad. — Es la diferencia entre el límite líquido y el plástico. Define los límites de humedad entre los que el suelo puede moverse, conservando el estado plástico.

Límite de retracción. — Al irse desecando una muestra de suelo, se va comprimiendo, reduciéndose su volumen por la acción de las fuerzas capilares que van aumentando al disminuir la dimensión de los poros y expulsar el agua. Si el proceso continúa, llega un momento en que las fuerzas capilares se ven contrarrestadas por la reacción del suelo; la desecación prosigue, pero no habrá re-

ducción de volumen. La proporción de agua, en tanto por ciento, en el momento en que el aumento de desecación no entraña disminución de volumen, se denomina límite de retracción.

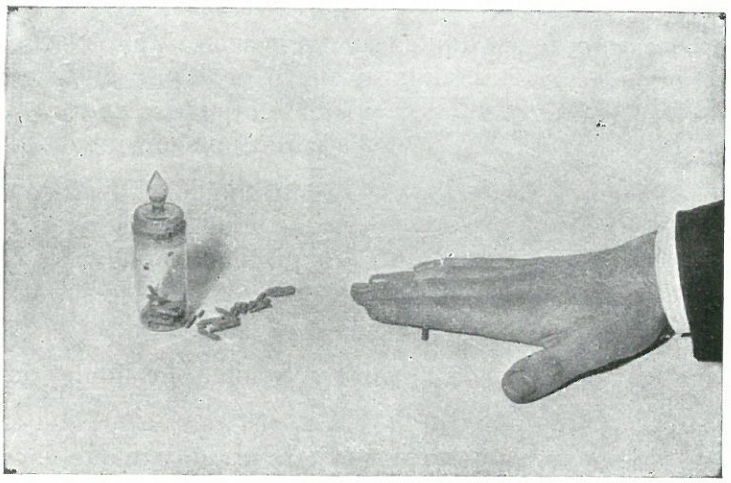


Figura 10-16.

Su determinación se efectúa (fig. 10-17) obteniendo el volumen de huecos de una pastilla totalmente desecada, para lo cual basta obtener su peso y su volumen total, así como el peso específico de sus partículas.

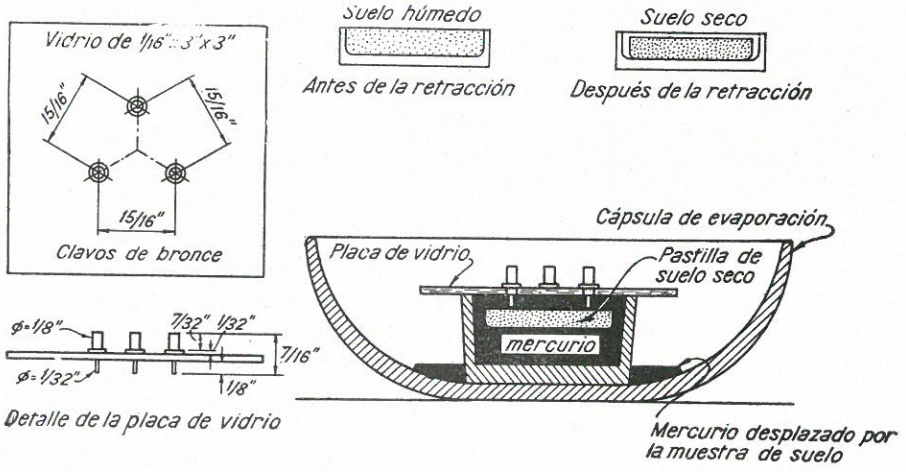


Figura 10-17.

Según CASAGRANDE, se puede obtener de una manera bastante aproximada trazando en su gráfico (fig. 10-49), desde el punto representativo del suelo, una

paralela a la línea A y leyendo en el eje de abscisas el contenido de agua correspondiente.

El límite de retracción que antes se usaba para la clasificación de suelos no se emplea hoy para este fin; por eso se determina menos.

Valor y significado de los límites de ATTERBERG. — En los suelos que contienen materia orgánica, si se desecan al aire o en estufa antes de efectuar el ensayo, se produce una disminución del límite líquido y plástico, más acusada en el primero; el efecto de desecación al aire es menor que en la estufa.

La desecación también afecta a los límites líquido y plástico de los suelos inorgánicos, aunque en menor proporción que a los orgánicos; el efecto del secado es unas veces de aumento y otras de disminución de valor real. Por ello, a ser posible, deben determinarse los límites de ATTERBERG sin desecación o al menos desecando la muestra al aire.

En los suelos granulares no se pueden determinar los límites de ATTERBERG; son suelos no plásticos.

Los límites de ATTERBERG tienen un significado indudable para dar una idea del valor de la plasticidad del suelo y, por tanto, de sus propiedades; se emplean para la clasificación de suelos.

Puede considerarse, como orientación:

Arcillas inorgánicas: Los valores normales del límite líquido, de 40 a 60, pudiendo llegar a 100; en las de origen volcánico, como la bentonita, pueden ser de 400 a 600; cuanto mayor es el límite líquido, peores propiedades constructivas tiene la arcilla. En los limos el límite líquido varía de 25 a 50. Los índices de plasticidad de limos y arcillas varían, generalmente, de 5 a 40; los menores de 20 corresponden, generalmente, a los limos. Hay, no obstante, arcillas tipo montmorillonita cuyo índice de plasticidad puede ser mucho más alto;

10.20. Equivalente de arena. — El equivalente de arena de un suelo es un ensayo relativamente sencillo que da idea de la proporción de elementos finos ($< 80\,\mu$) que contiene un suelo; se da por una cifra entre 0 y 100 (N.L.T. 113/58). Se realiza (fig. 10-18) introduciendo la muestra del suelo o árido a ensayar en una probeta cilíndrica de 32 mm. de diámetro y 430 mm. de longitud, graduada hasta 380 mm., que previamente se llena con una solución tipo, en agua destilada, de cloruro cálcico anhidro, glicerina pura y solución de formaldehído. Se mezcla bien el suelo con la solución, de acuerdo con los detalles de la norma, se deja reposar veinte minutos y se lee el nivel de la solución de arcilla, y luego, introduciendo en la probeta, bien centrada, una varilla en forma y dimensiones dadas y se lee el nivel del material granular; el equivalente de arena es:

$$E\,A = \frac{\text{Lectura superficie de la arena}}{\text{Lectura superficie de la arcilla}} \times 100.$$

De esta fracción se toma como valor el número entero más próximo. Valores altos del equivalente de arena indican que existen pocos finos; por el contrario, los valores bajos significan la existencia de proporciones fuertes de finos; por ejemplo: $E\,A > 75$ indica un material granular propio para hormigones o morteros hidráulicos; $E\,A < 25$ indica un suelo plástico peligroso.

El equivalente de arena es un ensayo de obra que es útil para determinar rápidamente si en material granular es peligroso por exceso de elementos plásticos; sirve también para ir comprobando la uniformidad de calidad de un suministro; es práctico por su sencillez, pero no puede darse a sus resultados otro significado que el de un ensayo de aproximación. Tiene una especial utilidad en el caso de suelos granulares de pequeña proporción de material plástico; en ellos la determinación de los límites de ATTERBERG es muy difícil hacerla con exactitud; los resultados no repiten; en cambio, su identificación por el ensayo de E. A. es suficientemente correcta. Cuando se trata de identificar suelos plásticos, debe hacerse por los límites de ATTERBERG.

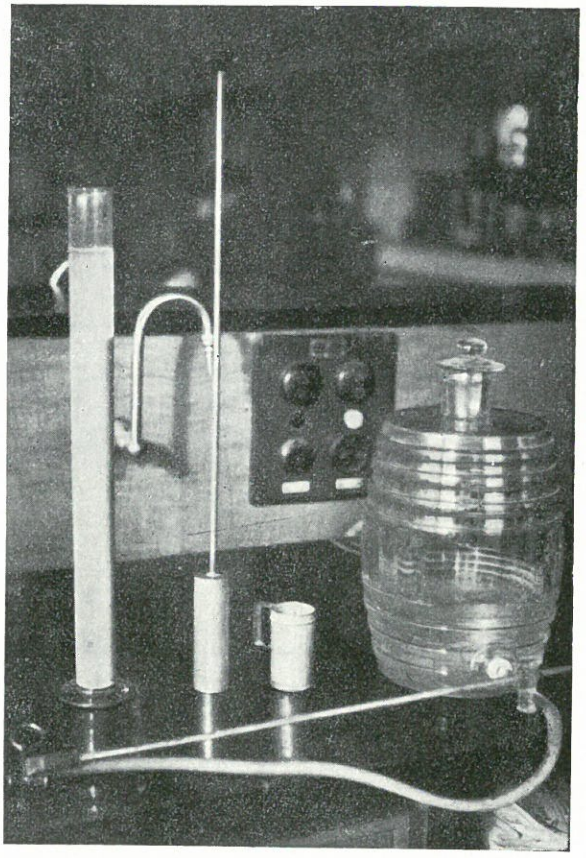


Figura 10-18.

10.21. Prueba de consolidación Ensayo de Proctor. — La estabilidad de los terraplenes y de todo relleno en general, exige que la tierra quede consolidada lo más perfectamente que sea posible, para evitar asientos durante la explotación de la vía, que puedan producir alteraciones de rasante y desigualdades en la capa de rodadura.

En la compactación de un suelo juega papel muy importante la cantidad de agua que contiene.

Si se apisona un suelo seco, para llegar a la máxima consolidación habrá que encajar las distintas partículas, venciendo sus rozamientos mutuos; necesitaremos una cierta energía de compactación; si el suelo tiene una pequeña cantidad de agua, ésta formará una película alrededor de sus partículas, que actuará como lubricante; el esfuerzo de compactación que precisaremos para

obtener la máxima densidad seca será menor que en el caso de un suelo seco; si poco a poco vamos aumentando la proporción de agua (fig. 10-19) para un mismo esfuerzo de compactación, iremos obteniendo densidades mayores hasta una cierta humedad, a partir de la cual la densidad seca empezará a dismi-

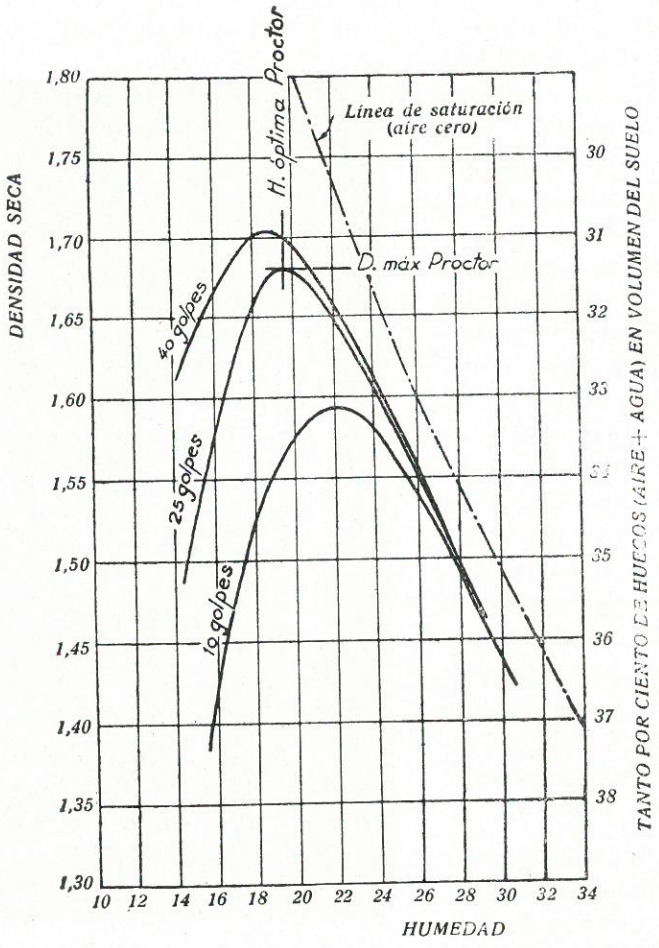


Figura 10-19.

nuir; el agua, después de haber alcanzado el espesor máximo alrededor de las partículas del suelo, irá ocupando el sitio del aire de los huecos hasta llegar a la saturación (línea de aire cero de la figura 10-19, y será necesario expulsar o comprimir el agua libre que el suelo contenga, para llegar a la compactación, lo que resulta más difícil que expulsar o comprimir el aire. Existe, pues, una humedad óptima para obtener una compacidad máxima con una determinada energía de compactación.

En la figura 16-19 pueden verse una serie de curvas típicas de "humedad-densidad seca"; de ella se deducen consecuencias interesantes. En primer lu-

gar, la "humedad óptima" no es una constante del suelo; depende de la intensidad del apisonado; cuanto mayor es la energía de compactación, menor es el valor de la humedad óptima. Obsérvese asimismo en la figura, que para humedades mayores que la óptima, el aumento de densidad conseguido con un apisonado más enérgico es mucho menor que el obtenido con humedades bajas. De estas observaciones del ensayo se deduce una conclusión práctica de indudable importancia: en terraplenes faltos de agua, una consolidación enérgica puede ser eficaz; cuando sobre agua, se consigue muy poco aumentando el apisonado.

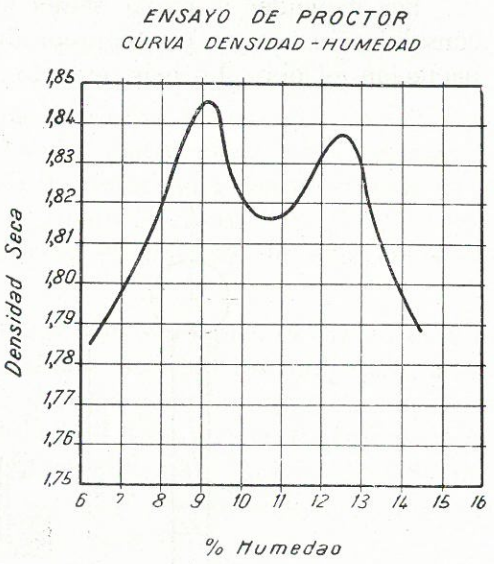


Figura 10-20.

En la figura 10-19 se ha dibujado, de raya y punto, la "línea de saturación" que da a los tantos por ciento de agua que la muestra habría de contener con diferentes densidades secas, para llegar a la saturación; es decir, la curva de "aire cero".

La forma indicada de las curvas es la normal, pero a veces, en vez de un

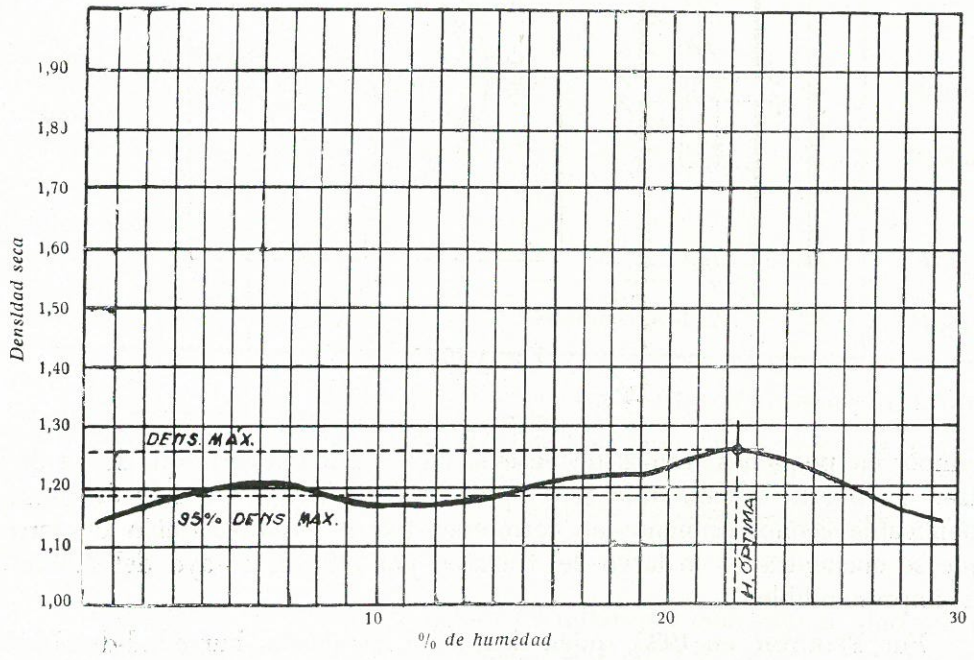


Figura 10-21.

máximo, presentan dos (fig. 10-20) y hay otros tipos de terrenos que dan curvas muy tendidas sin casi acusar los máximos (fig. 10-21).

Por depender la curva "humedad-densidad" en cada caso del sistema de consolidación, no es posible reproducir en el laboratorio exactamente la compactación en obra. Lo más perfecto sería efectuar ensayos directamente en el

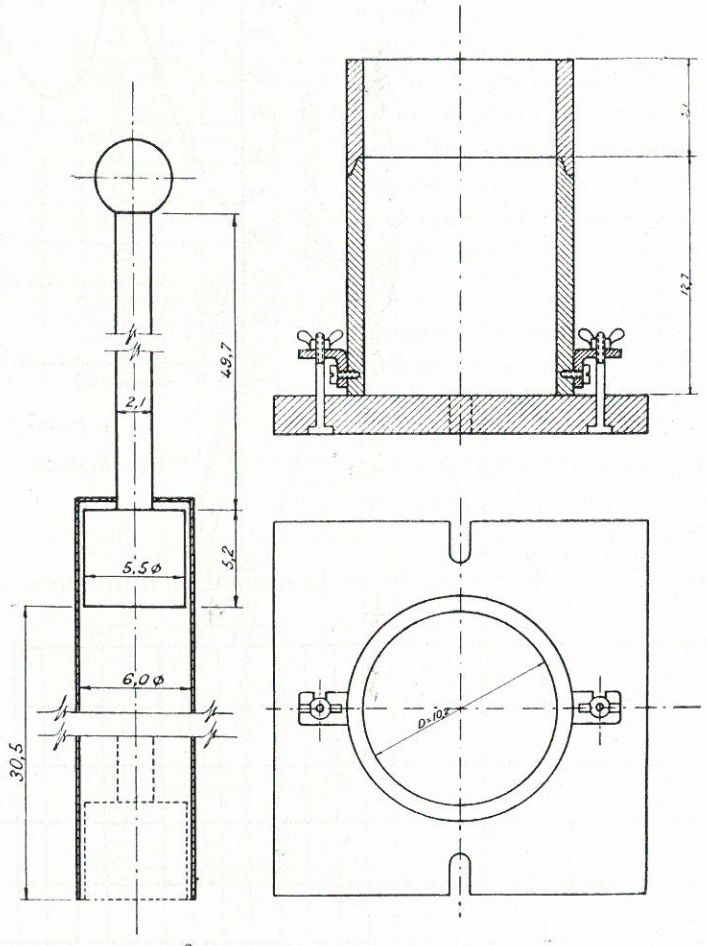


Figura 10-22.

campo, en pequeños tramos de ensayo, y con la maquinaria que se ha de utilizar. Pero este sistema que se emplea, por ejemplo, en presas de tierra, es inaplicable económicamente en carreteras, por la gran variación de terrenos que se encuentran a lo largo del trazado; por ello, el ensayo del laboratorio es imprescindible.

Fue PROCTOR, en 1933, quien descubrió la relación humedad-densidad en la compactación y sugirió el ensayo denominado "Standard Proctor", o tam-

bién "Standard A.A.S.H.O." (N.L.T.-107/58); con una muestra de suelo, que pasa por el tamiz de 3/4 de pulgada, se rellena un molde cilíndrico de 1/30 de pie cúbico de volumen (0,94 litros) (fig. 10-22), en tres tongadas, apisonando cada una con maza de 2,49 kilogramos, cayendo desde una altura de 12 pulgadas (305 mm.). La última capa, una vez apisonada, debe quedar ligeramente por encima del borde superior del molde, para lo cual éste lleva un collarín que se quita una vez terminado el apisonado, enrasándose perfectamente la muestra. Se determina el tanto por ciento de humedad y densidad seca de la muestra, que da un punto de la curva; se repite el ensayo con distintas proporciones de humedad y se dibuja la curva, obteniendo de ella la humedad óptima.

El aumento de las cargas en los aviones, con el empleo de trenes de aterrizaje multirruedas con altas presiones de inflado (100-300 lbs./pulgada^2), aconsejó el empleo de equipos cada vez más pesados para la compactación; para poner los ensayos en relación con la realidad, el Cuerpo de Ingenieros puso a punto el método denominado "A.A.S.H.O. modificado" (N.L.T.-108/58), utilizando una mayor energía de compactación; en el cuadro siguiente (1) se resumen las distintas características de los dos ensayos:

ENSAYO	Dimensiones del molde		Peso de la maza	Número de tongadas	Altura de caída	Número de golpes por tongada	Energía de compactación por unidad de volumen
	Diámetro — *mm.*	Profundidad — *mm.*	— *Kg.*		— *cm.*		$\frac{m \times Kg.}{m.^3}$
"Standard Proctor" también llamado "Standard A.A.S.H.O."	101,6	116,8**	2,49	3	30,5	25	60,500
	152,4	127,0*	2,49	3	30,5	55	60,500
"Proctor modificado", también llamado "A.A.S.H.O. modificado"	101,6	116,8	4,53	5	45,7	25	274,900
	152,4	127,0	4,53	5	45,7	55	274,900

* El molde para el C.B.R. (cálculo de pavimentos flexibles) tiene las dimensiones indicadas en esta línea. Para obtener, aproximadamente, la misma energía por unidad de volumen, que al utilizar el molde pequeño, hay que llenarlo solamente hasta una profundidad de 114 mm. Este valor de 114 mm, ha sido el utilizado para determinar la última columna de la tabla.

** En los países que utilizan el sistema métrico decimal, se suele utilizar de 1,0 litro de capacidad en lugar de 1/30 de pie cúbico, para simplificar los cálculos, aunque esto altera un poco las condiciones del ensayo. Por ello, la altura del molde difiere un poco del valor indicado, para dar aproximadamente el litro.

En la realidad, los suelos y firmes no fallan por compresión, sino por esfuerzo constante; el cálculo de espesores se hace con este criterio; pero las den-

(1) *Soil Testing for Engineers.* T. WILLIAM LAMBE.

sidades del suelo guardan una clara relación con las resistencias a esfuerzo cortante, y son más simples de determinar en el laboratorio que estas últimas.

Máximas densidades y humedades corrientemente obtenidas son:

Arcillas: Densidad máxima, 1.450 a 1.700 Kg./m.^{3}. Humedad óptima, 20 a 30 por 100.

Suelos limoarcillosos: Densidad máxima, 1.600 a 1.850 Kg./m.^{3}. Humedad óptima, 15 a 20 por 100.

Suelos arenoarcillosos: Densidad máxima, 1.750 a 2.150 Kg./m.^{3}. Humedad óptima, 8 a 15 por 100.

En el método modificado se obtiene un aumento de densidad de 150 a 350 Kg./m.^{3}, y una disminución de humedad óptima del 3 al 10 por 100.

Según se deduce del cuadro, pueden cambiarse las dimensiones del molde variando la energía total de compactación; la característica fundamental, según los U.S. Corps of Engineers, es la energía por unidad de volumen, que se mantiene constante en cada ensayo aunque se cambien las otras características.

En el ensayo "Standard Proctor" se utiliza solamente el material que pasa por el tamiz de 4,75 mm., y en el A.A.S.H.O. modificado, el que pasa por el de 6,35 milímetros. Se separa, por tanto, el material grueso.

Si la densidad media de los gruesos es la misma que la de los finos, al suprimirlos se comprende que las densidades obtenidas sean inferiores, pues, en definitiva, el volumen correspondiente queda ocupado por finos con huecos entre sus granos.

Esto es cierto, siempre que la proporción de gruesos no exceda de un valor determinado. Cuando la proporción de gruesos excede de dicho valor, al apisonar el suelo con todos sus componentes, los gruesos llegan a ponerse en contacto unos con otros y el material fino que queda en los huecos se apisona difícilmente. Por consiguiente, la densidad obtenida con gruesos podrá ser, en este caso, inferior a la correspondiente con finos solamente.

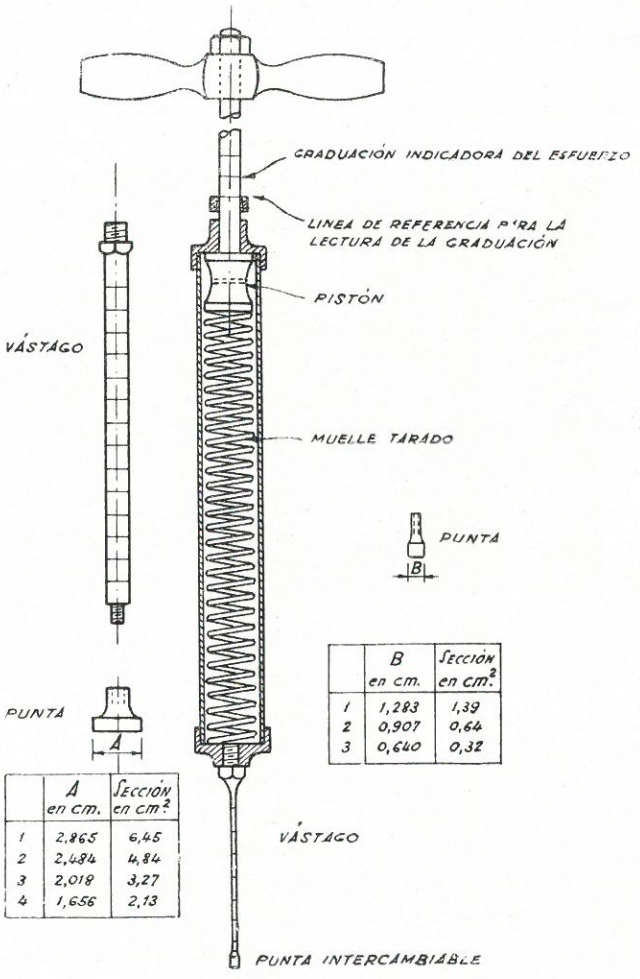
La humedad óptima al suprimir los gruesos será, en general, algo mayor, ya que es superior la superficie a lubricar.

En Inglaterra, para que el ensayo sea más representativo, se efectúa con la porción de suelo que pasa por el tamiz de 20 mm. (3/4 de pulgada). En el caso de que existan en el suelo a emplear piedras de mayor tamaño, habrá que tener en cuenta su influencia en los resultados.

Como regla general el método es aceptable, siempre que la proporción de gruesos separados no exceda del 25 por 100. Si excediese de esa cifra, deberá emplearse un molde de mayor dimensión para que nunca el material separado sobrepase la cifra indicada. En este caso habrá que aumentar el peso de la maza y la altura de caída, para que la energía de compactación por unidad de volumen sea igual a la empleada en los métodos standard.

En los suelos de grava y arena sin finos no hay cambio de densidad con el aumento de agua, aunque se llegue a inundar.

De las densidades obtenidas en el laboratorio se suele exigir que se alcance en obra una cierta proporción; es normal exigir del 90 al 95 por 100.



	A en cm.	Sección en cm²
1	2,865	6,45
2	2,484	4,84
3	2,018	3,27
4	1,656	2,13

	B en cm.	Sección en cm²
1	1,283	1,39
2	0,907	0,64
3	0,640	0,32

Figura 10-23.

10.22. Determinación de la humedad en obra.

Es muy interesante durante la ejecución de la obra determinar frecuentemente el contenido de humedad del suelo, con objeto de saber si su valor corresponde a la humedad óptima del apisonado.

Para ello existen varios procedimientos:

Puede emplearse la aguja Proctor (fig. 10-23): al efectuar en el laboratorio el ensayo de compactación, se determina simultáneamente la penetración,

midiendo la fuerza que es necesario aplicar para introducir la aguja, del tamaño conveniente para cada tipo de suelo, a una velocidad de 1 cm./seg. a una profundidad de unos 7 cm. La curva obtenida, humedad-esfuerzo, se denomina de calibrado.

En obra, con el suelo antes de proceder al apisonado, se rellena un molde Proctor en la misma forma que en el laboratorio; se hace con esta muestra el ensayo de penetración, y entrando en la curva de calibrado, se determina la proporción de humedad.

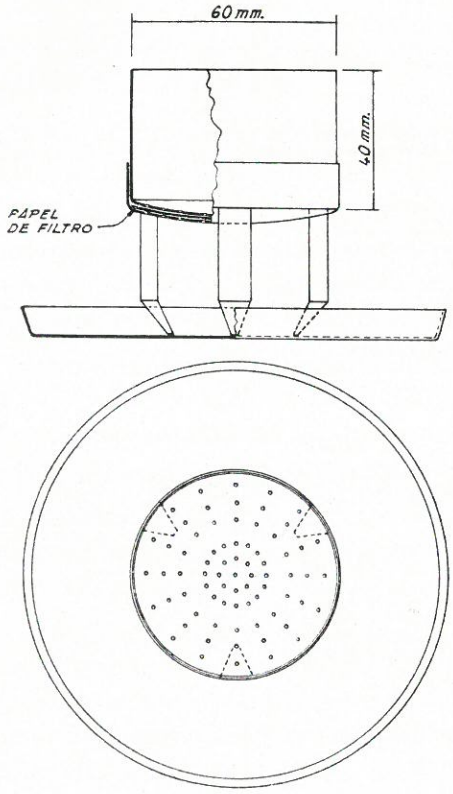


Figura 10-24.

El método del alcohol consiste en el dispositivo que se representa en la figura 10-24; el recipiente superior tiene su fondo con agujeros de aproximadamente 1,5 mm.; sobre este fondo se coloca un papel de filtro, y sobre él una placa perforada con agujeros coincidentes con los del fondo, y que tiene como función evitar que se rompa el papel del filtro al echar el suelo. Se vierte alcohol sobre la muestra, previamente pesada, y se mezcla bien; se pone un poco de alcohol en la bandeja y se da fuego. Generalmente es preciso repetir dos o tres veces la operación, hasta obtener peso constante. El método es sencillo y rápido, y el aparato, elemental; se tarda de quince a treinta minutos. El consumo de alcohol, variable con el tipo de suelo, oscila normalmente de 50 a 80 c. c. Algunos autores censuran este método porque dicen se quema el suelo, cuando es arcilla; en el Laboratorio del Transporte se han efectuado una serie de ensayos con suelos diferentes y resultados plenamente satisfactorios; únicamente hay que tener la precaución de apagar el alcohol de la bandeja antes de que se agote el del suelo, para evitar que suba excesivamente la temperatura.

Si existiese sospecha de que este método pudiera dar resultados no correctos con algún tipo de suelo, por ejemplo, con suelos conteniendo materia orgánica, es recomendable comprobarlo en el laboratorio con una muestra desecada en estufa.

Se ha empleado en el Laboratorio de Transporte un aparato que construye una casa inglesa, fundado en el siguiente principio: se mezcla en el in-

terior de una cámara de acero, perfectamente cerrada, un peso conocido del suelo húmedo con carburo de calcio finamente molido. La presión originada por el acetileno producido se registra en un manómetro, cuya escala está directamente graduada en tantos por ciento de humedad. La cantidad de carburo de calcio debe ser francamente superior a la necesaria para combinarse con toda el agua que pueda estar contenida en la muestra. El ensayo tarda en ejecutarse de cinco a diez minutos. En la figura 10-25 se puede ver, a la derecha, el aparato, muy robusto, y que puede manejarse fácilmente en obra. A la



Figura 10-25.

izquierda está el estuche en el cual se pueden acoplar el aparato, una cuchara para medir la cantidad necesaria de carburo de calcio y una sencilla balanza para pesar la muestra de suelo, que en este tipo de aparato es de 26 gramos. Las muestras muy arcillosas no se mezclan bien con carburo de calcio, y pudieran quedar zonas de arcilla húmeda sin reaccionar. Para evitarlo, puede mezclarse previamente la arcilla, después de pesada, con arena silícea seca, e introducir dentro del aparato bolas de acero que, agitadas, desmenuzan la muestra y la mezclan íntimamente con el carburo de calcio. Según el Road Research Laboratory (*), hay que calibrar el aparato para cada tipo de suelo, pues da un error negativo creciente con el contenido de arcilla.

10.23. Determinación de la densidad. — La mayoría de los procedimientos empleados consisten en excavar un agujero en el suelo, determinando el peso en seco del material extraído y obtener después el volumen que dicho material ocupaba.

Para efectuar el agujero, se empezará por nivelar bien el terreno efectuándose la excavación con un instrumento cortante; hay que tomar las máximas

(*) *Soil Mechanics for Road Engineers*, 1952.

precauciones para no perder nada del material extraído. Puede, para ello, usarse una bandeja (fig. 10-26) o simplemente una lona o goma con un agujero

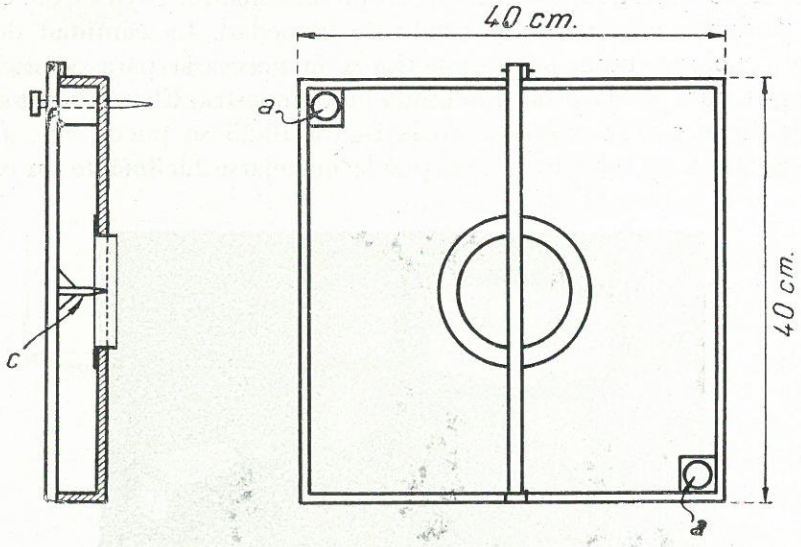


Figura 10-26.

en el centro (fig. 10-27) con objeto de poder recoger todo el material que pueda caerse al efectuar la operación. Para determinar el volumen del agujero, pueden emplearse diferentes sistemas.

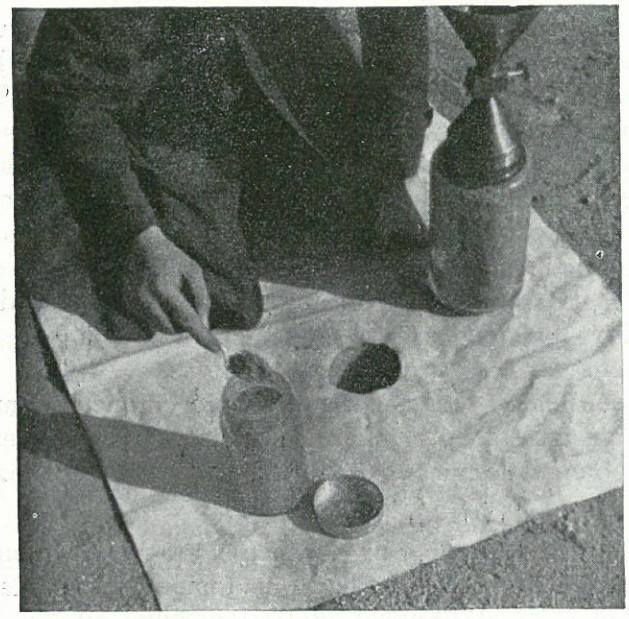


Figura 10-27.

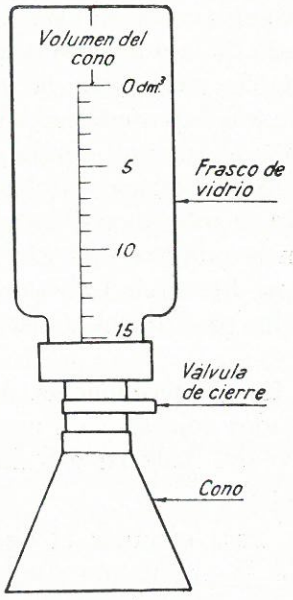


Figura 10-28.

El más extendido es el denominado método de la arena (N.L.T.-109/58); el volumen se obtiene rellenando el agujero con arena redondeada y limpia que pase por el tamiz número 10 (2 mm.) y que quede retenida en el número 40 (0,42 mm.). En España sirve para este fin la "arena normal del Manzanares para morteros". Se empieza por efectuar el calibrado en un recipiente de dimensiones ligeramente superiores al agujero, rellenándolo de arena y pesándolo. Con la arena del recipiente se llena el agujero hasta enrasar, procurando verterla en forma análoga a como se rellenó el recipiente. Pesando la arena que sobre, se obtiene el peso de la que entró en el agujero y, por tanto, su volumen.

El Bureau of Reclamation recomienda las siguientes dimensiones para la cavidad:

Tamaño máximo de las partículas del suelo	Diámetro mínimo del agujero
mm.	*cm.*
6	10
40	15
70	20

La profundidad del agujero debe ser aproximadamente el doble del diámetro, no excediendo nunca del triple.

El Bureau of Public Roads emplea el frasco que puede verse en la figura 10-28. Cuando el suelo contiene partículas de tamaño superior a 3/4 de pulgada, al calcular la densidad *in situ* se resta el peso y el volumen de éstas del peso y volumen del material extraído.

El volumen del agujero puede determinarse también rellenándolo con aceite viscoso; el método es rápido y exacto en suelos no porosos (N.L.T.-110/58).

Se ha empleado también una membrana fina de goma que se adapta al agujero, rellenándose con agua; el método no es muy exacto porque la membrana, en muchos casos, no se adapta perfectamente.

Para suelos cohesivos blandos es útil el sistema de usar un tubo con borde cortante de unos 10 cm. de diámetro, 12 cm. de altura y paredes de chapa de unos 3 mm. Se hinca con cuidado, colocando sobre el tubo una sufridera; se extrae el tubo, excavando a su alrededor, y como se conoce su volumen, basta determinar el peso en seco.

Se ha empleado también el método volumétrico: se corta un trozo de suelo de unos 300 cm.^{3}, procurando no comprimirlo; eliminado el material suelto, se pesa la muestra y se recubre de parafina, determinando su volumen sumergiéndola en agua y descontando la parte correspondiente a la parafina.

Si se quiere hallar en obra el peso en seco, para obtener la densidad, se puede emplear el método del alcohol o el del carburo de calcio.

10.24. Método rápido para la determinación del grado de compactación en obra. — En los procedimientos expuestos hay que determinar la densidad en seco de la muestra extraída y compararla con la máxima Proctor obtenida para el suelo en el Laboratorio. Obtener la densidad máxima Proctor en el Laboratorio con el mismo suelo, cuya densidad en obra vamos a comprobar, es largo, pues obliga a obtener tres o cuatro puntos de la curva; lo que se hace, normalmente, es determinar la máxima densidad Proctor del suelo tipo que se emplea en la formación del terraplén; ello entraña un error, pues las calidades en obras de carretera varían con excesiva frecuencia. En el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo (*) se ha puesto a punto el siguiente método rápido:

En el punto donde se realiza el ensayo se determina la densidad *in situ* húmeda; se toma una muestra húmeda y se obtiene con ella la densidad Proctor (normal o modificado según se desee). Se toma una nueva muestra y se añade un tanto por ciento de agua conocido, en relación con el peso del suelo, incluida su humedad natural; se determina, asimismo, la densidad Proctor de la nueva muestra; se repite un número de veces la operación con cantidades crecientes de humedad y se determina la máxima D' húmeda, deducida de una curva análoga a la Proctor, que tiene por ordenadas las densidades húmedas y por abscisas los tantos por ciento de agua, tomando *como origen la humedad natural del suelo;* de esta curva se deduce el tanto por ciento de *humedad H*, referido a la humedad del terreno, que habría que añadir para llegar a la máxima densidad D'; si llamamos d y D a las densidades secas correspondientes a las humedades d' y D' y h al tanto por ciento de humedad natural referida al suelo seco, se tiene:

$$\frac{d'}{D'} = \frac{d\,(100 + h) \times 100}{D\,(100 + h)\,(100 + H)} = \frac{d}{D} \cdot \frac{100}{100 + H};$$

es decir, que la relación entre las densidades *in situ* y la máxima Proctor húmeda, multiplicada por $(100 + H)$ es igual a la relación de densidades secas correspondientes expresadas en tanto por ciento. En el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo se ha comprobado en la práctica con gran número de ensayos cuanto antes hemos expuesto; las diferencias obtenidas son despreciables y las ventajas en tiempo y economía muy importantes.

10.25. Empleo de isótopos radiactivos para la determinación de la humedad y densidad de su suelo. Otros métodos. — Desde hace años se emplean los isótopos radiactivos para obtener rápidamente medida de la humedad y densidad *in situ* del suelo. La medida de la densidad se basa en la interacción de los rayos

(*) Publicación núm. 8 del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo. "Método rápido para la compactación de obras de tierra", por BUENAVENTURA ESCARIO.

con la materia; si una fuente de ellos se coloca en el suelo cuya densidad se desea determinar, los rayos emitidos se desvían por los electrones de los átomos que existen en el suelo; al desviarse de su trayectoria, pierden una parte de energía; si el número de átomos que el rayo encuentra en su recorrido es grande — densidad elevada del suelo —, será grande su pérdida de energía; si colocamos en el suelo una fuente de rayos γ y un detector, podremos obtener, por diferencia entre la energía emitida y la recuperada, una medida, que será proporcional a la densidad del suelo, que podremos obtener por una simple curva de

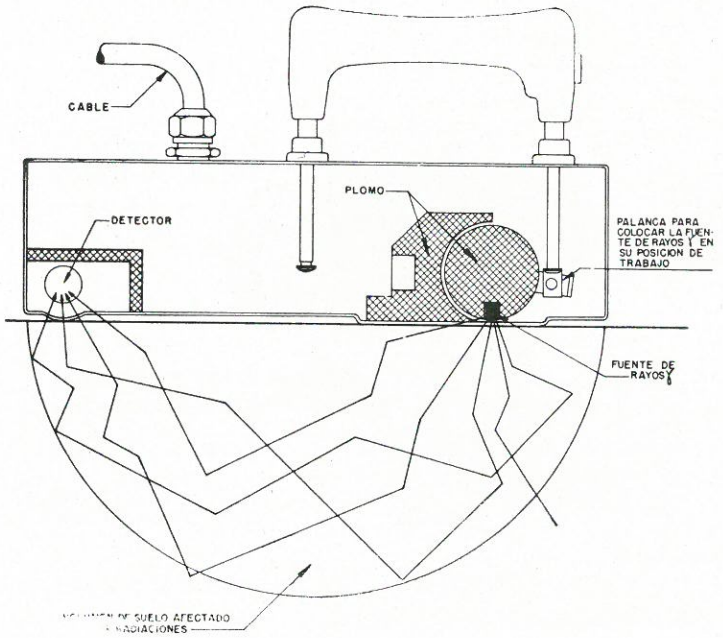


Fig. 10-29. — Esquema del aparato y del proceso de la determinación de la densidad superficial.

tarado. La absorción de la radiación, varía con la densidad electrónica del suelo, es decir con el número atómico de los elementos que la forman; pero en la práctica se ha demostrado que la diferencia de composición de los suelos tiene influencia mínima en los resultados; una sola curva de tarado sirve para la mayoría de ellos.

La medida de la humedad está fundada en las leyes físicas de dispersión de neutrones en el suelo; en la interacción de neutrones de alta energía y la materia, produce una pérdida de velocidad de los neutrones rápidos que se reduce a la de los neutrones lentos; los núcleos de hidrógeno son los de menor densidad; en el choque de los neutrones rápidos con ellos es cuando se pierde mayor cantidad de energía; el hidrógeno en el suelo se encuentra fundamentalmente en forma de agua; por ello, la medida de los neutrones rápidos que se han transformado en lentos, estará en relación con la humedad

del suelo, si en éste no hubiera hidrógeno en forma distinta del agua; la existencia en el suelo de materia orgánica u otros compuestos que contengan hidrógeno, pueden falsear los resultados; en estos casos será imprescindible una curva de tarado hecha especialmente con el suelo a ensayar. Los aparatos de medida están formados: *a*) por una fuente protectora de neutrones rápidos (para la humedad) o de rayos γ (para la densidad); *b*) un detector de neutrones lentos o de rayos γ, y *c*) una escala de medida con una curva de tarado

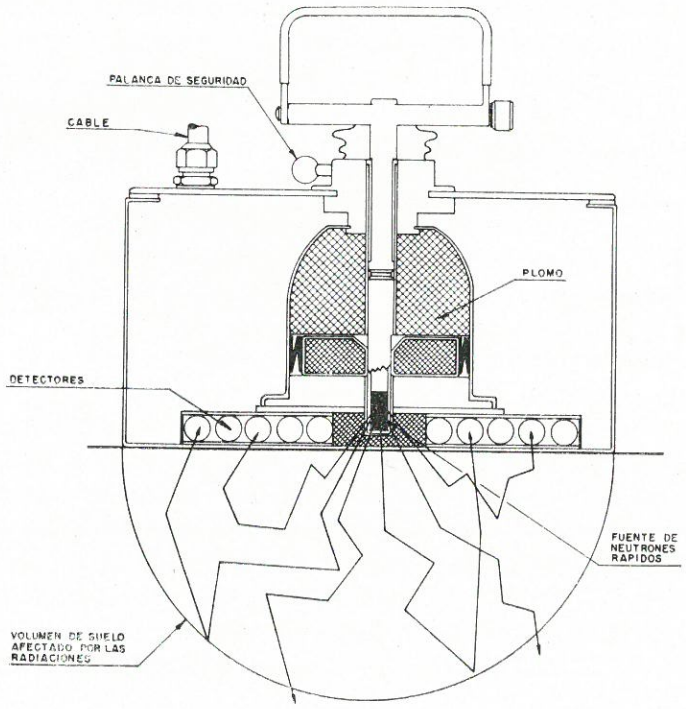


Fig. 10-30. — Esquema del aparato y del proceso de la determinación de la humedad superficial.

para deducir la humedad o densidad del suelo estudiado. El esquema de los aparatos es el que puede verse en las figuras 10-29 y 10-30. Cuando se quiere medir la humedad o la densidad a una cierta profundidad, es preciso colocar un tubo metálico en el terreno que permita bajar el aparato hasta la profundidad deseada, que con los aparatos normales no excede de 0,50 metros. El detector en el aparato de densidad es un contador Geiger Muller, y para la humedad diez tubos F_3 B, conectados en paralelo, de los cuales los impulsos electrónicos pasan, a través de un preamplificador, a la escala de medida (fig. 10-31).

Las curvas de tarado se obtienen haciendo medidas sobre muestras de suelos cuidadosamente preparados; estas curvas hay que comprobarlas al cabo del tiempo porque pueden variar las condiciones del dispositivo de emisión. Las zonas de medida dependen del tipo de aparato; en el que tiene el Labo-

ratorio de Transporte es, para la densidad, una semiesfera de 8 a 20 cm. de radio, y para la humedad, de 10 a 40 cm. Hay que tener esta circunstancia en cuenta para hacer las medidas con exactitud; si la tongada, cuyas características queremos medir, es de espesor menor que el radio de acción del aparato, la medida interferirá con la tongada inferior. Los aparatos nucleares se emplean en el Laboratorio del Transporte desde el año 1961; se ha experimentado con ellos cuidadosamente en el Laboratorio y en el campo. De la experiencia obtenida se deducen las siguientes conclusiones (*):



Fig. 10-31. — Determinación en el campo de la desidad en profudidad.

1.º La exactitud y dispersión de los resultados obtenidos por los métodos nucleares son análogos a los de los ensayos geotécnicos clásicos.

2.º Una curva de calibrado de los aparatos nucleares basta para todo tipo de terreno, a excepción de aquellos que tengan un elevado porcentaje de materia orgánica, o en cuya composición existan ciertos elementos químicos. En los suelos salinos, entre otros, es preciso un tarado previo de los aparatos nucleares.

3.º Diez a quince minutos son suficientes para realizar una determinación de densidad y humedad en un punto del terreno.

Otras ventajas de la utilidad de los métodos nucleares frente a los clásicos, son:

— Menor interferencia en la construcción de la obra al ser posible conocer un período tan corto, el estado de compactación.

— Menor coste del control, por disminución de la mano de obra directa.

— Los ensayos no son destructivos, lo que permite seguir constantemente el avance de la compactación en uno o varios puntos determinados de la obra.

(*) Publicación núm. 13 del Laboratorio del Transporte. "Determinación de la humedad y densidad de un suelo por isótopos radiactivos", por SANTIAGO URIEL, Ingeniero de Caminos y Doctor JOSÉ M.ª SERRATOSA, doctor en Ciencias Químicas.

— Un mayor campo de aplicación de los aparatos nucleares en aquellos terrenos en los que es difícil la aplicación de los métodos clásicos, bien sea por la existencia de material grueso o por la escasez de material ligante que impide la toma de muestras inalteradas.

4.º Es conveniente, según el tipo de terreno, tener en cuenta el volumen del suelo que afectan las radiaciones. Si la compactación se realiza con espesores de tongadas superiores a la profundidad de aquél, se deberá efectuar el control en dos niveles diferentes.

5.º Se deberá alisar el terreno a una profundidad de unos 3 ó 4 cm. por debajo de la superficie, para eliminar la capa superior afectada por las variaciones termohigrométricas del ambiente, siempre que no se esté completamente seguro de las características de la humedad y densidad de esta zona superficial sean iguales a los del resto de la tongada.

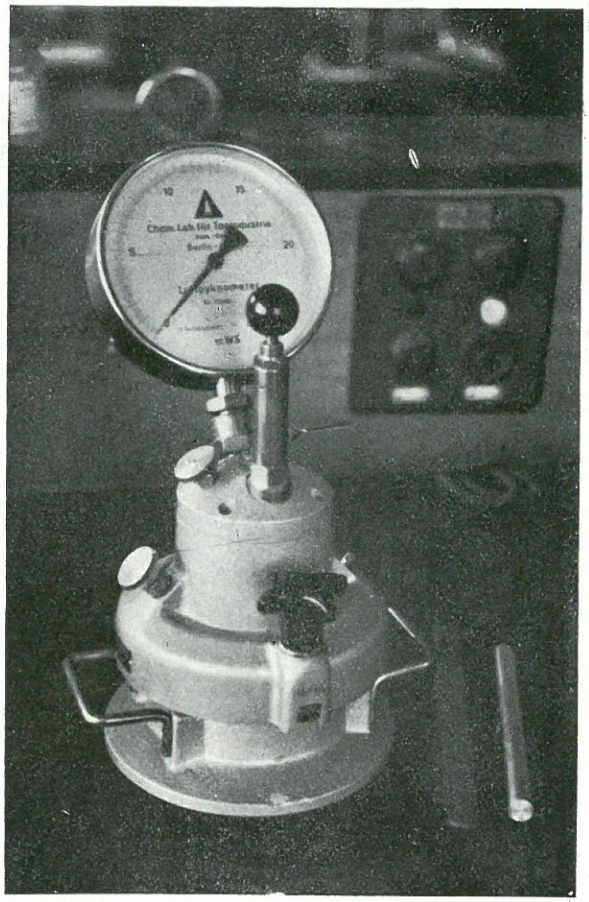


Figura 10-32.

Métodos eléctricos. — La reactancia y la conductibilidad eléctrica de un suelo, están en una cierta relación con sus características de densidad y contenido de agua. Hay unas tentativas de ensayos en este sentido, que pueden resultar prácticas y más económicas que los ensayos nucleares, en los cuales los aparatos son costosos.

10.26. Picnómetro para la determinación de la humedad. — El "picnómetro de aire" es un aparato que se emplea para determinar el tanto por ciento de humedad del suelo. La medida se hace en pocos minutos, en la misma obra, y no necesita más aparatos que el propio picnómetro y una balanza de un gramo de sensibilidad, por lo cual de este método es muy apropiado para ser empleado en obra.

El aparato (fig. 10-32), en realidad, mide el volumen de los poros vacíos en el suelo, de donde se puede calcular la cantidad de agua existente. Su fundamento es el mismo que el de los "medidores de aire" empleados para comprobar los efectos de los agentes aireantes en el hormigón. Consta de un

cilindro donde se coloca una muestra del suelo húmedo, previamente pesada. Sobre el cilindro se pone una cabeza que ajusta herméticamente. Esta cabeza contiene una cámara, en la cual se introduce aire por medio de una bomba, hasta la presión de 22,5 Kg./cm.^{2} que se mide con un manómetro de precisión. En este momento se abre una válvula que comunica el cilindro, donde está contenido el suelo húmedo con la cámara de la cabeza; el aire contenido en ésta se expande, tanto más cuanto más espacios vacíos existen en el cilindro; la presión baja; el nuevo valor de la presión, medido en el manómetro nos indica, mediante una curva de tarado, el volumen del espacio vacío en el cilindro, y, por diferencia, el volumen de la mezcla suelo-agua contenido en el mismo, que llamaremos V; su peso P, se ha determinado previamente en la balanza.

Llamemos V_s a la parte de V correspondiente a las partículas sólidas, de peso específico S y V_a a la parte de V correspondiente al agua.

Tenemos:

$$V = V_a + V_s\,; \qquad P = V_a + S\,.\,V_s\,;$$

de donde:

$$V_s = \frac{P - V}{S - 1}\,; \qquad V_a = \frac{S\,V - P}{S - 1}\,;$$

y el tanto por ciento de humedad:

$$h\,\% = \frac{100\,(S\,V - P)}{S\,(P - V)}\,.$$

Esta determinación implica el conocer el peso específico S de las partículas del suelo, el cual se puede hallar también con el mismo aparato, realizando un ensayo con el suelo completamente seco. Haciendo en la expresión anterior $h = 0$, puede calcularse S a partir de las cantidades P y V, que se miden directamente.

El aparato da buenos resultados en suelos arenosos y con grava, para lo cual hay modelos para muestras hasta de unos 25 Kg. de peso, que permiten ensayar materiales con partículas muy gruesas. En cambio, no hay todavía experiencia suficiente para afirmar que el método es adecuado para suelos muy impermeables, como son las arcillas de gran plasticidad.

10.27. Consolidación de suelos compresibles. — El estudio de la consolidación de suelos compresibles tiene gran importancia para la medida de los asientos del terreno bajo las cargas. Es de especial interés para el cálculo de las cimentaciones de las diferentes obras: puentes, muros, etc. La teoría de la consolidación de los suelos compresibles fue desarrollada por TERZAGHI. Para darse cuenta de la forma física en que tiene lugar el proceso, TERZAGHI emplea el si-

guiente modelo (fig. 10-33): un recipiente lleno de agua va cerrado por un pistón agujereado que se sostiene por una serie de muelles. Si se aplica una carga vertical y las perforaciones del pistón son de diámetro muy pequeño en

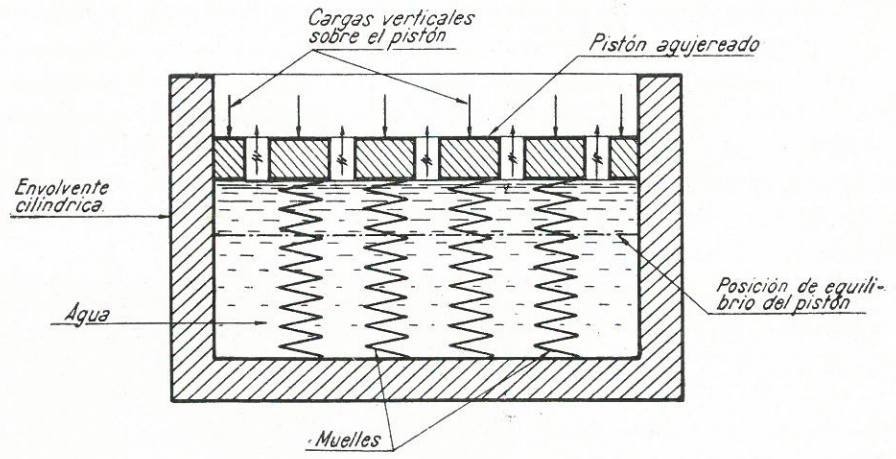


Figura 10-33.

los primeros instantes, como el agua es prácticamente incompresible, toda la carga se transmitirá a ella y los muelles, en cambio, no soportarán ninguna. El agua tiende a salir muy lentamente por los orificios, debido a su pequeño diámetro; a medida que el agua se expulsa, la presión en ella va disminuyendo y los muelles van entrando en carga. Al cabo de un cierto tiempo, son los muelles los que soportan la totalidad de la carga; la presión del agua, entonces, es nula.

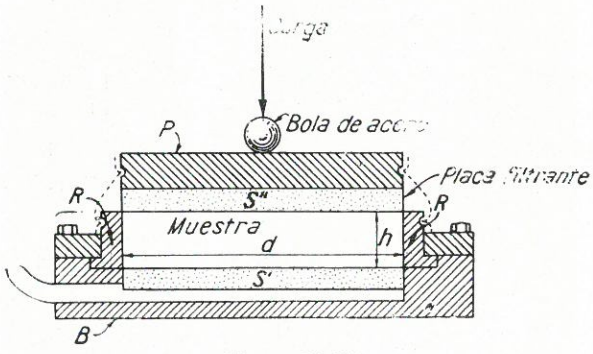


Figura 10-34.

El modelo de TERZAGHI es muy similar a la realidad; los muelles juegan el papel de las partículas del suelo y los orificios del pistón son equivalentes a los poros.

Se denomina "presión intersticial" la que soporta el agua de los poros; las presiones que actúan entre los granos del suelo, es decir, en su esqueleto sólido, se denominan "presiones efectivas".

Si a un suelo arcilloso y con poros muy pequeños le aplicamos una presión exterior Δp, en los primeros instantes toda ella estará soportada por un aumento de las "presiones intersticiales" Δp_i; las presiones efectivas no ha-

brán variado; gradualmente Δp_i va disminuyendo y, en cambio, aumentan las presiones efectivas Δp_e; en todo instante se verifica:

$$\Delta p = \Delta p_i + \Delta p_e .$$

Al cabo de un cierto tiempo, Δp_i llegará a anularse; Δp será transmitido íntegramente al esqueleto del suelo.

Este fenómeno puede tardar años en llevarse a cabo, si el suelo es una arcilla de pequeñísimos poros; en una arena, en cambio, tendrá lugar muy rápidamente.

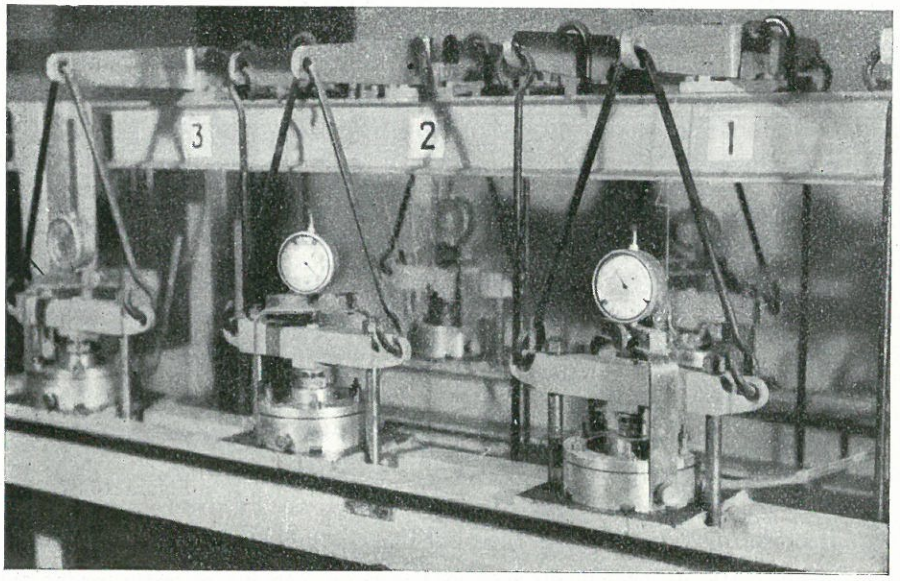


Figura 10-35.

El estudio de los asientos de un suelo se hace por medio del edómetro; la muestra del suelo no perturbada, y que suponemos saturada, se coloca en un molde cilíndrico, entre dos placas porosas (figs. 10-34-35) y protegida contra la evaporación, y se somete a una serie de cargas crecientes. Se deja actuar cada incremento de carga el tiempo preciso para alcanzar un asiento total (generalmente veinticuatro horas); se llega hasta una carga que depende de la que deba soportar el terreno. Los asientos producidos se miden por medio de un cuadrante (fig. 10-35).

Se empieza por medir el índice de huecos de la muestra en su estado inicial. Para cada carga, se dibuja la curva que tiene por abscisas los tiempos transcurridos en escala logarítmica y por ordenadas los asientos en escala natural (fig. 10-36). Esta curva, al cabo de un cierto tiempo, teóricamente debería tender a ponerse horizontal; en la práctica, el tramo final es una recta con

una cierta inclinación; ello es debido al fenómeno de consolidación secundaria, del que más adelante se trata. Cuando se llega al tramo recto, se da la consolidación por terminada y se puede incrementar la carga.

Una vez que se llegue a la carga final, se dibuja una curva que tenga por abscisas las presiones en escala logarítmica, y por ordenadas, en escala natural, el índice de huecos al final de cada escalón de carga; los índices de huecos

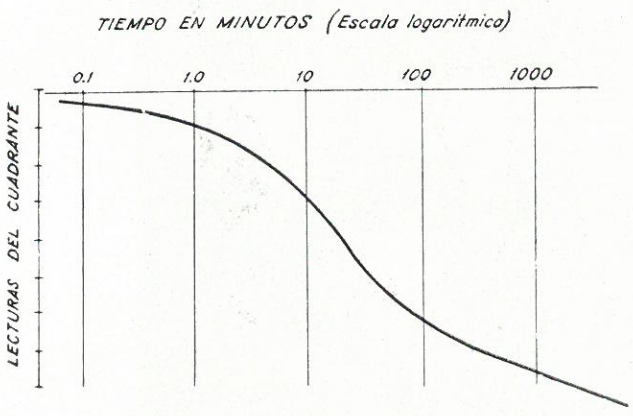


Figura 10-36.

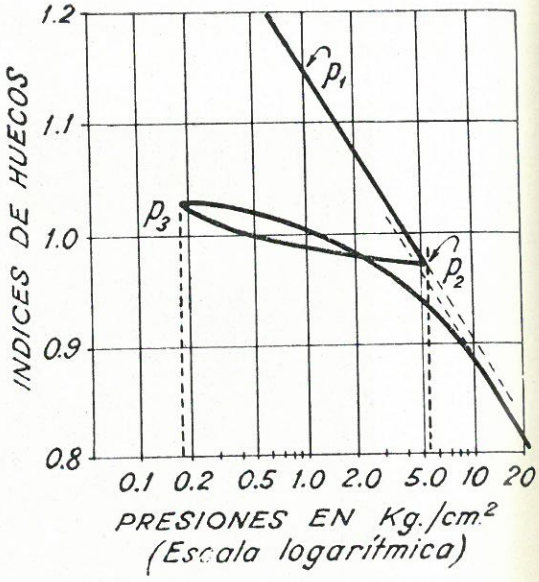


Figura 10-37.

se deducen partiendo del índice inicial y teniendo en cuenta los asientos correspondientes a cada escalón de carga.

Al pasar de la carga p_1 a la p_2, se obtiene una recta (fig. 10-37) que tiene por ecuación:

$$e = e_0 - C_c \log \frac{p}{p_0};$$

donde e y p son los valores variables del índice de huecos y la presión, y e_0 p_0 los correspondientes a un punto de la recta (generalmente $p_0 = 1$ Kg./cm.^{2}). La pendiente C_c de la recta se denomina índice de compresión.

Si a partir de p_2 se disminuye la carga hasta p_3, la curva sigue la rama ascendente indicada en la figura; la muestra se ha entumecido.

Al incrementar nuevamente la carga, la curva sigue la rama menos tendida de la figura, hasta volver a tener la pendiente C_c, siguiendo, o bien la misma recta inicial, u otra generalmente un poco desplazada hacia abajo.

En un suelo compresible de espesor H, conocido el índice de huecos ini-

cial e_1 y el incremento de tensión Δp que va a sufrir, supuesto uniforme en todo su espesor, se obtiene el asiento ΔH que se producirá, determinando en la curva edométrica el Δe correspondiente a Δp, y entonces:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_1} . H .$$

En la práctica hay factores que hacen que los resultados no sean exactos; la consolidación secundaria, la no existencia en el terreno de la constricción lateral como en la muestra, etc.; pero, en general, los resultados obtenidos por este procedimiento son conservadores.

Se dice que una arcilla está preconsolidada cuando anteriormente estuvo sometida a cargas superiores a las que en el momento considerado soporta. Una arcilla cuya curva edométrica es la representada en la figura 10-37, al someterla a una presión p_2 y luego reducir la presión a p_3 estará preconsolidada; como el tramo correspondiente a la nueva consolidación a partir de p_3 es mucho más tendido que el primitivo, se deduce que en la arcilla preconsolidada los asientos son más pequeños que en una arcilla normal.

Una arcilla, en la naturaleza, puede estar preconsolidada por diferentes factores; por ejemplo, que haya tenido una carga de tierra encima, que luego halla desaparecido, por desecación, etc.

Existen métodos, que no entran dentro de los límites de este estudio, para determinar la carga de preconsolidación.

En toda esta teoría se supone que el suelo se comporta como el modelo de los muelles y que, por tanto, al cabo de un cierto tiempo, los asientos son prácticamente nulos. Pero en la realidad se superpone el fenómeno llamado de consolidación secundaria; por él la consolidación continúa durante muchísimo tiempo en proporciones apreciables, después de haberse anulado prácticamente las presiones intersticiales. No se conocen bien las causas de este fenómeno; probablemente se debe, al menos en parte, al reajuste de las partículas del suelo e incluso a su rotura con el tiempo.

A pesar de ello, es posible determinar con suficiente exactitud los asientos totales en la mayoría de los casos.

En cambio, cuando se trata de predecir el curso de la consolidación, es decir, de relacionar el tanto por ciento de consolidación con el tiempo, no se obtiene buenos resultados debido a una serie de factores. Pero, sin embargo, una vez construida la obra, efectuando observaciones durante el primer período de su vida se puede con ayuda de la teoría de TERZAGHI, predecir con bastante exactitud cómo seguirá el proceso con el tiempo.

10.28. Resistencia a esfuerzo cortante. — El valor de la resistencia a esfuerzo cortante de un suelo tiene importancia fundamental en el cálculo de muros, estabilidad de terraplenes, cimentaciones, etc. Para cada suelo no es una cons-

tante característica del mismo; su valor depende de las condiciones en que se encuentre; índice de huecos, drenaje, preconsolidación, etc. Por ello, su determinación en cada caso ha de hacerse de manera distinta para obtener el valor buscado en condiciones análogas a las que ha de encontrarse el suelo en la realidad. De nada servirá ajustar con cuidado un método de cálculo si se parte de valores de la cohesión y rozamiento que, aunque se hayan obtenido del suelo en cuestión, no correspondan a las circunstancias en que se ha de encontrar en la realidad. Por ello hay que cuidar de que las muestras con que se opere estén en las condiciones en que se han de encontrar en la realidad, utilizando muestras no perturbadas cuando así convenga.

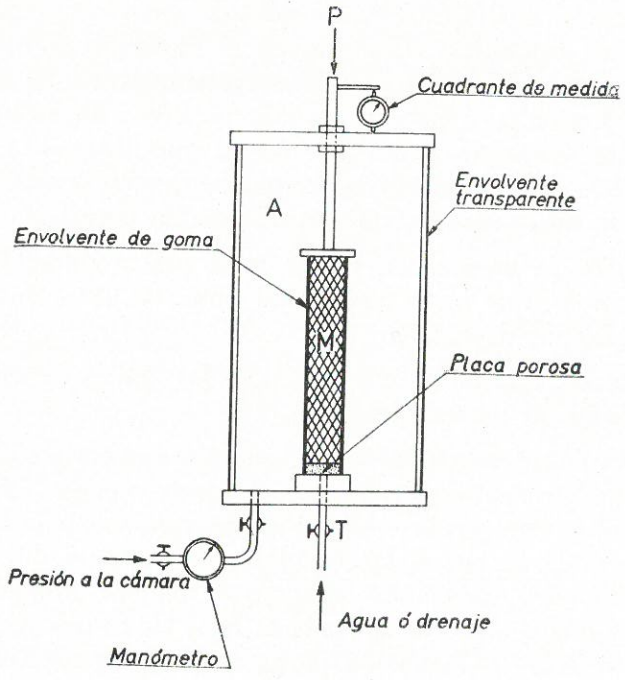


Figura 10-38.

La resistencia a esfuerzo cortante de un suelo, lo mismo que sucede con dos sólidos en contacto, es función de la presión que exista entre sus granos, es decir, de la que hemos llamado presión efectiva. Al aplicar una carga al suelo, según la facilidad de evacuación del agua que contenga, es decir, de sus posibilidades de drenaje, serán mayores o menores las presiones efectivas originadas y, por tanto, el valor de la resistencia a esfuerzo cortante. Por esta razón, la velocidad de aplicación de la carga, si se trata de suelos de granulometría fina, especialmente arcillas, tiene una gran influencia en el valor de la resistencia al esfuerzo cortante. Si se carga gradualmente, da tiempo para que el agua de los poros se vaya drenando y, por tanto, a que las presiones intersti-

ciales se vayan disipando, con el consiguiente aumento de las presiones efectivas y, por tanto, de la resistencia a esfuerzo cortante. En cambio, si toda la carga se aplica rápidamente, su mayor parte se transmite al agua sin el correspondiente aumento de resistencia a esfuerzo cortante. La rotura se producirá con una carga total menor que en el caso de aplicación gradual.

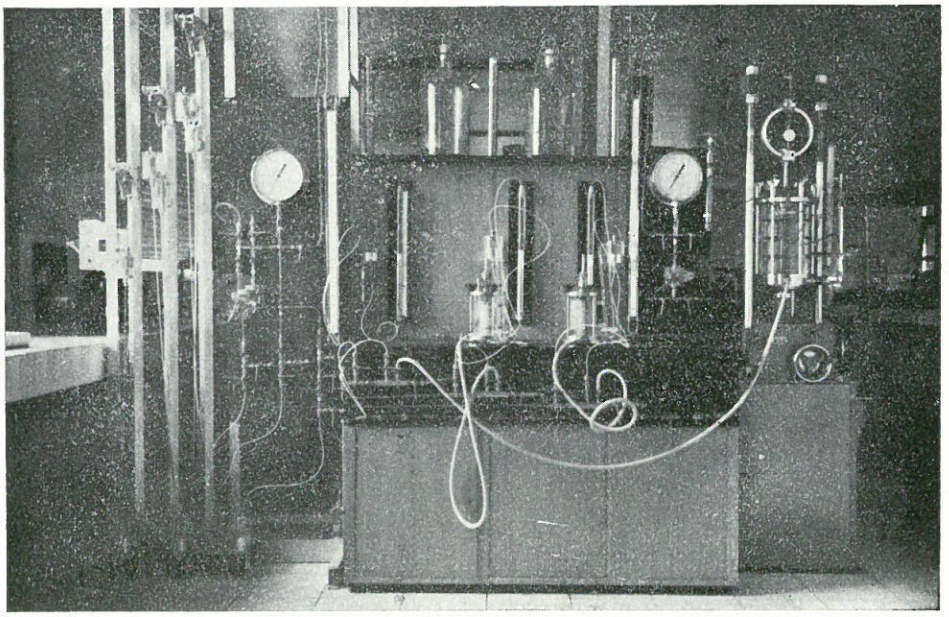


Figura 10-39.

Los aparatos que comúnmente se emplean se pueden dividir en:

a) Triaxiales.

b) Aparatos de corte directo.

Ensayo triaxial. — El aparato triaxial (fig. 10-38) consta de una envolvente cilíndrica en el interior de la cual se coloca la muestra envuelta en una membrana de goma fina; la cámara se llena de un líquido (agua, keroseno, aceite o glicerina) por medio del cual se puede dar en la cámara la presión deseada, que produce la carga horizontal uniforme sobre la probeta; ésta se asienta sobre una placa porosa que permite, cuando así se quiera, el drenaje de la probeta; la carga vertical se da al ritmo que se desee por medio del vástago *P;* el cuadrante de medida permite ir obteniendo las deformaciones de la probeta hasta la rotura. El aparato va complementado por los dispositivos necesarios para la medida de las presiones intersticiales y permitir o no el drenaje de la muestra (fig. 10-39).

La obtención del ángulo ϕ de resistencia a esfuerzo cortante y de la cohesión se hace aplicando el diagrama de MÖHR. Se da a la cámara del aparato

una presión horizontal y después se aplica la carga vertical hasta llegar a la rotura. Ello puede hacerse dejando drenar la muestra o no, y aplicando la carga vertical más o menos rápidamente hasta llegar a la rotura; se intenta así acercarse lo más posible a las condiciones de la realidad; según sea esta deberán escogerse las del ensayo; éstos pueden, por tanto, ser:

a) Ensayo rápido: Se aplica una presión lateral, se cierran las llaves de drenaje de la probeta y se dan las cargas verticales hasta producir la rotura. Si la muestra estaba completamente saturada al no permitirse su drenaje, el ensayo se realiza a volumen constante; por esta misma razón, con la no existencia de drenaje, la presión lateral se transmite totalmente al agua de los poros, las presiones efectivas no aumentan y, por tanto, la presión vertical que hay que aplicar por cada presión horizontal, igual al diámetro de los distintos círculos

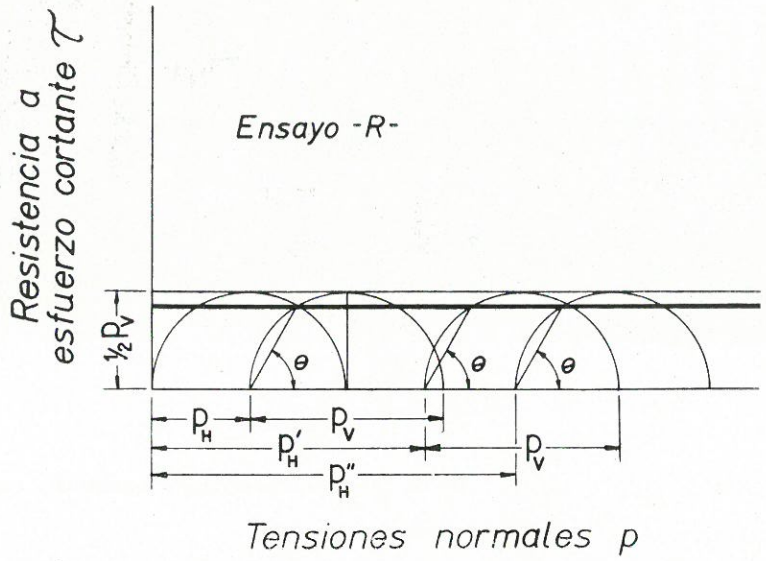


Figura 10-40.

de Möhr, no varía. El diagrama (fig. 10-40) vendrá, por tanto, representado por una serie de círculos de igual diámetro, cuyo valor es la presión vertical de rotura p; el valor de la cohesión unitaria será $\frac{1}{2} p_v$. La envolvente de los círculos de Möhr será una horizontal y, por tanto, el valor del ángulo ϕ será cero. Si el suelo no estuviese completamente saturado, la envolvente de Möhr no sería una horizontal; aumentaría la resistencia a esfuerzo cortante al crecer la presión lateral, ya que ésta causaría un cierto aumento de las presiones efectivas, al comprimirse las burbujas de aire; las cargas verticales p serían, por tanto mayores, según aumentase la presión lateral, y diferentes los diámetros de los círculos correspondientes.

b) Ensayo lento: Se abren las válvulas de drenaje y se aplica la presión lateral hasta lograr la consolidación total. Sin cerrar las válvulas se va aplicando la carga vertical por pequeños incrementos, dejando que en cada uno de ellos se produzca la consolidación total antes de aumentar la carga. Se continúa cargando hasta la rotura; este ensayo debe aplicarse al caso de estructuras en las cuales las cargas van aumentando poco a poco; por ejemplo, un terraplén o una presa de tierra. La envolvente de los círculos de MÖHR será (figura 10-41) sensiblemente una línea, cuya inclinación será el valor del ángu-

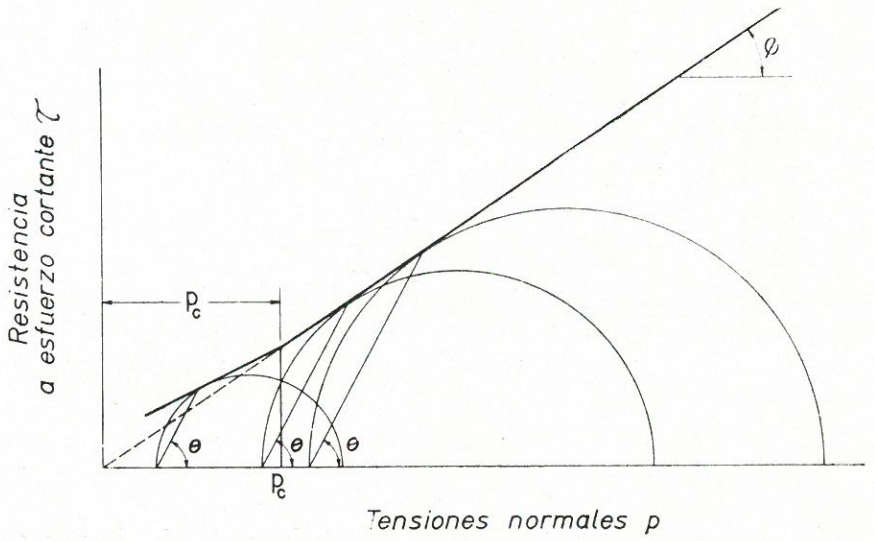


Figura 10-41.

lo ϕ; si el suelo no ha sufrido una preconsolidación, la envolvente pasará por el origen; en caso contrario tomará la forma que se indica en la figura; la resistencia a esfuerzo cortante no aumentará hasta que pase de un cierto valor p_c, presión de preconsolidación.

Un caso particular del ensayo rápido es el de resistencia a compresión; solamente se utiliza para terrenos cohesivos; la presión lateral efectiva es igual a la tensión capilar desarrollada en su superficie; el drenaje es prácticamente nulo, dada la rapidez con que se efectúa el ensayo. El círculo de MÖHR obtenido será aproximadamente del mismo diámetro que en el ensayo rápido, en el caso de muestras saturadas.

Para obtener la resistencia al esfuerzo cortante de rotura, habrá que trazar una recta por el extremo del diámetro, formando un ángulo θ con el eje X, de tal manera que resulta (fig. 10-42):

$$\tau = \frac{p}{2} \cos \phi \, ;$$

y como ϕ es aproximadamente 30° para arcillas:

$$\tau = 0{,}43\, p\,.$$

En la práctica la resistencia obtenida en suelos saturados es algo inferior a la determinada por otros ensayos, debido a una serie de razones, y por eso se toma:

$$\tau = 0{,}5\, p\,.$$

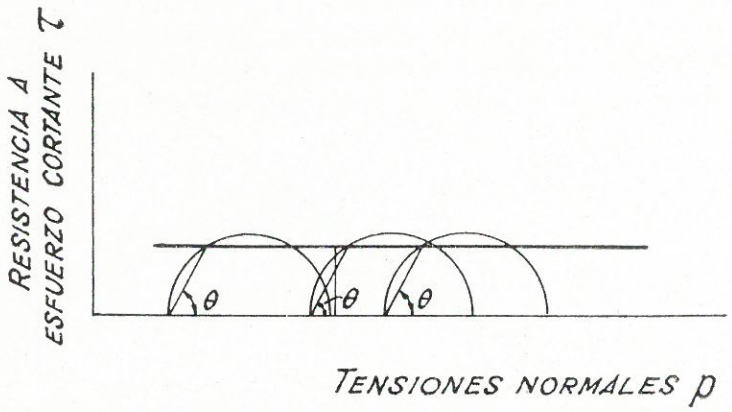
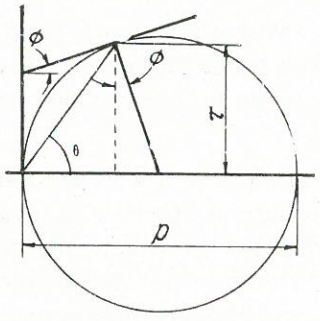


Figura 10-42.

En el caso particular de terrenos sin cohesión (fig. 10-43), por ejemplo, arenas limpias, el ensayo triaxial normalmente se hace en el lento, con la muestra totalmente saturada o desecada al aire. La línea obtenida es una recta que pasa por el origen, salvo para arenas densas, en que el ángulo de rozamiento va disminuyendo algo para presiones altas.



Círculo de Mohr
PARA ENSAYO DE COMPRESIÓN

Figura 10-43.

Cuando se trata de arenas parcialmente saturadas, aparece la cohesión aparente, debida a las tensiones capilares.

d) *Ensayos por corte directo.* — Los aparatos normalmente usados son de dos tipos:

a) Corte por traslación.

b) Corte por rotación.

El aparato de CASAGRANDE (fig. 10-44) pertenece al primer tipo. La muestra, de sección cuadrada, se coloca entre dos placas porosas. Se aplica una carga vertical y después el esfuerzo horizontal preciso para producir el corte.

Los aparatos de rotación son en esencia lo mismo. Probablemente el más perfecto es el de HVORSLEV (fig. 10-45); la muestra es anular; se aplica una

fuerza vertical y se determina el esfuerzo de rotación preciso para producir el corte del suelo.

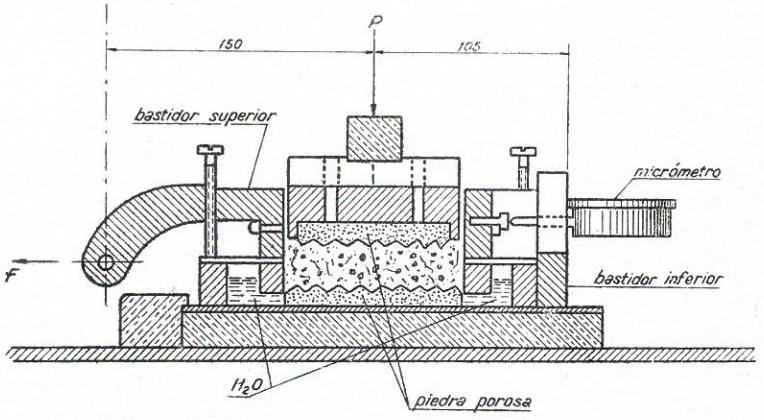
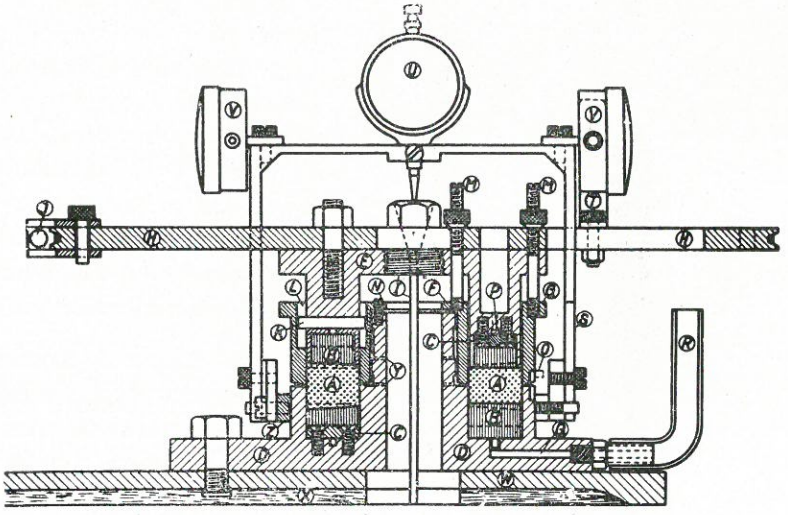


Figura 10-44.

Se puede con estos aparatos realizar los mismos tipos de ensayos que con el triaxial, según se apliquen las cargas verticales y las del esfuerzo cortante más o menos rápidamente y con válvulas cerradas o abiertas.



A, probeta de suelo; B, piedras porosas; C chaveta para fijar las piedras porosas; D, parte inferior del aparato de corte; E, pistón anular; F anillo interior superior; G, anillo exterior superior; H, volante para aplicación del esfuerzo cortante; I, dispositivo de carga; J, cable donde se aplica el esfuerzo cortante; K, chaveta de los anillos superiores; L, ranura para la chaveta de los anillos superiores; M, tornillos verticales de fijación; N, tornillos inferiores de fijación; O, varilla horizontal de fijación; P, entrada de agua superior; Q, entrada de agua inferior; R, tubo de vidrio; S, puente para el aparato de medida; T, tornillo de fijación del cuadrante de medida de los desplazamientos angulares; U, cuadrante de medida de la consolidación vertical; V, cuadrante de medida de los desplazamientos angulares; W, placa de base; X, banco de prueba; Y, entradas de agua; Z, anillo de fijación.

Figura 10-45.

Existe un aparato para determinar la resistencia a esfuerzo cortante *in situ*, que se utiliza para arcillas; fue ideado por el ingeniero sueco CADLING, en el Royal Swedish Geotechnical Institute (en inglés este ensayo se denomina "vantest").

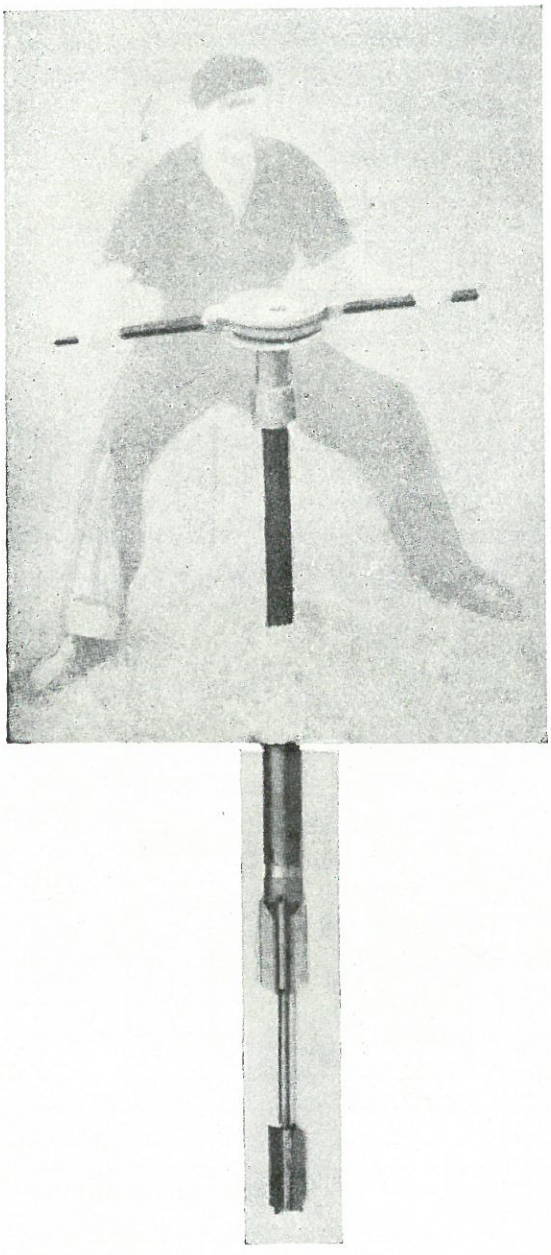


Figura 10-46.

Consiste en un dispositivo representado en la figura 10-46, que se introduce en el terreno, y a la profundidad deseada se determina el esfuerzo de rotación necesario para romper el suelo.

Ventajas e inconvenientes de los distintos aparatos. — El aparato de corte directo de CASAGRANDE tiene la ventaja de su sencillez. La consolidación, bajo la carga vertical, se verifica con relativa rapidez; pero la distribución de tensiones en el plano de rotura no es uniforme, y por ello se producen fenómenos de rotura progresiva que disminuyen la exactitud del ensayo. Además, al trasladarse una armadura sobre otra, la sección de la muestra va disminuyendo; es difícil de evitar que se produzca algo de drenaje, lo cual es causa de error. Todo ello hace que este ensayo esté cayendo en desuso.

El ensayo de corte por rotación adolece de los mismos defectos que el anterior, por lo que a drenaje se refiere. Las muestras sin perturbar son difíciles de preparar. La sección de la muestra se mantiene constante durante todo el ensayo y, además, se puede medir fácilmente la resistencia a esfuerzo cortante residual, producida después de grandes deformaciones. Es sencillo de manejo.

En el ensayo triaxial el estado de tensiones se puede determinar con bastante exactitud, y el fenómeno de rotura progresiva es más reducido que en

los casos anteriores, por ser más uniforme la distribución de tensiones en el plano de rotura.

La rotura se efectúa por los puntos débiles, contrariamente al caso de corte directo, en que el plano de rotura es forzado. El principal inconveniente es que se tarda mucho tiempo en efectuar el ensayo y el aparato es de manejo delicado. El control del drenaje se hace con gran precisión. Por todo ello, este tipo de ensayo es el más adecuado para determinaciones cuidadosas.

El ensayo de resistencia a compresión es, como hemos dicho, un ensayo de compresión triaxial simplificado. Muy sencillo, es el más utilizado para determinar la resistencia a esfuerzo cortante de terrenos cohesivos saturados a volumen constante. Con terrenos sin la cohesión suficiente, este ensayo no se puede realizar. Tiene el inconveniente de que no es posible emplear para determinar la resistencia a esfuerzo cortante de un suelo después de haber sido consolidado bajo las cargas hipotéticas del proyecto.

El ensayo sueco *in situ* es muy recomendable para ciertos tipos de arcillas; tiene la ventaja de que no hay que extraer la muestra del terreno, pero solamente sirve para determinar la resistencia a esfuerzo cortante del terreno en su estado natural y no bajo cargas hipotéticas, después de la consolidación correspondiente.

Son cifras normales del ángulo ϕ y de la cohesión unitaria c las siguientes:

Suelos arenosos	ϕ de 20 a 45°.	
	c de 0 a 21 Kg./cm.^{2}.	
» arcillosos	ϕ de 0 a 15°.	
	c de 7 a 70 Kg./cm.^{2}.	

10.29. Permeabilidad y capilaridad. — El agua puede encontrarse en el terreno en las siguientes formas:

a) Agua libre.

b) Agua capilar.

c) Agua adsorbida.

d) Agua de cristalización.

Según este orden, de menor a mayor, es la dificultad de separar el agua correspondiente de los elementos del suelo.

El agua de cristalización es la que menos interesa a los efectos de nuestro estudio, pues es muy difícil cambiar su proporción, ya que realmente forma parte constitutiva de los elementos minerales del suelo. A nuestros fines, hay algunas veces que puede tener interés, por ejemplo, en el caso de las anhidritas, que al entrar en contacto con el agua se convierten en yeso, aumentando el número de moléculas de cristalización, y con ello su volumen, y dando

lugar a fuertes empujes. Del agua adsorbida se trató al ocuparnos de la composición de las arcillas (epígrafe 10-9).

Agua libre. — Del agua que cae en el terreno, parte corre por su superficie y parte se filtra y absorbe a través de su masa; la relación entre el agua que corre y el agua que cae se denomina coeficiente de escorrentía; es variable según la naturaleza del terreno y la duración de la precipitación.

El agua que corre por la superficie del terreno es necesario desviarla lo más rápidamente posible, evitando que vaya a la zona que interesa proteger; las cunetas de la explanación, las de protección y guarda, así como el bombeo de la superficie del firme, cumplen este cometido.

Del agua que se filtra, una parte queda en el terreno en sus diversas formas y el resto se mueve a través de su masa, constituyendo la capa freática; cuando aflora al exterior, forma los manantiales.

La capa freática debe encontrarse a suficiente profundidad para no constituir un peligro para la explanación; como mínimo, a 1,20 m. de profundidad bajo la superficie de aquélla; cuando no es así y el trazado pasa por zonas en las cuales se encuentra la capa freática a poca profundidad, hay que rebajarla por medio de obras de drenaje; si aflorase en manantiales dentro de la zona de la explanación, habría que captarla y desviarla convenientemente. Cuando se trate de capas freáticas muy importantes y someras que no es posible, económicamente, eliminar ni rebajar, por ejemplo, terrenos pantanosos, será preciso tomar precauciones especiales para la construcción de la explanación.

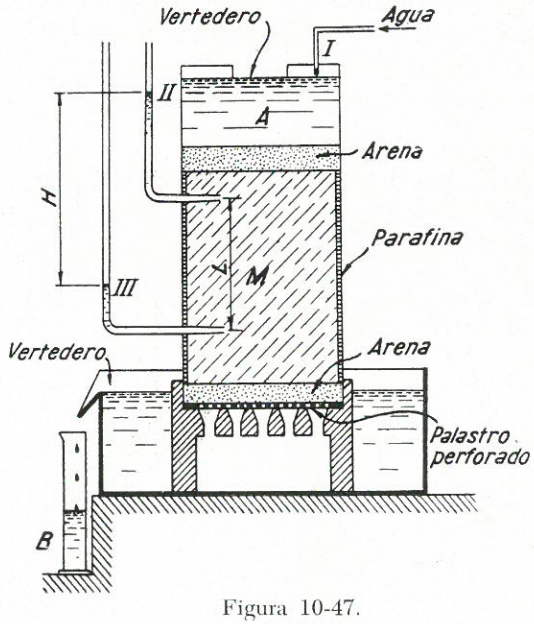


Figura 10-47.

Para resolver los problemas de drenaje tiene importancia la determinación del coeficiente de permeabilidad.

Según la fórmula de DARCY, el volumen desaguado a través de una sección S durante un tiempo t y bajo una pendiente hidráulica i es:

$$V = K S i t ;$$

el coeficiente K se denomina coeficiente de permeabilidad. Se puede determinar por varios sistemas; los más corrientes son los permeámetros de carga constante y variable.

En el permeámetro de carga constante (fig. 10-47) el nivel de agua se mantiene fijo por medio de un vertedero. En el recipiente B se puede medir

el volumen filtrado en un tiempo t, y en los tubos piezométricos, la pérdida de carga H, que, dividida por L, dará el valor de i. El valor de K será:

$$K = \frac{V}{S\,i\,t}\,.$$

Este procedimiento es recomendable con suelos de coeficiente de permeabilidad comprendidos entre 100 y 10^{-3} cm./seg.

Para suelos desde 10^{-1} en adelante se puede utilizar el permeámetro de carga variable, cuyo principio es el mismo, pero la carga de agua no es constante.

<table>
<tr><th rowspan="2">Coeficiente de permeabilidad k (om./s.)</th><th rowspan="2">Drenaje</th><th rowspan="2">Tipo de suelo</th><th colspan="2">DETERMINACIÓN DE k</th></tr>
<tr><th>Directa</th><th>Indirecta</th></tr>
<tr><td>10^{2}
10
1
10^{-1}</td><td rowspan="3">Bueno.</td><td rowspan="2">Grava limpia.</td><td rowspan="3">Permeámetro de carga hidráulica constante; ensayo in situ por bombeo.</td><td></td></tr>
<tr><td>10^{-2}
10^{-3}</td><td rowspan="2">Arenas limpias. Mezclas limpias de arena y grava</td><td rowspan="2">Permeámetro de carga hidráulica decreciente.</td></tr>
<tr><td>10^{-4}</td><td rowspan="4">Arenas muy finas.
Limos.
Mezcla de arena, limo y arcilla.
Morrenas glaciares.
Depósitos de arcilla estratificada.</td><td rowspan="4"></td></tr>
<tr><td>10^{-5}
10^{-6}</td><td>Regular.</td></tr>
<tr><td>1
10^{-7}</td><td rowspan="2">Completamente impermeable.</td></tr>
<tr><td>10^{-8}
10^{-9}</td><td>Arcillas homogenosas situadas por debajo de la zona de descomposición</td></tr>
</table>

Hay que cuidar en estos ensayos de que el suelo esté desprovisto de aire; de no ser así, no repiten los resultados. Asimismo el agua debe estar desaireada. En caso contrario, las burbujas de aire que se interponen varían totalmente los resultados, pues en definitiva cambian la sección libre.

Existe, además de los expuestos, otros métodos indirectos para obtener el coeficiente de permeabilidad: Para arenas y gravas limpias se puede deducir el coeficiente de permeabilidad conociendo su curva granulométrica. En suelos muy impermeables es posible determinarlo de una manera indirecta por medio del ensayo de consolidación. También se pueden hacer ensayos de permeabilidad directamente en el terreno, haciendo pruebas de agotamiento en pozos o por otros sistemas similares. Por último, existe para determinaciones aproximadas el ensayo de capilaridad horizontal, por medio del cual es posible obtener el valor de K. Los últimos procedimientos citados no suelen ser, sin embargo, utilizados generalmente en la construcción de carreteras. En la tabla se resumen los valores de K en los suelos más corrientes.

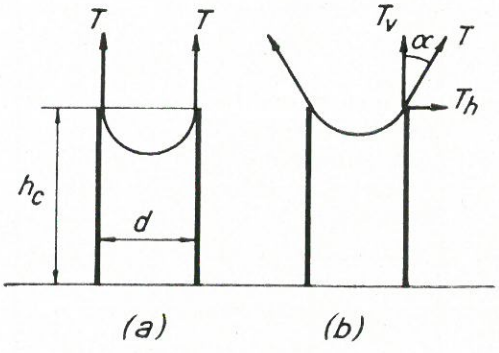


Figura 10-48.

Agua capilar. — El moviimento capilar de agua en el terreno no es exclusivamente un fenómeno de ascensión del agua libre, sino una verdadera *difusión* de ella a través de su masa; la importancia del movimiento capilar, su longitud y velocidad, depende de la naturaleza del terreno; cuando está formado de elementos finos, el movimiento capilar es de gran lentitud y de longitud elevada; puede durar meses o incluso años y llegar a muchos metros; en los terrenos granulares gruesos, el movimiento capilar es corto en longitud y rápido. La forma de los elementos que componen el terreno también tienen influencia; en una arena fina de granos angulosos es más lento, a igualdad de composición granulométrica, que si los granos son redondeados.

Es sabido que si un tubo capilar de vidrio de diámetro d se coloca en contacto con el agua, ésta ascenderá por él, debido a la acción de la tensión capilar en el menisco que, si el agua es pura y las paredes del tubo están limpias, será una superficie semiesférica, y en caso contrario, un casquete (fig. 10-48); la tensión capilar unitaria en el menisco será T, para el agua igual aproximadamente a 75 dinas/cm. $= \frac{75}{980}$ gramos/cm. Si el menisco es una semiesfera, las fuerzas capilares serán verticales; si es un casquete, serán inclinadas y tangentes a los círculos máximos. Las componentes verticales, cuya suma total es $T \pi d \cos \alpha$ son las que hacen subir el agua; las componentes horizontales, cuya suma de módulos vale $T \pi d \operatorname{sen} \alpha$, la comprimen contra las paredes.

La altura a la cual puede elevarse el agua en un tubo de diámetro d se

determina igualando la fuerza vertical total al peso de la columna de agua, o sea que tendremos:

$$T \pi d \cos \alpha = h_c \frac{\pi d^2}{4} \gamma_0 ;$$

siendo γ_0 el peso específico del agua.

Haciendo $T = \frac{75}{980}$ gr./cm. y cos $\alpha = 1$, resulta:

$$h_c = \frac{0{,}3}{d} .$$

En el terreno, el fenómeno es análogo: los poros forman conductos capilares y regulares de diámetro tanto menor cuanto más finos son los granos.

Se denomina "diámetro estadístico" del suelo el de un tubo capilar en el cual el agua ascendería a la misma altura que en el suelo.

Los conductos capilares del suelo son irregulares en forma y dimensión. Por ello, la altura capilar puede tener valores distintos según los casos. Así vemos que si un suelo seco se pone en contacto con agua, ésta ascenderá por capilaridad, dejándolo parcialmente saturado hasta una cierta altura h_{1a}. A partir de ella, el agua seguirá ascendiendo hasta h_{2a}, pero el grado de saturación irá disminuyendo gradualmente.

Si, por el contrario, operamos con una muestra totalmente saturada y la dejamos drenar, poniendo su extremo inferior en contacto con el agua, al llegar a un estado de equilibrio tendremos que hasta una cierta altura h_{1s}, el suelo quedará totalmente saturado; desde dicha altura hasta otra mayor, h_{2s}, el grado de saturación irá disminuyendo y a partir de h_{2s}, la saturación será constante, quedando solamente el agua colgada por capilaridad entre los granos.

CLASIFICACION DE SUELOS

10.30. ¿Qué se pretende con la clasificación de suelos? Agrupar los que reúnan unas determinadas características físicas, y como resultado de ellas, unas propiedades constructivas determinadas; la clasificación de suelos orienta al ingeniero, por medio de unos ensayos sencillos, de las propiedades constructivas del terreno que la carretera ha de recorrer y, por tanto, de cuáles han de ser los elementos de maquinaria a emplear, las dificultades o facilidades que en la obra se han de encontrar a causa del tipo de suelo y, como consecuencia, aproximadamente el coste de construcción. Es la clasificación de suelo, por cuanto se ha expuesto, de gran utilidad porque es una primera orientación de aquello que hemos de hacer y cuál ha de ser su precio; pero el ingeniero ha de apreciar en su verdadero valor los datos constructivos de la

clasificación que de los suelos obtenga. En algunos casos, serán suficientes para proyectar y valorar la obra; en otros, al orientar sobre el tipo y propiedades del suelo, marcará el camino que ha de seguir para definir y estudiar debidamente el problema planteado.

10.31. Una primera clasificación de suelos fue propuesta por el Department de Public Roads (Estados Unidos), en el año 1928; en ella se dividen los suelos en grupos del A-1 al A-7. Esta clasificación fue modificada y completada por el mismo Departamento en los años 1931 y 1942. Se empleaban ensayos, hoy en desuso, como la humedad centrífuga y en el campo. Posteriormente, el año 1945, el Highway Research Board hizo una modificación muy completa, tanto de los ensayos a realizar como de los distintos grupos, para evitar los solapes que se producían en la clasificación de Public Roads. Tiene además, esta clasificación, la ventaja de que sólo se utilizan los límites de ATTERBERG y análisis granulométrico. La denominación de los grupos es la misma, pero no coinciden con los de Public Roads.

En el año 1942, fue adoptada en esta forma provisional por el U.S. Engineers Department, una clasificación propuesta por A. CASAGRANDE. Esta clasificación ha sido después ligeramente modificada y adoptada por las Corps of Engineers, U.S. Army; se denomina clasificación de CASAGRANDE modificada.

La clasificación del H.R.B. está hecha solamente para su utilización en carreteras, mientras que la de CASAGRANDE, modificada, es de uso general.

10.32. Clasificación de Casagrande modificada. — Los suelos se dividen en esta clasificación, en tres grandes grupos: suelos de grano grueso, suelos de grano fino y suelos de estructura orgánica.

Se denominan suelos de grano grueso, aquellos que tienen menos de un 50 por 100 que pasa por el tamiz número 200 (0,074 mm.).

Suelos de grano fino, los que más del 50 por 100 pasa por el tamiz número 200.

Suelos de estructura orgánica, aquellos que están casi exclusivamente constituidos por materia orgánica.

Suelos de grano fino: Los suelos de grano fino comprenden, principalmente, los limos y arcillas orgánicas e inorgánicas; también quedan icluidos en este grupo algunos suelos de diferente naturaleza, como la tierra de diatomeas y suelos micáceos.

La subdivisión se hace con ayuda del gráfico de A. CASAGRANDE (figura 10-49). En él se llevan en abscisas los límites líquidos, y en ordenadas, los índices de plasticidad. Cada suelo quedará representado por un punto.

El gráfico está dividido en cuatro partes por una recta vertical, correspondiente a un límite líquido de 50, y por una recta inclinada definida por la ecuación:

$$IP = 0{,}73\,(LL - 20);$$

salvo en la parte inferior, donde la línea A se convierte en una banda horizontal que se extiende entre los índices de plasticidad 4-7.

La línea A es un límite establecido empíricamente, que separa las arcillas orgánicas (CL y CH) (C inicial de "Clay", arcilla en inglés), que generalmente quedan en su parte superior, de los suelos con materia orgánica coloidal (OL y OH), los limos inorgánicos (ML y MH) (M viene de la palabra sueca "Moo") y algunos otros suelos incluidos en estas denominaciones, que generalmente quedan por debajo de la línea "A".

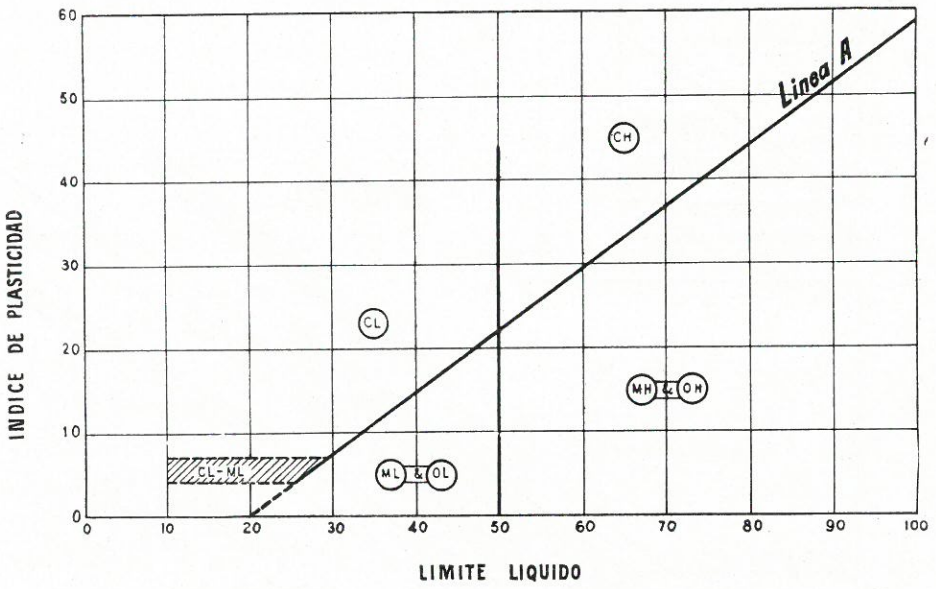


Figura 10-49.

La letra H (inicial de "High", alto en inglés) se emplea cuando el límite líquido es mayor de 50, y la letra L (del inglés "Low", bajo) cuando es menor de 50.

En la zona rayada con IP entre 4 y 7 se superponen los suelos arcillosos y limosos, por lo que se emplea la doble nomenclatura CL-ML.

Se ha observado experimentalmente que los suelos que tienen el mismo LL son aproximadamente de la misma compresibilidad a igualdad de los demás factores.

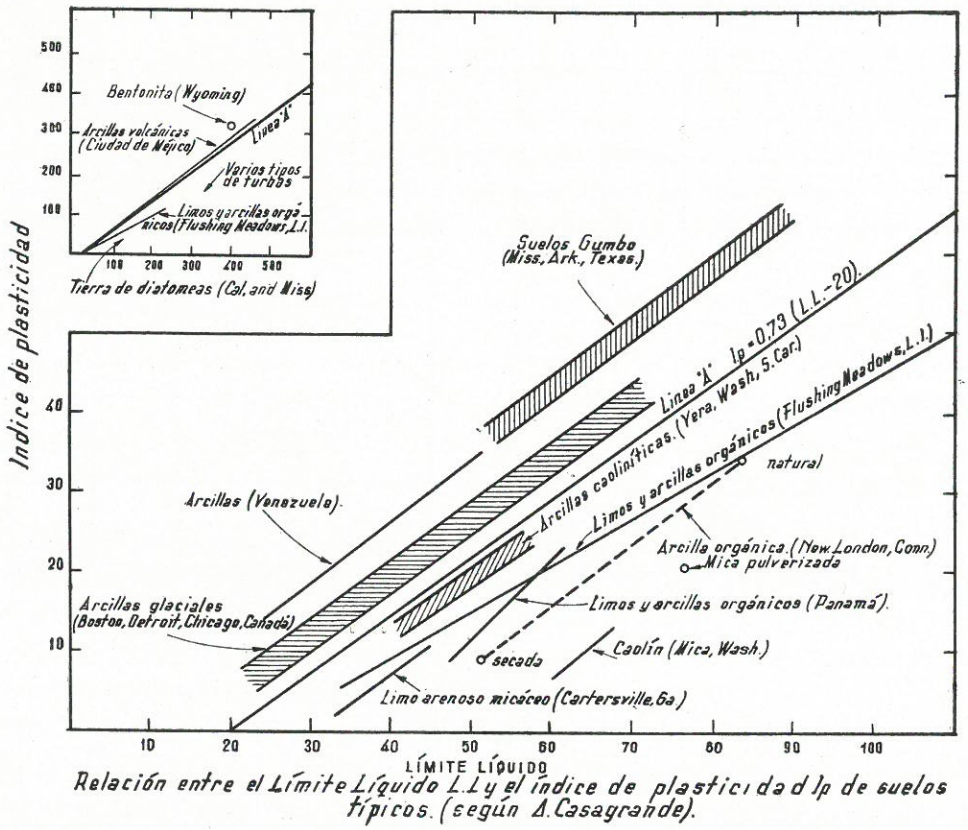
Asimismo, a igualdad de LL, cuanto mayor es el IP, mayor es la resistencia a compresión del suelo desecado y menor la permeabilidad.

También se ha observado que los suelos del mismo origen están situados en una franja relativamente estrecha y aproximadamente paralela a la línea A (figura 10-50).

Grupos ML y MH. — En estos grupos generalmente se incluyen los limos inorgánicos, ya sean limpios o los arenosos y arcillosos, así como los loess.

Las tierras de diatomeas y micáceas pertenecen generalmente al grupo MH, pero pueden extenderse también al grupo ML.

Lo mismo sucede con ciertos tipos de caolines e illitas de plasticidad reducida.



Relación entre el Límite Líquido L.L y el índice de plasticidad Ip de suelos típicos. (según A. Casagrande).

Figura 10-50.

Grupos CL y CH. — Al grupo CL corresponden principalmente las arcillas de plasticidad reducida, las arenosas y las limosas.

Las de plasticidad media y alta corresponden al grupo CH.

Grupos OL y OH. — Estos grupos se caracterizan por la presencia de materia orgánica, de donde procede el símbolo O. Incluyen, por tanto, los limos y arcillas orgánicos.

Como los límites de ATTERBERG en estos suelos son los mismos que para los grupos ML y MH, es preciso efectuar algún otro ensayo de identificación.

Generalmente el color y olor, características de la materia orgánica, son datos suficientes. En casos dudosos se puede recurrir a la propiedad de los que los suelos orgánicos tienen unos límites de ATTERBERG mucho más reducidos cuando se desecan al aire o en la estufa que cuando se encuentran en estado natural. Los tres puntos correspondientes al estado natural, secado al aire y secado en estufa, suelen estar situados en una línea recta. También puede recurrirse a determinar químicamente el contenido de materia orgánica.

Suelos de grano grueso. — Según hemos dicho, este grupo corresponde a suelos con más del 50 por 100 retenido en el tamiz número 200.

Se subdividen en gravas y suelos con predominio de grava (letra G), y arenas y suelos arenosos (letra S, inicial de "sand"; en inglés, arena). Entre ambos tipos no hay un límite claro, ni ello interesa desde el punto de vista práctico.

A los efectos de identificación, sin embargo, serán G si la mayor parte de la fracción gruesa (retenida en el tamiz núm. 200) queda retenida en el tamiz de 4,76 mm., y S en el caso contrario.

Tanto el grupo G como el S se subdividen en los siguientes subgrupos:

a) Material bien graduado, con pocos finos o sin finos. Grupos GW y SW (la W viene del inglés "well graded").

b) El material mal graduado, con pocos finos o sin finos. Grupos GP y SP (la P viene de "poorly graded").

c) Material grueso, con finos no plásticos o de plasticidad reducida. Grupos GM y SM (la M con el mismo origen que en el caso de suelos de grano fino, limo inorgánico).

d) Material grueso, con finos plásticos. Grupos GC y SC (la C con el mismo origen que en el caso de suelos de grano fino, arcilla).

Grupos GW y SW. — En primer lugar estos suelos han de estar bien graduados; es decir, que su curva granulométrica ha de ser suave y regular, sin que falten tamaños intermedios ni haya exceso de ninguno de ellos.

En ellos se ha de verificar además:

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} \begin{cases} > 4 \text{ para los } SW; \\ > 6 \text{ para los } GW; \end{cases} \qquad [1]$$

$$\frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \text{ entre 1 y 3;} \qquad [2]$$

siendo:

D_{30} = diámetro correspondiente al 30 % en la curva granulométrica.
D_{60} = » » 60 % » »
D_{10} = » » 10 % » »

Por otra parte, el tanto por ciento de finos (pasando por el tamiz número 200) ha de ser inferior al 5 por 100. Mas si se cumple esta última condición, pero los finos obtenidos son de tal categoría que por su plasticidad alteran apreciablemente las características resistentes o de drenaje del material grueso, se debe utilizar nomenclatura doble, como, por ejemplo, GW-GC.

Grupos GP y SP. — En estos grupos están incluidas las gravas y arenas de tamaño uniforme o aquellas que contienen, por ejemplo, solamente tamaños gruesos y tamaños finos, sin los intermedios, con lo cual la curva granulométrica tendrá forma escalonada.

Pertenecen las gravas o arenas a este grupo cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones [1] y [2] del grupo anterior. En lo que al material fino se refiere, se pueden aplicar las mismas observaciones hechas en dicho grupo.

Grupo GM y SM. — Comprenden estos grupos las gravas y arenas con más del 12 por 100 del material pasando por el tamiz número 200. Estos finos han de ser no plásticos o de plasticidad reducida, de manera que su LL e IP (basados en el material que pasa por el tamiz de 0,42 mm.) den un punto en el gráfico de CASAGRANDE situado por debajo de la línea "A".

En estos grupos la granulometría de los gruesos se considera sin importancia en comparación con la influencia de los finos.

Grupo GC y SC. — En ellos es aplicable lo dicho para el grupo anterior. La única diferencia es que los límites de ATTERBERG, representados en el gráfico CASAGRANDE, deben de quedar por encima de la línea "A".

Casos intermedios. — Los suelos que contienen de un 5 a un 12 por 100 de finos se clasificarán con doble símbolo. Por ejemplo, GW-GM.

Suelos de estructura orgánica. — Se denominan con el símbolo Pt (del inglés "peat", turba). No se subdividen en ningún otro grupo. Están constituidos por los suelos turbosos y otros de contenido orgánico muy elevado.

10.32. Identificación en el campo. — La identificación de suelos para esta clasificación se puede hacer, desde luego, a base de ensayos completos de laboratorio. Sin embargo, a veces conviene hacer en el campo de la clasificación, aunque sea solamente de una manera aproximada, a base de una simple inspección de la muestra y sin aparato alguno, lo que se puede conseguir con un poco de práctica en la forma que se indica a continuación.

El método generalmente usado, incluso en el laboratorio, consiste en hacer ensayos solamente en los suelos dudosos o en unos pocos como orientación. A los restantes de la misma partida se les puede aplicar la clasificación de campo.

El primer paso consiste en determinar aproximadamente cuál es la porción que pasa por el tamiz núm. 200; para ello se extiende el suelo sobre una super-

ficie plana de fondo blanco. En muchos casos se ve simplemente a ojo cuál es el tamaño que predomina más, si el grueso o el fino; se puede también ir lavando el material fino por decantación y ver, a ojo, cuál es la proporción de material grueso que queda.

Si la cantidad de material grueso es superior al 50 por 100, hay que ver la proporción de finos existentes; es decir, si es menor del 5 por 100, entre el 5 y el 12 por 100 o superior al 12 por 100; a simple vista, suele ser difícil y en muchos casos se requiere la ayuda de algún ensayo sencillo de laboratorio.

Para ver si el suelo está bien o mal graduado, una persona acostumbrada puede emplear la inspección visual. De lo contrario, se ha de recurrir a la ayuda de un ensayo de tamizado.

Si el suelo contiene más del 50 por 100 que pasa por el tamiz núm. 200, se puede seguir el procedimiento siguiente: en primer lugar, el color del suelo ayuda a distinguir los distintos estratos del mismo; es muy útil igualmente para ver si contiene o no materia orgánica coloidal. En general, los colores oscuros y mates en el suelo húmedo son indicativos de materia orgánica. Los suelos inorgánicos, en cambio, suelen ser más brillantes y de colores más claros.

El olor característico de la materia orgánica, en muestras frescas, puede ser también de gran utilidad a una persona con experiencia. En caso de duda se puede recurrir a ensayos de laboratorio.

Para distinguir si un suelo está por debajo o por encima de la línea A, es decir, si es una arcilla o un limo, es de gran utilidad el ensayo de dilatancia. Para ello se quitan a mano las partículas de tamaño mayor de unos 5 mm. y se añade el agua necesaria para hacer una pasta blanda, pero no pegajosa, en la palma de la mano. Con la otra mano se golpea intermitentemente, como vibrando la mano que sujeta la muestra. Muchos suelos reaccionan a este ensayo de tal forma, que su superficie se pone brillante al golpear, por el agua que rezuma. Al apretar luego la muestra entre los dedos, el brillo desaparece. Este tipo de reacción se observa especialmente en los suelos formados por arenas finas y limos. En cambio, en las arcillas no se produce reacción ninguna. En el cuadro-resumen se indica el comportamiento que cada tipo de suelo tiene en esta prueba.

La resistencia a compresión del suelo seco es asimismo una buena medida de su plasticidad. Los suelos de plasticidad reducida, como los ML y MH, apenas tienen resistencia a compresión y, por tanto, se deshacen fácilmente entre los dedos. Las arcillas de plasticidad media CL tienen una resistencia media a compresión; cuesta, por tanto, bastante pulverizar la muestra entre los dedos. Los suelos que contienen arcilla de plasticidad elevada son muy difíciles de romper y en todo caso imposibles de pulverizar entre los dedos. Hay que tener en cuenta que a veces la resistencia a compresión es debida a un ligante de tipo carbonato cálcico u óxido de hierro y no a una arcilla, pero esto es fácil de distinguir a simple vista.

Los suelos de estructura orgánica (grupo Pt) son fáciles de distinguir por su alto contenido orgánico y, generalmente, estructura fibrosa; son, además, muy oscuros.

En las dos tablas siguientes (10I y 10-II) se resume la clasificación de los ensayos a efectuar, ya sea a mano o en el laboratorio, así como otros datos de interés, que dan una idea de las características constructivas del suelo.

10.33. Clasificación del Higway Research Board. Indice de grupo. — Esta clasificación se funda en los resultados obtenidos con los ensayos de tamizado por los tamices número 10, número 40 y número 200, así como en los límites líquido y plástico del material que pasa por el tamiz número 40.

Con estos datos es posible clasificar el suelo determinando el índice de grupo y obtener con ello una idea de su comportamiento como material para la construcción de carreteras.

En esta clasificación se hace uso también, para precisar más, la división en subgrupos.

La determinación del índice de grupo se hace aplicando la fórmula:

$$\text{Indice del grupo} = 0{,}2\,a + 0{,}005\,a\,c + 0{,}01\,b\,d\,,$$

en la cual:

a = exceso sobre 35, de la cantidad que pasa por el tamiz núm. 200, sin pasar de 75, expresada como número entero y positivo (de 0 a 40);

b = exceso sobre 15, de la cantidad que pasa por el tamiz núm. 200, sin pasar de 55, expresada como número entero y positivo (de 0 a 40);

c = exceso del límite líquido sobre 40, no pasando de 60, expresado como número entero y positivo (de 0 a 20);

d = exceso del índice de plasticidad sobre 10, no pasando de 30, expresado como número entero y positivo (de 0 a 20).

Por ejemplo: suelo A-6, en el que el 65 por 100 pasa por el tamiz número 200; límite líquido, 32; índice de plasticidad, 13. El índice del grupo se calcula como sigue:

$a = 65 - 35 = 30$;

$b = 65 - 15 = 50$; debe tomarse 40;

$c = 0$, puesto que el límite líquido es menor que 40;

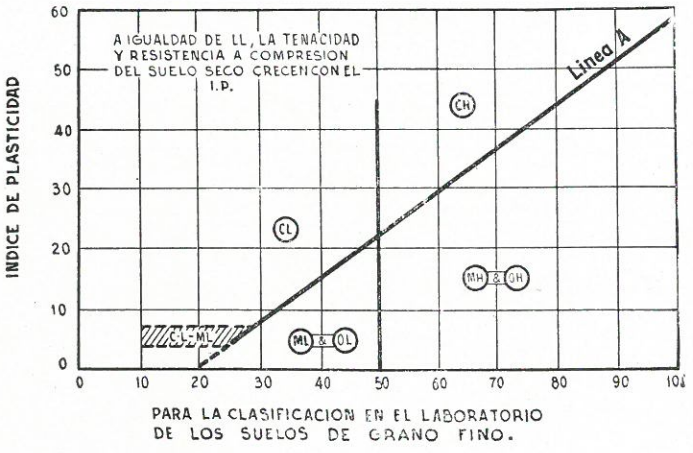
$d = 13 - 10 = 3$.

$$\text{Indice de grupo} = 0{,}2 \times 30 + 0{,}01 \times 40 \times 3 = 7{,}2;\ \text{debe tomarse } 7.$$

TABLA 10-I.

DIVISIONES PRINCIPALES			Símbolos del grupo.	NOMBRES TIPICOS	IDENTIFICACIÓN DE CAMPO (EXCLUYENDO PARTÍCULAS MAYORES DE 7 CM. Y BASANDO LAS FRACCIONES EN PESO A ESTIMA).	IDENTIFICACION DE LABORATORIO
Suelos de grano grueso. Más de la mitad del material es retenido en el tamiz núm. 200.	Gravas: Más del 50 % de la fracción gruesa es retenida por el tamiz de 4,76 mm.	Gravas limpias (pocos o sin finos).	GW	Gravas bien graduadas, mezclas grava-arena, pocos o sin finos.	Amplia escala en el tamaño de las partículas y cantidades substanciales de los tamaños intermedios.	Determinar porcentaje de grava y arena en la curva granulométrica. Según el porcentaje de finos (fracción inferior al tamiz núm. 200), los suelos de grano grueso se clasifican como sigue: Menos del 5 %. GW, GP, SW, SP. Más del 12 %. GM, GC, SM, SC. 5 al 12 %. Casos límites que requieren usar doble símbolo. $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ entre 1 y 3. Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para GW. Límites de ATTERBERG debajo de línea A ó IP < 4. Límites de ATTERBERG sobre línea A con IP > 7. Encima de línea A, con IP entre 4 y 7, son casos límites que requieren doble símbolo.
			GP	Gravas mal graduadas, mezclas grava-arena, pocos o sin finos.	Principalmente un tamaño o serie de tamaños, con falta de los intermedios.	
		Gravas con finos (considerable cantidad de finos).	GM	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo.	Finos no plásticos o de plasticidad reducida. (Para identificación, ver grupo ML.)	
			GC	Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla.	Finos plásticos. (Para identificación, ver grupo CL.)	
	Arenas: Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz de 4,76 mm.	Arenas limpias (pocos o sin finos).	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, pocos o sin finos.	Amplia escala en el tamaño de las partículas y cantidades substanciales de los tamaños intermedios.	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ entre 1 y 3. Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para SW. Límites de ATTERBERG debajo de línea A ó IP < 4. Límites de ATTERBERG sobre línea A con IP > 7. Los límites que caen en la zona rayada, con IP entre 4 y 7, son casos límites que requieren doble símbolo.
			SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos o sin finos.	Principalmente un tamaño o serie de tamaños, con falta de los intermedios.	
		Arenas con finos (considerable cantidad de finos).	SM	Arenas limosas, mezcla de arena y limo.	Finos no plásticos o de plasticidad reducida. (Para identificación, ver grupo ML.)	
			SC	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla.	Finos plásticos. (Para identificación, ver grupo CL.)	

Suelos de grano fino. Más de la mitad del material pasa por el tamiz núm. 200. La dimensión del tamiz núm. 200 es, aproximadamente, la de la menor partícula apreciable a simple vista.				MÉTODOS DE IDENTIFICACIÓN EN LA FRACCIÓN INFERIOR A 0,42 MM.		
				RESISTENCIA A COMPRESIÓN	DILATANCIA	TENACIDAD (CONSISTENCIA EN LP)
	Limos y arcillas. Límite líquido menor de 50.	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas; limo limpio; arenas finas, limosas o arcillosas, o limos arcillosos con ligera plasticidad.	Ninguna a ligera.	Rápida a lenta.	Nula.
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media; arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.	Media a alta.	Nula a muy lenta.	Media.
		OL	Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas, de plasticidad reducida.	Ligera a media.	Lenta.	Ligera.
	Limos y arcillas. Límite líquido mayor de 50.	MH	Limos inorgánicos; suelos arenosos finos o limosos, con mica o diatomeas; limos elásticos.	Ligera a media.	Lenta a nula.	Ligera a media.
		CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada.	Alta a muy alta.	Nula.	Alta.
		OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos.	Media a alta.	Nula a muy lenta.	Ligera a media.
Suelos de estructura orgánica.		Pt	Suelos turbosos u otros de alto contenido orgánico.	Fácilmente identificables por el color, olor, tacto esponjoso y frecuentemente por su textura fibrosa.		



(1) *Casos límites*: Los suelos que posean características de dos grupo s, se deberán designar por la combinación de los símbolos de ambos gr upos; por ejemplo: GW-GC.

TABLA 10-II. — CARACTERÍSTICAS PARA CARRETERAS Y AEROPUERTOS.

DIVISIONES PRINCIPALES 1	2	SÍMBOLOS 3		VALOR COMO CIMIENTO CUANDO NO ESTÁ SOMETIDO A LA ACCIÓN DEL HIELO 4	VALOR COMO FIRME DIRECTAMENTE BAJO PAVIMENTOS BITUMINOSOS 5	CAPACIDAD PARA SEGREGAR HIELO 6	COMPRESIBILIDAD Y ENTUMECIMIENTO 7	CARACTERÍSTICAS DE DRENAJE 8	EQUIPOS DE COMPACTACIÓN 9	DENSIDAD EN SECO Tm./m.³ 10	C. B. R. *in situ* 11	MÓDULO DE REACCIÓN DEL TERRENO Kg./cm.³ 12
SUELOS DE GRANO GRUESO	GRAVAS	GW		Excelente.	Bueno	Nula a muy ligera.	Casi nula.	Excelente.	Tractor de orugas, equipo sobre neumáticos, rodillo liso.	2,00-2,24	60-80	8,3 ó más.
		GP		Bueno a excelente.	Malo a aceptable.	Nula a muy ligera.	Casi nula.	Excelente.	Tractor de orugas, equipo sobre neumáticos, rodillo liso.	1,76-2,08	25-60	8,3 ó más.
		GM	d	Bueno a excelente.	Aceptable a bueno.	Ligera a media.	Muy ligera.	Aceptable a malo.	Equipo s./ neumáticos, cilindros pata cabra; inspección estricta humedad.	2,08-2,32	40-80	8,3 ó más.
			u	Bueno	Malo.	Ligera a media.	Ligera.	Malo a prácticamente impermeable.	Equipo sobre neumáticos, cilindros de pata de cabra.	1,92-2,24	20-40	5,54 a 8,30
		GC		Bueno	Malo.	Ligera a media.	Ligera.	Malo a prácticamente impermeable.	Equipo sobre neumáticos, cilindros de pata de cabra.	1,92-2,24	20-40	5,54 a 8,30
	ARENAS	SW		Bueno	Malo.	Nula a muy ligera.	Casi nula.	Excelente.	Tractor de orugas, equipo sobre neumáticos.	1,76-2,08	20-40	5,54 a 8,30
		SP		Aceptable a bueno.	Malo a inaceptable.	Nula a muy ligera.	Casi nula.	Excelente.	Tractor de orugas, equipo sobre neumáticos.	1,60-1,92	10-25	5,54 a 8,30
		GM	d	Bueno	Malo.	Ligera a alta.	Muy ligera.	Aceptable a malo.	Equipo s./ neumáticos, cilindros pata cabra; inspección estricta humedad.	1,92-2,16	20-40	5,54 a 8,30
			u	Aceptable a bueno.	Inaceptable.	Ligera a alta.	Ligera a media.	Malo a prácticamente impermeable.	Equipo sobre neumáticos, cilindros de pata de cabra.	1,68-2,08	10-20	5,54 a 8,30
		SC		Aceptable a bueno.	Inaceptable.	Ligera a alta.	Ligera a media.	Malo a prácticamente impermeable.	Equipo sobre neumáticos, cilindros de pata de cabra.	1,68-2,08	10-20	5,54 a 8,30
SUELOS DE GRANO FINO	LIMOS Y ARCILLAS LL < 50	ML		Aceptable a bueno.	Inaceptable.	Media a muy alta.	Ligera a media.	Aceptable a malo.	Equipo s./ neumáticos, cilindros pata cabra; inspección estricta humedad.	1,60-2,00	5-15	2,77 a 5,54
		CL		Aceptable a bueno.	Inaceptable.	Media a alta.	Media.	Prácticamente impermeable.	Equipo sobre neumáticos, cilindros de pata de cabra.	1,60-2,00	5-15	2,77 a 5,54
		OL		Malo.	Inaceptable.	Media a alta.	Media a alta.	Malo.	Equipo sobre neumáticos, cilindros de pata de cabra.	1,44-1,68	4- 8	2,77 a 5,54
	LIMOS Y ARCILLAS LL < 50	MH		Malo.	Inaceptable.	Media a muy alta.	Alta.	Aceptable a malo.	Cilindro de pata de cabra.	1,28-1,60	4- 8	2,77 a 5,54
		CH		Malo a muy malo.	Inaceptable.	Media.	Alta.	Prácticamente impermeable.	Cilindro de pata de cabra.	1,44-1,76	3- 5	1,38 a 2,77
		OH		Malo a muy malo.	Inaceptable.	Media.	Alta.	Prácticamente impermeable.	Cilindro de pata de cabra.	1,28-1,68	3- 5	1,38 a 2,77
SUELOS DE ESTRUCTURA ORGANICA		Pt		Inaceptable.	Inaceptable.	Ligera.	Muy alta.	Aceptable a malo.	Compactación impracticable.	—	—	—

NOTAS. — 1. *Columna 3*: La división del grupo GM y SM en las subdivisiones *d* y *u*, son para carreteras y aeropuertos solamente; la subdivisión está basada en los límites de ATTERBERG; la letra *d* (p. e. GM*d*), se usará cuando el límite líquido sea 28 ó menos, y el IP, 6 ó menos; la letra *u* se usará cuando el límite líquido sea mayor de 28.

2. *Columna 4*: Los valores son para cimientos y firmes, excepto para firmes directamente bajo el pavimento bituminoso.

3. *Columna 5*: La palabra excelente se ha reservado para materiales para firme, formados por piedra machacada de alta calidad.

4. *Columna 6*: (Ver capítulo referente a acción del hielo en II tomo de *Caminos*.) La susceptibilidad para segregar hielo de estos materiales es suponiendo que se reúnen todas las condiciones desfavorables indicadas en dicho capítulo.

5. *Columna 9*: Los equipos enumerados producirán, generalmente, la compactación requerida con un número de pasadas razonable, cuando las condiciones de humedad y espesor de las tongadas estén debidamente controlados. En algunos casos se enumeran varios tipos de equipos, debido a que los diversos tipos de suelos, dentro del mismo grupo, pueden requerir maquinaria distinta. En algunos casos, podría ser necesaria una combinación de dos tipos distintos:
   a) *Materiales para firmes.* — Se recomiendan rodillos lisos para materiales angulares duros con pocos finos. El equipo sobre neumáticos se aconseja para materiales más blandos que se pueden degradar.
   b) *Acabado.* — El equipo sobre neumáticos se recomienda para la mayoría de los suelos y materiales para firmes durante el perfilado final.
   c) *Tamaño del equipo.* — Equipos de las siguientes dimensiones son necesarios para conseguir las elevadas densidades requeridas en la construcción de aeropuertos:
      Tractor de orugas: Peso total, mayor de 14 Tn.
      Equipo sobre neumáticos: Pueden ser necesarias cargas por rueda superiores a 7 Tn. y de hasta 18 Tn., para obtener las densidades requeridas en algunos materiales (basándose en presiones de contacto de aproximadamente 4,5 a 10 Kg./cm.²).
      Cilindros de pata de cabra: Con patas de 39 a 77 cm.², pueden ser necesarias presiones unitarias por encima de 17 Kg./cm.², llegándose hasta valores de 45 Kg./cm.² para obtener las densidades precisas con algunos materiales. El área de la pata debe ser, por lo menos, un 5 por 100 del área total del tambor, midiendo el diámetro hasta los extremos de las patas.

6. *Columna 10*: Las densidades indicadas son las que se obtienen por el método de la A.A.S.H.O., modificado, con la correspondiente humedad óptima.

TABLA 10-III. — CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES PARA CIMIENTOS DE CAMINOS.
(*Sin subgrupos.*)

CLASIFICACION GENERAL	MATERIALES GRANULARES (Menos del 35 % pasa por el tamiz núm. 200)			MATERIALES LIMO-ARCILLOSOS (Más del 35 % pasa por el tamiz núm. 200)			
Grupo	A-1	A-3	A-2	A-4	A-5	A-6	A-7
Análisis granulométrico; tanto por ciento que pasa por el tamiz:							
Núm. 10	»	»	»	»	»	»	»
» 40	50 máx.	51 mín.	»	»	»	»	»
» 200	25 máx.	10 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción que pasa por el tamiz núm 40:							
Límite líquido	»	»	»	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Indice de plasticidad	6 máx.	N. P.	»	10 máx.	10 máx.	10 mín.	11 mín.
Indice del grupo	»	»	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Valor general como cimiento	Excelente a bueno			Regular a malo			

TABLA 10-IV. — CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES PARA CIMIENTOS DE CAMINOS.

(Con subgrupos.)

CLASIFICACIÓN GENERAL	MATERIALES GRANULARES (Menos del 35 % pasa por el tamiz núm. 200)							MATERIALES LIMO-ARCILLOSOS (Más del 35 % pasa por el tamiz número 200)			
Grupo	A - 1		A - 3	A - 2				A-4	A-5	A-6	A-7
Subgrupo	A-1-*a*	A-1-*b*		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Análisis granulométrico: % que pasa por el tamiz:											
Núm. 10	50 máx.	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
Núm. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.	»	»	»	»	»	»	»	»
Núm. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción que pasa por el tamiz número 40:											
Límite líquido	»		»	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Indice de plasticidad (1)	6 máx.		N. P.	10 máx.	10 máx.	10 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín. (1)
Indice del grupo (2) ...	0		0	0		4 máx.		8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Tipo de los materiales preponderantes	Fragmentos de piedra, grava y arena.		Arena fina	Grava y arena limosas o arcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Valor general como cimiento	Excelente a bueno							Regular a malo			

(1) El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor que el límite líquido menos 30. El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que el límite líquido menos 30. — (2) El índice de grupo se determina por la fórmula o la figura 10-43. El índice de grupo debe ponerse en un paréntesis después del símbolo del grupo, por ejemplo, A-2-6 (3), A-4 (5), etc.

La figura 10-51 sirve para determinar gráficamente los índices de grupos.

En la tabla 10-III se da la clasificación en los distintos grupos, según los valores obtenidos con los ensayos.

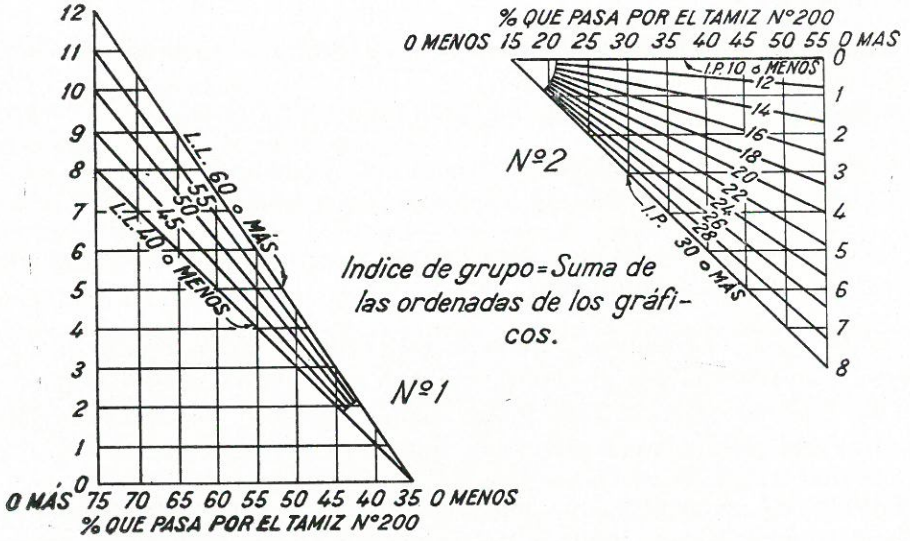


Figura 10-51.

En la tabla 10-III se da la misma clasificación, pero dividida en subgrupos para más detalle.

En la figura 10-52 se da la posición relativa de los suelos A-4, A-5, A-6 y A-7 en un gráfico análogo al de CASAGRANDE.

Para hacer uso de estas tablas se deberá entrar por la izquierda con los datos del suelo de que se trate, moviéndose hacia la derecha. La primera columna en la que encaje será la que clasificará al suelo.

Los suelos A-3 están situados delante de los A-2 para aplicar el método de operar antes descrito, sin que ello signifique superioridad de calidad.

Dentro de cada grupo el valor del índice de grupo varía en relación inversa a la resistencia del suelo como cimiento del camino. Así, un índice grupo 0 indica un buen cimiento, y

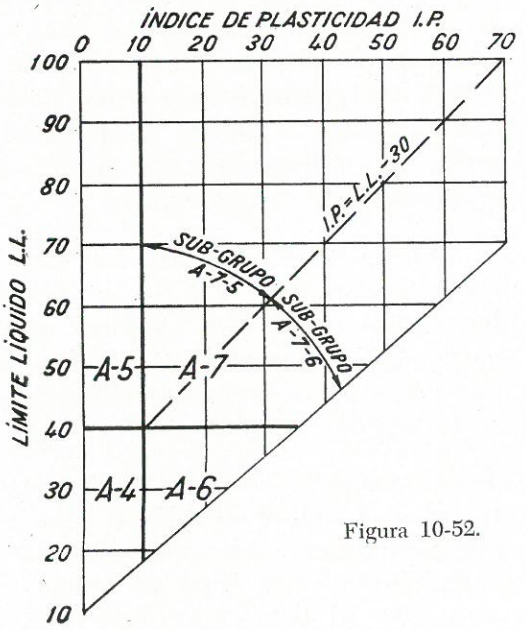


Figura 10-52.

un índice 20, un cimiento muy malo en condiciones medias de drenaje y compactación.

Las características de los diferentes suelos comprendidos en la clasificación es la siguiente:

Grupo A-1. — El material típico de este grupo es una mezcla bien graduada de grava, arena gruesa, arena fina y finos no plásticos o poco plásticos. Sin embargo, este grupo incluye también gravas, arenas gruesas, etc., sin finos.

Subgrupo A-1-a. — Incluye materiales con predominio de piedra partida o grava con o sin material fino aglomerante bien graduado.

Subgrupo A-1 b. — Incluye principalmente arena gruesa con o sin material fino aglomerante bien graduado.

Grupo A-3. — El material típico de este grupo es arena fina de playa o del desierto, transportada por el viento, sin limo o arcilla o con muy pequeña cantidad de limo no plástico. Este grupo incluye también depósitos fluviales de arena fina mal graduada con pequeñas cantidades de arena gruesa y grava.

Grupo A-2. — Incluye una amplia variedad de materiales granulares, que se encuentran en la zona límite entre los materiales que caen en los grupos A-1 y A-3 y los materiales limoarcillosos de los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. Incluye todos los materiales que contienen un 35 por 100 o menos que pasa por el tamiz número 200 y que no pueden ser clasificados como A-1 y A-3, debido a que la proporción de finos que contienen o su plasticidad, o ambos, exceden de los límites fijados para dichos grupos.

Subgrupos A-2-4 y A-2-5. — Incluyen varios materiales granulares conteniendo el 35 por 100 o menos que pasa por el tamiz número 200 y con la porción que pasa por el tamiz número 40, con las características de los grupos A-4 y A-5. Estos grupos incluyen materiales, como grava y arena gruesa con contenidos de limo o índices de plasticidad que exceden da las limitaciones del grupo A-1, y arena fina, con una proporción de limo no plástico superior a las limitaciones del grupo A-3,

Subgrupos A-2-6 y A-2-7. — Incluye materiales como aquellos descritos en los subgrupos A-2-4 y A-2-5, con la diferencia de que los finos contienen arcilla plástica de las características de los grupos A-6 ó A-7. Los efectos combinados de los índices de plasticidad mayores de 10 y de los tantos por ciento que pasan por el tamiz número 200, con exceso de 15, se reflejan en los valores de los índices del grupo de 0 a 4.

Grupo A-4. — El material típico de este grupo es un suelo limoso no plástico o moderadamente plástico que normalmente contiene 75 por 100 o más, que pasa por el tamiz número 200. El grupo incluye también mezclas de suelo limoso fino y hasta el 64 por 100 de arena y grava retenida en el tamiz número 200. El índice de grupo varía desde 1 hasta 8, con los aumentos del

tanto por ciento de material grueso, reflejados por una disminución de valores de los índices.

Grupo A-5. — El material de este grupo es similar al descrito en el grupo A-4, con la diferencia de que está usualmente compuesto de materiales procedentes de diatomeas o micáceos, y puede ser muy elástico, como lo indica su alto límite líquido. El índice de grupo varía de 1 a 12; los valores crecientes indican el efecto combinado de un mayor límite líquido y la disminución de la proporción de materiales gruesos.

Grupo A-6. — El material de este grupo es una arcilla plástica que usualmente tiene más del 75 por 100 que pasa por el tamiz número 200. El grupo incluye también mezcla de suelo fino arcilloso con hasta el 64 por 100 de arena y grava retenida en el tamiz número 200. Los materiales de este grupo sufren generalmente grandes cambios de volumen entre el estado seco y húmedo. Los índices del grupo varían de 1 a 16; sus valores más altos indican el efecto combinado de un aumento de los índices de plasticidad y una disminución de los materiales gruesos.

Grupo A-7. — El material típico de este grupo es similar al descrito en el grupo A-6, con la diferencia de que tiene las características de alto límite líquido del grupo A-5 y puede ser elástico y estar sujeto a grandes cambios de volumen. Los índices de grupo varían de 1 a 20, indicando sus aumentos de valor el efecto combinado del crecimiento de los límites líquidos y los índices de plasticidad, así como la disminución del tanto por ciento de materia gruesa.

Subgrupo A-7-5. — Incluye aquellos materiales que tienen un índice de plasticidad moderado en relación con el límite líquido, y que pueden ser altamente elásticos y asimismo estar sujetos a considerables cambios de volumen.

Subgrupo A-7-6. — Incluye materiales con unos altos índices de plasticidad en relación con el límite líquido y sujeto a cambios de volumen extremadamente altos.

Las características, desde el punto de vista constructivo, de los diferentes suelos son las siguientes:

a) Los suelos de los grupos A-1-*a*, A-1-*b*, A-2-4, A-2-5 y A-3 son satisfactorios, cuando están drenados y consolidados convenientemente, como cimientos de firmes de espesor moderado, cuando los tipos de éstos, son adecuados al tráfico que deben soportar, o pueden hacerse satisfactorios por la adición de pequeñas cantidades de ligantes naturales o artificiales.

b) Los suelos de tipo "granular arcilloso", grupos A-2-6 y A-2-7, y los de "limo-arcilla", grupos A-4, A-5, A-6 y A-7, varían en calidad como cimiento desde los equivalentes buenos, A-2-4 y A-2-5, hasta los regulares y malos, que requieren una capa de material de sub-base o un aumento de espesor del firme sobre el preciso para los comprendidos en los tipos *a*), para proporcionar a éste la resistencia necesaria.

Los suelos A-1, A-2 y A-3 pueden estar tan faltos de finos en algunos casos, que resulte necesario añadirlos para obtener un cimiento con la resistencia precisa. Cuando estos suelos se extienden como sub-base sobre un terreno arcilloso, hay que ver la cantidad de finos que contienen y, si no fueran suficientes, interponer una capa de suelo arenoso directamente sobre la capa de arcillas, antes de extender el granular grueso, pues de no tomar esta precaución sería absorbido por la arcilla.

Las clasificaciones que acabamos de estudiar son sencillas y rápidas; sirven perfectamente para *denominar* acertadamente el suelo estudiado y poder *a priori*, para casos corrientes, tener una *idea* de cuál ha de ser su comportamiento en la realidad: pero el conocimiento exacto de las características del suelo exige el estudio detenido del mismo, que solamente se logra con la realización de los ensayos adecuados; el estudio a fondo, normalmente no es necesario, y, en todo caso, la indicación de la clasificación del suelo es de una evidente utilidad.

10.34. Plano geotécnico de la zona afectada por el trazado. — Es muy conveniente disponer, antes de fijar definitivamente la traza del camino, de un plano en el cual se señalen los distintos tipos de terrenos que el trazado ha de atravesar, para evitar, si es posible, el paso por zonas difíciles, y en todo caso tomar *a priori* las precauciones necesarias. Los planos geológicos que existen en la mayoría de los países pueden dar una primera idea de las dificultades que se han de encontrar en la construcción y conservación; pero deben completarse con un reconocimiento detallado de la zona, que permita fijar en planta y perfil los distintos tipos de suelos que ha de atravesar el trazado. El gasto que representa se verá muy sobradamente compensado por la seguridad que se tendrá en la construcción y explotación de la vía.

BIBLIOGRAFIA

K. TERZAGHI: *Theoretical Soil Mechanics.*

JIMÉNEZ SALAS (J. A.): *Mecánica del Suelo.*

F. L. D. WOOLTORTON: *The scientific basis of road design.*

ROAD RESARCH LABORATORY: *Soil mechanics for road engineers.*

D. P. KRYNIME & W. R. JUDD: *Principles of engineering Geology and Geotechnics. Normas de ensayo del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo.*

SR. URIEL, J. M. SERRATOSA: "Determinación de la humedad y densidad de un suelo por isótopos radiactivos". Publicación núm. 13 del *Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo.*

Highway Research Record, núm. 107.

CAPITULO XI

CARACTERISTICAS DE LAS OBRAS DE TIERRA

11.1. Cálculo de los taludes de desmontes y terraplenes. — Los taludes de las obras de tierra, desmontes y terraplenes han de ser los precisos para que su estabilidad esté asegurada en todo momento; condición esta última fundamental, pues no hay que olvidar que las características físicas y mecánicas del suelo dependen, esencialmente, de las circunstancias en que el terreno se encuentre; uno estable para una cierta proporción de agua, puede deslizar, si ésta aumenta más allá de un cierto límite, por disminuir su cohesión y el ángulo de rozamiento interno; el peso específico que el terraplén pueda alcanzar, característica fundamental para su estabilidad, puede ser asimismo distinto, según la proporción de agua que la tierra contenga al ser apisonada, según hemos visto al tratar del ensayo de PROCTOR. Con el tiempo, las características del material que constituye un terraplén pueden cambiar por la acción de los agentes atmosféricos y, como consecuencia, alterarse sus condiciones de resistencia; estas circunstancias pueden darse, por ejemplo, en terraplenes formados por esquistos, suelos que contengan yeso o en taludes en desmonte formados en materiales alterables por la acción de los agentes atmosféricos. Por todo ello, las características bases del cálculo deben escogerse considerando atentamente las condiciones de cada caso particular y teniendo siempre presente las dificultades que, en la práctica, representa aumentar los taludes una vez abierta al tráfico la vía, además del elevado coste que una operación de este tipo supone.

11.2. Taludes en tierra. — Si el material es incoherente, cualquiera que sea la altura del terraplén o desmonte, el talud debe ser menor que el ángulo de rozamiento interno del material; si esta condición no se cumple, el talud se correrá. Si se trata de material coherente, la altura del desmonte o terraplén, para cada talud, no puede exceder de un cierto valor que depende de las características del terreno, resistencia al esfuerzo cortante, función del valor de φ y de la cohesión.

En los taludes se produce la rotura por una línea que, de acuerdo con la sugestión del ingeniero sueco PETTERSSON, puede asimilarse a un arco de circunferencia; la hipótesis está, con suficiente aproximación, de acuerdo con la experiencia, y el método basado en ella se conoce con el nombre de "método sueco". Para un talud determinado, el centro de rotación de las masas de tierra

que puede deslizar viene fijada, según FELLENIUS, por los ángulos α y β (figura 11-1), que se dan en el siguiente cuadro:

Talud	Angulo A con la horizontal	$\alpha°$	$\beta°$
1 : 0,58	60°	40°	29°
1 : 1	45°	37°	28°
1 : 1 ½	33°47′	35°	26°
1 : 2	26°34′	35°	25°
1 : 3	18°26′	35°	25°
1 : 5	11°19′	37°	25°

En el laboratorio se determinan el ángulo de rozamiento interno del terreno y el valor c de la cohesión; conocidos ambos, se obtiene la resistencia al esfuerzo cortante $T = P \operatorname{tg} \varphi + c$.

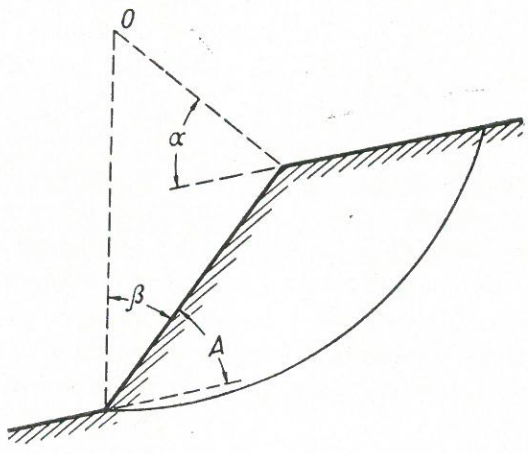


Figura 11-1.

El valor de T no deberá exceder de $\frac{T}{k}$, siendo k un coeficiente de seguridad.

Supuesto un círculo de rotura $A\,D\,C$ (fig. 11-2), el prisma total de tierras que se desprende tendrá por base $A\,B\,C\,D$ y lo podemos tomar de una altura igual a la unidad; lo dividimos en rebanadas por planos verticales equidistantes y consideramos las condiciones de equilibrio de cada uno de los prismas resultantes; en su centro de gravedad, E, actuará un peso, P, que se puede descomponer según la tangente y el radio del círculo en dos fuerzas, t y p; si

prescindimos de la acción de los elementos contiguos, la tendencia a deslizar debido a t se verá únicamente contrarrestada por la resistencia al esfuerzo cortante:

$$t = p \operatorname{tg} \varphi + c \,.\, \text{arc}\, a\, b\,;$$

siendo c la cohesión y φ el ángulo de rozamiento interno; el coeficiente de seguridad del elemento considerado será, por tanto:

$$\frac{p \operatorname{tg} \varphi + c \,.\, \text{arc}\, a\, b}{t}\,;$$

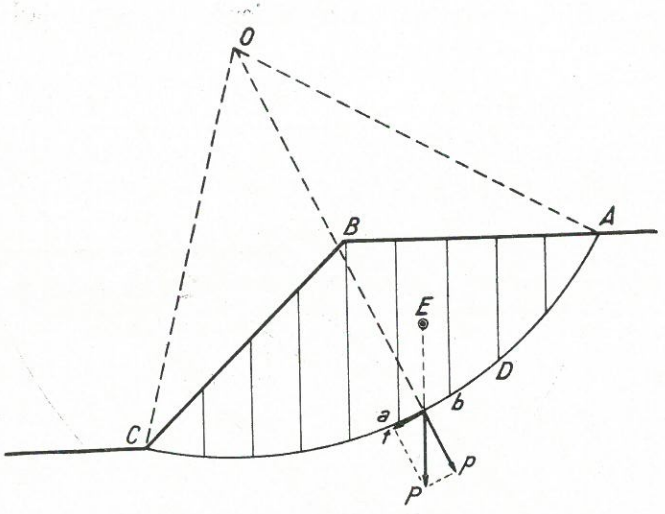


Figura 11-2.

y el coeficiente de seguridad del prisma total de rotura, de altura unidad, será:

$$\frac{\Sigma\, p \operatorname{tg} \varphi + c \,.\, \text{arc}\, A\, D\, C}{\Sigma\, t} = k\,; \qquad [1]$$

k deberá ser mayor que la unidad, 1,25 como mínimo, pues no se debe perder de vista que el método, aunque suficientemente sancionado por la práctica, es aproximado.

Para lograr una seguridad mayor, y teniendo en cuenta que el círculo de FELLENIUS es arbitrario, tanteada con él la estabilidad, puede repetirse la operación con otros círculos trazados por debajo y por encima del deducido por la regla de FELLENIUS, determinando los coeficientes de seguridad que con ellos se obtienen; aquel que dé el coeficiente de seguridad mínimo, se acepta como *círculo crítico*, a lo largo del cual es más probable que se produzca la rotura. En los casos complicados, taludes diferentes o no planos, densidades distintas, sobrecargas, etc., puede fijarse el círculo arbitrariamente, tanteando diversas posiciones del centro y valores del radio, hasta llegar al coeficiente de seguridad mínimo.

El método expuesto es sencillo, pero laborioso, especialmente si se hacen diferentes tanteos, como es recomendable; se puede, por la siguiente construcción, disminuir el trabajo y hacerlo más rápidamente. Sea $A\,B\,C$ (fig. 11-3) el círculo de rotura; si se traza un radio cualquiera, $O\,D$, la vertical $G\,D$ será proporcional al peso de una rebanada suficientemente pequeña y, por lo tanto, las distancias $G\,F$ y $F\,D$ lo serán a sus componentes tangencial y normal. Si sobre las verticales, tales como $G\,D$, se llevan los valores correspondientes de $G\,F$ y $F\,D$ se obtendrán dos curvas; las áreas comprendidas entre ellas y el círculo de posible deslizamiento, multiplicados por la densidad del terreno, darán los valores $\Sigma\,t$ y $\Sigma\,p$ para el prisma de altura unidad, que llevados a la fórmula [1] permitirá determinar el coeficiente de seguridad de la línea de rotura supuesta.

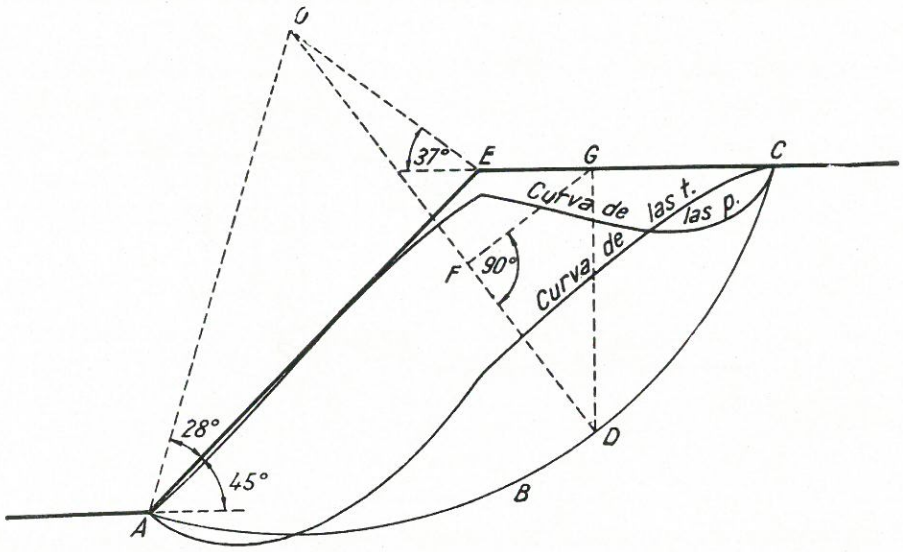


Figura 11-3.

La máxima altura crítica de un terraplén, correspondiente a un talud determinado, en un terreno coherente, ha sido determinada por R. G. HENNES (*The control of land slides*), fundándose en el procedimiento sueco que acabamos de exponer; llega a la siguiente fórmula:

$$H = \frac{4\,c \times 10^4}{\gamma \cos\varphi\,(1 - \operatorname{cotg}\alpha \,.\, \operatorname{tg}\varphi)}\left[1 + \operatorname{sen}\varphi + \frac{(2\,\alpha + 0{,}2)\cos\alpha}{\cos\varphi}\right]$$

c = cohesión, en kilogramos por centímetro cuadrado;
γ = peso del material, en kilogramos por metro cúbico;
H = altura, en metros;
α = ángulo del talud.

El procedimiento antes expuesto es siempre pesado; el ábaco de TAYLOR (figura 11-4) simplifica mucho la labor, con una aproximación más que sufi-

ciente; fue publicado, con el título de "Stability of Earth Slopes" en el *Journal of Boston Society of Civil Engineers* del 3 de julio de 1937; conocidas las características del terreno, cohesión c, ángulo de rozamiento interno φ, peso por unidad de volumen γ, así como la altura del terraplén H, es posible calcular lo que TAYLOR denomina el "número de estabilidad" $\frac{c}{F \cdot \gamma \ H}$, en el cual F es

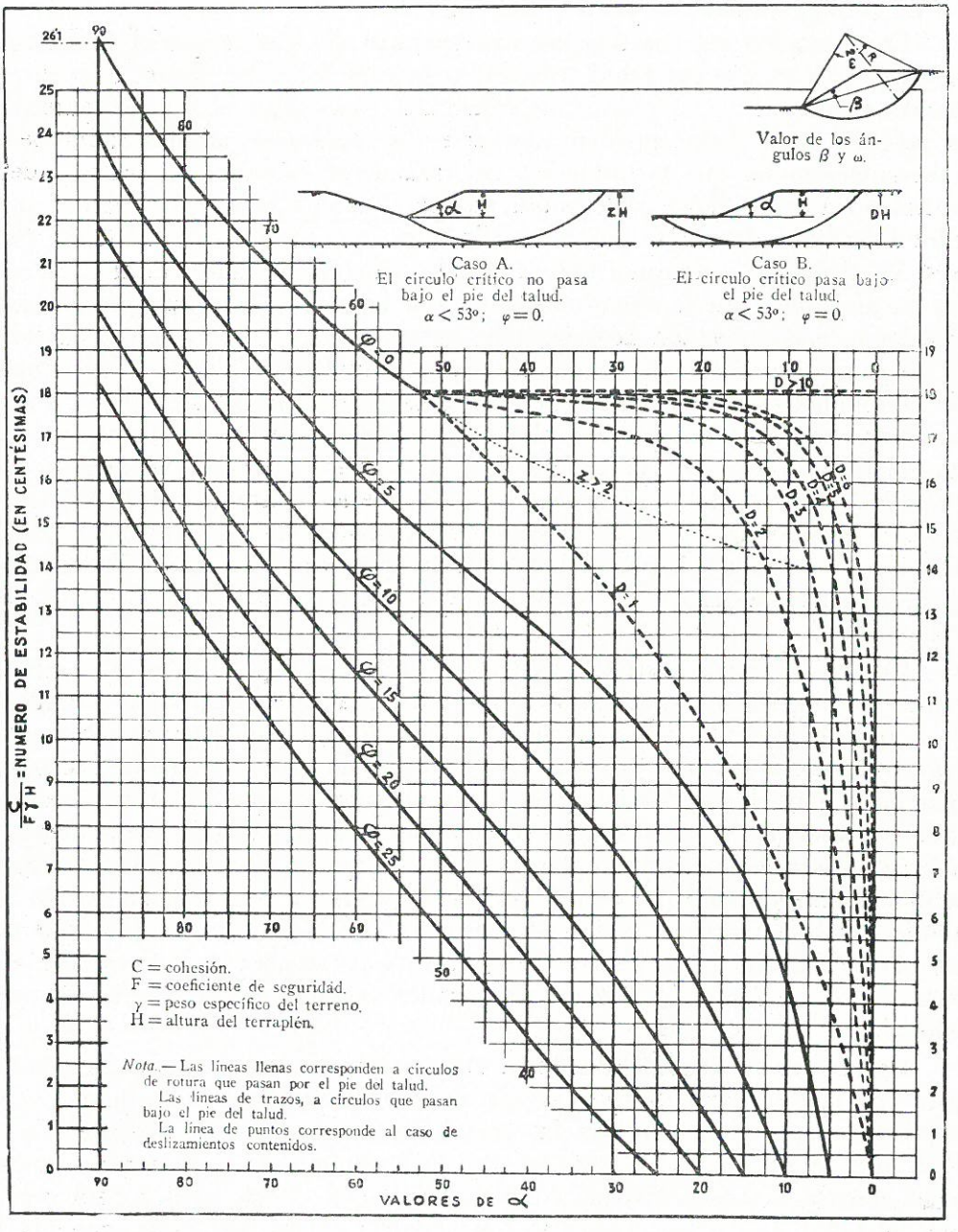


Figura 11-4.

el coeficiente de seguridad en relación con la cohesión c, normalmente de 1,20 a 1,50; entrando con el valor obtenido y apoyándose en la curva correspondiente al valor de φ dado, se obtiene α; análogamente para un talud de ángulo α y un ángulo de rozamiento determinado se podrá obtener el valor del "número de estabilidad" de TAYLOR y deducir del mismo el coeficiente de seguridad F; se puede asimismo determinar la altura crítica, H, para un talud de ángulo α en un terreno con una c y un φ determinado.

En el empleo del ábaco pueden presentarse dos casos: que el círculo crítico pase por el pie del talud (caso A) o bajo él (caso B). En el caso de un terreno en el cual $\varphi = 0$. puramente coherente — caso extremo que no aparece en la práctica, pero al que pueden asimilarse los taludes en arcillas fuertemente coherentes, en las que la influencia del rozamiento es muy pequeña —, puede utilizarse la curva llena correspondiente, para valores de $\alpha > 53^\circ$, porque para ellos FELLENIUS demostró que el círculo crítico pasa por el pie del talud; para $\alpha < 53^\circ$ demostró, asimismo, que el círculo crítico es de radio infinito, con centro en un punto, que también determinó, que no está en el infinito; es por tanto infinita la masa afectada de terreno y, como es lógico, la pequeña cantidad de tierra que se quita o se añade al variar el talud nada significa; el número de estabilidad es independiente de α y, constantemente, igual a 0,181. Ahora bien, este caso es teórico; el círculo crítico no puede ser infinitamente profundo, ya que a una cierta profundidad se encontrará siempre un estrato más resistente, a través del cual no pueda producirse el deslizamiento. Entonces, la posición y radio del círculo crítico dependerá del valor del ángulo α y de la relación D, entre la profundidad del estrato resistente y la altura H del terraplén; las curvas a utilizar serán las de trazos correspondientes a los diferentes valores de D.

Cuando $D = 1$, el estrato resistente pasa por el pie del talud y el círculo crítico es tangente al estrato (caso c) (fig. 11-5); a este caso puede asimilarse el d, que se presenta con frecuencia en la práctica. Puede ocurrir también que, por obstáculos artificiales (casos e, f y g), el círculo crítico tenga forzosamente que pasar por el pie del talud; la línea de puntos, que en estos casos se utiliza, presenta, como es lógico, continuidad con la parte correspondiente a $\alpha > 53^\circ$. Todavía puede presentarse otro caso: que el círculo crítico, obligado artificialmente a pasar por el pie del talud, llegase a tocar con un estrato resistente; habría entonces que tener en cuenta el valor de z, el mismo que antes hemos llamado D. La curva de puntos sólo sirve para los valores de $z > 2$. Para $z < 2$, el ábaco de TAYLOR no permite calcular el coeficiente de estabilidad.

En las curvas correspondientes a otros valores de φ ocurre algo semejante, pero con la diferencia de que las curvas D se apartan muy poco, para $\varphi = 5^\circ$, y prácticamente coinciden con las curvas llenas para valores mayores de φ. Esto sucede así porque en suelos con rozamiento no se producen nunca deslizamientos profundos, salvo en casos especiales; el círculo crítico pasa por el pie del talud. Los casos especiales son aquellos en los que está impedida la formación del círculo crítico (casos h e i).

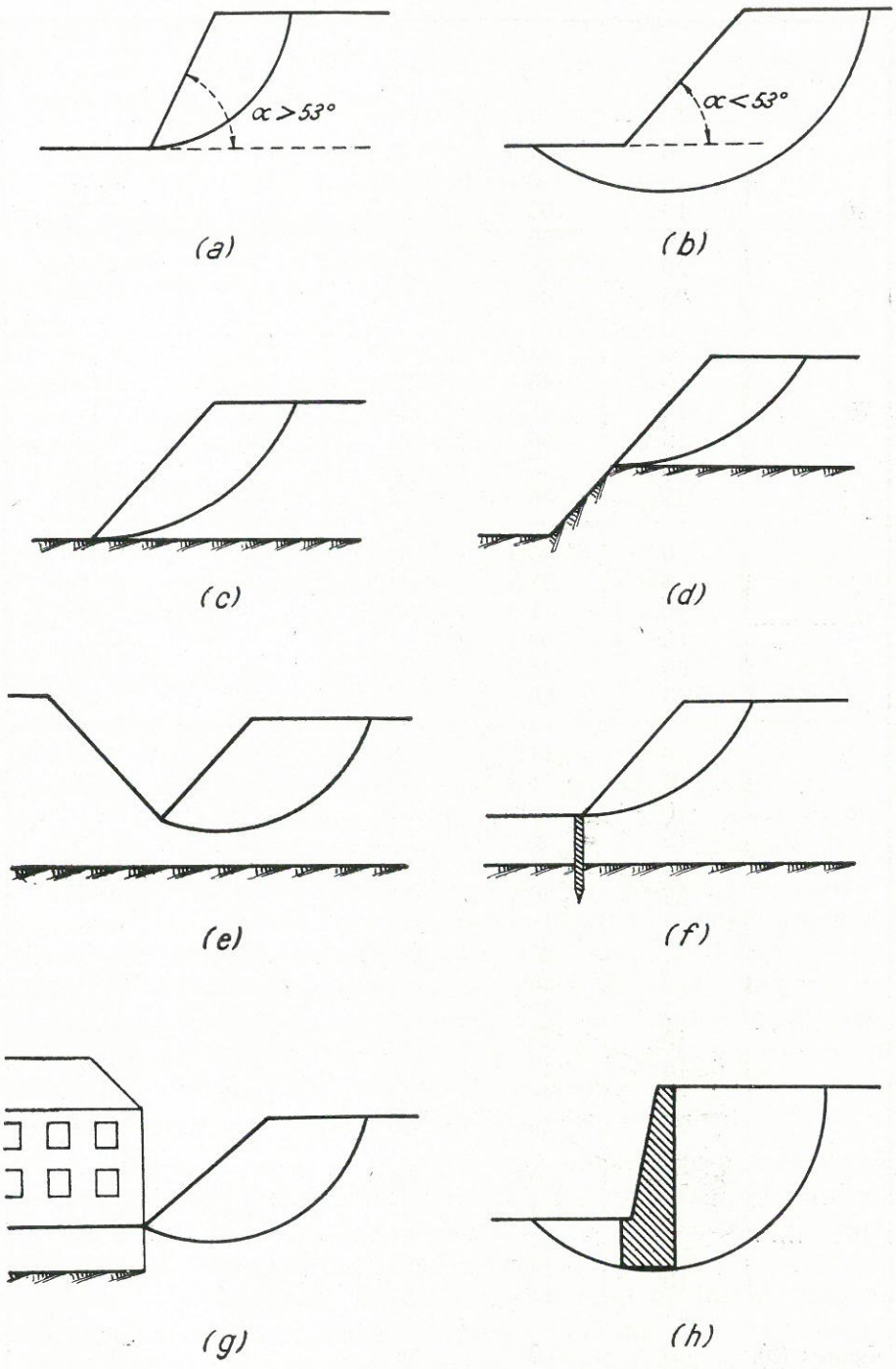


Figura 11-5.

TABLA 11-I. — DATOS PARA DETERMINAR LOS CENTROS DE CÍRCULO CRÍTICO.

α	φ	β	ω	D	$\frac{c}{F\,\gamma\,H}$
90	0	47,6	15,1	—	0,261
	5	50	14	—	0,239
	10	53	13,5	—	0,218
	15	56	13	—	0,199
	20	58	12	—	0,182
	25	60	11	—	0,166
75	0	41,8	25,9	—	0,219
	5	45	25	—	0,195
	10	47,5	23,5	—	0,173
	15	50	23	—	0,153
	20	53	22	—	0,135
	25	56	22	—	0,118
60	0	35,3	35,4	—	0,191
	5	38,5	34,5	—	0,163
	10	41	33	—	0,139
	15	44	31,5	—	0,118
	20	46,5	30,2	—	0,098
	25	50	30	—	0,081
45	0	(28,2) (*a*)	(44,7)	(1,062)	(0,170)
	5	31,2	42,1	1,026	0,138
	10	34	39,7	1,006	0,110
	15	36,1	37,2	1,001	0,086
	20	38	34,5	—	0,065
	25	40	31	—	0,046
30	0	(20)	(53,4)	(1,301)	(0,156)
		(23)	(48)	(1,161)	(0,112)
	5	20	53	1,332	0,113
	10	25	44	1,092	0,078
	15	27	39	1,038	0,049
	20	28	31	1,003	0,027
	25	29	25	—	0,010
15	0	(10,6)	(60,7)	(2,117)	(0,145)
		(12,5)	(47)	(1,549)	(0,072)
	5	11	47,5	1,697	0,074
	10	(14)	(34)	(1,222)	(0,024)
		14	34	1,222	0,024
Valores (*b*).	0	0	66,8	—	0,181

(*a*) — Los números entre paréntesis son los valores para el círculo crítico, cuando éste pasa por debajo del pie del talud.

(*b*) — Un valor crítico para profundidad crítica.

En la tabla 11-I, reproducida del trabajo de TAYLOR citado, se dan los datos para dibujar los círculos críticos para distintos valores de α y φ.

Los valores de φ, ángulo de rozamiento y cohesión c se resumen en la tabla II para distintos tipos de suelos.

TABLA 11-II.

Tipo de suelo	Rozamiento interno		Cohesión c (t./m.^{2})
	φ	tg φ	
Arena seca	34°	0,67	0
Zahorra y arcilla arenosa bien graduada	34°	0,67	7
Limo y arena limosa	20°	0,36	0
Arcilla limosa	14°	0,25	1,5
Arcilla muy firme	14°	0,25	15
Arcilla firme	12°	0,21	10
Arcilla media	6°	0,10	5
Arcilla blanda	4°	0,07	2
Arcilla muy blanda	2°	0,03	1

La altura crítica de un terraplén significa, en definitiva, una carga vertical máxima para unas características de cohesión y rozamiento interno del terreno. Puede, por tanto, ser estable un terraplén para una altura determinada y dejar de serlo si se aumenta la sobrecarga: mayor relleno, construcciones, nieve, tráfico, etc. Asimismo, la altura crítica puede disminuir si cambian las características del terreno, cohesión o ángulo del rozamiento interno, debido a un aumento eventual de la cantidad de agua; es por ello fundamental un buen drenaje que asegure que la humedad no ha de exceder de una proporción determinada. Utilizando el procedimiento sueco o en fórmula de HENNES y conocidas las características del terreno, φ y c, se puede determinar la máxima altura admisible y para cada talud y altura, el valor del coeficiente de seguridad.

El procedimiento sueco es sencillo y rápido; pero, por tratarse de un método semiempírico, tiene evidentes lagunas. La más importante es prescindir de las reacciones sobre la rebanada considerada, de las dos contiguas; en experiencias realizadas se demuestra que la influencia de estas reacciones no es de trascendencia, indudablemente debido a que se trata de fuerzas internas del macizo que, al menos en su mayor parte, se equilibran. Otro inconveniente es el hecho de que no puede tenerse en cuenta la influencia de una fuerza que actúe sobre el terraplén si cae fuera del círculo de rotura; y ello es importante, pues la estabilidad de un terraplén puede variar al aumentar las cargas verticales que sobre él actúan.

Sin una exactitud matemática, pero sí con un error aceptable, el método sueco permite calcular la estabilidad del talud de un desmonte o terraplén. La superficie de rotura supuesta por FELLENIUS es, en la práctica, suficientemente aproximada y, partiendo de ella, el cálculo del coeficiente de seguridad del macizo de tierras tiene imperfecciones del orden y características de las sancionadas por la práctica en el cálculo corriente de distintos tipos de estructuras.

11.3. Taludes en roca. Desmontes. — Según dijimos en el epígrafe 10.3, la estructura de la roca es, frecuentemente, complicada; homogénea en apariencia, puede presentar anisotropías originadas por grietas, planos de rotura, diaclasas o litoclasas, planos de estratificación, plegamientos, etc., que hagan que las condiciones de equilibrio de unas zonas a otras, dentro del mismo macizo, varíen ampliamente. No será correcto aplicar a un macizo determinado las características mecánicas de la roca, sin considerar las condiciones particulares de cada zona, que presente una homogeneidad de estructra, pues sus condiciones de equilibrio y resistencia en fin, dependerán de las superficies de deslizamiento, el sistema de planos de rotura, que puede ser irregular, como ocurre, por ejemplo, con las diaclasas. En rocas estratificadas, la determinación del ángulo de rozamiento a lo largo de los planos de estratificación de roca tiene indudable interés; su determinación es complicada y costosa, ya que hay que hacerlo *in situ* o con probetas de gran tamaño; puede estar justificada, por ejemplo, en el caso del estudio de cimentación de presas o puentes; la zona es una determinada y relativamente reducida, y el coste del ensayo carga, relativamente, muy poco en el valor total de la obra; pero el caso del trazado de una carretera en roca es diferente; en el desarrollo lineal del trazado en roca, nada o muy poco nos dirá un solo ensayo, ya que las condiciones pueden ser muy distintas de un punto a otro, aunque la naturaleza de la roca sea la misma; además, en los taludes que sean precisos, influirá decisivamente el ángulo de buzamiento de sus estratos. Hay que considerar, muy atentamente, la posibilidad de meteorización de la roca, que puede originar:

a) Por variaciones térmicas, la producción de exfoliación y disgregación de los materiales de distintos coeficientes de dilatación.

b) La heladicidad, que puede ser causa de la disgregación de la roca al helarse el agua en los poros o juntas.

c) La acción química producida por el oxígeno, anhídrido carbónico o hidratación.

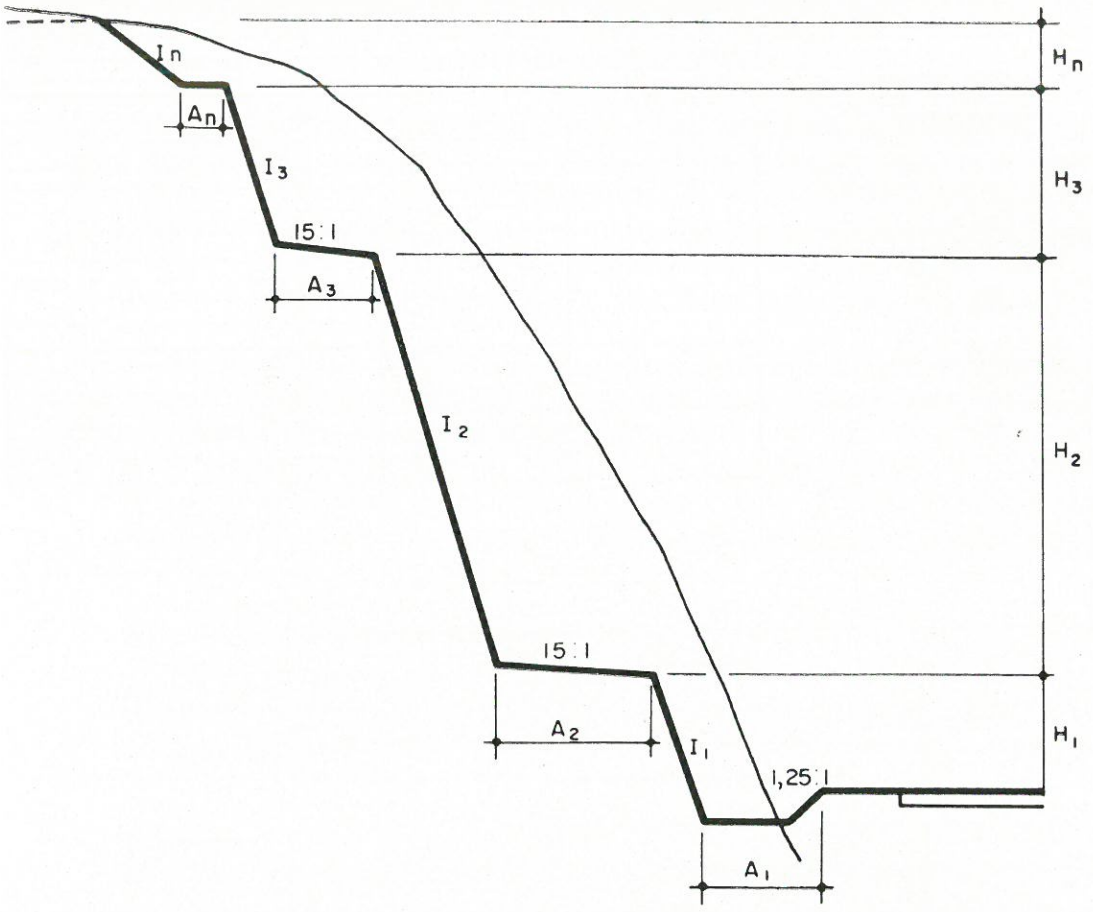
d) La acción de seres orgánicos en determinadas rocas.

Por estas causas, las rocas pueden disgregarse y convertirse en materiales sin cohesión; ejemplo típico es el granito de grano grueso y cierto tipo de areniscas que llegan a convertirse en masas arenosas incoherentes.

En los taludes en roca hay que considerar muy atentamente, en cada caso particular:

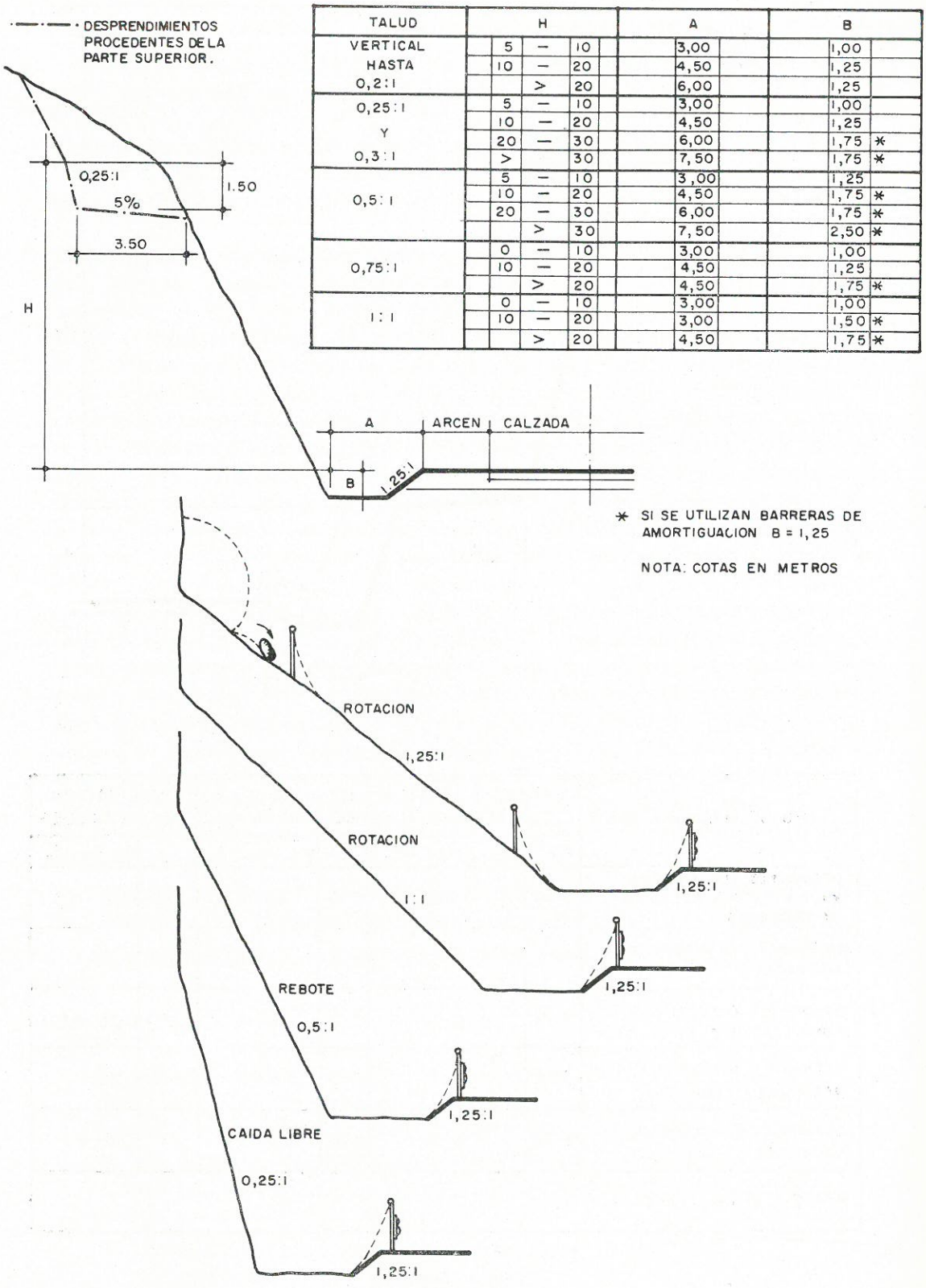
1.º Posibilidad del desprendimiento de rocas.

2.º El corrimiento plano o deslizamiento.



	TIPO DE MASA ROCOSA	DISTANCIA VERTICAL ENTRE BERMAS EN m.		ANCHURA DE LAS BERMAS EN mts.		INCLINACIÓN DE LOS TALUDES	
		H_1 *	H_2, H_3, ... H_n	A_1	A_2, A_3, ... A_n	I_1	I_2, I_3 ... I_n
1	DESMONTES ELEVADOS EN ESQUISTOS CON ESTRATOS DE ARENISCAS	2-6	6-9	0-9	6-10	0,50:1	0,25-0,5:1
2	DESMONTES ELEVADOS EN ARENISCAS	3-9	9-12	0-6	6-9	0,25:1	0,25:1
3	DESMONTES ELEVADOS EN ARENISCAS SOBRE ESQUISTOS	3-9	6-12	0-7,5	6-10	0,25:1	0,25-0,5:1
4	DESMONTES MEDIOS EN ARENISCAS Y ESQUISTOS	3-12	6-12	0-6	6-9	0,50:1	0,25:1
5	DESMONTES ELEVADOS EN ESQUISTOS	3-7,5	6-9	0-9	6-9	1:1	0,5-2:1
	* Usese el minimo con $A_1 = 0$						

Figura 11-6.



TALUD	H	A	B
VERTICAL HASTA 0,2:1	5 — 10	3,00	1,00
	10 — 20	4,50	1,25
	> 20	6,00	1,25
0,25:1 Y 0,3:1	5 — 10	3,00	1,00
	10 — 20	4,50	1,25
	20 — 30	6,00	1,75 *
	> 30	7,50	1,75 *
0,5:1	5 — 10	3,00	1,25
	10 — 20	4,50	1,75 *
	20 — 30	6,00	1,75 *
	> 30	7,50	2,50 *
0,75:1	0 — 10	3,00	1,00
	10 — 20	4,50	1,25
	> 20	4,50	1,75 *
1:1	0 — 10	3,00	1,00
	10 — 20	3,00	1,50 *
	> 20	4,50	1,75 *

Figura 11-7.

La carretera hay que protegerla de los desprendimientos; cuando sea posible, no alterando los taludes que la roca presenta, cuando se proyecte desmonte deberá ser el preciso para evitar el corrimiento plano o deslizamiento; según el buzamiento, los taludes deberán ser distintos; la elección acertada de la traza de la carretera en relación con el buzamiento del macizo rocoso, puede reducir considerablemente el volumen de la excavación y los riegos de la explotación.

En los trazados de la roca hay que evitar los desprendimientos, que pueden originar accidentes de gravedad; las rocas pueden deslizar, rodar y bajar a saltos en caída libre. Su trayectoria depende de:

a) El tamaño o forma de los bloques de roca desprendidos.

b) Las características geométricas del talud y naturaleza de su superficie.

Para evitar o limitar los efectos de los desprendimientos, se pueden utilizar los siguientes procedimientos:

1.º Construcción de bermas o cunetas de protección.

2.º Hacer más tendidos los taludes.

3.º Establecer mallas de contención.

La construcción de bermas sirve para detener las rocas desprendidas, evitando su caída a la carretera. Sus características recomendables son las que se resumen, para ciertos tipos de roca, en la figura 11-6.

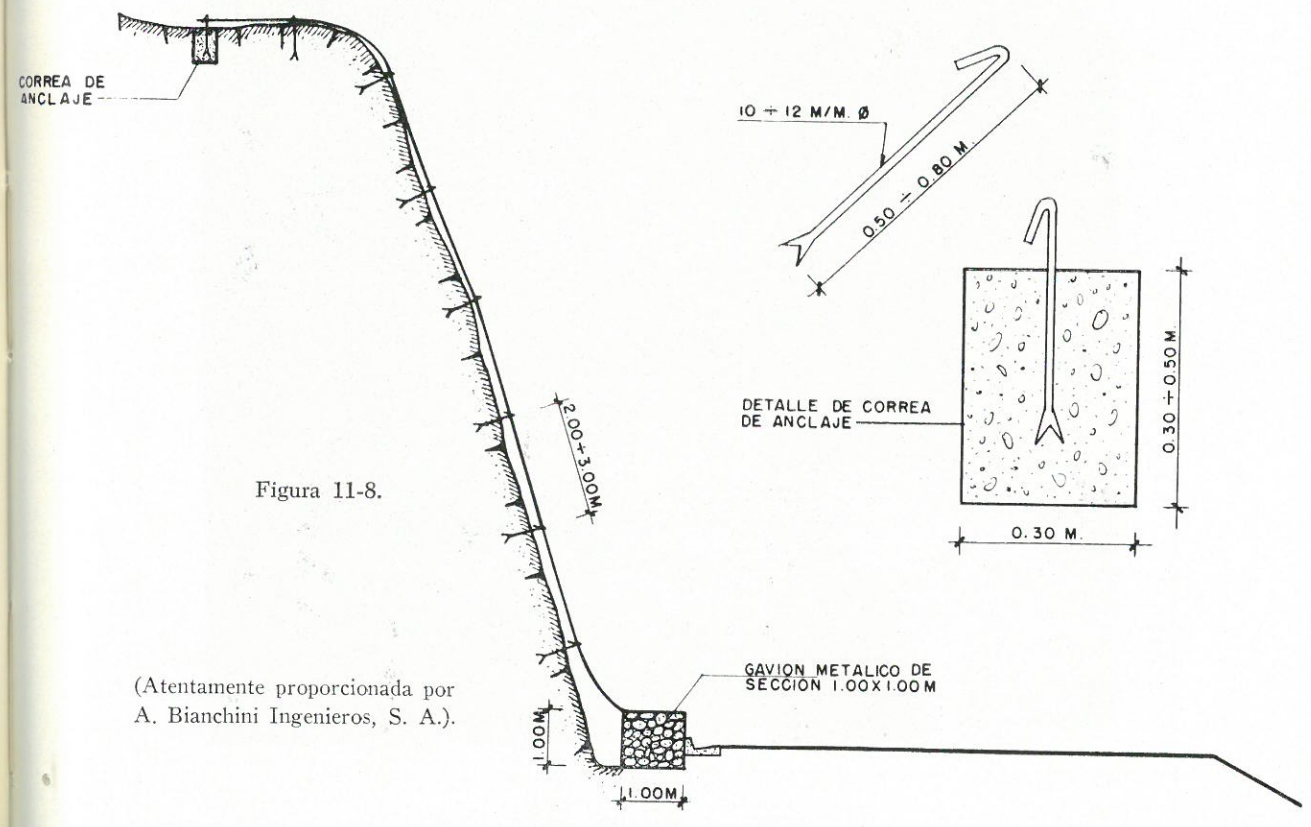


Figura 11-8.

(Atentamente proporcionada por A. Bianchini Ingenieros, S. A.).

El establecimiento de cunetas tiene por objeto detener y recoger fuera de la plataforma los trozos de roca que pueden desprenderse. Como orientación, pueden emplearse los datos de la figura 11-7; la anchura y profundidad de la cuneta puede determinarse en función de la inclinación del talud. Cuando los taludes son muy escarpados y tienen bastante altura, precisan cunetas de mucha profundidad que resultan antieconómicas; éstas pueden reducirse si se utilizan barreras o defensas flexibles de amortiguación para reducir la velocidad de las rocas en su caída; pueden formarse de distinta manera; son corrientes las constituidas por cadenas, que cuelgan de un cable tensado entre dos postes; se emplea, también, con éxito, el sistema de revestir el talud con tela metálica, en la forma que puede verse en las figuras 11-8 y 11-9.

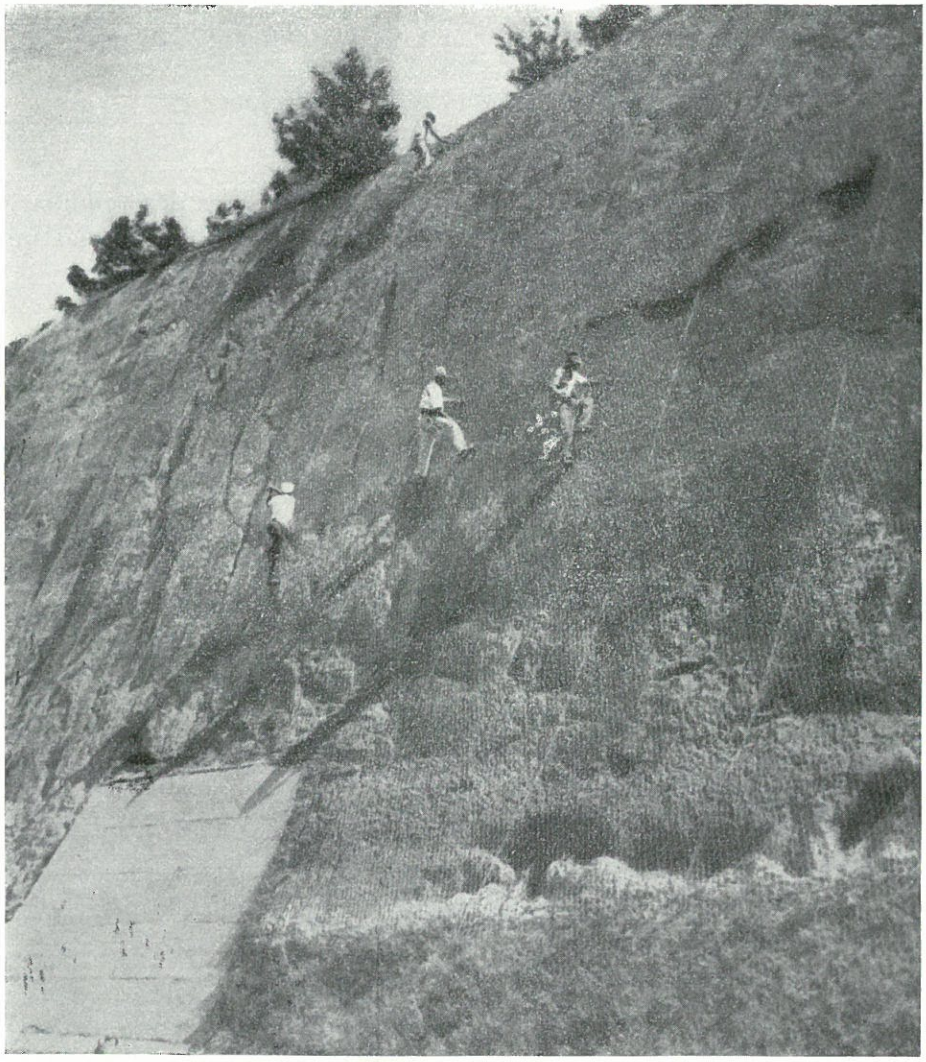


Figura 11-9.
(Atentamente proporcionada por A. Bianchini Ingenieros, S. A.)

Proyecto de los taludes. — Por las razones indicadas se comprende la dificultad de someter a un análisis matemático el cálculo del talud. Cuando sea posible, el comportamiento en la zona de taludes análogos, puede dar una indicación de gran utilidad. Las normas que a continuación se dan, no tienen más valor que de orientación. Se denomina ángulo de talud crítico φ_c, el mayor ángulo de inclinación no superior a 90° de los taludes estables en el tipo de roca estudiado.

En el caso de roca fisurada no estratificada, como la distribución de litoclasas es aleatoria, puede utilizarse para obtener el valor de la resistencia a esfuerzo cortante T, la fórmula de COULOMB simplificada $T = P \operatorname{tg} \varphi$, considerando nulas la presión intersticial y la cohesión efectiva. En una masa de roca fisurada no meteorizada, puede tomarse $\varphi = 70°$, lo que implica que un talud de inclinación 0,33 : 1 suele ser estable.

Cuando se trata de rocas estratificadas, los planos de estratificación suelen ser superficiales, de resistencia mínima, y, por tanto, de posible deslizamiento; para juzgar de la estabilidad, será necesario conocer el ángulo de rozamiento interno y la cohesión del material que rellena las juntas de estratificación; el macizo se comportaría a pesar de ser roca, como suelo, sin cohesión; la condición de equilibrio se podrá obtener por los métodos clásicos; en casos excepcionales la pendiente no estable se podrá estabilizar por medio de anclajes que den al macizo la necesaria estabilidad; las diaclasas suelen presentarse al tresbolillo, no formando juntas continuas.

Cuando la cohesión efectiva c puede considerarse nula, la estabilidad de la masa rocosa depende de la orientación de los estratos respecto al talud y de la separación de las diaclasas.

El talud crítico φ_c depende del ángulo ψ de inclinación de los estratos, de su espesor e y del valor de la cohesión c; en la tabla 11-III y en la figura 11-10 se dan los valores correspondientes de φ_c para los distintos casos, siendo φ_F el ángulo de rozamiento entre los estradós.

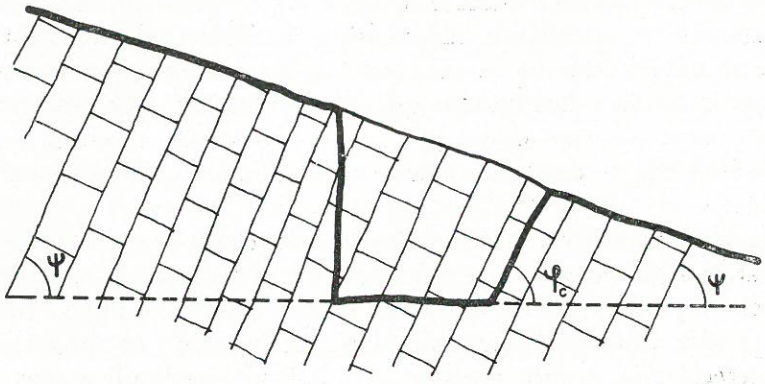
TABLA 11-III.

Buzamiento		Talud crítico ($c = 0$)
Hacia la ladera ...	$\psi = 90°$	Posible derrumbamiento por pandeo salvo que exista cohesión entre estratos.
	$\psi < 90° - \varphi_F$ ...	$\varphi_c = 90°$.
	$\psi > 90° - \varphi_F$ ...	$\varphi_c = 90° - \psi + \operatorname{arc\,tg} \frac{c}{e}$.
Horizontal	$\psi = 0°$	$\varphi_c = 90°$.
Hacia la trinchera.	$\psi \leq \varphi_F$	$\varphi_c = 90°$.
	$\psi > \varphi_F$	$\varphi_c = \psi$.
	$\psi = 90°$	Posible derrumbamiento por pandeo, salvo que exista cohesión entre estratos.

$\psi \geq 90° - \varphi_F$
$\varphi_c = 90°$

C = 0

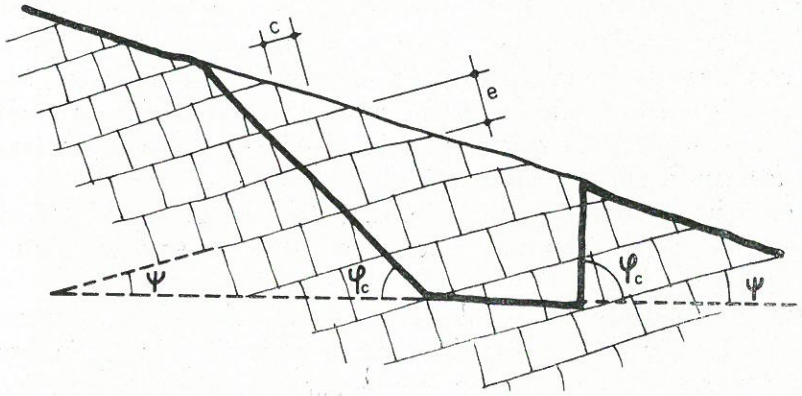
$\psi > \varphi_F$
$\varphi_c = \psi$



$\psi < 90° - \varphi_F$
$\varphi_c = 90° - \psi + \text{arctg}\frac{C}{e}$

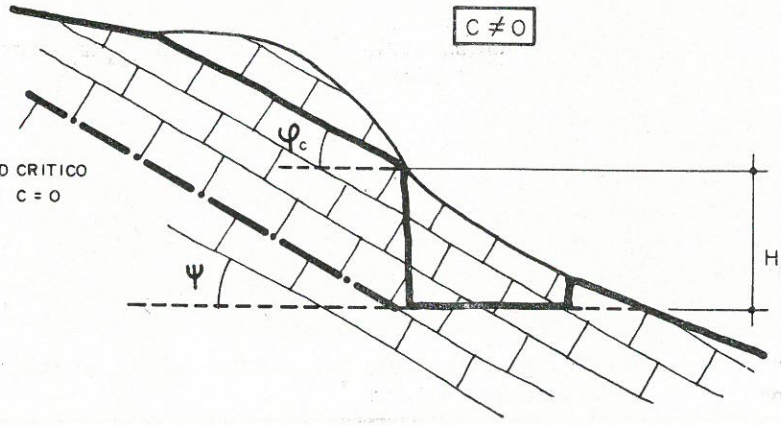
C = 0

$\psi \leq \varphi_F$
$\varphi_c = 90°$



C ≠ 0

TALUD CRITICO
PARA C = 0



$$H_c = \frac{C}{\gamma \cos\psi (\text{sen}\psi - \cos\psi \text{tg}\varphi_F)}$$

Figura 11-10.

Si el buzamiento de los estratos fuera hacia la trinchera $\psi > \varphi_F$, sería conveniente tener en cuenta la cohesión efectiva en los lechos de estratificación; el talud crítico sería quebrado con una pared vertical de una altura crítica H y continuando después con el talud de inclinación ψ; la altura crítica sería:

$$H_c = \frac{c}{\gamma \cos \psi (\operatorname{sen} \psi - \cos \psi \operatorname{tg} \varphi_F)};$$

como valor aproximado puede tornarse $\varphi_F = 30^\circ$.

Influencia del agua freática. — Puede encontrarse rellenando los poros o las litoclasas de la masa rocosa; la presión hidrostática en las juntas de estratificación o las diaclasas puede producir una disminución o incluso anulación del rozamiento entre los estratos, provocando el deslizamiento. En determinados casos será necesario estudiar el drenaje del agua para eliminar la presión hidrostática en los planos de estratificación.

Como orientación y con las reservas que se deducen de todo lo anteriormente expuesto, pueden tomarse para taludes de las rocas los siguientes:

TABLA 11-IV.

Valores medios de inclinación de un talud en roca

Tipo de roca	Inclinación
a) *Igneas.*	
Granito, basalto, lava	0,25-0,50 : 1
b) *Estratocristalina.*	
Gneis	0,25-0,50 : 1
c) *Sedimentaria.*	
Macizos rocosos de areniscas y calizas	0,25-0,50 : 1
Capas alternadas de areniscas, esquistos y calizas.	0,50-0,75 : 1
Margas	0,75-1,00 : 1
Filadios	0,25-0,50 : 1
Pizarras	0,50-0,75 : 1

En rocas sedimentarias y arcillosas y en taludes de gran altura, se utilizarán, preferentemente, taludes con bermas (fig. 5-6).

11.4. Corrimientos del terreno. — El problema de los posibles corrimientos de tierras hay que tenerlo muy cuidadosamente en cuenta en la elección de la zona que ha de recorrer el trazado. Hay algunas en las cuales el terreno se mueve, más o menos lentamente; desliza por su propia constitución geológica;

el paso, por ejemplo, en una arcilla, situada en una pendiente de un estado de humedad a uno de sequedad, puede producir su avance lento, pero continuo por su mecanismo, análogo al que se representa en la figura 11-11 *; un suelo arcilloso o arenoso-arcilloso, colocado sobre un terreno impermeable, si existe agua en el plano de contacto puede moverse más o menos rápidamente y en un momento determinado, producirse un corrimiento. El mismo fenómeno

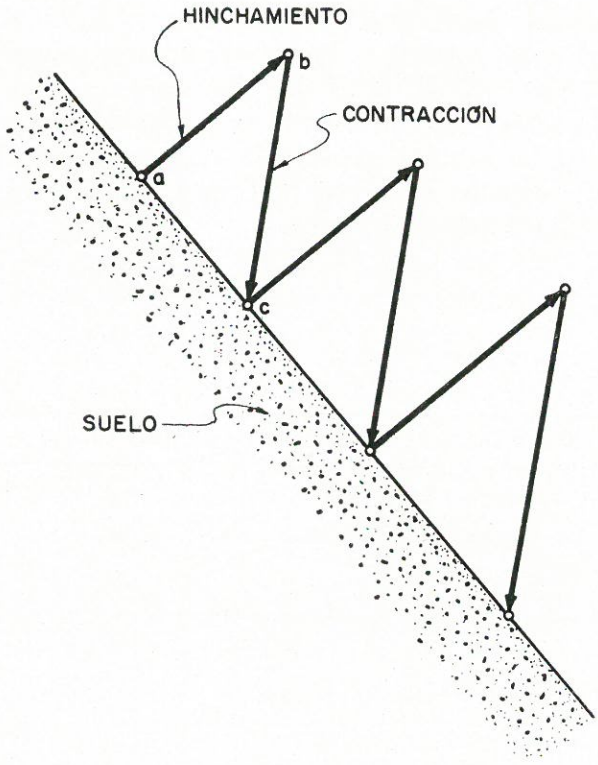


Figura 11-11.

puede ocurrrir en roca si el agua llega a disolver el elemento que une los granos; la cohesión primitiva se irá perdiendo, llegando a valores peligrosos o incluso a desaparecer, produciéndose en un momento determinado el corrimiento; este fenómeno suele presentarse en las margas yesosas. En terrenos de roca estratificada la presencia del agua puede empapar el material existente en las juntas, disminuyendo su cohesión y llegando a convertirlo en un lubricante que provoca el deslizamiento. Cuando en terrenos que tienden a moverse, se efectúa la obra de la carretera, al alterarse su estado natural de equilibrio, el corrimiento puede precipitarse; en otros casos, la misma naturaleza de la roca o el suelo alterarse; por ejemplo, hay tipos de gneis que a los pocos días de entrar en contacto con la atmósfera se meteorizan perdiendo sus condiciones de

(*) Gilluly. Principes of Geology.

resistencia, convirtiéndose de roca, que precisa explosivos para su excavación, en material de pequeña cohesión, que se excava a mano, y, por tanto, de condiciones de resistencia al deslizamiento muy distintas al material primitivo. En ciertos tipos de terreno de tránsito, al entrar en contacto con la atmósfera se produce una retracción que da lugar a la aparición de grietas por las cuales entra el agua; las arcillas empapadas entumecen y alterándose por completo sus características; la resistencia a esfuerzo cortante disminuye considerablemente.

Es preciso estudiar muy atentamente las condiciones geológicas del terreno a atravesar por el trazado, pues el paso por zonas posibles de corrimiento o desprendimientos es peligroso, problemático de corregir y normalmente costoso hacerlo.

Cuando se aprecien indicios o sean, por otras causas, de temer corrimientos, es recomendable comprobarlo estableciendo referencias en el terreno cuya inalterabilidad o movimientos pueda determinarse con precisión por medio, si hay necesidad, de medidas topográficas. Toda precaución es poca para asegurarse de las condiciones de estabilidad del terreno que ha de atravesar el trazado, pues en muchos casos puede ser más seguro y económico desviarlo, que atravesar zona peligrosa.

BIBLIOGRAFIA

GILLULY: *Principles of Geology.*

ARTHUR M. RITCHIE: "Estudio de la caída de las rocas y su control". *Highway Research Record*, núm. 7.

CAPITULO XII

CONSTRUCCION DE TERRAPLENES

12.1. La construcción de terraplenes es una operación delicada; si se realiza con cuidado pueden obtenerse terraplenes que no tengan asientos y sobre los cuales sea posible establecer el pavimento definitivo. Si la consolidación es defectuosa, el terraplén asentará por la acción del tráfico, sin que pueda fijarse cuánto tiempo ha de tardar en llegar a su densidad definitiva; mientras se produzcan asientos, éstos se acusarán en el firme, la superficie de rodadura del camino no será regular y servirá al tráfico en malas condiciones. Arreglar un terraplén defectuoso es muy difícil, los medios de consolidación no ejercen su acción más que hasta una cierta profundidad, y, por ello, en muchos casos de obra mal ejecutada, para lograr un terraplén estable, es necesario desmontar no sólo el firme, sino una cierta altura de tierras que puede llegar a ser de importancia para reconstruir el terraplén en condiciones; una obra de este tipo es muy cara de ejecución y produce un gran trastorno en el tráfico de la vía. Hay que tener presente, por otra parte, que un terraplén mal ejecutado consolida definitivamente por la acción conjunta del tiempo y del tráfico; y así puede suceder que un terraplén que sea estable con poco tráfico o con tráfico de cargas ligeras, al aumentar éstas o el número de vehículos, se originen en él asientos que sean inaceptables. La solución económica es gastar lo preciso, en consolidar durante la construcción para lograr, desde el principio, la estabilidad necesaria; es caro, especialmente en ciertos tipos de suelos, pero, en definitiva, es la solución económica.

12.2. Grado de consolidación a alcanzar. Proporción de humedad. — La consolidación que se debe alcanzar depende del tipo de suelo. En aquellos en los cuales la densidad seca, obtenida en el ensayo de laboratorio, es baja, hay que exigir como mínimo, en el campo, el 100 por 100; se suele considerar como densidades bajas en el laboratorio las menores de 1.700 Kg./m.^{3}. En los suelos de calidad mejor, basta obtener el 95 por 100 de la densidad de Proctor. La técnica norteamericana recomienda no emplear suelos cuyas densidades secas sean menores de 1.500 Kg./m.^{3}; siempre que económicamente sea posible, así debe hacerse; pero si no hubiese a distancia económica suelos de mejor calidad, habrá de extremarse la consolidación, llegando a densidades de 110 por 100 Proctor.

La estabilidad de un terraplén disminuye si aumenta la proporción de agua que contiene; si se acepta un grado de consolidación, a él corresponderá una humedad óptima determinada; si ésta aumenta, la resistencia del terra-

plén disminuirá. Por esta causa la técnica inglesa, en vez de exigir un tanto por ciento de compactación, obliga a que dé un máximo del 10 por 100 de huecos de aire, excluida el agua, con la proporción de humedad del terraplén, que denominan de "equilibrio" o "natural", y que se define como: la humedad debajo del firme, intermedia entre los máximos de humedad de verano e invierno, que se mantiene constante en un suelo sin pavimentar; la humedad natural depende de la historia del suelo en relación con el agua que contenga, posición de la capa freática, espesor del firme que existen sobre el suelo y condiciones climatológicas del lugar; en la práctica, para las Islas Británicas, la humedad natural es la obtenida a una profundidad de 0,90 a 1,20 metros; esta profundidad, aceptada por la técnica inglesa, no puede hacerse extensiva a climas distintos del de las Islas Británicas; la profundidad a la cual la humedad se mantenga constante puede ser mucho mayor en clima cálido y poco lluvioso, como, por ejemplo, la meseta castellana. Si la profundidad de la humedad natural o de equilibrio es grande, por ejemplo superior a los tres metros, no es de interés a los efectos que consideramos.

Los ensayos de laboratorio dan una orientación de gran utilidad, pero no es posible actuar en obra estrictamente con arreglo a ellos, porque la energía de compactación puede ser muy distinta de la empleada en los ensayos; la humedad óptima con la que conviene operar en la realidad, dependerá del equipo mecánico que se utilice; asimismo se deberá determinar, experimentalmente, a la vista de los medios disponibles, cuál es el espesor más conveniente de la tongada.

Si la proporción de humedad de trabajo es inferior a la óptima, la energía de compactación precisa será mayor para llegar a la densidad fijada; habrá que ver qué resulta económicamente más conveniente, si aumentar la energía de compactación o añadir el agua. Si la humedad del terraplén es más alta que la óptima, por ejemplo, después de las lluvias, puede darse el caso de que no sea posible alcanzar la densidad fijada y haya que esperar, para apisonar, a que la humedad baje a un límite aceptable. Para ello conviene adoptar en obra las precauciones precisas para evacuar, lo más rápidamente posible, el agua de lluvia, evitando que empape el terraplén en construcción. Cuando a pesar de ellas el terraplén contenga exceso de agua, para que evapore rápidamente, puede ser recomendable el empleo de arados de fondo, cultivadores, rodillos de pata de cabra, explanadoras de hoja oblicua, etc.; puede completarse la operación mezclando el terraplén con suelos secos de préstamos

De acuerdo con el tipo de suelo y altura del terraplén, la A.S.S.H.O. recomienda se alcancen las densidades de la tabla 12-I. Hay que tener en cuenta que en suelos arcillosos un exceso de compactación puede ser perjudicial, pues en ellos es posible se produzca una sobre presión de hinchamientto que pueda alcanzar valores elevados, y que sea causa de la alteración de la rasante del firme.

TABLA 12-I. — RECOMENDACIONES PARA COMPACTACIÓN DE TERRAPLENES.

Clase de suelo A.A.S.H.O	CONDICION 1 No sujeto a inundación			CONDICION 2 Sujetos a períodos de inundación		
	Altura del terraplén — *Metros*	Talud	Compactación (% de A.S.S.H.O. máx. D)	Altura del terraplén — *Metros*	Talud	Compactación (% de A.S.S.H.O. máx. D)
A-1	No fija máximo.	1 ½ a 1	95 +	No fija máximo.	2 a 1	95
A-3	No fija máximo.	1 ½ a 1	100 +	No fija máximo.	2 a 1	100 +
A-2-4	Menos de 15.	2 a 1	95 +	Menos de 10.	3 a 1	95
A-2-5	Menos de 15.			3 a 15.		95 a 100
A-4	Menos de 15.	2 a 1	95 +	Menos de 15.	3 a 1	95 a 100
A-5	Menos de 15.					
A-6	Menos de 15.	2 a 1	90-95 (*a*)	Menos de 15.	3 a 1	95 a 100
A-7						

OBSERVACIONES. — Las recomendaciones para la condición 2 dependen de la altura de los terraplenes. Los terraplenes más altos del orden de 10 a 15 metros, deben compactarse al 100 por 100, por lo menos en la parte de ellos sujetos a períodos de inundación. Los suelos poco corrientes, que tienen una resistencia reducida a la deformación por esfuerzo cortante, se deben de analizar por los métodos de la mecánica del suelo, para determinar los taludes admisibles y las densidades mínimas.

a) Los valores inferiores se aplicarán solamente a terraplenes bajos del orden de 3 a 4,5 metros o menos y a carreteras no sujetas a inundación y que sirvan volúmenes grandes de tráfico de cargas muy pesadas.

EQUIPOS DE COMPACTACION

Para la compactación pueden emplearse:

a) Rodillos lisos.
b) Rodillos de pata de cabra y de superficie discontinua.
c) Rodillos de neumáticos.
d) Rodillos o placas vibrantes.
e) Dispositivos que actúan por percusión.

12.3. Rodillos lisos. — Se usan generalmente el tipo de tres rodillos (fig. 12-1) para la compactación del cuerpo del terraplén y los rodillos tándem (fig. 12-2) para igualar la tongada superior. No conviene emplear rodillos muy pesados;

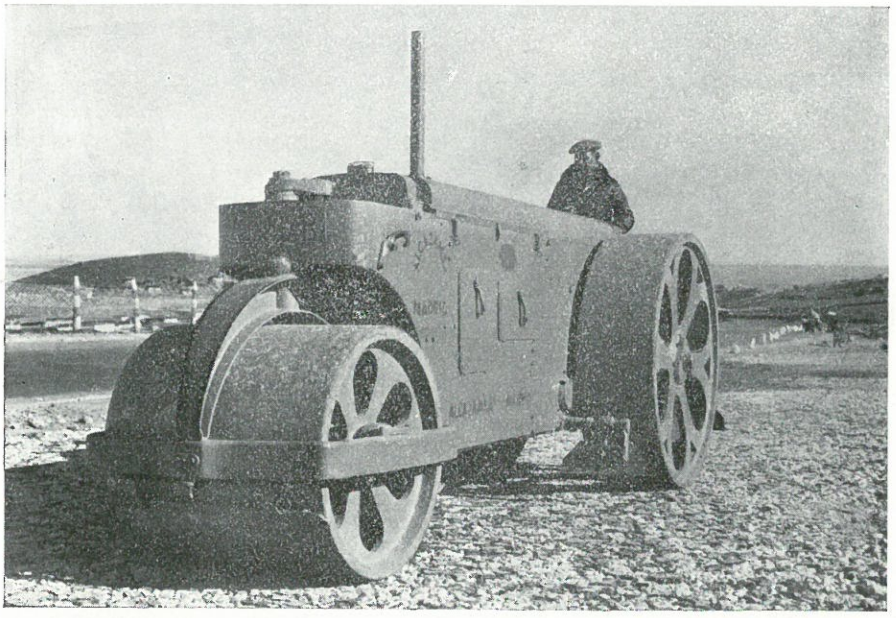


Figura 12-1.

son recomendables los de 10 a 12 toneladas; el peso conveniente depende del tipo de suelo; el H. R. B. recomienda:

a) Suelos de limo y arenas mezcladas con arcilla; rodillos de 4,5 a 5,5 toneladas con 27 a 40 Kg. de peso por cm. de ancho de rueda.

b) Suelos limo arcillosos y arcillas poco plásticas: rodillos de 6 a 7,5 toneladas con 40 a 55 Kg. de peso por cm. de ancho de rueda.

c) Suelos de grava y arena con buena composición granulométrica, conteniendo suficientes finos para que actúen como rellenador y aglomerante: rodillos de 9 a 12 toneladas con 55 a 66 Kg. de peso por cm. de ancho de rueda.

d) Arcilla media o fuerte: rodillos de las mismas características que *c*).

No se pueden compactar con este tipo de rodillos las arenas limpias bien graduadas, arenas de grano uniforme y algunas con grava sin o con algo de limo o arcilla.

El espesor más conveniente de la tongada depende del tipo de suelo y del de rodillo que hayan de emplear; varía de 15 a 20 cm.; es recomendable ensayar tres espesores diferentes, con este tipo de rodillo no es conveniente apisonar capas de gran espesor, porque estos cilindros apisonan de arriba abajo y existe el peligro de compactar bien una capa superior, cuyo espesor depende de

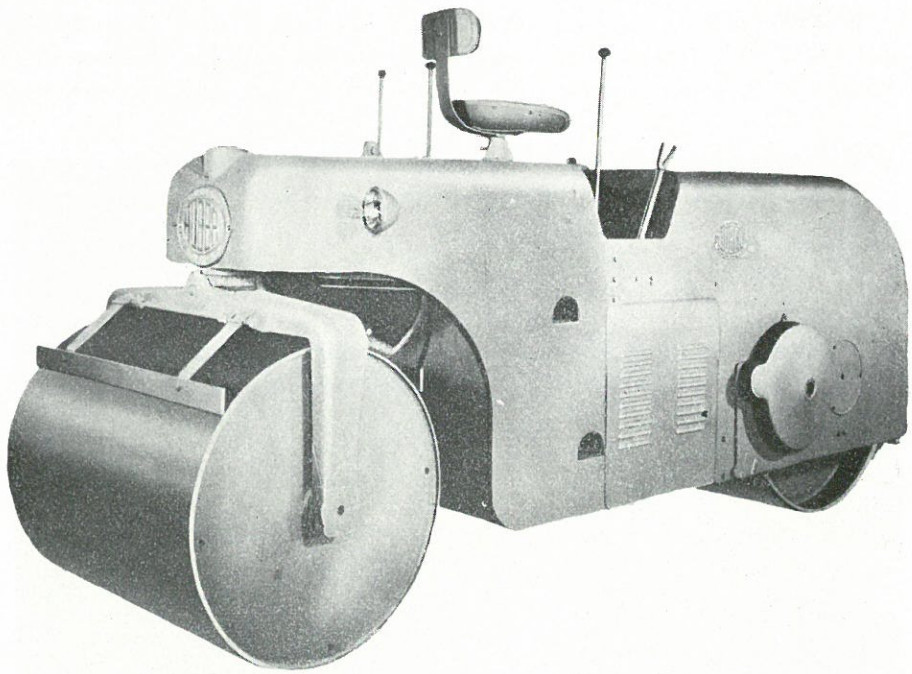


Figura 12-2. — Apisonadora Diesel de dos rodillos.

la carga por centímetro de cilindro, y dejar debajo el suelo mal consolidado; cuando el espesor se escoge bien y el terreno es apropiado, el rendimiento del rodillo de cilindros lisos es similar al que puede lograrse con el cilindro de neumáticos.

Hace unos años están bastante en boga los cilindros tri-eje, fundados en el principio de la transferencia de peso; éste se aplica en mayor proporción en los puntos más altos de la superficie a compactar; el rodillo posterior de guía puede quedar desbloqueado para que actúe verticalmente donde sea preciso un esfuerzo adicional de compactación; en el trabajo hay que tener bien equilibrado el conjunto del equipo de transporte y apisonado; los rodillos lisos hacen velocidades de trabajo que oscilan entre 3 y 9 Km./hora. El rendimiento de estos cilindros con espesor adecuado de tongada, según el tipo de suelo, oscila de 60 m.^{3}/hora para cilindros pequeños de 4/5 toneladas a 200 m.^{3}/hora para los de 12 toneladas.

12.4. Cilindros de pata de cabra. — Tienen su superficie formada por una serie de troncos de pirámide (fig. 12-3 y 4); apisonan hincando las patas en el terreno y, por tanto, de abajo arriba de la tongada; el espesor máximo de ésta

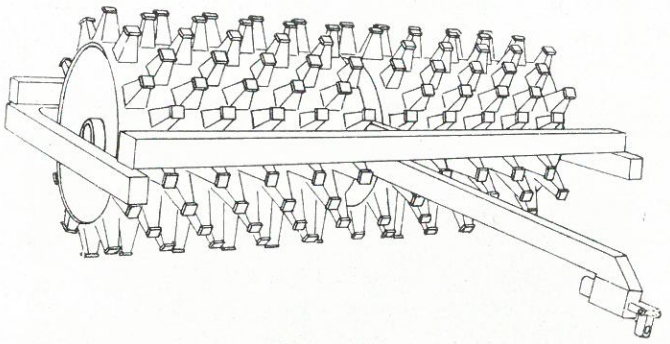


Figura 12-3.

no debe exceder del 0,90 de la longitud de la pata. Funcionan arrastrados por un tractor y pueden, para apisonar un ancho mayor, ir acoplados en paralelo (fig. 12-5). Desde hace unos años se han empezado a emplear rodillos de

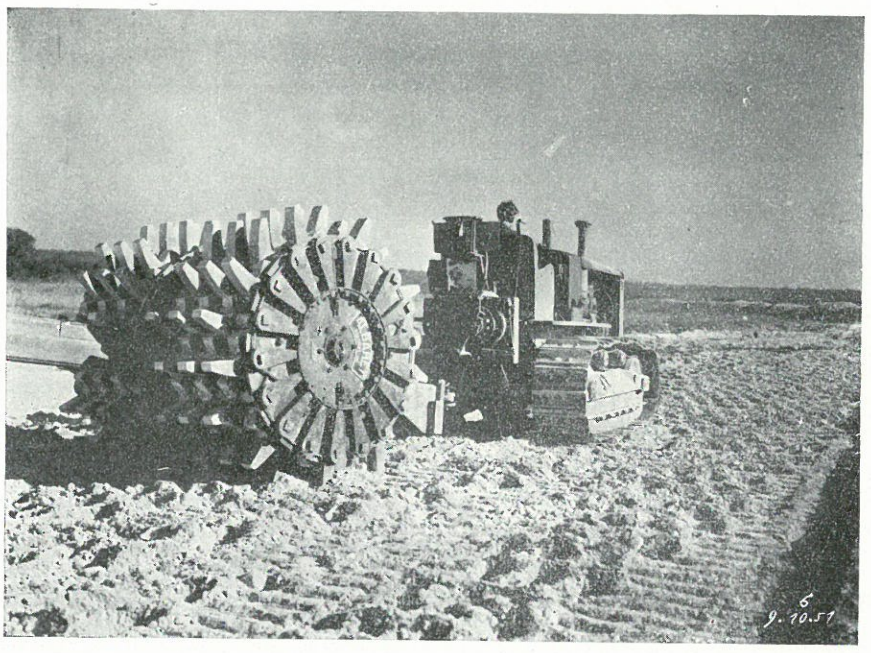


Figura 12-4.

pata de cabra autopropulsados que tienen un rendimiento más elevado que los remolcados; pueden cambiar el sentido de la marcha sin dar la vuelta (figura 12-6). La presión de apisonado, peso del cilindro dividido por área de las

patas, debe ser la mayor posible, siempre que no exceda de la capacidad de resistencia del suelo; si excede de este valor, la pata se hincará totalmente en el suelo y el tambor del cilindro podría llegar a ponerse en contacto con él; la potencia precisa para arrastrar un cilindro en estas condiciones aumentaría mucho comparada con la normal. El espesor de las tongadas a apisonar no suele pasar de 30 cm.

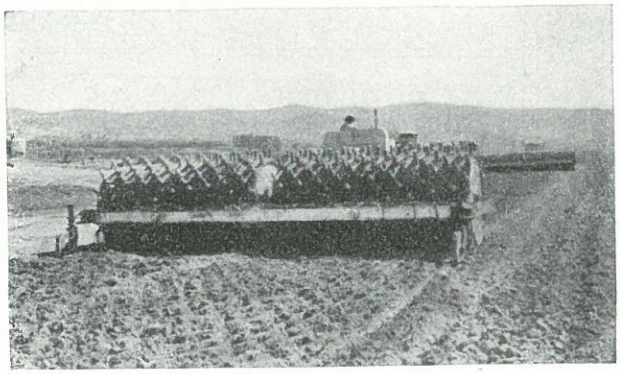


Figura 12-5.

El área de la pata y la carga por centímetro tiene un valor óptimo para cada tipo de suelo. La técnica americana recomienda:

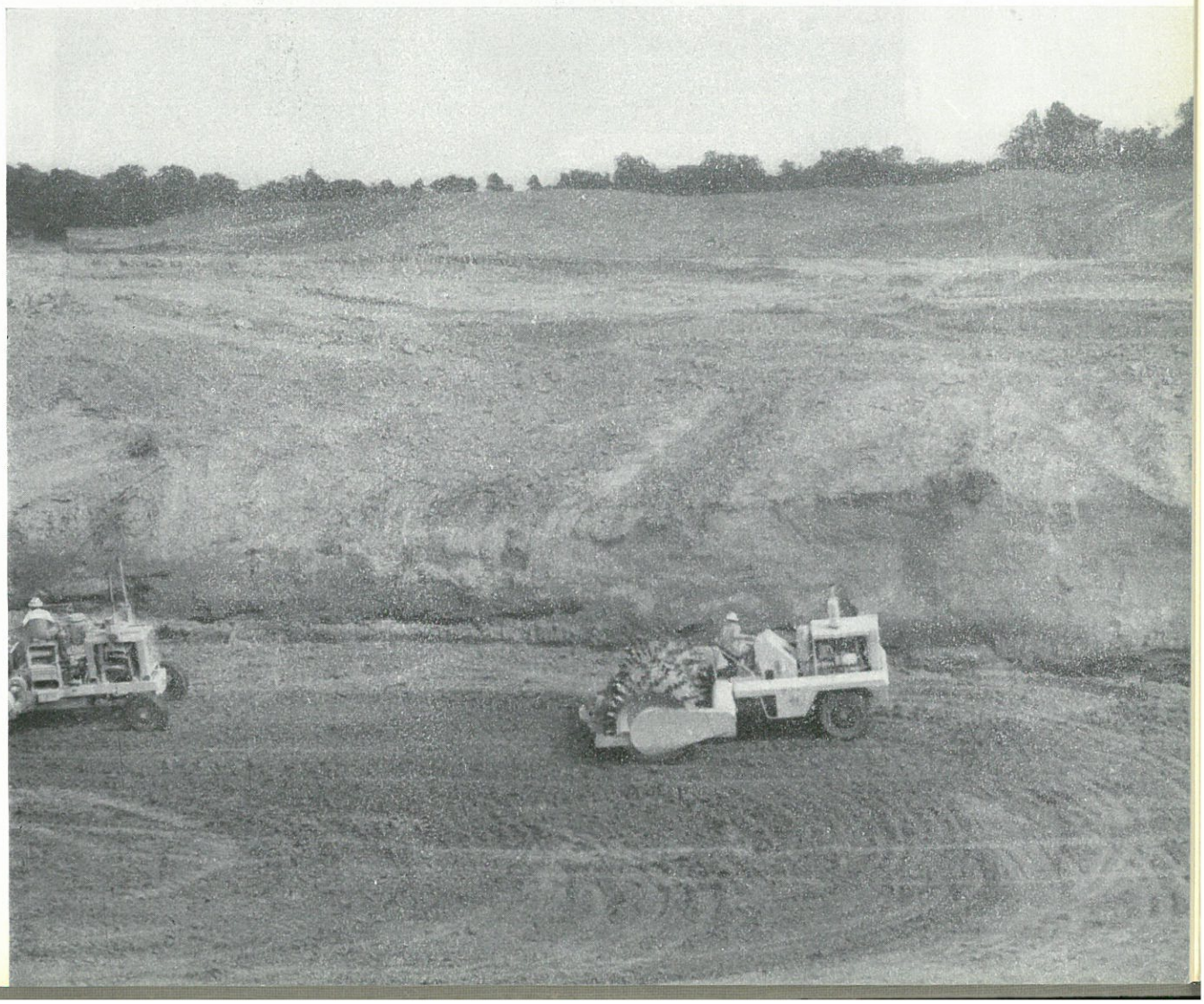
Tipo de suelo	Area de la pata — $cm.^2$	Carga por centímetro — $Kg./cm.^2$	Observaciones
Limos y arenas con arcilla, en los cuales la carga admisible depende fundamentalmente del rozamiento entre sus partículas	45-80	5,25-7,20	Los datos que figuran en este cuadro están basados en la necesidad de obtener una densidad del 95 por 100 A.A.S.H.O. con una proporción de humedad ligeramente inferior a la óptima y con tongadas de 15 a 22,5 centímetros de espesor. Se fundan también en la experiencia de que se remolcan más fácilmente los cilindros que van elevándose a medida que avanza la consolidación. Será necesaria una presión de contacto mayor si aumenta el área de contacto, y este aumento será preciso si se quiere obtener una densidad más elevada.
Tipo intermedio de suelos limo-arcillosos, arcillas con algo de arena, con pequeña plasticidad	40-65	7-14	
Arcillas de plasticidad media o alta	32-50	10-20	

No conviene usar rodillos de pequeño diámetro; a igualdad de peso son más fáciles de remolcar los cilindros de diámetro grande. Hay que escoger cui-

dadosamente la potencia precisa del tractor; conviene contar con potencia de sobra, pues el trabajo es duro, y hay que tener una cierta elasticidad en la velocidad del apisonado, que permita adaptar éste a las desigualdades de la aportación de tierras para el terraplén. El valor del esfuerzo en la barra es 1/4 del peso del cilindro en terrenos no cohesivos y 2/5 en terrenos de fuerte cohesión.

En estos cilindros se denomina tanto por ciento de cobertura la relación entre el área total de las patas y la cubierta en una pasada; a igualdad de las demás características, tanto mayor es el tanto por ciento de cobertura, menor número de pasos de rodillo son precisos para alcanzar la compactación. Al aumentar el número de pasadas aumenta la densidad obtenida, pero no resulta económicamente conveniente exceder de un número determinado. En la práctica es aconsejable determinar experimentalmente, con los rodillos disponibles en cada caso, cuál es el espesor óptimo de tongada; suele ser suficiente ensayar tres espesores, 15, 25 y 30 cm. de suelo suelto; si la profundidad de la huella de la pata decrece muy rápidamente, es indicio de que el espesor ensayado es excesivo, habrá de reducirlo o aumentar la presión de apisonado; para ello los rodillos son huecos y se pueden lastrar convenientemente con agua.

Figura 12-6. — Rodillo de pata de cabra autopropulsado.



En suelos de arcilla, el rendimiento del apisonado depende mucho de que la proporción de agua sea próxima a la óptima; si es inferior, el rendimiento baja rápidamente; por esta causa conviene, en tiempo de calor, que el tajo de apisonado no sea muy largo para evitar las pérdidas por evaporación y apisonar con la humedad prevista.

12.5. Cilindros de neumáticos. — Están formados por unas grandes cajas metálicas montadas (fig. 12-7) sobre una serie de neumáticos gigantes que giran sobre unos ejes dispuestos en forma tal que permitan que las ruedas se adapten a la superficie del suelo independientemente de las desigualdades de la superficie que se trata de apisonar; se logra así un reparto uniforme de presión.

Las ruedas pueden ser de superficie lisa. La carga por rueda es variable de 450 kilos a 2.700 Kg. en los tipos hoy corrientes en el mercado, habiéndose llega-

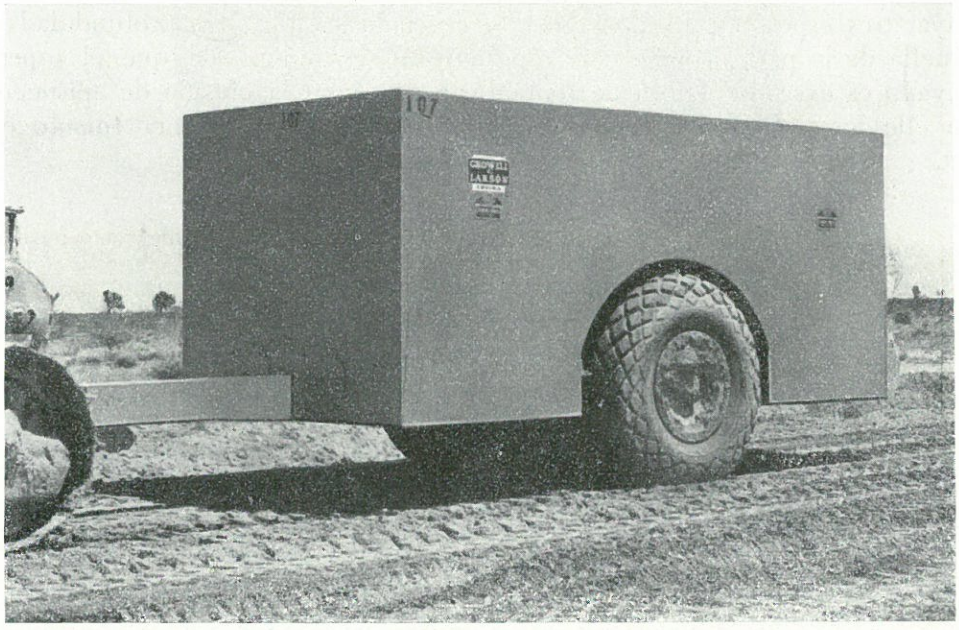


Figura 12-7.

do hoy hasta 10.000 lbs. (4.536 Kg.); pero la carga por rueda no mide el esfuerzo compactor, sino la carga por centímetro cuadrado sobre el suelo que es sencillamente la de inflado del neumático, repartida en la superficie de la huella, haciendo caso omiso del efecto de rigidez de las paredes; así, por ejemplo, para una misma carga por rueda de 3.600 Kg. puede repartirse en una superficie de 1.140 $cm.^2$ si la presión de inflado es 30 libras por pulgada cuadrada o en 580 centímetros cuadrados con una presión de inflado de 100 libras por pulgada cuadrada; la carga efectiva de apisonado puede doblarse; la compactación debe iniciarse con la presión baja e ir ésta, hasta alcanzar la máxima para au-

mentar la consolidación; a cada carga y cada tipo de suelo corresponde un espesor óptimo de tongada a apisonar; como guía, la técnica americana recomienda:

	Presión de inflado	
Arena limpia y mezcla de arena y grava.	1,50 a 2,80 Kg./cm.^{2}	Presión más elevada cuanto mayor es el neumático.
Arenas friables con limo o arcilla, en las que depende mucho de su rozamiento interno su capacidad de carga.	2,80 a 4,60 Kg./cm.^{2}	
Suelos de arcilla y de grava	4,60 Kg./cm.^{2} y más.	

Por lo expuesto, los cilindros modernos llevan un dispositivo para regular en marcha la presión de los neumáticos; en cada momento el conductor, con la máquina en marcha, da la presión que desea a los neumáticos; cuando menor es la huella elipsoidal del neumático, es mayor la presión y la carga por centí-

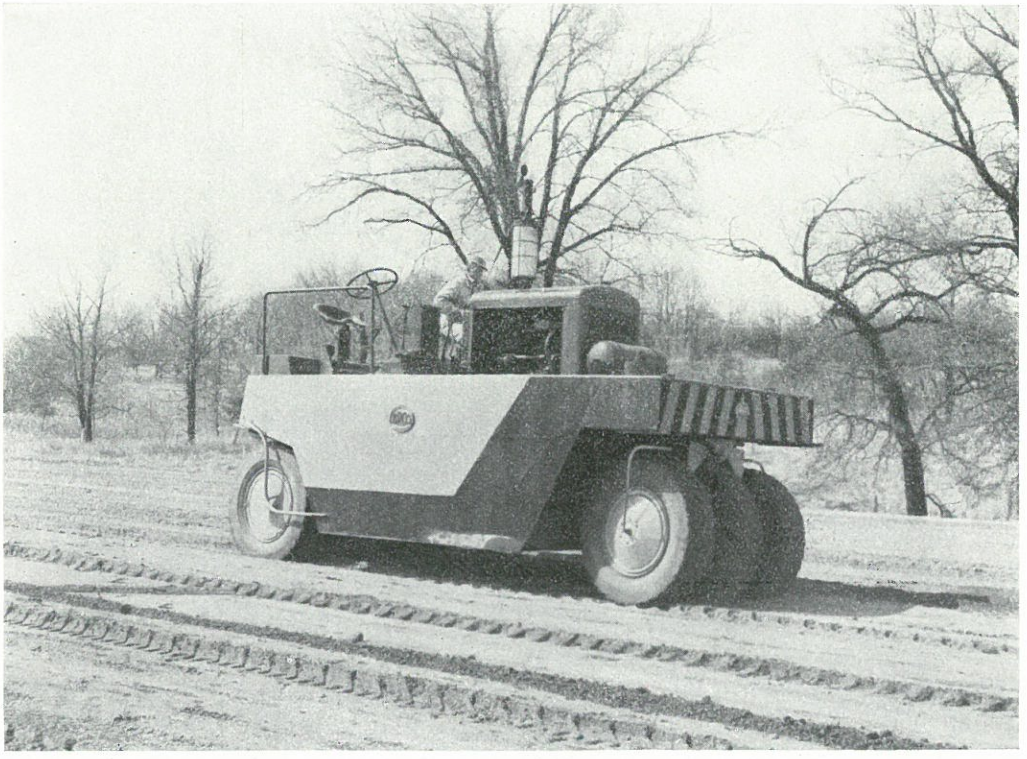


Figura 12-8.

metro cuadrado, mayor. Las ruedas anteriores y posteriores van dispuestas en forma tal que las superficies apisonadas por cada uno de los ejes, trasero y delantero, se solapan, produciendo un apisonado total de la zona que corresponde al ancho del cilindro.

El peso de estos cilindros varía ampliamente, desde 10 toneladas hasta 200. La mayoría de los cilindros de gran peso, logran éste por lastre en la caja; se pueden emplear para ello materiales locales, arena o agua, por ejemplo, o bien materiales de alta densidad, como lingote de hierro o bordillos de piedra. Hoy día la mayoría de los rodillos son autopropulsados (fig. 12-8).

Es recomendable emplear motores de potencia sobrada, pues no hay que perder de vista el trabajo duro que está encomendado a estas máquinsa; es frecuente que se atasquen en zonas blandas del terraplén, y es preciso y en la práctica económico disponer de potencia sobrada.

En rodillos de neumáticos con una carga media (12,5 y 30 toneladas), hay unos tipos en los cuales unas masas excéntricas unidas a un eje producen de 600 a 1.400 vibraciones por minuto.

12.6. Rodillos de superficie discontinua. — Se usan algo rodillos remolcados o con motor propio en los cuales la superficie del rodillo va cubierta en forma

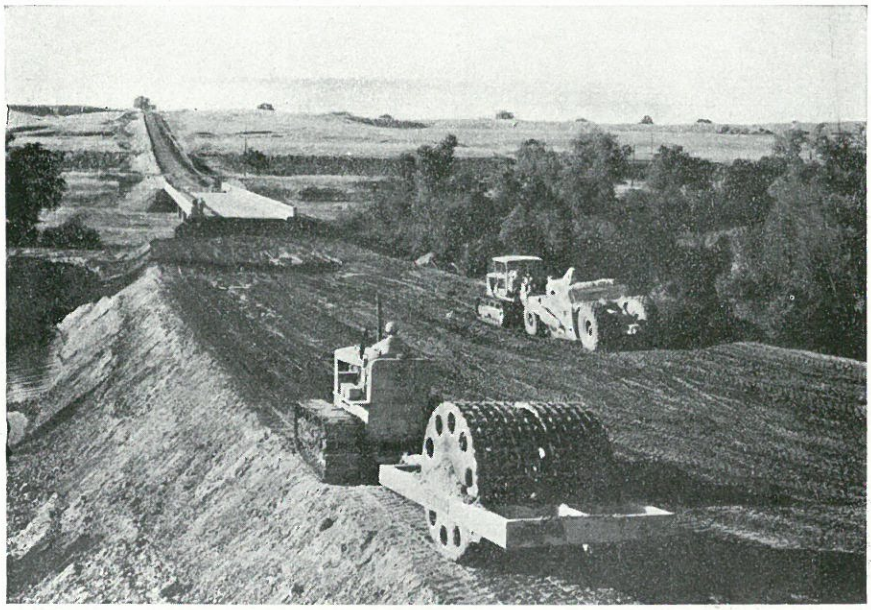


Figura 12-9.

tal que hace la superficie de apisonado discontinua; es corriente el tipo de malla metálica (fig. 12-9) y otro en el que la rueda lisa delantera se sustituye por una serie de piezas rectangulares.

12.7. Apisonado por percusión. — Para apisonar zonas difíciles, por ejemplo, zanjas, zonas próximas a obras de fábrica, etc., donde no es posible entrar con los rodillos descritos, se emplean los métodos de percusión: pisones automáticos o el dispositivo denominado "rana".

El pisón automático (fig. 12-10), con un peso que llega a los 100 kilogramos, tiene en su parte superior un pequeño motor de explosión que hace se eleve automáticamente sobre la explanación al producirse las explosiones; un hombre puede guiarlo fácilmente cuando está en el aire.

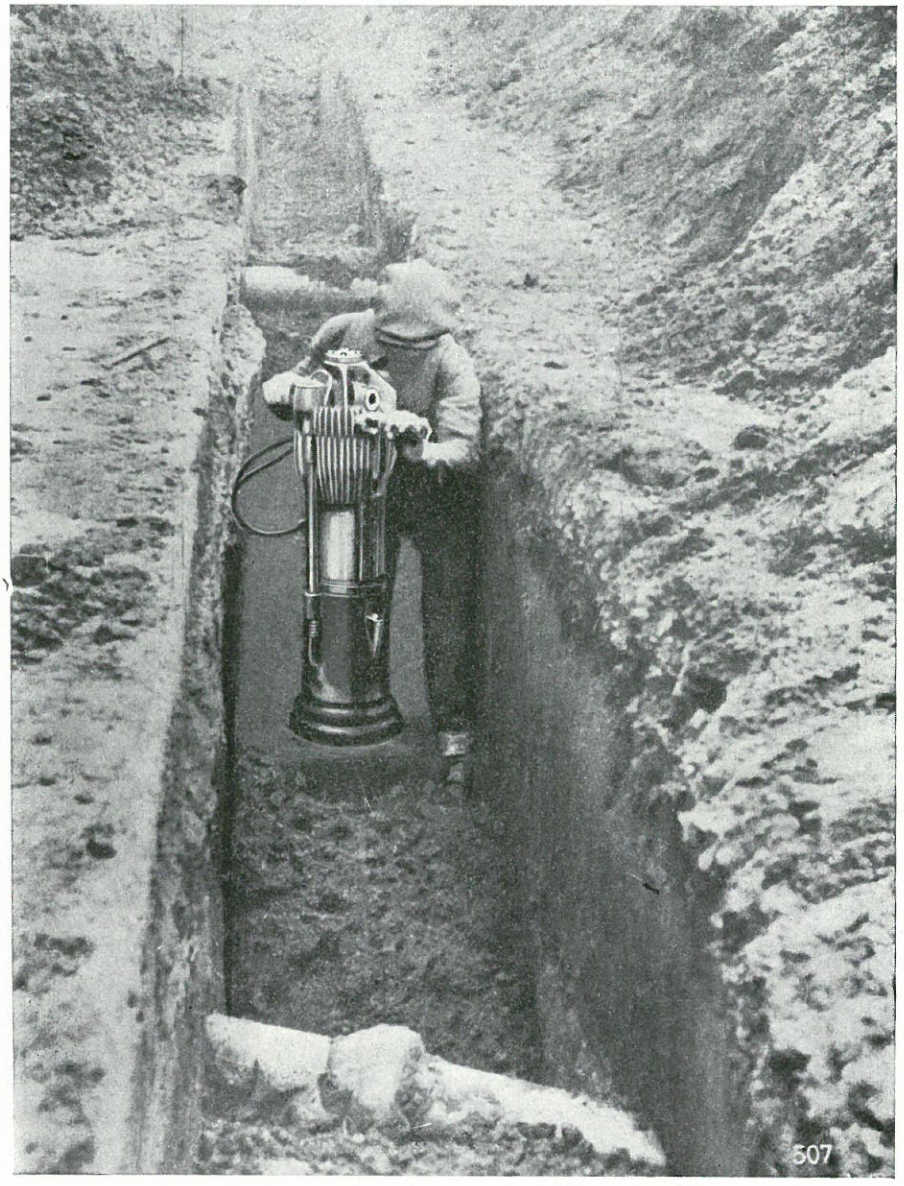


Figura 12-10.

La "rana" (fig. 12-11, *a* y *b*) tiene el mismo fundamento; se diferencia del pisón en que sus dimensiones y peso, por tanto, son mayores; se llega a 1.000 kilogramos, y, como consecuencia, su rendimiento es más elevado; en volumen de suelo compactado es unas seis veces mayor el de la "rana" que el del pisón y, en coste de apisonado, unas cuatro veces menor. Como aproximación se puede

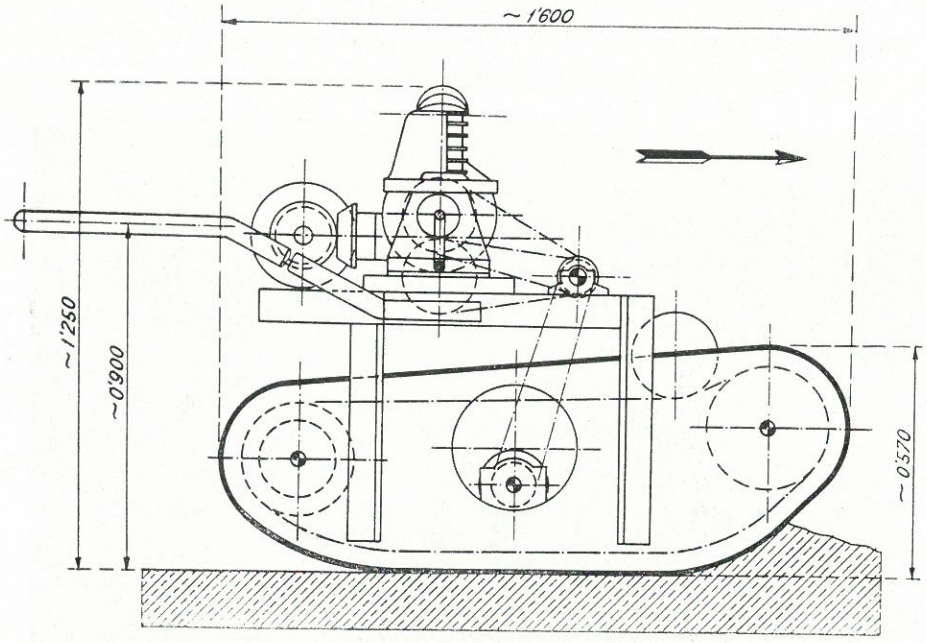


Figura 12-11, *a*.



Figura 12-11, *b*.

considerar un rendimiento de 20 a 25 m.^{3} hora para la "rana" y de 3 a 4 para pisón. Cuando se trata de apisonar el ensanche de una carretera, es decir, una zona estrecha y larga existen unos dispositivos por los cuales la rueda apisonadora marcha por el ensanche y se apoya en unas auxiliares que van por el firme (figura 12-12).

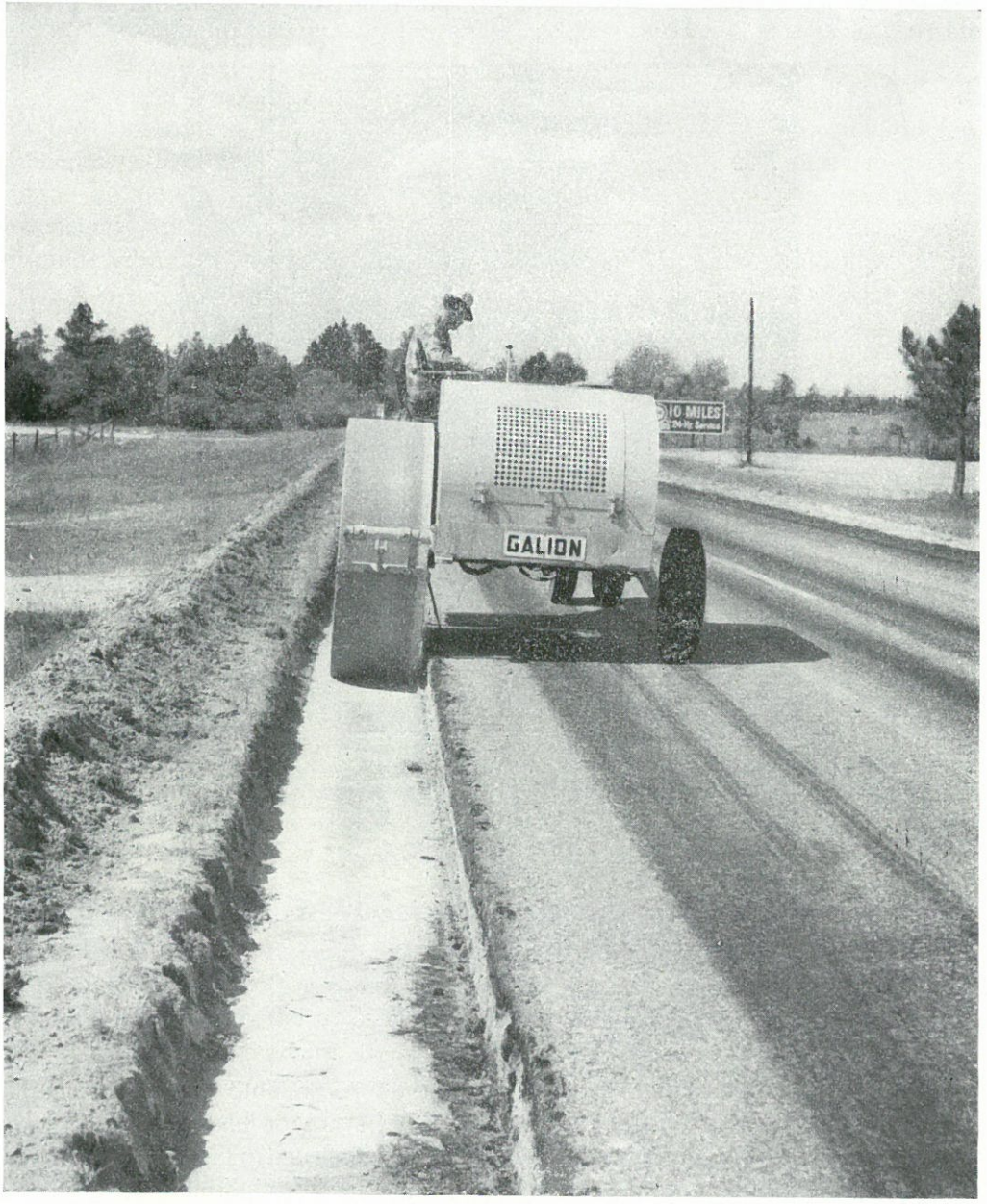


Figura 12-12.

12.8. Vibración. — La compactación por vibración se usa cada día más para la consolidación; su eficacia depende del tipo de suelo; es mayor en suelos predominantemente granulares que en los cohesivos; con la vibración se reduce considerablemente el rozamiento entre las partículas; por ello, su eficacia es mayor que la obtenida con rodillos corrientes, si el suelo es apropiado; la ventaja mayor que ofrece la vibración es la posibilidad de apisonar tongadas de mayor espesor. El efecto de la vibración, por la acción de las ondas de presión



Figura 12-13.

hacia abajo, es, como hemos dicho, reducción de rozamiento interno y acoplamiento de las partículas finas que rellenan los huecos de las gruesas. Hay una relación óptima para lograr el máximo rendimiento entre las características del suelo, composición granulométrica, plasticidad y proporción de humedad y las del vibrador, masa de vibración, amplitud y frecuencia. El efecto de apisonado dependerá, además, de la velocidad de traslación de la máquina, pues,

en definitiva, será función de ella el número de impactos en el suelo; para cada tipo de éste, el espesor de tongada y número de vibraciones, corresponderá una velocidad óptima del vibrador. Las diferencias de rendimiento, según sean o no adecuadas las características del vibrador, son grandes. El rendimiento de la vibración es más elevado que el de la carga estática que producen los rodillos normales; llega a alcanzar, según experiencias realizadas en Suecia, 15 veces más en suelos arenosos y 40 en gravas. La vibración en suelos sueltos de reducida cohesión es mucho más eficaz que en las arcillas, en las cuales vencer su alta cohesión interna es difícil, pues es preciso un esfuerzo grande.

Las primeras aplicaciones de la vibración fueron placas vibrantes, muy útiles para consolidar pequeñas superficies, zanjas, por ejemplo, porque son muy manejables (fig. 12-13), y su rendimiento excelente para pequeñas superficies donde no pueden entrar cilindros pesados; no son recomendables para grandes extensiones, por su rendimiento reducido. Para aumentarlo, se construyeron grandes vibradores de placa en paralelo (fig. 12-14), que al multiplicar el nú-

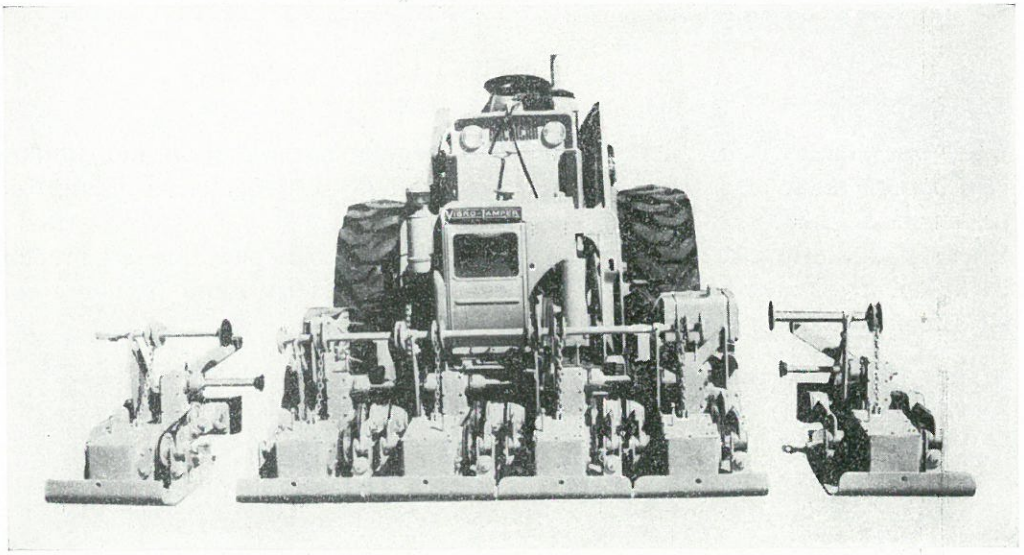


Figura 12-14.

mero de elementos, aumentan considerablemente el rendimiento; la vibración se produce por un motor común, que actúa independientemente sobre cada bandeja; el conjunto del aparato se mueve con un tractor; estos vibradores se emplean para consolidación de terraplenes, pero también para firmes de macadam o bases granulares. La frecuencia en la vibración es de 2.100 a 3.000 vibraciones por minuto; el ancho de consolidación varía de 2,50 a 3,50, para los aparatos normales; su peso, excluido, naturalmente, el tractor, varía de 1.800 a 2.500 kilogramos.

Existen, asimismo, pequeños cilindros de mano (figs. 12-15, 12-16) y otros con motor propio; la frecuencia de vibración oscila entre 2.800 y 3.800 vibra-

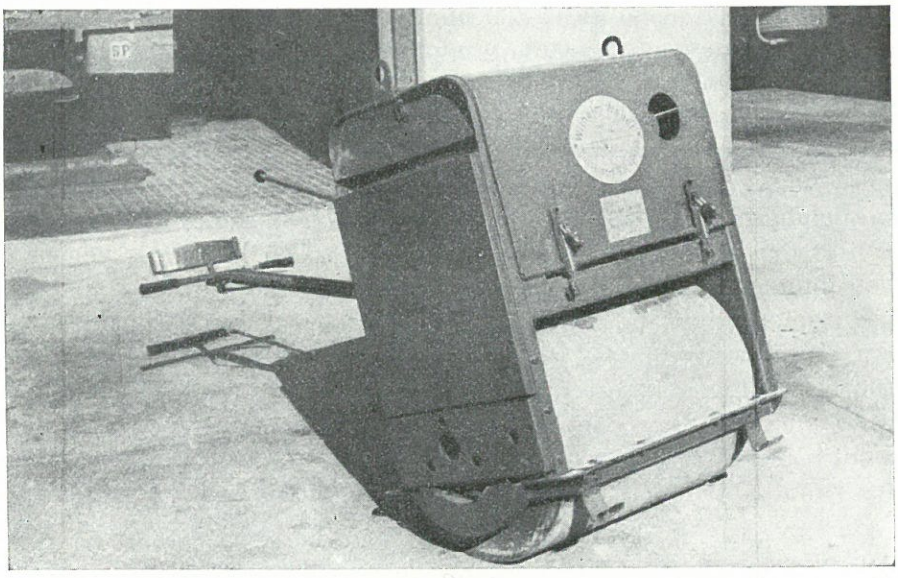


Figura 12-15.

ciones por minuto; la frecuencia puede ser regulable para el mismo cilindro para poderla adaptar al tipo de suelo; es corriente disponer en el aparato de frecuencia de 2.200 a 3.500 vibraciones por minuto.

Estos cilindros deben tener una suspensión adecuada para que la vibración sea independiente y no entorpezca el mecanismo de la rodadura; se logra con un sistema de amortiguación especial.

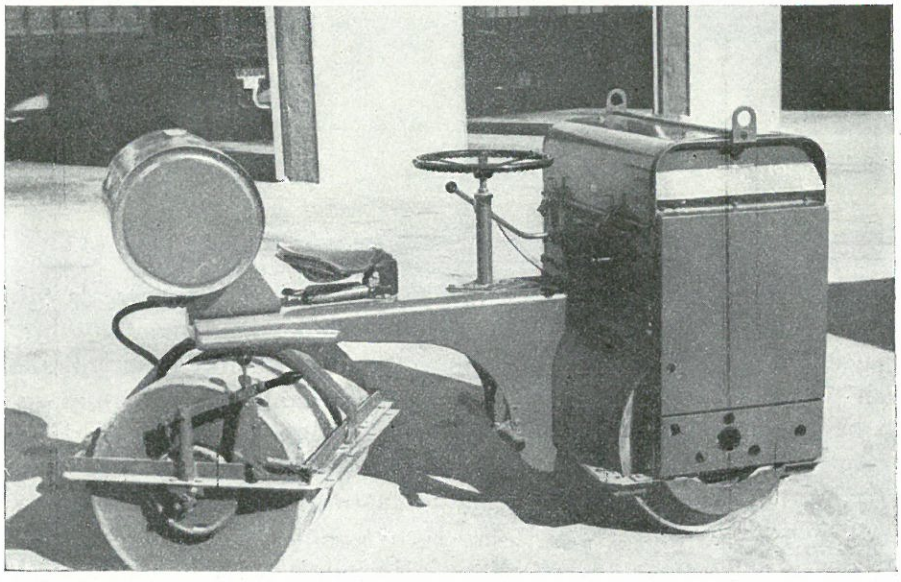


Figura 12-16.

Existen, además de estas primeras disposiciones:

Rodillos vibradores autopropulsados. — Vibradores y motor forman un conjunto (fig. 12-17); en éstos, normalmente, el rodillo tractor es el posterior, y el vibrador, el delantero; éste va unido al conjunto por un dispositivo elástico que evita que las vibraciones se transmitan al motor y al conductor. Los mayores construidos hoy son de 6,5 toneladas, sin lastrar, y 8 lastrados con frecuencias, que varían de 33 a 50 herz, o sea 2.180 a 3.000 vibraciones por minuto. La frecuencia de la vibración puede ser regulable para adaptarla a los distintos suelos. Están especialmente indicados para suelos de granulometría continua y plasticidad media a baja; si faltan elementos finos pueden producir arrollamientos del suelo, y si hay exceso, deslizamientos, especialmente con humedades altas.



Figura 12-17.

Rodillos vibradores remolcados. — Se construyen, normalmente, de 300 kilogramos (1,10 m. de diámetro y ancho 1,40 m.), 5.000 Kg. (diámetro 1,35 metros y ancho 1,90) y hasta 10.500 Kg. (diámetro 1,80 m. y ancho 2 m.). Las frecuencias varían de 1.500 a 2.000 vibraciones por minuto; la frecuencia, normalmente, es mayor cuanto más pequeño es el cilindro (fig. 12-18). La vibración puede lograrse con motor propio, incorporado al cilindro, o por medio de transmisión desde el motor de arrastre; esta última solución es más recomendable, pues el motor incorporado al vibrador está expuesto a desgastes y averías.

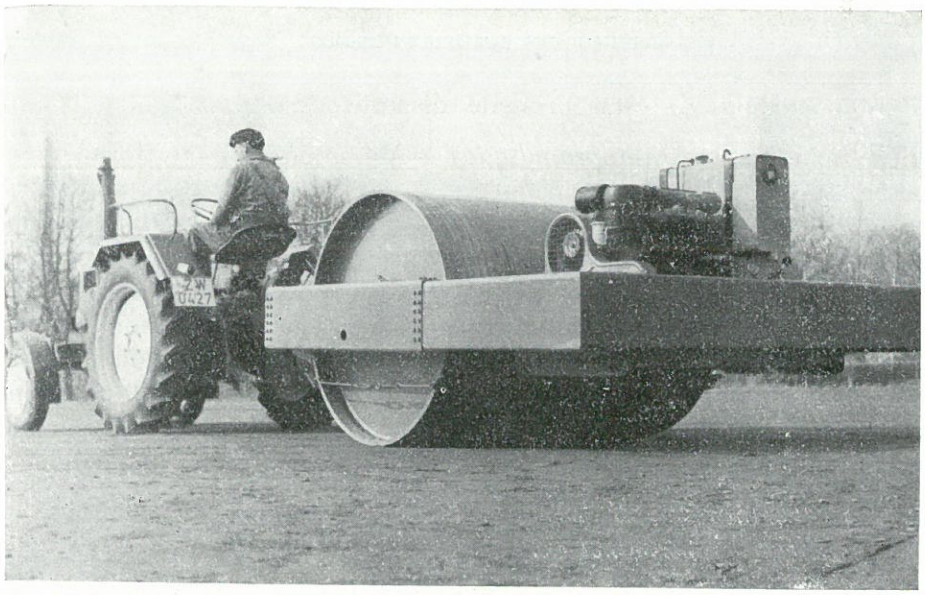


Figura 12-18.

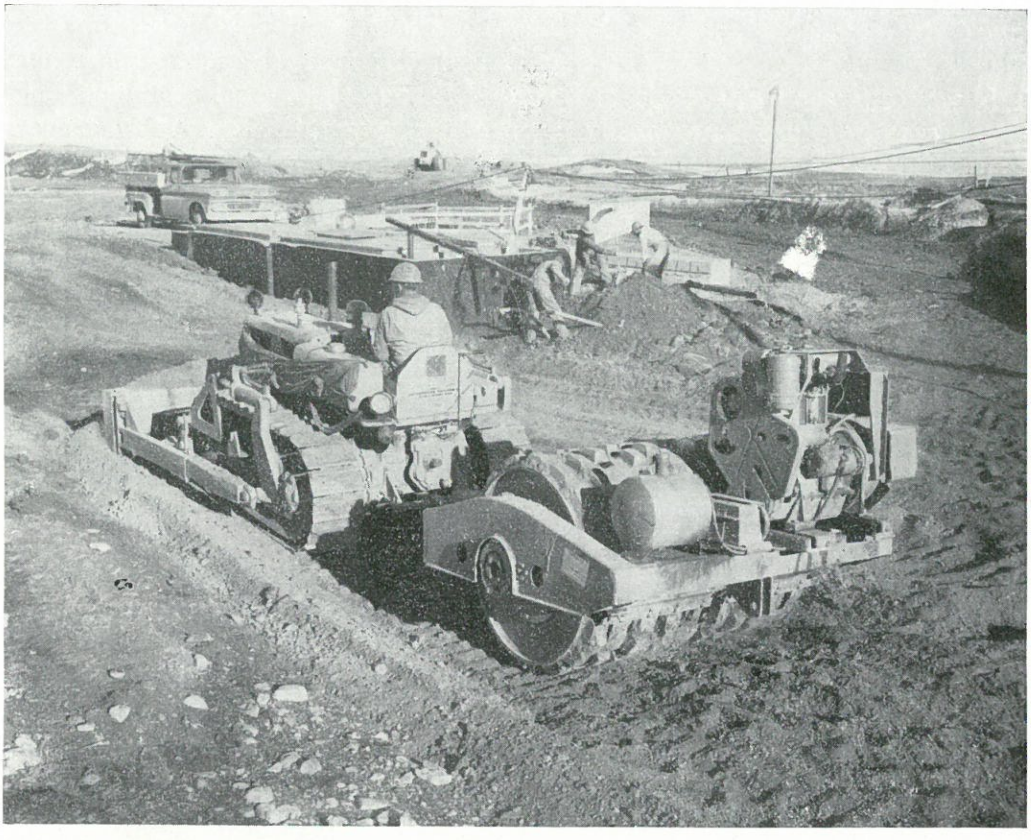


Figura 12-19.

Con rodillos pesados se ha llegado a apisonar en 4 pasadas tongadas de 70 centímetros, con suelos con un 15 por 100 de arcilla.

Compactadores vibradores de pata de cabra. — Se ha empezado a emplear la vibración con rodillos de pata de cabra; el amasado que en terrenos cohesivos produce el cilindro de pata de cabra normal se añade la eficacia de la vibración para vencer la cohesión interna; la frecuencia y amplitud de las vibraciones son bajas. Los resultados son alentadores, pues además de las ventajas de la vibración se logra una perfecta unión entre las distintas capas.

Existen unos rodillos vibradores con unos salientes en su superficie que no son exactamente los pata de cabra, que se denominan de almohada.

12.9. Consolidación por inundación. — En la masa del terraplén se realizan agujeros con barras de hierro de 1 m., aproximadamente, de profundidad y con una separación de 1,5 a 2 metros; por ellos se inyectan agua a presión hasta que rebose por agujeros, es decir, hasta estar seguros de que el terreno ha absorbido todo lo que es capaz de admitir; una vez hecho esto, se forman sobre la explanación, como unos pequeños diques de tierra, balsas que se llenan de agua; cuando se ha logrado el asiento del material, se rellenan los agujeros que se practicaron para la inyección del agua. Este sistema, muy antiguo, sólo es recomendable, cuando no existen medios modernos y siempre en el supuesto de que haya la cantidad de agua necesaria a precio aceptable, y para terrenos más o menos granulares, mezclas de arena fina y limo; no puede utilizarse con terrenos arcillosos.

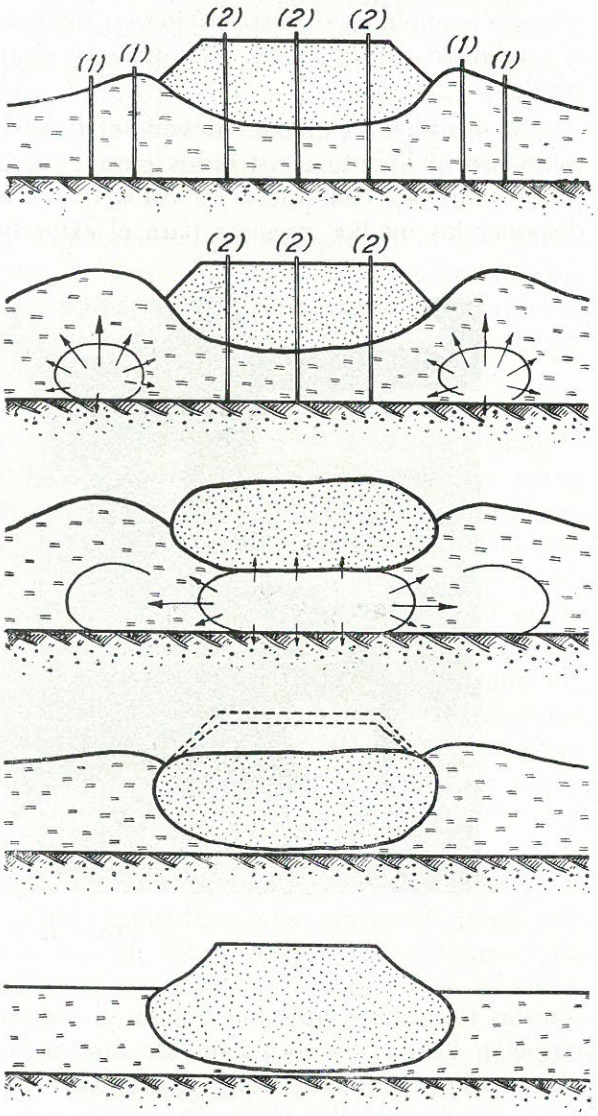


Figura 12-20.

12.10. Terraplenes sobre terrenos pantanosos. — Cuando el te-

rraplén pasa a través de terrenos pantanosos, para evitar posibles asientos, será preciso excavar hasta llegar al firme, para que sobre él se apoye el terraplén; la operación, que por procedimientos corrientes sería costosa y lenta, se puede realizar (fig. 12-11) colocando directamente el terraplén sobre el terreno pantanoso, interponiendo unos barrenos situados convenientemente hacen que, al explotar, se expulse el terreno pantanoso que está bajo el terraplén y éste vaya a apoyarse sobre el terreno firme; este procedimiento se utilizó por primera vez en la construcción de las autoestradas alemanas, y posteriormente, en vista del éxito alcanzado, se ha empleado mucho en casos análogos.

12.11. El vertido de las tierras. — Las tierras deben verterse de tal manera que sea económica su distribución en tongadas del espesor conveniente, según el medio de consolidación a emplear y el tipo de suelo que constituya el terraplén.

Si se utilizan camiones deben ser basculantes; los dumpers (epígrafe **9.41**) están especialmente construidos para el vertido rápido en formas diversas; cuando se emplean cualquiera de estos dos sistemas de transporte, es necesario disponer los medios precisos para el extendido de las tierras vertidas, a fin de

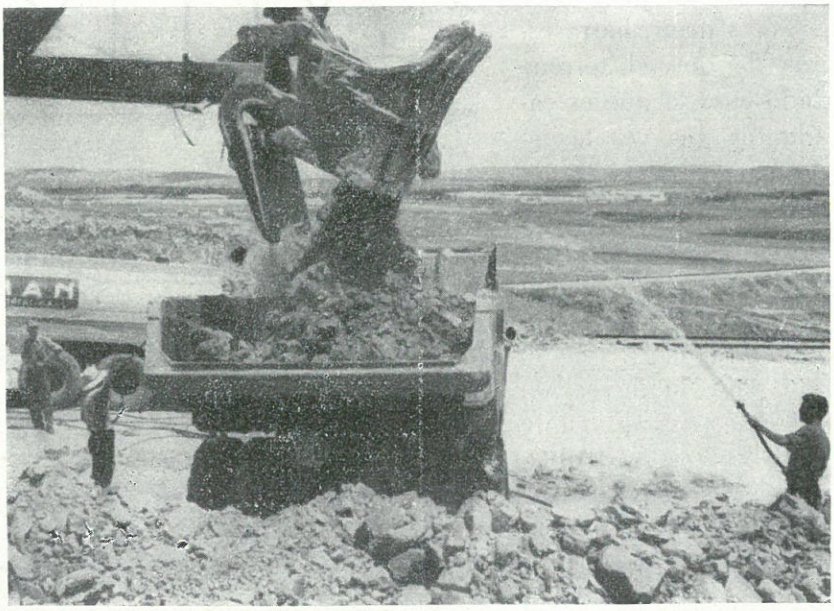


Figura 12-21.

que las tongadas a apisonar tengan el espesor previsto. Si en el transporte se emplean traíllas, la formación de las tongadas se hace por la máquina misma; algo análogo sucede con las explanadoras. En todo caso, los medios de transporte pueden ayudar muy eficazmente al apisonado, si se organiza la distribución con esta idea, obligando a los vehículos a marchar por el camino

conveniente para que cumplan esta función. Hay que ordenar muy cuidadosamente los movimientos de los vehículos y estudiar bien la organización del abastecimiento de tierras, su distribución y consolidación en conjunto, para evitar que haya desequilibrio entre los diferentes elementos; la maquinaria moderna, que es muy eficaz y económica si se obtiene de ella el máximo rendimiento; en otro caso puede resultar ruinosa. El suelo debe tener la humedad óptima; para ello hay que disponer de elementos de riego; cuando se utiliza tierras de préstamos, puede ser económico regar la tierra en cantera (fig. 12-21).

12.12. Comprobación de la densidad de la obra. — Es absolutamete imprescindible tener al pie de obra los elementos necesarios para comprobar las densidades obtenidas. No se debe extender una tongada sin que se haya dado el visto bueno a la anterior; ello obliga a que la comprobación de la densidad se haga con rapidez; no se deben dejar de efectuar las comprobaciones debidas, pero éstas no pueden retrasar el ritmo de la obra; el empleo de aparatos nucleares es muy eficaz por la rapidez de la comprobación de densidad y humedad.

12.13. Los distintos suelos en la construcción de terraplenes. — Los suelos A-1, A-2 y A-3 son apropiados para la formación de terraplenes; los dos primeros pueden alcanzar gran densidad por apisonado. Los suelos A-3, faltos de cohesión, no pueden consolidarse con rodillo; hay que hacerlo por agua o por vibración.

Los suelos A-4 no son peligrosos, si se manipulan en forma tal que se asegure su consolidación; predomina el limo, y, debido a su defectuosa granulometría, son porosos, aun cuando alcancen la máxima densidad posible; varían muy extensamente, desde los suelos arena-cieno a la arena-limo. Los primeros, pueden consolidarse mejor; los arena-limo, no pueden consolidarse por su mala composición granulométrica y la falta de material cohesivo (arcilla). Se puede lograr con ellos una buena compacidad si se apisonan los rodillos lisos en capas cuyo espesor no excede a 15 cm. Poseen poca estabilidad, con cualquier grado de humedad, o son inestables cuando éste alcanza una proporción elevada, lo que sucede fácilmente en ciertas épocas, debido a su alta capilaridad. Los limo-arcillosos son mejores, por su composición granulométrica más perfecta y porque tienen cohesión; se pueden consolidar eficazmente por percusión o con rodillo de pata de cabra.

Los A-5 son similares a los anteriores, excepto cuando tienen mica; entonces su granulometría es peor y son muy porosos, incluso cuando alcanzan la máxima densidad. Son elásticos, y ello constituye una grave dificultad para la consolidación; las variedades cohesivas de estos suelos son las mejores; esta última propiedad se pierde si absorben agua, en cuyo caso adquieren gran plasticidad.

Los suelos A-6 y A-7 son predominantemente arcillosos; los A-7, son peores, más elásticos; cuando están húmedos resultan muy inestables. Deben consolidarse con rodillo de pata de cabra hasta su máxima densidad; si se llega a alcanzar ésta, absorben poca agua y resultan estables.

La mayoría de los suelos son utilizables; el empleo de uno de calidad deficiente o mala, o su sustitución por uno excelente, es cuestión económica que hay que considerar atentamente; la consolidación de un suelo de mala calidad para obtener un terraplén aceptable es cara y hay que estudiar si puede compensar o no tomar de préstamos tierra de mejor calidad para la ejecución del terraplén; hay casos en que hacerlo así es imprescindible, por ejemplo, la autopista en construcción para unir la Haya y Amsterdan, atraviesa un suelo de turba y arcilla floja que tiene varios metros de profundidad; no se podía

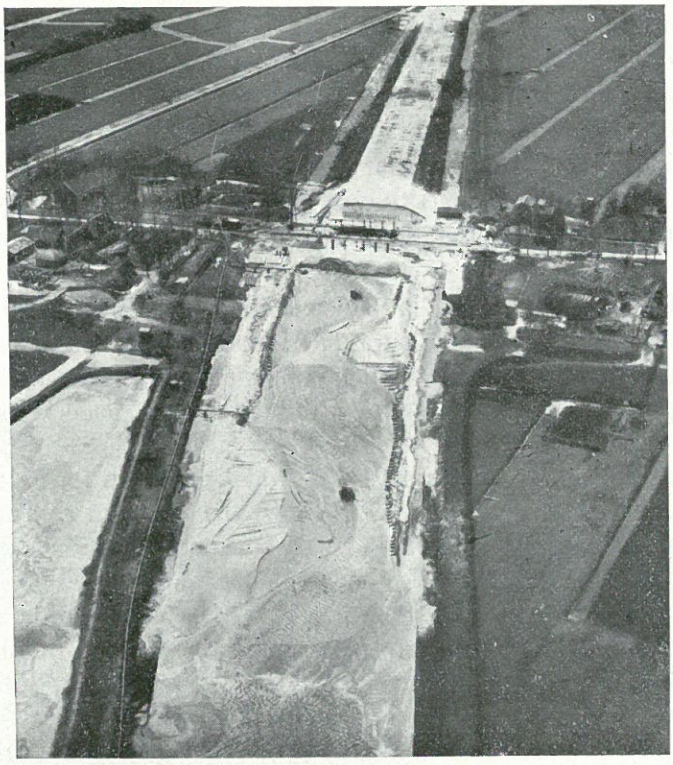


Figura 12-22.

cimentar en él, y mucho menos utilizarlo para formar el terraplén; ha sido necesario encavar 4.300.000 m.^{3} y aportar de préstamos 7.500.000 m.^{3} de material de arena con algo de arcilla (figs. 12-22).

BIBLIOGRAFIA

W. A. Lewis: *Further studies in the compactation of soil and performances of compactation plant.*

"Le material de travaux publics; engins de terrassement". *La technique Moderne Construction*, 1954.

Compactación de terrenos. Autores varios. Editores Asociados. Barcelona.

CAPITULO XIII

EL DRENAJE DE LA EXPLANACION

13.1. El agua en el terreno y en el camino. — El agua que cae en el terreno, parte corre por su superficie, parte se filtra en él y parte se evapora. La relación entre el agua que corre por la superficie y la total precipitada se denomina coeficiente de escorrentía; es variable según la clase de terreno, su pendiente, naturaleza y la proporción de agua que el suelo contenga. El agua que corre produce la erosión del terreno. La que se filtra penetra a través del suelo has-

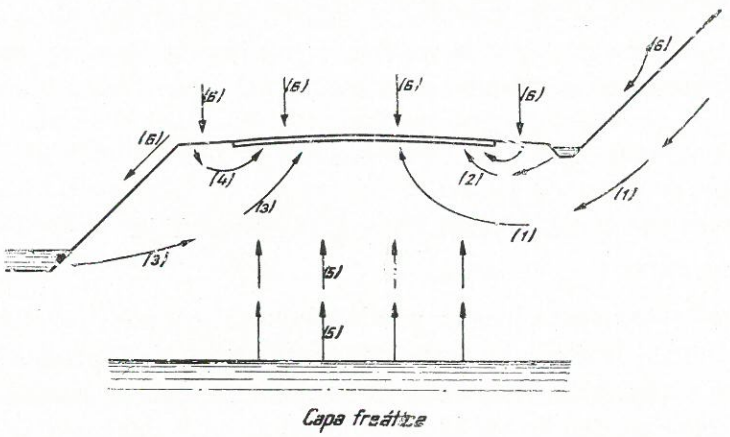


Figura 13-1.

ta que llega a una zona más allá de la cual no puede seguir, por encontrar una capa prácticamente impermeable; sobre ella, saturando la inmediatamente superior, se forma la capa freática donde se mantiene el agua a nivel más o menos constante. Cuando la capa freática aflora al exterior, se producen los manantiales; si está muy somera, se forman los terrenos pantanosos. Aun estando a cierta profundidad, si el suelo que existe sobre la capa freática es suficientemente capilar, el agua puede ascender hasta ponerse en contacto con el firme En la figura 13-1 puede verse cómo, corrientemente, puede llegar el agua a la explanación.

13.2. Efectos del agua en la explanación. — El agua produce efectos perjudiciales en la explanación y en el firme, porque:

1.º Al cambiar la proporción de agua, cambian las características mecánicas del suelo, especialmente su resistencia a esfuerzo cortante; por ello, se pueden producir deformaciones en el firme o corrimientos de taludes que antes eran estables.

2.º Si la proporción de agua no es uniforme en el suelo, cimiento del firme, al ser de desigual su resistencia pueden originarse asientos diferentes, que produzcan alternaciones en la rasante e incluso roturas del firme.

3.º En algunos casos, en ciertos tipos de arcillas y yesos, el aumento de la proporción de agua puede dar lugar a fenómenos de entumecimiento, aumento de volumen, que produzcan movimientos del firme.

4.º En los suelos susceptibles a la helada, la existencia de agua resulta especialmente peligrosa.

5.º El agua, en contacto con el firme, puede producir su ruina por desagregación de su masa, especialmente cuando se trata de firmes bituminosos, construidos con áridos que desplacen el betún por el agua.

6.º El agua, al correr por la superficie del terreno, puede originar erosiones de importancia en el mismo.

EL PROBLEMA DEL DRENAJE

Hay que evitar que el agua pueda afectar al camino: para ello se deben realizar las obras de drenaje necesarias para proteger la explanación y el firme de su acción y desviarla de la zona del camino. Como el agua puede llegar a la explanación corriendo por la superficie o a través del suelo, se pueden clasificar las obras: de drenaje superficial o profundo.

13.3. Drenaje superficial. — Hay que evitar que el agua que corre por la superficie pueda llegar a erosionar la explanación o empapar el suelo que la forma. Para ello habrá que evitar llegue a la explanación y, cuando no sea posible lograrlo, que la atraviese lo más rápidamente posible por medio de tuberías u obras de fábrica debidamente proyectadas; las dimensiones de estos desagües deben ser las precisas para que el agua no vaya a presión, ya que si se detiene a su entrada, embalsando hasta una cierta altura, podría empapar el suelo que forma el terraplén.

El cálculo del caudal, que es preciso desaguar en drenaje superficial, depende de la pluviometría de la cuenca que vierte al punto considerado y de

su coeficiente de escorrentía; como una primera aproximación, pueden considerarse como valores medios del coeficiente de escorrentía C, los siguientes:

Tipo de superficie	Coeficiente de escorrentía
Pavimentos de hormigón y bituminosos	0,70 a 0,95
Pavimentos de macadam	0,25 a 0,60
Adoquinados	0,50 a 0,70
Superficies de grava	0,15 a 0,30
Zona con arbolado	0,10 a 0,20
Zonas de vegetación densa:	
Terrenos granulares	0,05 a 0,35
Terrenos arcillosos	0,15 a 0,50
Zonas de vegetación media:	
Terrenos granulares	0,10 a 0,50
Terrenos arcillosos	0,30 a 0,75
Tierras sin vegetación	0,20 a 0,80
Zonas cultivadas	0,20 a 0,40

Puede tomarse como coeficiente de escorrentía medio 0,50.

Las obras de paso o desagüe deben colocarse en todos los puntos donde sea necesario; cada obra servirá una cuenca de superficie determinada y producirá un caudal a evacuar dependiente de ella, de la lluvia máxima considerada y de su duración; el máximo caudal se originará cuando la duración de la lluvia sea igual al tiempo de concentración, que es el preciso para que llegue al punto de desagüe; puede calcularse con el ábaco de la figura 13-2. Si por las dimensiones de la cuenca no pudiese emplearse el ábaco, se utiliza la fórmula $T = \left(\frac{0{,}871\ L^3}{H}\right)^{0{,}385}$, donde T es el tiempo de concentración en horas; L la longitud del recorrido en kilómetros, y H el desnivel entre la cabecera de la cuenca y el punto de desagüe, en metros.

Fórmula de Burkli-Ziegler.

Se aplica para superficies extensas, superiores a 200 hectáreas.

$$Q = 3{,}90\, A \,.\, I_m\, C \sqrt[4]{\frac{J}{A}}\,.$$

en la cual:

Q, caudal en litros/segundos.
A, superficie de la cuenca en Ha.
I_m, intensidad de la lluvia en mm.
J, pendiente media del terreno.
C, coeficiente de escorrentía.

Se puede, como fórmula aproximada, emplear para el cálculo de la sección de la obra de fábrica, la de TALBOT.

$$S = K\sqrt[4]{A^3}\,;$$

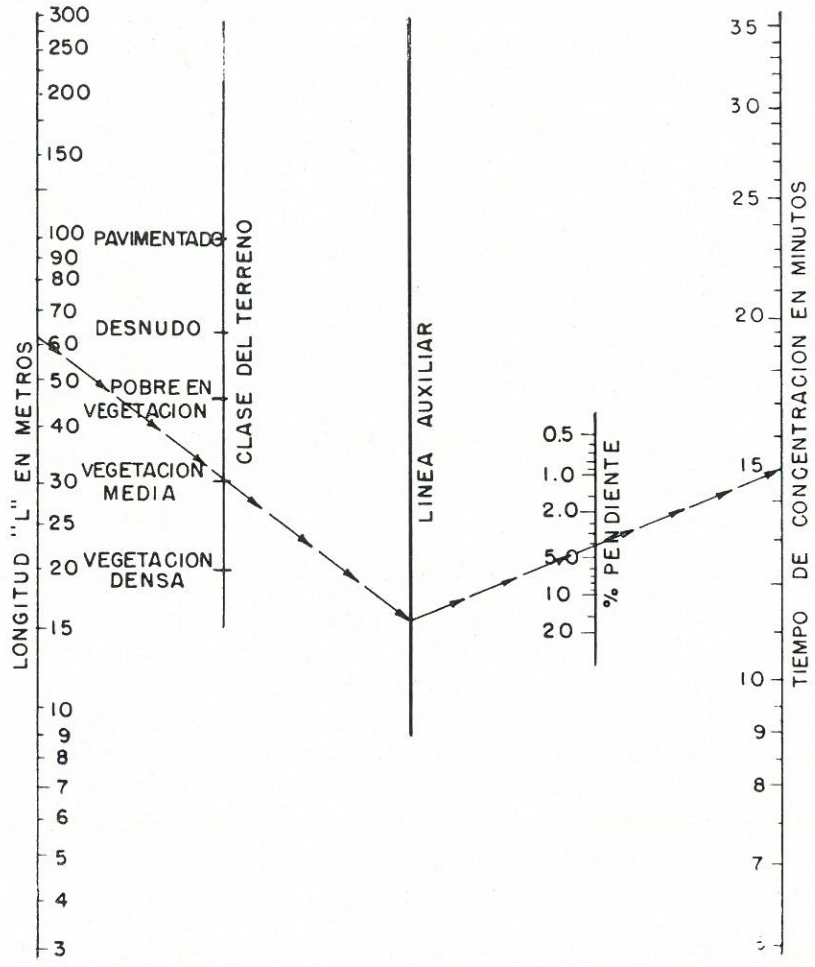


Figura 13-2.

en la cual:

S, es la sección de la obra de fábrica en metros cuadrados.
K, coeficiente variable con las características de la cuenca.
A, superficie de la cuenca en Ha.

Pueden tomarse para valores de *K*:

Terrenos montañosos de fuertes pendientes	0,18
Terrenos ondulados con pendiente moderada	0,12
Valles aislados muy anchos en relación con su longitud	0,09
Terrenos agrícolas con cuenca de longitud tres o cuatro veces al ancho	0,06
Terreno muy llano sujeto a nevadas o inundaciones	0,04

La elección de la intensidad de la lluvia a considerar, base de cálculo de las dimensiones de la obra, habrá de hacerse con sentido, teniendo en cuenta no sólo la eventualidad de que la inundación se produzca, sino también el daño que a la carretera y al tráfico puede ocasionar, y el coste de la obra a proyectar. Es muy aconsejable para la elección de la solución la observación, si las hubiera, de las obras de fábrica próximas y las informaciones de la gente de la localidad. Hay que tener muy en cuenta, que en terrenos determinados, en las lluvias intensas, las aguas pueden llevar grandes arrastres, que si las dimensiones de las obras proyectadas y su pendiente no son adecuadas, las obstru-

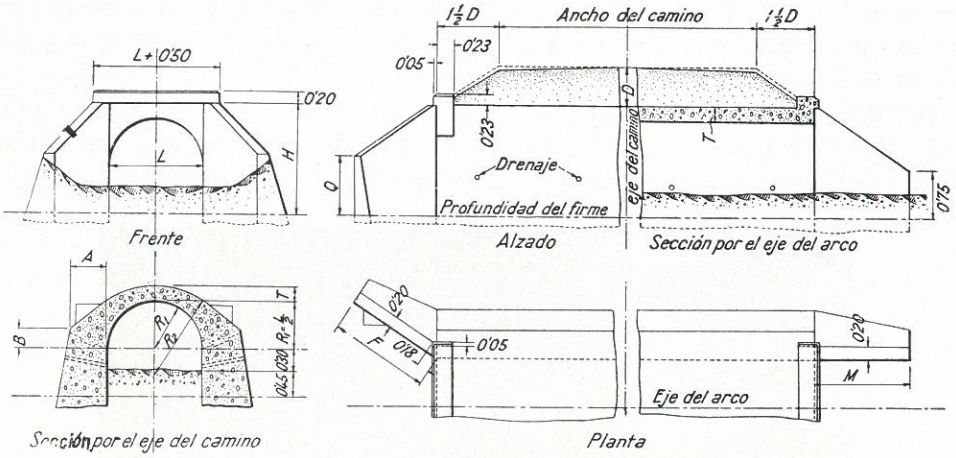


Figura 13-3.

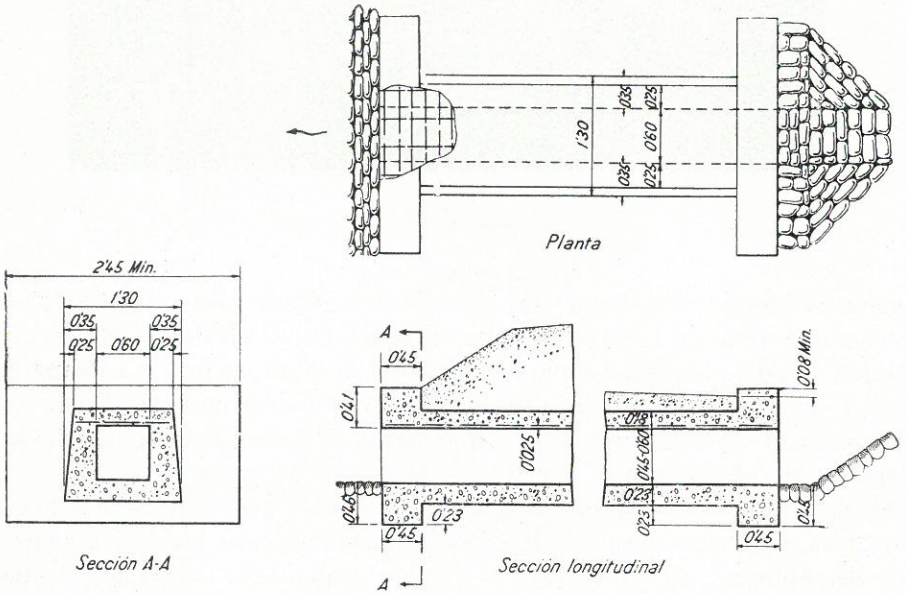


Figura 13-4.

yen; volver a ponerlas en condiciones es difícil y costoso. El autor, en carreteras a media ladera, erosionable y con pendientes fuertes, en la cual las lluvias producían grandes arrastres, tuvo que construir pequeños diques de detención de arrastres de mampostería en seco en los cauces de los arroyos; después de las lluvias era más rápido y económico limpiar los pequeños embalses, que desatascar las obras de fábrica.

Las obras de desagüe pueden ser tubos sencillos o múltiples, tajeas, alcantarillas o pontones (fig. 13-3 y 13-4). Los tubos pueden ser de hormigón armado, o sin armar; especialmente en Estados Unidos se emplean con bastante profusión los de chapa ondulada; en la figura 13-5 puede verse un tubo de drenaje de este tipo. En todo caso, es imprescindible cuidar de proteger la entrada y salida del agua, para que ésta se verifique en condiciones tales que no se produzcan erosiones en el cuerpo de la explanada.

El agua que corre por el terreno y la explanada debe recogerse y desviarse por medio de las cunetas normales (epígrafe **5.13**); cuando éstas tienen solamente la función de recoger el agua superficial, su profundidad puede ser

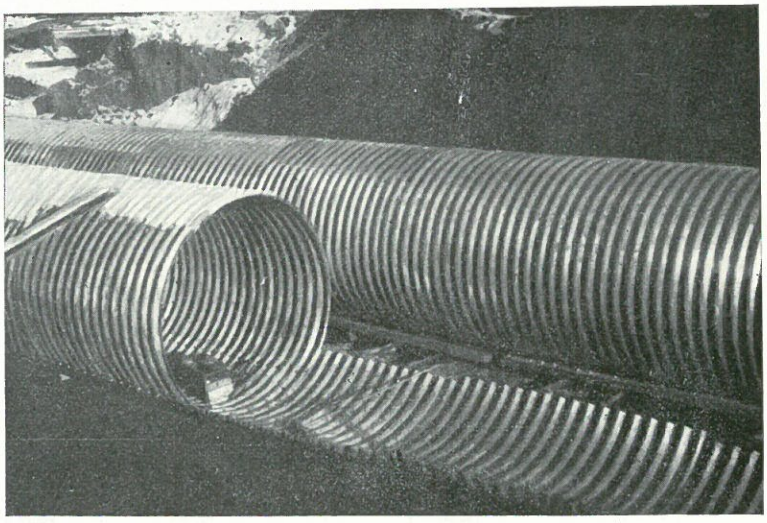


Figura 13-5.

pequeña, la precisa para llevar al punto de desagüe el caudal que ha de recogerse; sus características deberán ser las indicadas en el referido epígrafe. A veces, la cuneta puede proyectarse para evitar que el agua corra por la superficie de un talud; en este caso, se coloca en la parte alta del mismo (fig. 5-14); se evita la erosión de la superficie del talud y que llegue a la zona del firme; estas cuentas se denominan "de guarda".

Otras veces el agua superficial queda detenida por el terraplén que forma la carretera; puede correr a lo largo de él, erosionando su base y, tal vez, originando corrimientos; sino fuese así, al quedar embalsada, empapar la masa de tierra que lo constituye. Para evitarlo hay que dar un desagüe lo más rápido

posible a estas aguas, construyendo, con la sección suficiente, una cuneta de pie para recoger y evacuar el agua que pueda llegar por el terreno; hay que procurar que estas cunetas se desvíen lo más rápidamente posible del terraplén; se denominan de "protección" (fig. 5-15). Si el terreno es muy llano, pueden presentarse dificultades para la rápida evacuación de los caudales recogidos en los distintos tipos de cunetas; en cada caso habrá que buscar la solución económicamente más conveniente, que puede llegar incluso a ser la ejecución de pozos absorbentes, que evacuan el caudal de agua aportada, filtrándola a través de estratos permeables que no afectan a la explanada.

13.4. Drenaje de la plataforma. — El drenaje de la plataforma tiene como fin mantener el firme y las zonas próximas a él perfectamente saneadas. Para ello es preciso: *a*) mantener la capa freática a suficiente distancia de la superficie de la plataforma; *b*) dar fácil salida a las aguas de lluvia que puedan filtrarse a través del firme y paseos para evitar que reblandezcan la plataforma.

Se recomienda que la capa freática quede por lo menos a 1,0 m. de distancia de la superficie de la explanada o plataforma. Cuando no se cumpla

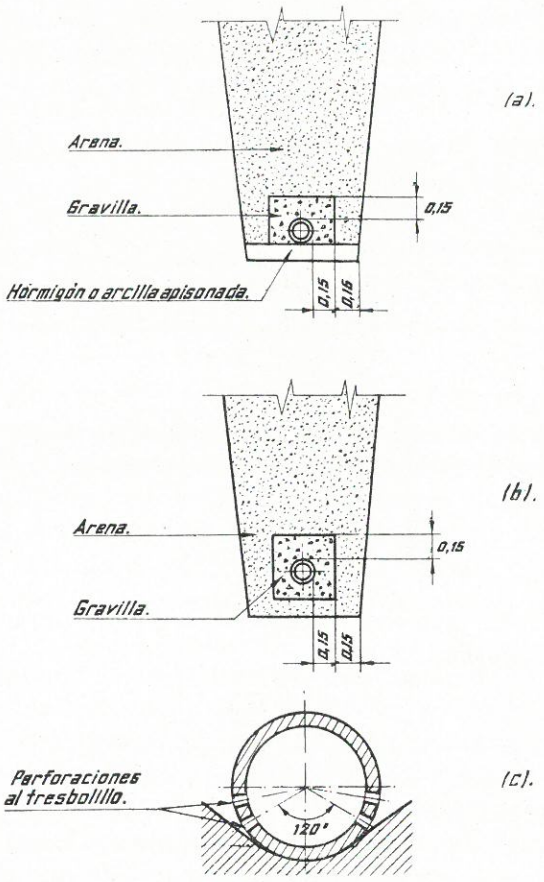


Figura 13-6.

esta condición es preciso bajarla; el procedimiento normal consiste en colocar drenes longitudinales a la profundidad precisa.

Estos drenes (fig. 13-6) consisten en tuberías, con juntas abiertas, perforadas o de hormigón poroso, colocadas en el fondo de zanjas rellenas de material filtrante; el agua, pasando a través del material poroso que rellena la zanja, se recoge y evacua por la tubería; el agua que llega a la zanja llevará normalmente arrastres en suspensión que, al cabo de un cierto tiempo, pueden producir la colmatación del material filtrante e incluso cegar la tubería; si así sucede, el dren dejará de funcionar; como estas obras son enterradas, la vigilancia de la colmatación y saber dónde se ha producido para poder corregirla, es difícil; por ello, para que sean eficaces, hay que construirlas con todo esmero y deben cumplir rigurosamente condiciones que aseguren su eficacia a lo largo de su vida.

En conjunto existen tres elementos: el dren, el suelo y, entre ambos, el material filtrante; entre el suelo y el material filtrante, o entre dos capas consecutivas de éste, se deberán cumplir, según TERZAGHI, las siguientes condiciones:

Para evitar arrastres:

$$\frac{D_{15}\,(\text{filtro})}{D_{85}\,(\text{suelo})} \leq 5\,;$$

siendo D_{15} el tamaño de las partículas que separa el 15 por 100 en peso de material más fino y análogamente D_{85}.

Cuando se trata de suelos arcillosos, sin vetas arenosas o limosas, esta condición se puede simplemente sustituir por: $D_{15} < 0{,}1$ mm. Para que el material filtrante sea suficientemente permeable se debe cumplir:

$$\frac{D_{15}\,(\text{filtro})}{D_{15}\,(\text{suelo})} \geq 5\,.$$

Si el dren está constituido por tubos perforados o son de juntas abiertas, el material que rodee el tubo deberá cumplir la condición:

$$\frac{D_{85}}{\text{Dimensión aberturas}} \geq 2\,,$$

Para evitar que el material filtrante se segregue durante la construcción, su coeficiente de uniformidad

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}\,;$$

no deberá ser superior a 20.

Para drenes pueden emplearse tubos perforados de cerámica u hormigón; se utilizan también los de plástico y material ondulado que deberán tener ranuras u orificios; en los de juntas abiertas éstas tendrán un ancho que oscile en-

tre 1 y 2 cm.; estos tubos tienen el inconveniente de que es preciso vigilar muy cuidadosamente su colocación para que las juntas sean de la dimensión correcta. Los tubos de hormigón poroso, que exige la instrucción española, deben tener una superficie de absorción mínima del 20 por 100 de la superficie total del tubo y una capacidad de absorción mínima de 50 l./min. por decímetro cuadrado de superficie, bajo una carga hidrostática de 1 Kg./cm.^{2}. En España se usan preferentemente los tubos de cerámica u hormigón; han empezado también a utilizar el plástico; las tuberías, cuando van enterradas en zona en la cual pueda dejar de sentir la acción de las cargas del tráfico, deberán tener sobre ellas una capa de tierra como mínimo de 50 cm. para los diámetros menores y 80 centímetros para los de diámetro de 30 centímetros.

La pendiente mínima será de 0,5 por 100; excepcionalmente se podrá bajar a 0,2 por 100, pero en este caso la tubería deberá ir asentada sobre un lecho de hormigón para asegurar que su posición es correcta e invariable.

En los drenes se dispondrán, a intervalos regulares de 10 a 30 m., registros que permitan comprobar su buen funcionamiento y realizar, si es preciso, su limpieza; por esta razón deberán colocarse siempre en todos los cambios de alineación, para poder introducir y manejar aparatos de limpieza.

Hay que procurar dar salida lo más rápidamente posible al agua de los drenes, disponiendo al efecto su evacuación a cunetas exteriores, colocadas al pie del terraplén o bien a zonas desde donde pueda alejarse rápidamente de la carretera.

Cuando se emplean drenes con juntas abiertas, generalmente se colocan sobre una base impermeable de arcilla u hormigón (fig. 13-6, *a*); cuando se trata de tubos perforados, suelen tener los orificios sólo en una mitad y se colocan éstos hacia abajo sobre el material filtrante; así es más difícil que se atasquen. Es conveniente adoptar una disposición análoga a la de la figura 13-6, *c*, dejando el tercio inferior (120°) sin perforaciones para que sirva de canaleta para el agua.

Las zanjas del dren se deben, en general, rellenar en su parte superior con un suelo impermeable, incluso en algunos casos formando una cuneta superficial revestida de hormigón; se evita así que las aguas superficiales puedan penetrar, con los arrastres que siempre llevan, en el material de relleno, colmatándolo. Antes se usaban mucho los llamados "drenes franceses" o ciegos, formados por zanjas rellenas de piedra en grueso; tienen el inconveniente de que se colmatan fácilmente, y por esta causa hoy día se emplean preferentemente los de tuberías.

Además de mantener la capa freática a la profundidad debida, es preciso dar fácil salida al agua que se filtre a través del pavimento y los paseos. A primera vista se pudiera pensar que es imposible que se filtre el agua a través de una capa de hormigón asfáltico cerrado o de un firme de hormigón hidráulico. En la práctica, no es así. Un firme asfáltico de granulometría abierta es bastante permeable; pero aunque sea de granulometría cerrada hay que contar que siempre se pueden producir desigualdades donde se embalsa el agua que se filtra después por fisuras que, inevitablemente, se forman cuando el firme en-

vejece; además, existen otros caminos para penetrar el agua en la base del firme, como los contactos con los bordillos y otras estructuras colocadas en el pavimento, los paseos o árcenes, que no suelen ser impermeables, y las juntas en los firmes de hormigón. Para dar salida a esta agua se colocan sub-bases permeables entre el firme y la plataforma; es conveniente que la constitución del firme sea tal que la permeabilidad de los materiales que lo forman vayan creciendo con la profundidad. Se puede lograr la evacuación del agua drenando transversal o longitudinalmente. En general, se drena transversalmente, dando salida al agua hacia los bordes de la explanación. Para ello se da a la plataforma de apoyo de la sub-base una pendiente transversal de 3 a 5 por 100. La sub-base se prolonga por debajo de los paseos hasta salir al talud del terraplén, a la cuneta o

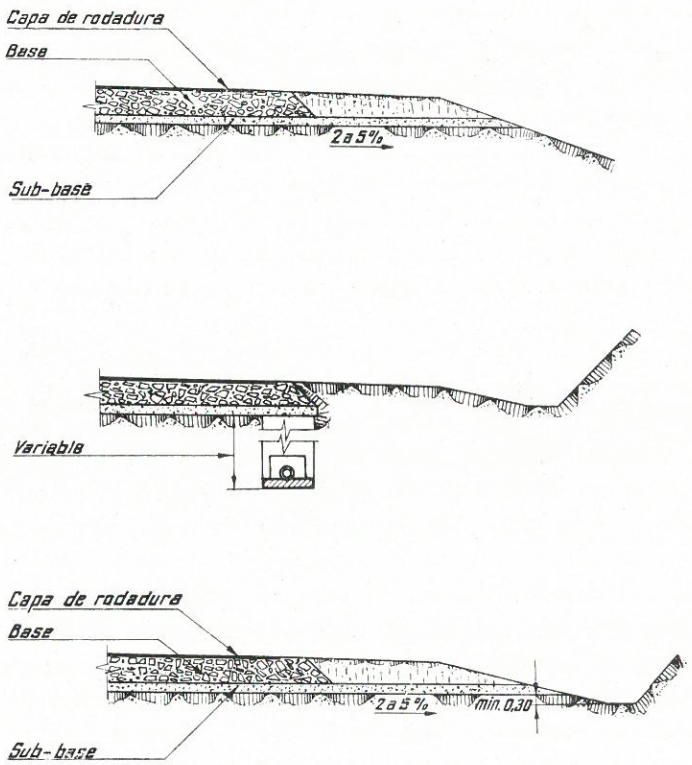


Figura 13-7.

a zanjas de drenaje longitudinal (fig. 13-7). Cuando la carretera tiene una pendiente longitudinal fuerte, el dren longitudinal no resulta eficaz y puede ser conveniente construir, a intervalos regulares, drenes transversales para cortar las aguas que discurren a lo largo de la plataforma.

No hay que olvidar el drenaje de la plataforma durante la construcción, cuando no existe la impermeabilización que el firme produce y, por tanto, se puede acumular, si no se han tomado las precauciones debidas, una cantidad

de agua en la caja, que reblandezca el suelo; si éste es arcilloso, eliminar este exceso de humedad es lento, y en casos, económicamente imposible.

La sub-base, además de su papel como elemento filtrante, tiene otras funciones que cumplir como elemento propiamente constitutivo del firme. Una de ellas es evitar que la arcilla de la plataforma se infiltre en el firme; para ello, ha de tener la granulometría adecuada. Habrá de ser estable para soportar las cargas que les transmita el tráfico y, además, sus características tales que sea posible compactarla con facilidad.

En la tabla 13-I se dan las granulometrías que la A.A.S.H.O. recomienda para sub-bases; la fracción que pase por el tamiz número 200 (0,074) no será superior a los dos tercios de la que pase por el tamiz número 40 (0,42 mm.). La fracción que pasa por el tamiz número 40 tendrá un límite líquido no mayor de 25, y un índice de plasticidad no superior a 6. El espesor mínimo que se debe dar a la sub-base, por razones constructivas, es de 10 cm. después de compactada. La densidad será, por lo menos, el 100 por 100 de la densidad de Proctor, y es recomendable elevar este límite cuando se disponga de los medios de compactación adecuados. La dureza de los materiales que componen la sub-base será tal que, el retenido en el tamiz número 10, dé un coeficiente de Los Angeles no superior a 50; es recomendable rebajar este límite siempre que económicamente sea posible.

TABLA 13-II.

Designación del tamiz	Abertura en mm.	TANTO POR CIENTO QUE PASA					
		Granulometría A	Granulometría B	Granulometría C	Granulometría D	Granulometría E	Granulometría F
2"	50,8	100	100	—	—	—	—
1"	25,4	—	75-95	100	100	100	100
3/8"	9,52	30-65	40-75	50-85	60-100	—	—
Núm. 4 ...	4,76	25-55	30-60	35-65	50- 85	55-100	70-100
» 10 ...	2,00	15-40	20-45	25-50	40- 70	40-100	55-100
» 40 ...	0,42	8,20	15-30	15-30	25- 45	20- 50	30- 70
» 200 ...	0,074	2,8	5-20	5-15	10- 25	6- 20	8- 25

13.5. Drenaje profundo general. — A veces el drenaje de la plataforma no es suficiente. Los movimientos pueden producirse no solamente en la zona afirmada, sino con carácter general en los desmontes y terraplenes. No es posible dar soluciones generales; cada caso particular habrá que actuar según resulte de un estudio geológico y geotécnico detenido. La mayoría de los movimientos de esta clase se deben a la presencia de agua, y es necesario corregirlos con un drenaje adecuado. Antes de tomar ninguna medida, es preciso conocer bien por

dónde y en qué forma se encuentra, o cómo circula el agua; a veces se trata simplemente de manantiales que hay que captar o capas freáticas más o menos permanentes, cuya posición hay que variar; otras veces, las causas no son tan claras, por ejemplo, existencia de capas de agua a presión, situadas entre estratos impermeables. Puede, en climas sometidos a sequía en verano pero con lluvias fuertes en invierno, que el terreno se deseque y fisure en la época de calor hasta profundidades considerables; las aguas de lluvia tienen así fácil acceso al suelo por las fisuras, y son causas de los corrimientos. Cada caso presentará características especiales que hay que estudiar detenidamente; en llegar a una solución acertada, el ingenio y la práctica del técnico jugarán papel importantísimo.

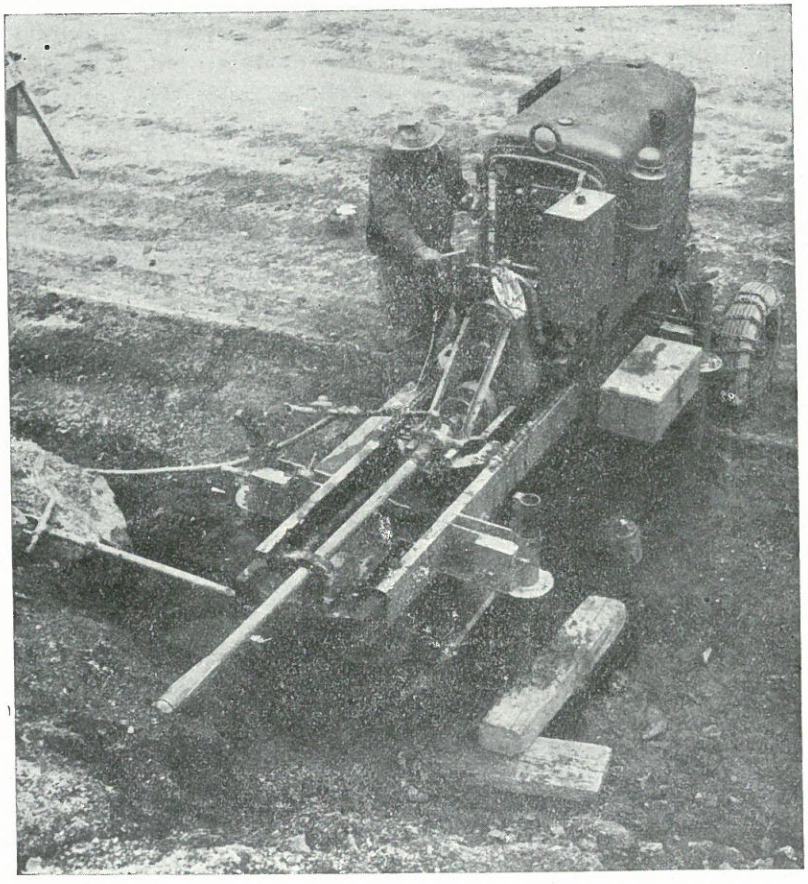


Figura 13-8.

Para drenar, la solución más corriente es construir galerías y pozos de drenaje con paredes o bóveda permeable que recogen y evacuan el agua que a tra vés de ellas se filtra.

Una variante de las galerías de drenaje son los drenes horizontales o de California. Están formados por tubos perforados, hincados en el terreno, con

una cierta inclinación para que puedan evacuar el agua: la perforación se ayuda con agua inyectada a presión que, al salir, arrastra los productos de la excavación; una vez hecha le perforación, se reviste con un tubo de acero perforado; la profundidad de los drenes debe ser en cada caso la necesaria para eliminar el agua de la zona que se desea sanear; al construir estos drenes, cuando tienen gran profundidad en terrenos movedizos, se suelen encontrar cuerpos duros que pueden desviar o incluso impedir el avance de la perforación; una de las dificultades mayores del sistema es la frecuencia con que se producen desprendimientos en el conducto perforado antes de hincar el tubo de revestimiento. El diámetro de las perforaciones varía de 10 a 15 cm., y el de los tubos de revestimiento es ligeramente inferior. La separación a la cual se colocan los tubos es variable, de 7 a 30 m.; la pendiente, del 5 al 15 por 100. La utilización de maquinaria moderna, es fundamental para evitar dificultades prácticas de aplicación.

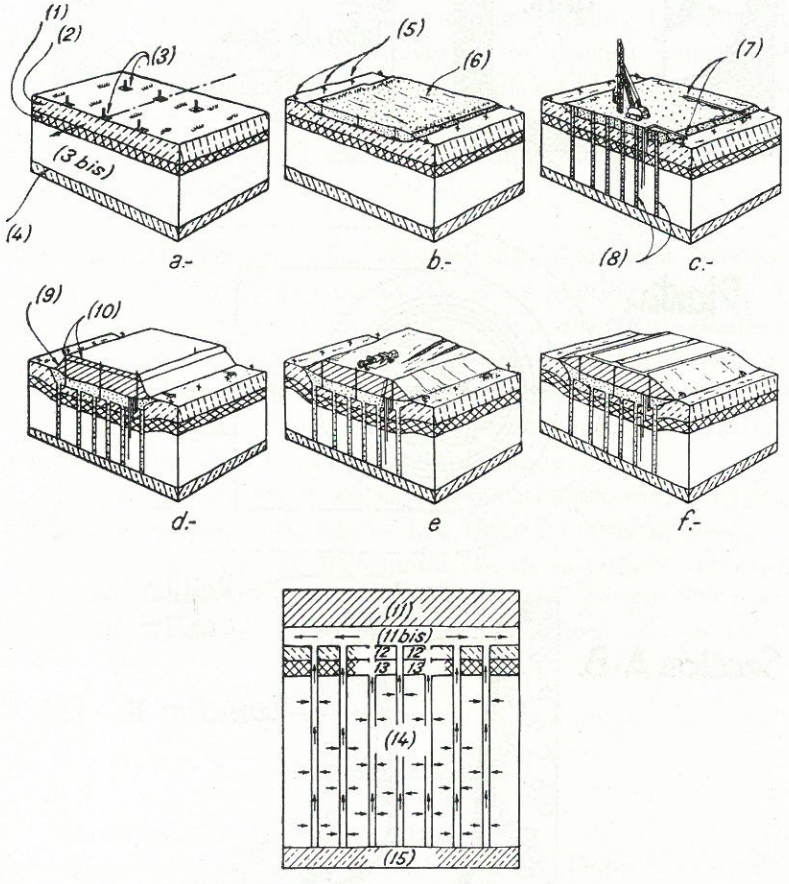


Fig. 13-9. — 1, estrato inundado de arcilla blanda y cieno; 2, mezcla de materia orgánica y cieno; 3, drenes; 3 bis, arcilla blanda y limo; 4, terreno firme: arcilla, cieno y arena; 5, paseo; 6, relleno de arena; 7, drenes horizontales; 8, drenes verticales; 9, terraplén; 10, sábana de arena; 11, firme; 11 bis, capa de arena; 12, materia orgánica y cieno (2); 13, arcilla inundada y cieno (1); 14, arcilla blanda y limo (3 bis); 15, terreno firme (4); *a*) terreno natural; *b*) se extiende el relleno de arena; *c*) se hincan drenes verticales; *d*) y *e*) ejecución del terraplén; *f*) ejecución del pavimento.

El sistema ha demostrado su eficacia en los años que se lleva usando. Hay que conservar limpias las tuberías para mantener su rendimiento; en el Estado de California se limpian mecánicamente por medio de una varilla que penetra dentro del dren, y que realiza la labor de limpieza, ayudada por agua inyectada a presión. En la figura 13-8 puede verse una fotografía de la maquinaria empleada en la perforación, hincando un dren.

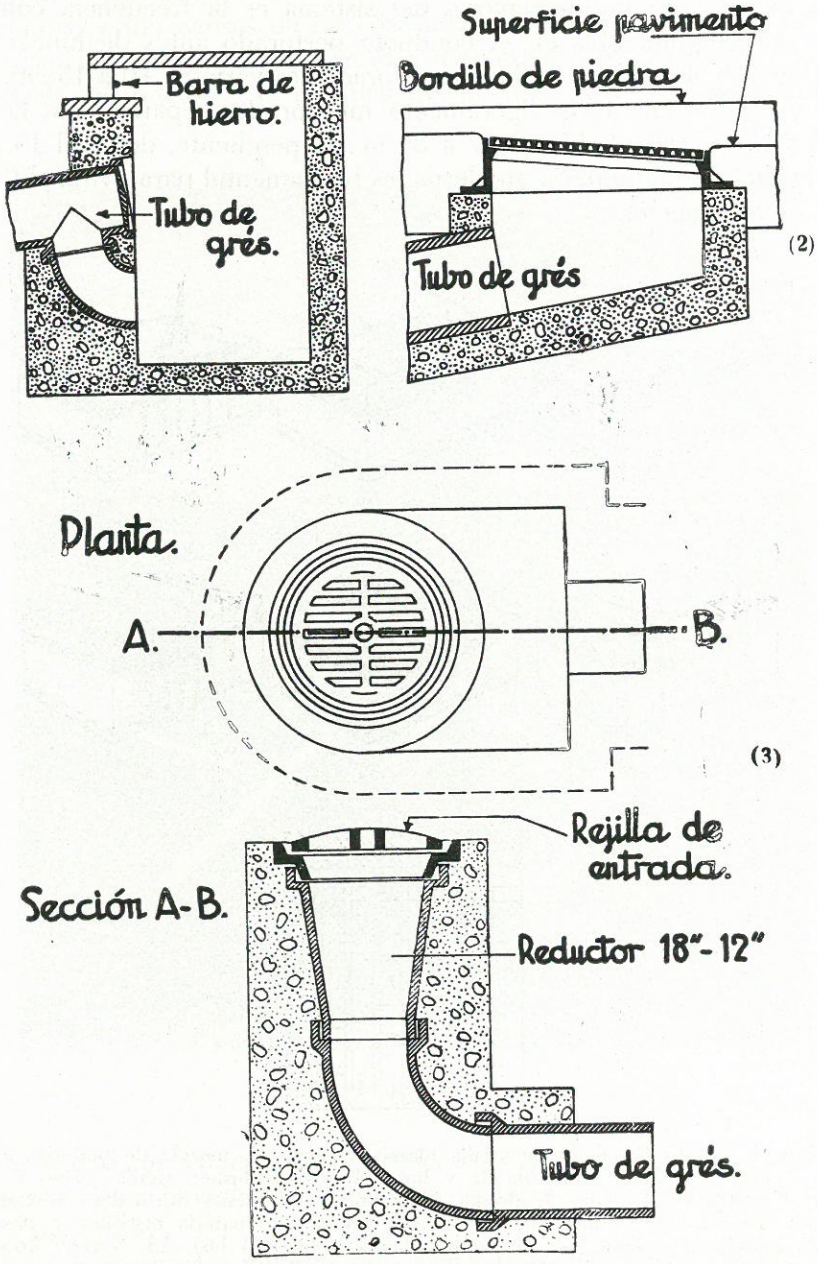


Figura 13-10.

13.6. Consolidación del terreno mediante drenes verticales. — A veces sucede que es preciso construir la carretera atravesando zonas formadas por suelos muy compresibles, tales como arcillas blandas, turbas, etc. Al cargar estos tipos de suelos con terraplenes, se puede producir su rotura y, en todo caso, se ocasionan asientos considerables que hay que evitar. Este tipo de problema se sale, en realidad, del general de drenaje. Sin embargo, se puede asimilar a él, teniendo en cuenta que, en definitiva, se trata de suprimir en forma conveniente la presión del agua intersticial contenida en la arcilla.

El problema consiste en aumentar la resistencia a esfuerzo cortante del terreno a medida que el terraplén va aumentando en altura, con objeto de que no llegue a producir rotura y, por otro lado, en conseguir que los asientos se produzcan, en su mayor parte, en un período reducido de tiempo para construir el firme en condiciones de garantía. Si el espesor de la capa compresible es grande, lo será el tiempo que tardará en consolidar. La construcción de drenes verticales de arena (figs. 13-9) acelera este proceso considerablemente, pues disminuye la distancia a recorrer por el agua en el suelo compresible, que es expulsada a través de los drenes hasta la capa superior del material filtrante que comunica con el exterior. El cálculo y detalles de estos drenes se recoge en numerosas publicaciones.

13.7. Drenaje en vías urbanas. — En vías urbanas el agua se evacua al alcantarillado por medio de sumideros (fig. 13-10); éstos pueden tener un dispositivo donde sedimentan los acarreos o ser de acometida directa la alcantarilla; si se emplean los primeros, la alcantarilla será más fácil de conservar, pero habrá que cuidar de la limpieza de los depósitos; de no hacerlo, se llenan de acarreos que frecuentemente entran en putrefacción, produciendo olores al exterior; los depósitos pueden llegar a cerrar la entrada del agua.

Hay que cuidar de establecer los sumideros siempre en los puntos bajos y donde concurran las corrientes de aguas. Los tipos de sumideros (2) y (3) (figura 13-10) son más eficaces que la disposición (1), en la cual es fácil que el agua pase la entrada de la boca, entrando sólo una pequeña proporción, especialmente si se colocan en vías con pendiente, donde el agua va con velocidad elevada.

BIBLIOGRAFIA

K. TERZAGHI: *Theorical Soil Mechanics*, 1948.

R. A. BARRON: "Consolidation of fine Grained Soils by Drain Wells". *Transactions ASCE*, vol. 113, 1948.

S. A. OIKO: "Some Practical Aspects of Sand Drain stabilization". *Proceedings ASCE*, volumen 80, 1954.

O. J. PORTER and L. C. URQHART: "Sand Drains expedite Stabilization of Marsh Section". *Civil Engineering*, Jan. 1952.

Instrucción española sobre el drenaje de carreteras. Ministerio de Obras Públicas

CAPITULO XIV

TUNELES

14.1. Resumen histórico. — Cuando, al proyectar un camino, se encuentra un macizo montañoso, puede ser más económico que pasar por el puerto, perforar la montaña con un túnel, logrando una importante reducción de la longitud a recorrer; la primera razón de existencia de un túnel es acortar el trazado y obtener una economía en la construcción o explotación de la vía. Hay otros casos en los cuales se podría ejecutar el trazado en trinchera, pero con grandes cotas de desmonte, antieconómicas de construcción, difíciles y peligrosas de conservación; entonces el tramo se realiza en túnel, más económico por metro lineal de camino. El trazado de vías rápidas urbanas — metropolitanos — exige la construcción subterránea para evitar la ocupación de una parte de la superficie de la calzada y asegurar, sin peligro para el tránsito, una velocidad comercial conveniente del ferrocarril. Por último, hay casos en los cuales el cruce de caminos ordinarios con grandes ríos se hace por debajo del agua, para dejar el paso libre a la navegación por la superficie, y asegurar la continuidad de circulación de la vía. Se realizan también túneles y galerías para conducción de aguas potables o usadas, o para alojar los servicios urbanos de luz, teléfono, agua, etc.

Desde la más remota antigüedad el hombre trabajó para abrirse paso por el interior de la tierra: las galerías del Alto Egipto y de la India, para dar acceso a los templos y las tumbas, son los vestigios más primitivos que existen de trabajos de esta clase. Hay que detenerse, con admiración, al considerar las tremendas dificultades que aquellos hombres tenían que vencer; toda la herramienta era manual, y se recurría, para la excavación en roca, al ingenioso sistema del fuego, que consistía en calentarla, haciendo arder leña junto a ella, y luego enfriarla rápidamente con agua para producir su agrietamiento y hacer más fácil la excavación.

Los romanos construyeron un gran número de alcantarillas, algunas de considerables dimensiones. Las catacumbas, que los primeros cristianos ejecutaron, son hoy admiración del visitante de Roma. Se construyeron también gran número de túneles para conducir agua con destino al abastecimiento o el riego; el más importante fue la galería del lago Fucino, destinada a aprovechar sus aguas para el riego; esta obra, realizada en tiempo del emperador Claudio, tiene una longitud de 5.635 m.; para ejecutarla se abrieron 40 pozos, duró once años y en ella fueron empleados 30.000 hombres.

Nada importante se hizo durante la Edad Media ni en los primeros siglos de lo Moderna. En los comienzos del XVIII, la posibilidad de utilizar la pólvora como auxiliar de la excavación fue sancionada por la experiencia; ello representó un avance trascendental para la técnica de construcción de túneles.

A principios del siglo XIX, Napoleón, para la carretera del Simplón, construyó seis túneles, el más largo de ellos de 200 m. de longitud. En 1798 se inició el estudio del túnel bajo el Támesis, que tuvo que ser abandonado en su iniciación (1800); se reanudaron los trabajos en 1825, y en 1843 fueron terminados bajo la dirección del ingeniero Brunnel; el túnel está formado por dos galerías paralelas, de 4,20 y 4,80 m. de diámetro; ocurrieron durante su construcción gran número de accidentes que costaron bastantes vidas y sumas importantes de dinero. Se invirtieron en la obra 31.968 libras esterlinas por metro lineal de la doble galería; este túnel sigue hoy en servicio.

La aparición del ferrocarril, con pendientes máximas mucho más reducidas y radios mayores que las del camino ordinario, hizo imprescindible, para algunos recorridos, la construcción de túneles importantes. El primero de gran longitud que se construyó fue el de Mont Cenis, o Cenisio, de los italianos, en la línea férrea que había de unir Francia e Italia. Tiene una longitud de 12.220 metros, de los cuales, 6.790 están en territorio italiano, y el resto, en francés; está construido para doble vía, con una cota media de 1.300 m. y una máxima de 1.600; en su realización se tardó trece años, siendo inaugurado el 12 de septiembre de 1871. Los trabajos de perforación de este túnel se iniciaron a mano, pero durante su ejecución se empleó por primera vez la perforación con aire comprimido y, gracias a ella, los trabajos pudieron ser terminados en un plazo relativamente reducido; su coste total fue de 70 millones de liras, en vez de los 38 millones a que ascendía el presupuesto del proyecto.

El túnel de San Gotardo se inició poco tiempo después, en 1872, con el fin de unir Italia con Suiza; tiene una longitud de casi 15 Km. y una altura máxima de tierra de 1.140 m.; está construido para doble vía. Fue interesante, en los trabajos de este túnel, la exactitud del replanteo; atacado por dos bocas, se encontraron a 7.744 m. de la Norte, con un error lateral de 33 cm. y 5 cm. de nivel. Los trabajos se terminaron en el año 1880, o sea a los siete años y medio de comenzados.

A fines de siglo, el 13 de noviembre de 1898, comenzaron los trabajos del túnel del Simplón, hasta hoy el mayor del mundo, con una longitud de 19.825 metros, trazado entre Italia y Suiza; tiene una cota máxima de 2.146 m. y está constituido por dos galerías, unidas cada 200 m. La principal dificultad con que se tropezó fue la gran cantidad de manantiales, 237, que llegaron a producir un caudal de más de 100.000 $m.^3$ al día, con temperaturas variables entre los 10 y los 52° C. El avance mensual medio fue de 247 m., alcanzándose esta cifra, indudablemente, por el acierto de proyectar dos galerías paralelas, con lo que se redujeron, en gran proporción, las dificultades de construcción. La obra se terminó el 6 de julio de 1905.

Recientemente se ha terminado el túnel de los Apeninos, en la línea Milán-Bolonia-Roma; tiene una longitud de 18.500 m.; las principales dificultades encontradas fueron debidas a las arcillas de estructura laminar, que originaron enormes empujes, obligando a un sistema especial de trabajo.

Aparte de estos túneles, los más notables del mundo, merecen citarse el túnel de Loetchberg, entre Italia y Suiza (14.536 m.); el de Moffat (9.600 m.),

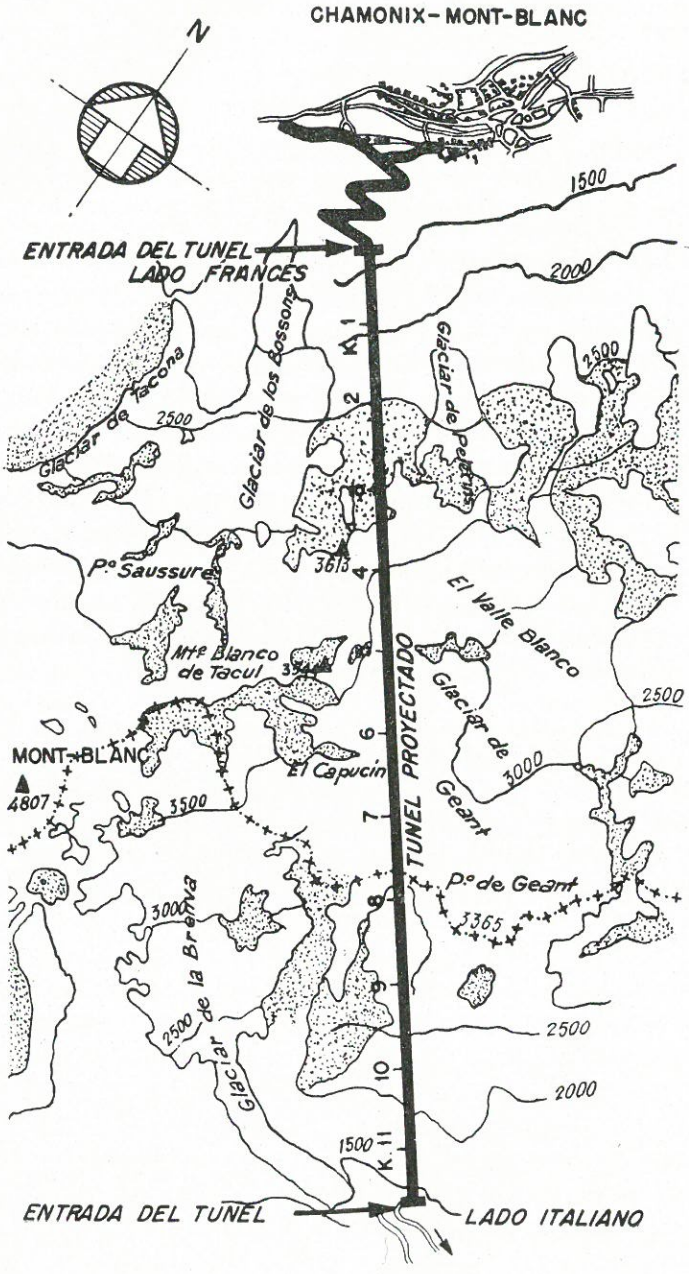


Fig. 14-1. — Túnel del Mont-Blanc. Planta.

en los Estados Unidos, y el de Tanna, en el Japón, donde hubo que luchar con enormes caudales de agua.

En España, el primer túnel importante fue el de la Argentera, de 4.043,75 metros, obra del Ingeniero de Caminos D. Eduardo Maristany, Marqués de Argentera; está situado en la línea del ferrocarril de Madrid a Barcelona, en Argentera, provincia de Tarragona. El de Canfranc, entre España y Francia, en la provincia de Huesca, tiene una longitud de 8,5 Km.; su sección es para vía única, ancho europeo. El de Padornelo, en el ferrocarril de Zamora a Coruña, con una longitud de 5.949,15 m., ha sido el último de importancia terminado.

Los túneles importantes bajo grandes ríos son: el del Tamésis, en Londres, el primero en su clase, y los del Hudson, en Nueva York; del Escalda, en Amberes; de Hamburgo, de Liverpool y del Mosa, en Rótterdam.

En las antiguas carreteras, los túneles a través de grandes macizos eran raros y generalmente de pequeña longitud, como los de los Alpes, construidos a principios del siglo pasado por orden de Napoleón I; hoy día, la necesidad de adaptar el trazado de los modernos caminos ordinarios a grandes velocidades específicas, ha obligado a recurrir al empleo frecuente de túneles; en Norteamérica, España, Italia y Alemania, las carreteras y autopistas tienen túneles que alcanzan, en algunos casos, longitudes importantes; las características del tráfico que han de servir, no en su construcción, que es similar a las de los

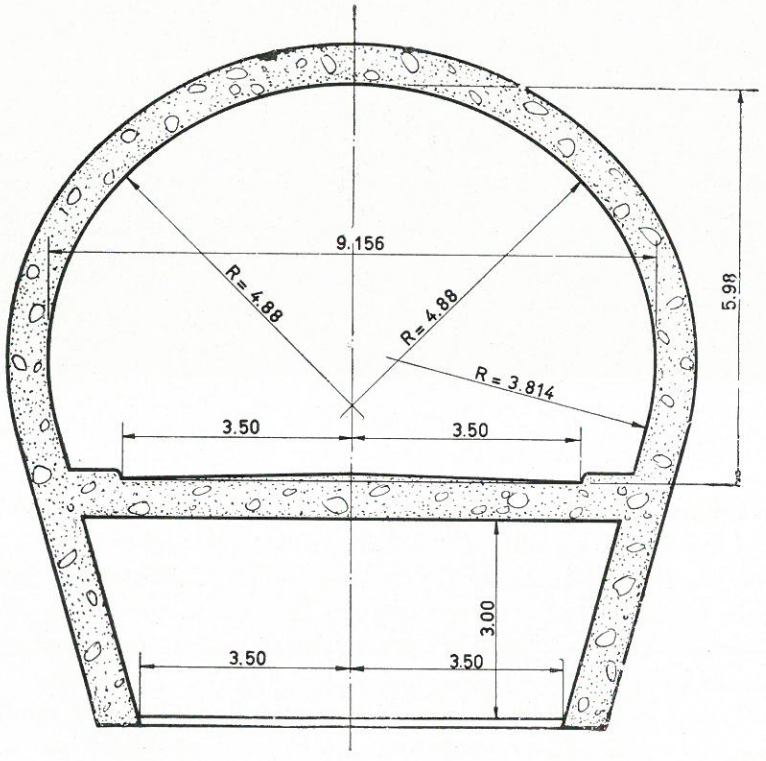


Fig. 14-2. — Túnel del Mont-Blanc. Sección.

túneles para ferrocarriles, sino en su explotación, plantean problemas nuevos y de importancia cuando el tráfico es considerable.

Hoy día existen construidos túneles de carreteras de gran longitud; el más importante es el del Mont Blanc, entre Francia y Suiza, con una longitud de 11.600 m. (figs. 14-1 y 14-2), terminado en 1965; el Grand Saint Bernard entre Suiza e Italia, con 5.828 m. de longitud; el de Belchen, en Suiza, con 3.180 metros; en España, los de Los Leones de Castilla (fig. 14-3 y 14-4), entre las provincias de Madrid-Segovia, con 2.850 m., inaugurado en diciembre de 1964, y financiado por medio de peaje; el de Viella, en el Valle de Arán, con 4,5 kilómetros, que fue durante bastante tiempo el más importante de carretera; túneles menores existen hoy muchos. Es el túnel la solución elegante y de gran utilidad para un trazado moderno, especialmente, los túneles relativamente cortos

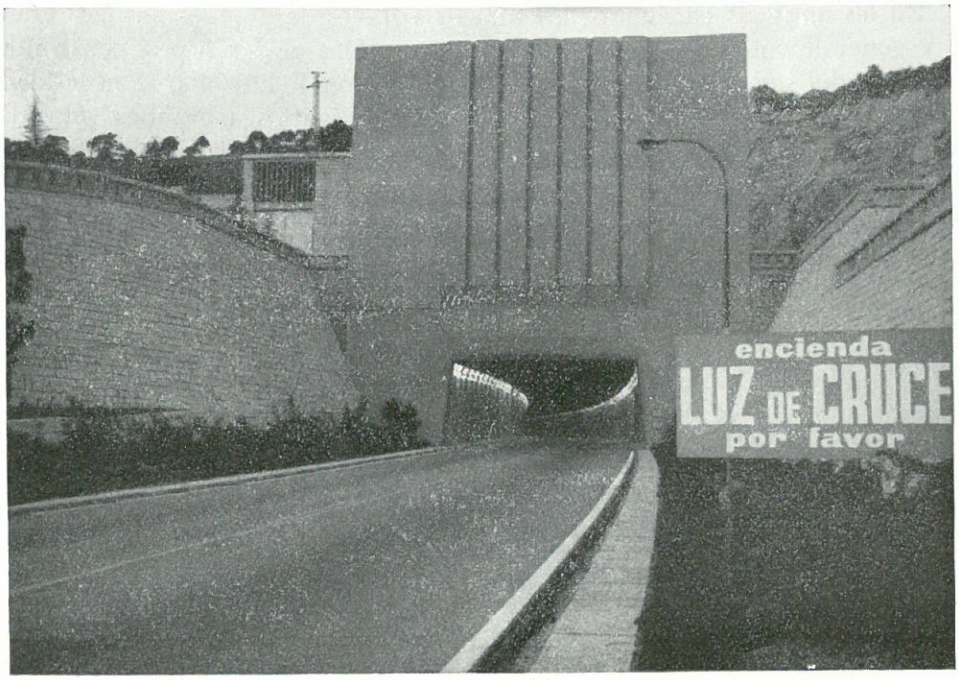


Figura 14-3.

que no presentan las dificultades, a veces grandes, del túnel largo, donde la partida de imprevistos es muy elevada y el coste por metro cúbico, alto; los túneles cortos, de longitud menor de 500 m. y, frecuentemente, gemelos, uno para cada dirección de tráfico, son solución hoy ampliamente usada en las carreteras modernas; pueden lograrse apreciables economías, por reducción de longitud del trazado.

Como los problemas de construcción son similares independientemente del fin que el túnel ha de servir, carretera o ferrocarril, por ello nos referimos en este capítulo indistintamente a unos u otros.

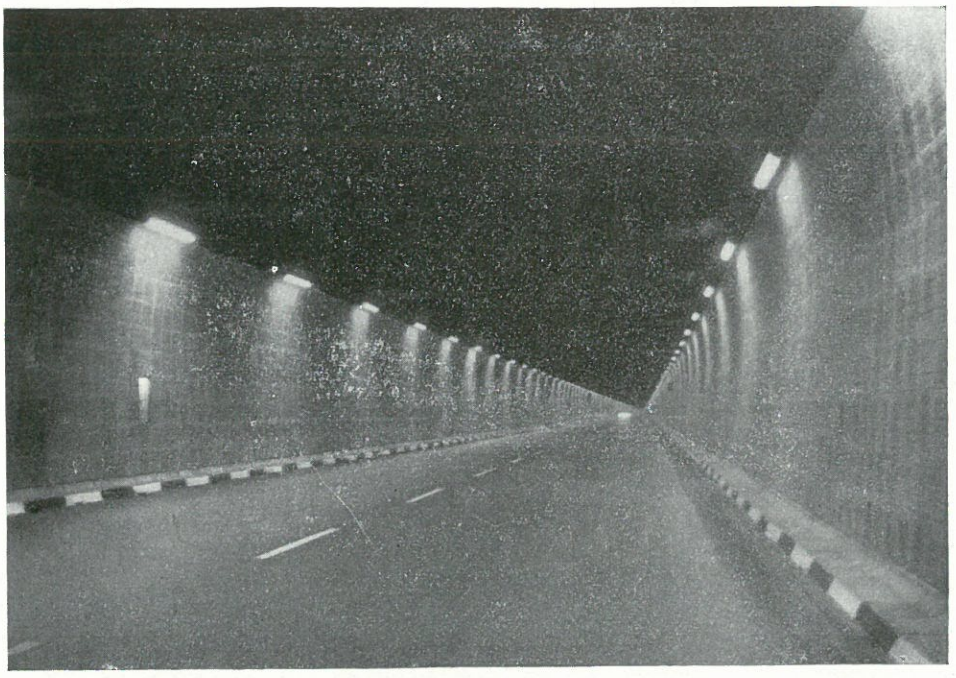


Figura 14-4.

Por cuanto a la explotación se refiere, en los túneles para vehículos automóviles existen problemas específicos difíciles y costosos de resolver, como son los de ventilación e iluminación, cuya importancia económica puede, en algunos casos, pesar decisivamente e incluso lleva a fijar el medio de transporte; así, por ejemplo, en el proyecto de túnel bajo el Canal de la Mancha, se ha elegido el ferrocarril como medio de transporte por evitar las dificultades que presentaría la ventilación si los usuarios fueran automóviles valiéndose de sus propios medios. Los problemas de ventilación disminuyen mucho de importancia e incluso llegan a desaparecer en túneles de longitud inferior a los 500 metros; con longitudes reducidas puede, económicamente, suprimirse también la iluminación construyendo dos túneles gemelos.

EL PROYECTO

14.2. Trazado en planta. — El trazado de un túnel en planta está subordinado a la situación de las dos bocas. Generalmente es una recta, pues no suele haber razón para intercalar alineaciones curvas; en algunos casos puede ser preciso emplear curvas para ajustar la planta al paso por puntos determinados, debido a razones de construcción, por ejemplo, situación de pozos de ataque; puede, asimismo, convenir, por causas geológicas, separarse de zonas determinadas, donde el estudio del terreno haga prever dificultades de construcción. Algunas

veces, las dos bocas del túnel están situadas con gran diferencia de nivel, que se gana por desarrollo del túnel, que ha de proyectarse con planta curva helicoidal; ejemplo, la subida del puerto de Pajares, en España (fig. 14-5), y los túneles del valle del Ticino, en Italia, entre Giornico y Airolo (fig. 14-6); estas soluciones se han empleado hasta ahora únicamente en túneles, para ferrocarril; los de carretera, tienen todos planta prácticamente recta. En el caso de

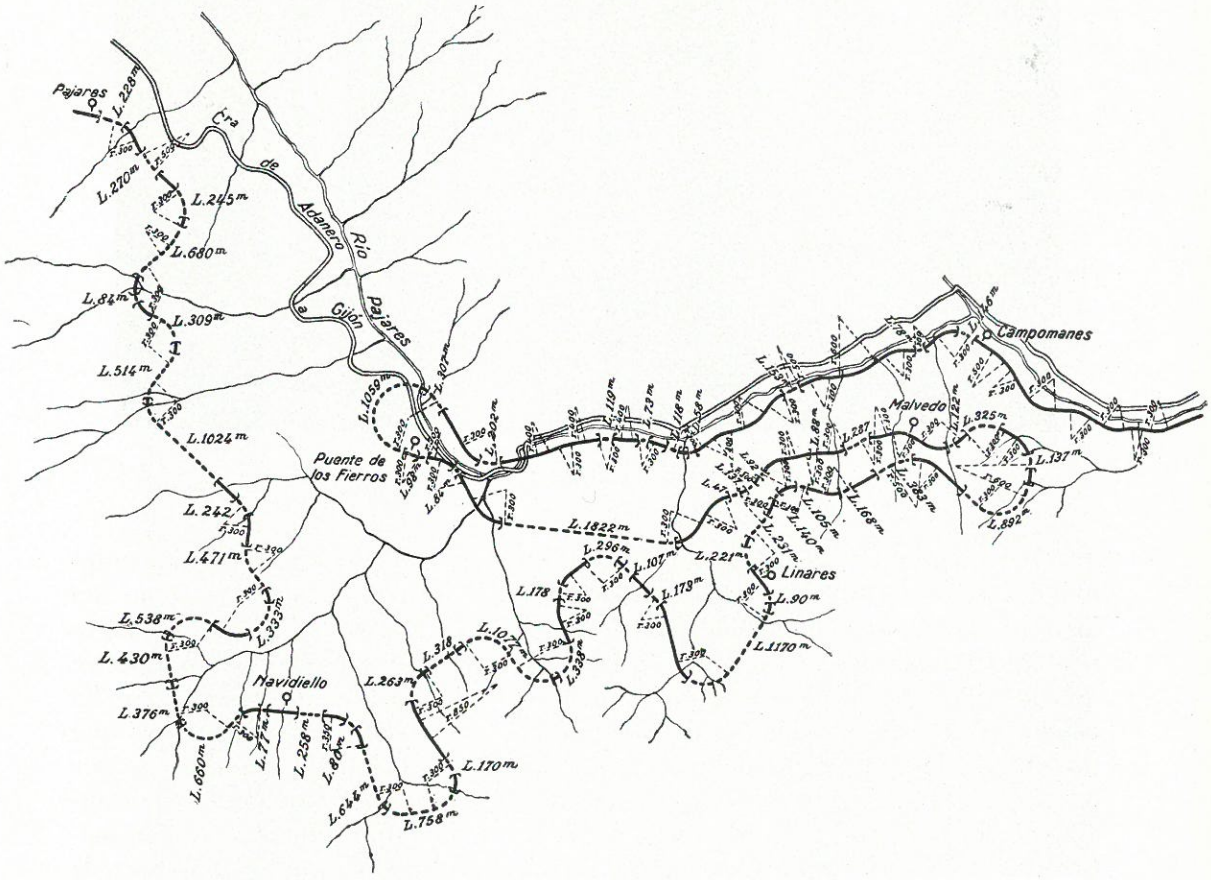


Fig. 14-5. — Trazado ferroviario para el paso del puerto de Pajares (Asturias); la mayor parte de los túneles tienen planta en curva.

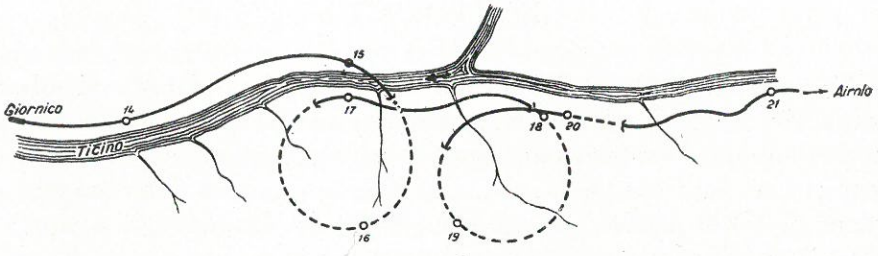


Fig. 14-6. — Túneles en lazo en el valle del Ticino (Italia).

planta recta, con entrada en curva, para mayor facilidad de replanteo, se prolonga el túnel por unas pequeñas galerías rectas, llamadas falsa embocadura; así se ha hecho en la boca sur del Simplón y en el San Gotardo.

14.3. Trazado de perfil. — Al fijar las pendientes longitudinales, habrá que tener en cuenta:

a) Que el coeficiente de rozamiento por rotación en el interior del túnel, disminuye debido a la humedad del ambiente, circunstancia a considerar al elegir el tipo de firme para la calzada, con objeto de evitar accidentes de circulación.

b) Evacuación del agua del túnel: es una necesidad que hay que servir durante la construcción y la explotación; en determinadas circunstancias puede representar un gasto importante, si los caudales de agua son grandes. La solución más económica es la evacuación por gravedad; ello exige, como mínimo, una pendiente longitudinal de los canales de 3 mm. por metro. Cuando no sea posible disponer por gravedad la evacuación de las aguas, será necesario proyectar pozos de recogida con bombas, que la eleven hasta la cota precisa para lograr la pendiente mínima. En los túneles urbanos, metropolitanos o para vehículos ordinarios, las aguas se evacuan, normalmente, a la red de alcantarillado, si es posible, por gravedad o por intermedio de bombas de elevación.

c) Ventilación: su coste puede alcanzar cifras de importancia en los gastos de construcción y explotación; la ventilación natural, por diferencia de nivel entre las dos bocas, es económicamente la más conveniente y, en general, suficiente en túneles de ferrocarril y en los de carretera de pequeña longitud. En el caso de túneles de longitud y pendiente fuerte, la diferencia de nivel entre las bocas puede ser causa, especialmente si al desnivel se une una orientación favorable, que produzca corrientes de aire excesivas que resulten molestas para la circulación de automóviles y peatones.

14.4. Sección transversal del túnel. — En los túneles hay que ajustar la forma y dimensiones de la sección transversal con más exactitud que en un camino ordinario, porque repercute, lo mismo que en este, en la explotación de la vía, pero, en proporción mucho más elevada, en el coste de la construcción, especialmente cuando el terreno es de mala calidad; el valor de los empujes exigirá un revestimiento más importante al aumentar las dimensiones de la sección, y el precio del metro cúbico de excavación, crecerá muy rápidamente por las dificultades y coste de la entibación. Con más cuidado aún que en el caso de una vía a cielo abierto, habrá que pesar, al proyectar la sección túnel, el verdadero coste de éste: carga anual de su valor de construcción, más gasto de explotación.

En terrenos difíciles puede ser solución la construcción de dos secciones gemelas; así se hizo ya, entre otros, por ejemplo, en el Simplón y el Holland, túnel bajo el Hudson (fig. 14-7); se reducen mucho las dificultades de construcción, y para tráfico automóvil tiene esta solución la ventaja de separar por com-

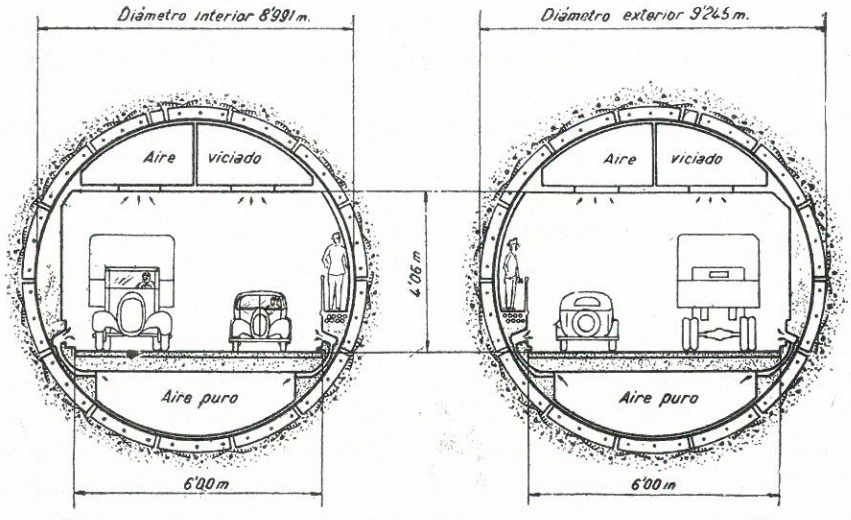


Fig. 14-7. — Sección del Holland túnel.

pleto las dos direcciones, permitiendo una velocidad comercial más elevada y, por tanto, un mayor rendimiento de la sección proyectada; esta solución para autopistas modernas se ha adoptado con profusión. En túneles cortos la doble sección permite suprimir la partida de iluminación artificial, pues los coches pueden emplear sus faros sin peligro de deslumbramiento, ya que no hay más que un sentido de circulación en cada sección.

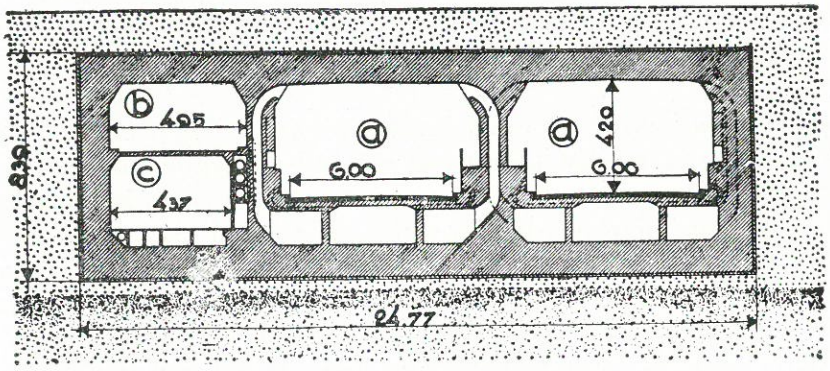


Fig. 14-8. — Sección del túnel bajo el Mosa (Rotterdam).

La sección del túnel bajo el Mosa, en Rótterdam (fig. 14-8), consta de dos de 6 m. de ancho (*a*) para vehículos, cada una en una dirección; una sección (*b*), de 4,95 m. de ancho, para ciclistas y una (*c*), de 4,37 m. para peatones; los conductos existentes bajo la calzada sirven para la inyección y extracción del

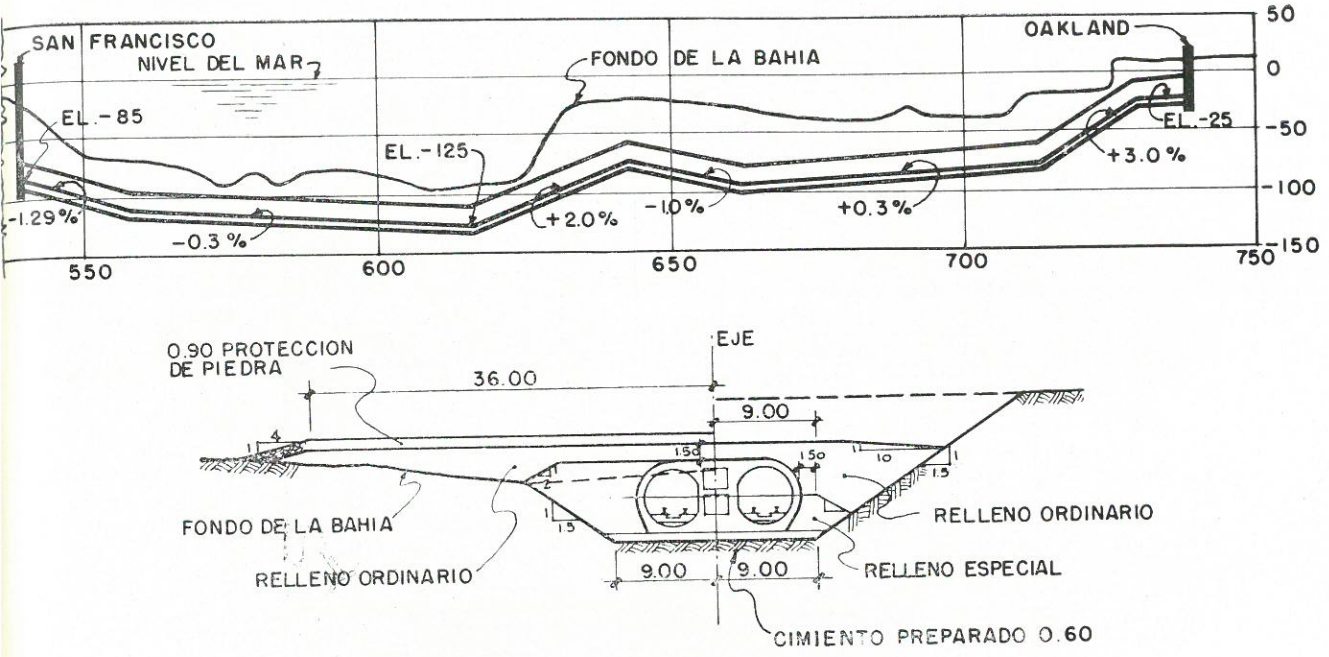


Fig. 14-9. — Túnel de San Francisco.

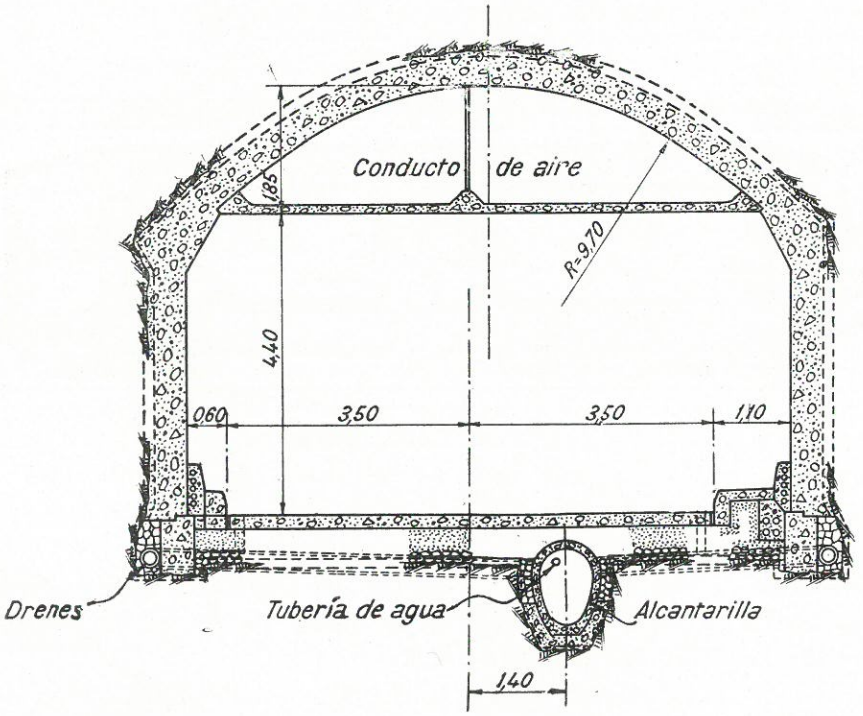


Figura 14-10.

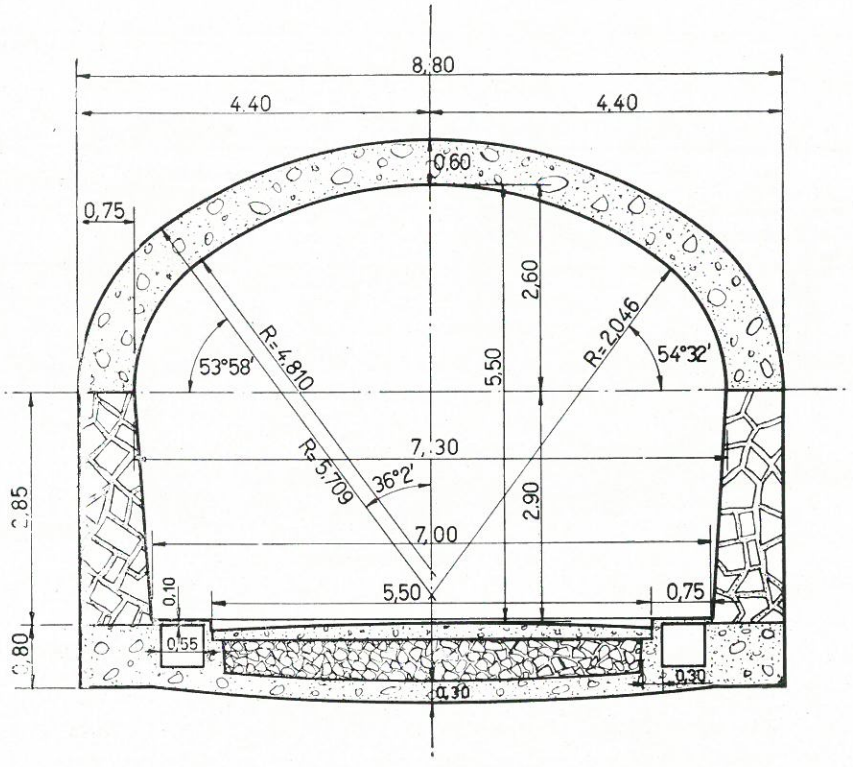
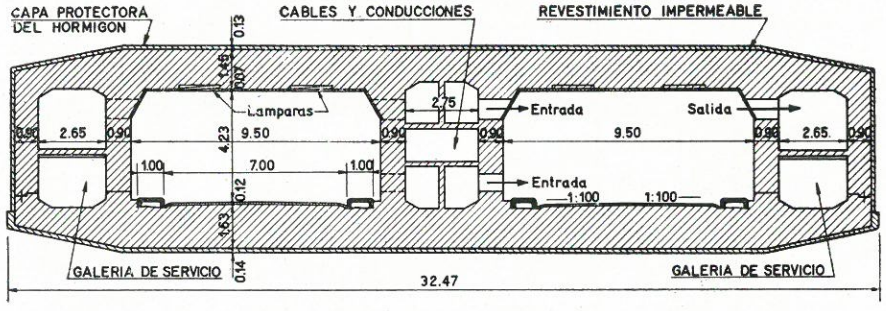


Fig. 14-11. — Sección del túnel de Viella.



SECCION TRANSVERSAL

Fig. 14-12. — Túnel de Vesel (Amsterdam).

aire de ventilación. Es interesante la sección del túnel en construcción bajo la Bahía de San Francisco, con doble vía de tráfico rápido; es curioso el perfil longitudinal con rasantes diferentes (fig. 14-9).

La sección de la calzada deberá proyectarse, como mínimo, para dos vías de circulación; con ancho menor, la avería de un vehículo produciría la

detención de todo el tráfico del túnel; el ancho por vía, así como las dimensiones de las aceras, si hubiese tráfico de peatones, se proyectará de acuerdo con lo expuesto al tratar de las secciones transversales (capítulo V). En el caso de los tramos en curvas, habrá de darse los sobreanchos precisos. Las figuras 14-10 a 14-13 reproducen distintas secciones de túneles existentes.

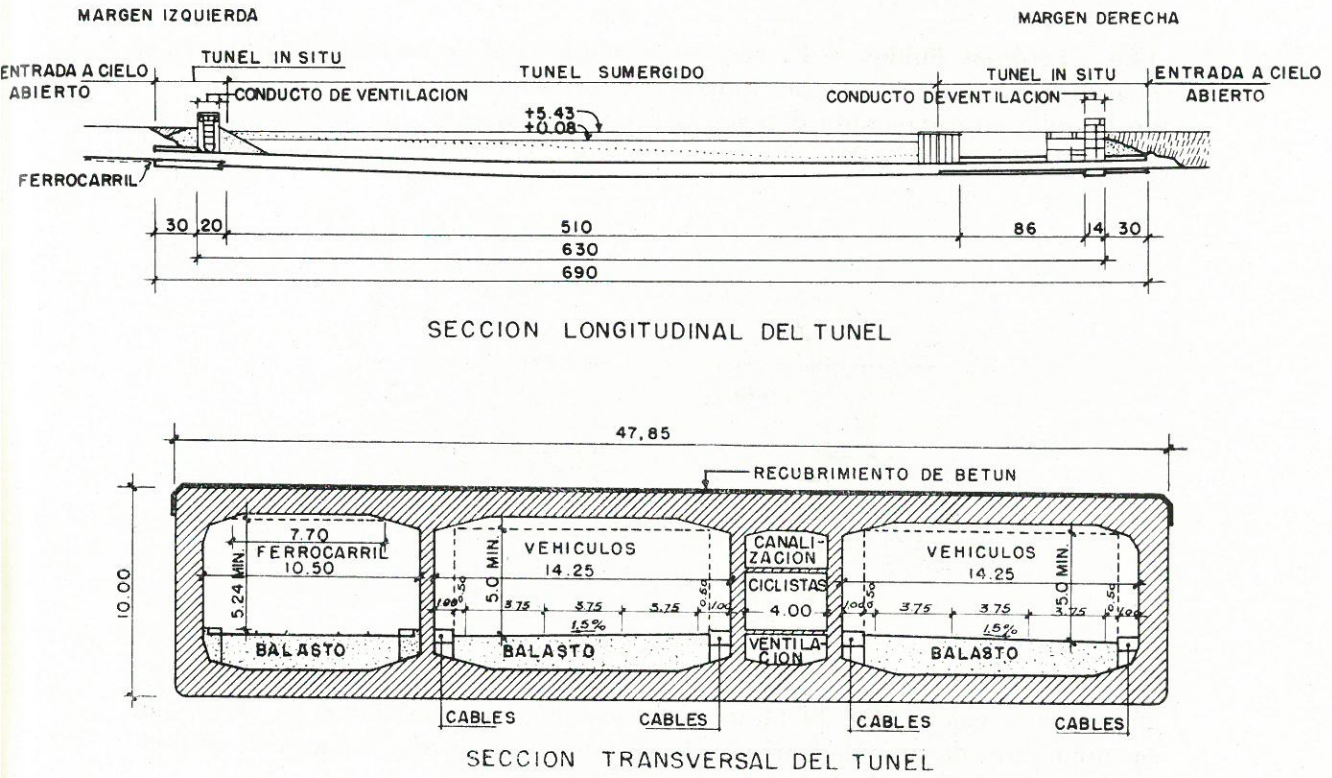


Fig. 14-13. — Túnel de Amberes.

14.5. Formas y dimensiones del revestimiento. Empujes del terreno. — El cálculo de los empujes del terreno sobre el revestimiento de un túnel presenta, en la práctica, grandes dificultades; la masa que actúa sobre él, por sus dimensiones y falta de homogeneidad, hace aventurado formular hipótesis racionales y, esta dificultad, que existe casi siempre, aumenta al crecer la profundidad del túnel. La forma y características de los estratos y la existencia de diaclasas en rocas determinadas, puede dar lugar a empujes insospechados; las alteraciones físicas y químicas que pueden producirse en ciertos tipos de rocas o de suelos al entrar en contacto con los agentes atmosféricos, pueden cambiar completamente las características mecánicas y originar empujes insospechados; así ocurrió, por ejemplo, en el túnel para una variante ferroviaria en Linares del Arroyo; el yeso de la excavación al hidratarse, cuando entró en contacto con la atmósfera al realizarse la excavación, produjo empujes tales que hubo que aban-

donar el túnel; la existencia, en zonas determinadas, de bolsadas de material suelto o manantiales de agua, etc., todo hace que en la realidad, salvo en casos muy contados, el cálculo teórico de los empujes sirva para poco más que dar una idea del fenómeno, sujeta siempre a las máximas reservas y a la comprobación, en obra, de los empujes reales; en suelos de naturaleza uniforme los cálculos teóricos pueden ser más aproximados a la realidad.

14.6. Terrenos fluidos. — El caso más simple es el de un terreno fluido, en el cual la presión se ejerce sobre toda la sección de túnel, como si se tratase de un líquido; en cada punto dependerá de su profundidad con arreglo a una ley de distribución triangular, si solamente es una la densidad del terreno que ac-

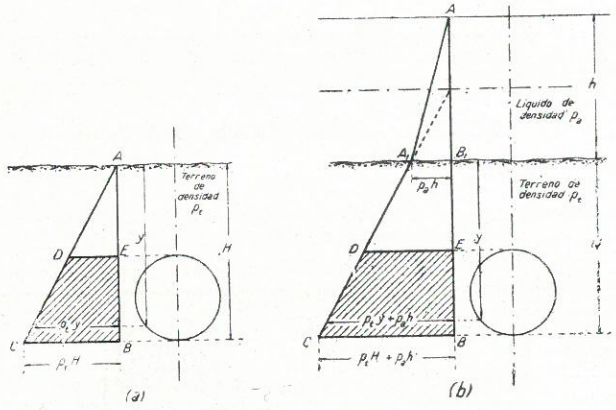


Figura 14-14.

túa sobre la galería (fig. 14-14, *a*); si fuesen dos las densidades, p_a y p_t, por ejemplo, caso de un túnel practicado en arena bajo un río, la carga en un punto de profundidad y bajo la arena será (fig. 14-14, *b*):

$$p_a h + p_t y = p_t \left(y + \frac{p_a}{p_t} h \right)$$

14.7. Terrenos con cohesión. — En el caso de terrenos con cohesión el problema se complica; al excavar una galería, no actúa sobre ésta toda la masa que existe hasta la superficie libre; sólo lo hace una parte, limitada por una elipse según RITTER, definida en la figura 14-15; en ella ρ es el ángulo de talud natural, y la altura h debe determinarse por la relación $h = \frac{p}{p_t}$, donde p es la presión efectiva medida en el terreno, y p_t el peso del terreno; el valor de b, eje menor de la de la elipse, puede determinarse admitiendo la hipótesis de KOMMERELL de que a grandes profundidades el plano de rotura es el bisector del de talud natural y el vertical, y entonces:

$$b = l + 2 H \operatorname{cotg} \frac{90 + \rho}{2}.$$

Pero aun delimitado el sólido activo que actúa sobre la bóveda, obtener el valor de los empujes, solamente puede hacerse aplicando unas hipótesis más o menos arbitrarias; la más corriente consiste en suponer actúan como cargas verticales los pesos, y como horizontales una cierta fracción de las cargas verticales que

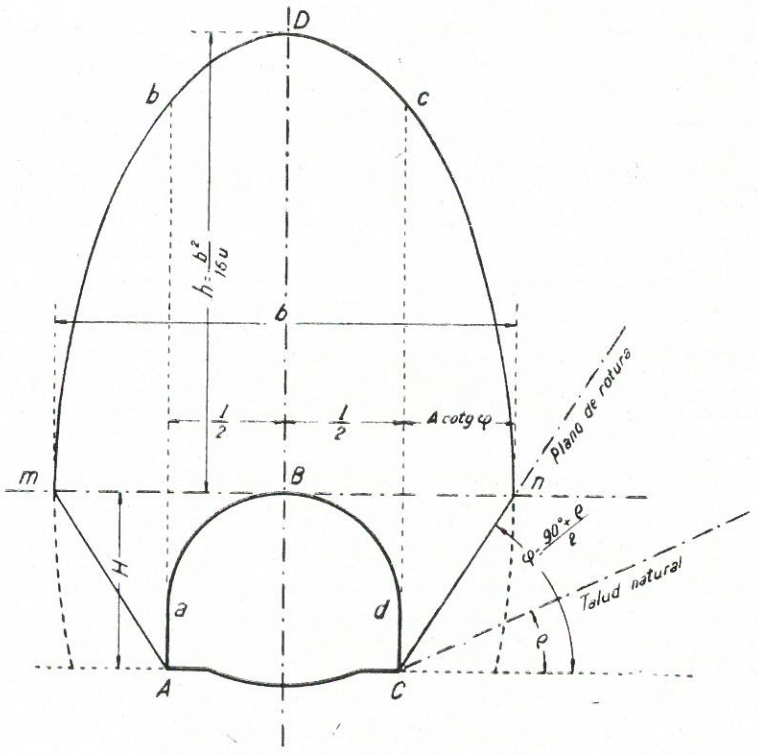


Figura 14-15.

se determinan experimentalmente; HENNES y TERZAGHI obtuvieron, como coeficientes de proporcionalidad:

Cuarzo pulverizado	0,42
Arena de Detroit	0,32
Arenilla blanda de Detroit	0,67
Cieno plástico	0,70
Arcilla azul plástica	0,75

El profesor TERZAGHI, en su publicación "Rock defects and loads on tunnel supports" (núm. 418 de la Harvard University, 1945-46), supone que las cargas sobre el revestimiento del túnel se reparten de acuerdo con la figura 14-16; para terrenos de roca y arena determinó en el laboratorio para la arena y midió direc-

tamente en la excavación, en la roca, los siguientes valores de las dimensiones de la figura 14-16.

MATERIAL		SOBRE LA CAPA FREÁTICA		BAJO LA CAPA FREÁTICA	
		H_d mínima	H_d máxima	H_d mínima	H_d máxima
Arena densa	Inicial.	$0{,}27\,(B + H_t)$	$0{,}60\,(B + H_t)$	$0{,}54\,(B + H_t)$	$1{,}20\,(B + H_t)$
	Final...	$0{,}31\,(B + H_t)$	$0{,}69\,(B + H_t)$	$0{,}62\,(B + H_t)$	$1{,}38\,(B + H_t)$
Arena suelta	Inicial.	$0{,}47\,(B + H_t)$	$0{,}60\,(B + H_t)$	$0{,}94\,(B + H_t)$	$1{,}20\,(B + H_t)$
	Final...	$0{,}54\,(B + H_t)$	$0{,}69\,(B + H_t)$	$1{,}08\,(B + H_t)$	$1{,}38\,(B + H_t)$
Roca poco cuarteada...		$H_{d\ \text{inicial}} = 0$, aumentando hasta $H_{d\ \text{final}} = 0{,}35\,(B + H_t)$.			
Roca disgregada		$H_{d\ \text{inicial}} = 0{,}60\,(B + H_t)$, ídem íd. $H_{d\ \text{final}} = 1{,}10\,(B + H_t)$.			

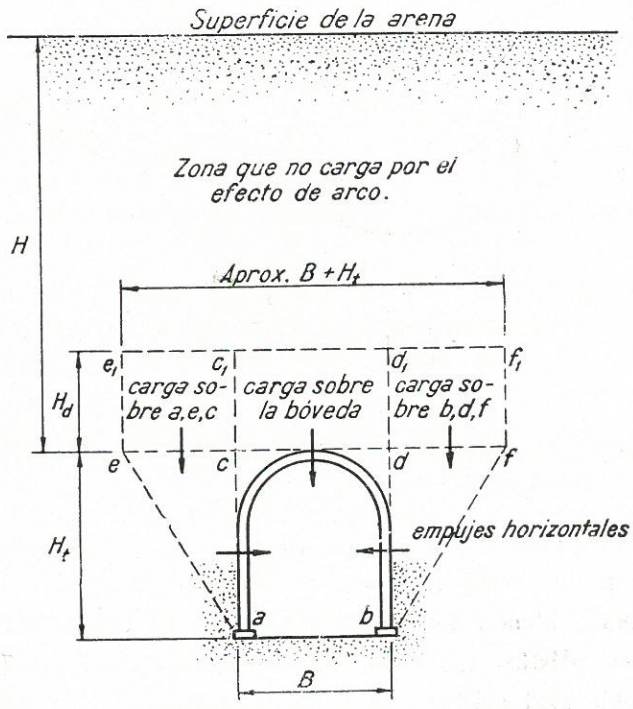


Figura 14-16.

Para los empujes horizontales por unidad de superficie se llega a la fórmula:

$$p_h = 3 \times 10^{-5}\,\gamma\,(0{,}5\,H_t + H_d),$$

donde:

p_h = presión horizontal en Kg./cm.^{2}.
γ = peso por unidad de volumen en Kg./cm.^{3}.

Se ha comprobado que una vez construido el revestimiento, los esfuerzos sobre la bóveda y los estribos aumentan gradualmente hasta una cifra del orden del 15 por 100 de los valores iniciales.

Los casos de arcillas y rocas como el yeso, en las cuales se pueden producir aumentos importantes de volumen al entrar el terreno en contacto con la atmósfera una vez realizada la excavación, merecen una especial atención; al iniciarse la excavación se sostiene, normalmente, sin entibar; se produce, como dice el profesor TERZAGHI, un efecto de semicúpula, apoyada no solamente en las paredes laterales, sino también en el frente; el estado de equilibrio por esta causa se mantiene hasta una cierta distancia del frente de ataque, a partir de la cual el efecto de cúpula se sustituye por el de arco; los esfuerzos se transmiten solamente a las paredes laterales, pero el material del arco se conserva intacto, sin desprendimiento.

El comportamiento posterior de la arcilla depende, fundamentalmente, de su naturaleza; cuando se trató (capítulo X) de este material, vimos que bajo la misma denominación específica, se encerraban tipos de propiedades en obra totalmente distintas; siempre en mayor o menor escala, pero especialmente en arcillas expansivas, con preponderancia de la montmorillenita, se origina un importante aumento de volumen, debido a la disminución de presión, que ha originado la excavación y la absorción del agua que paralelamente se produce; este aumento de volumen tiene lugar, normalmente, con mucha lentitud, dura días y aun meses, y en ellos la presión de las paredes de la galería crece constantemente, llegando a valer varias veces la primtiva; entibación y revestimiento, que resisten perfectamente en los primeros momentos, se destrozan al cabo de un cierto tiempo, por dicha acción expansiva, muy difícil de contener; para evitar estos efectos, han llegado algunos ingenieros a dejar un cierto espapacio entre el terreno y la entibación o revestimiento, que permitiese la expansión de la arcilla; a este remedio extremo solamente debe acudirse en tipos de arcilla muy expansiva; TERZAGHI recomienda se haga así cuando se compruebe, en el laboratorio, que la inmersión en agua de la muestra no perturbada origina un aumento de volumen de más del 2 por 100. El aumento de volumen de la arcilla es causa no solamente de los empujes, sino también de su agrietamiento o desagregación; en un túnel de sección cilíndrica, produce una disminución de ancho de los bloques y el equivalente aumento de altura; al exceder el acortamieto de los bloques de una cierta proporción, se inicia el agrietamiento, que va seguido de la desintegración de la masa en la zona superficial (figura 14-17). Dice TERZAGHI que el agrietamiento superficial, que corrientemente se achaca a la desecación de la arcilla, se debe principalmente a este

efecto de entumecimiento. Fenómenos análogos se producen en terrenos que contienen sulfato cálcico anhidro o anhidrita, que al ponerse en contacto con la atmósfera e hidratarse se convierten en yeso propiamente dicho, aumentando mucho de volumen; el fenómeno no es instantáneo, tiene lugar de un modo lento, a medida que el agua va entrando en contacto con la anhidrita; el aumento de volumen y, por tanto, los empujes tardan tiempo en desarrollarse totalmente; así hubo túnel en los Alpes donde el piso subió, durante los primeros cinco años, a razón de 25 cm. por año; en el túnel de Hauenstein, en unos tramos de anhidrita, se llegaron a medir aumentos de volumen en el fondo de 1 m. de altura.

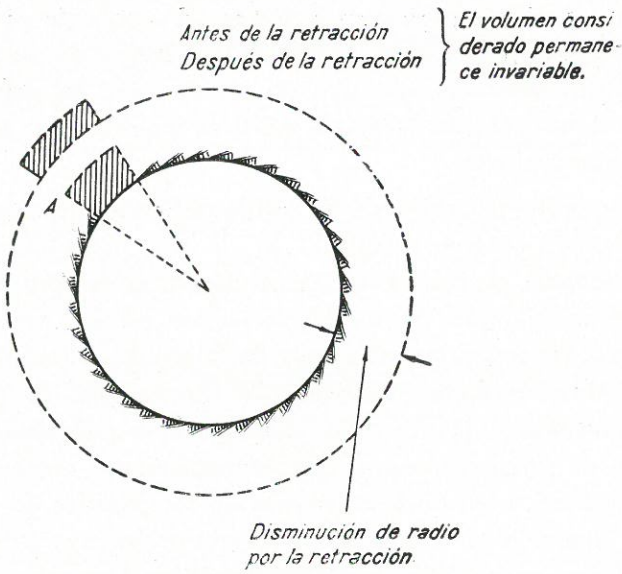


Figura 14-17.

En relación con los terrenos expansivos hay que tener cuidado con ciertos tipos de rocas como algunos gneis, que al entrar en contacto con los agentes atmosféricos se convierta en material capaz de producir grandes aumentos de volumen; hay, en cambio, otras clases de gneis y pizarras que no sufren alteración apreciable.

14.8. Roca. — Cuando se trata de un macizo de roca es una idea corriente pensar que no se producen empujes y, por tanto, no es preciso revestimiento; y no es exacto, como se ha demostrado en todos los túneles realizados a gran profundidad; sobre las paredes de una galería excavada en roca compacta existen grandes empujes que es preciso tener en cuenta.

La primera explicación de este fenómeno es debida a HEIM, que, en su *Mecánica de la montaña*, dice: "Los empujes de la montaña no son otra cosa que el efecto producido por la gravitación de la masa que la constituye. La presión del terreno actúa en todos sentidos (hidrostáticamente). La masa del terreno, que es heterogénea, produce, por tanto, una distribución desigual de solicitaciones. En general, no obstante, las solicitaciones aumentan proporcionalmente a la profundidad. La diferencia entre los esfuerzos producidos en el subsuelo y la presión hidrostática pura consiste únicamente en el hecho de que en el terreno, más o menos sólido, las alteraciones de equilibrio deben alcanzar un grado considerable, para producir el movimiento de una partícula y los subsiguientes de asiento, no se manifiestan más que muy lentamente, puesto que deben superar, en el curso de su recorrido, las resistencias de rozamiento y cohesión; tienen que vencer un considerable trabajo mecánico."

"Cuanto más profunda sea la excavación, con más intensidad la masa que la circunda intentará penetrar en ella, puesto que en su superficie fue destruida toda resistencia pasiva."

La roca, al llegar a una cierta carga, se rompe por compresión; cuando la altura crece, por su propio peso deberá llegar a la rotura. Supongamos tenga una resistencia a la rotura de 1.200 Kg./cm.^{2} y un peso de 2.400 Kg./m.^{3}; una columna que tuviese una altura de $\frac{12 \times 10^6}{2.400} = 5.000$ m. se rompería por la acción de su propio peso. La roca, comprimida por todos los lados a esas grandes presiones, adquiere una gran plasticidad, comportándose como un líquido viscoso, y la presión que produce puede asimilarse, en cierto grado, a una presión hidrostática; la galería, sumergida en este medio, comparable a un líquido, sufre empujes en todas direcciones; este hecho, perfectamente comprobado experimentalmente, sirve también para explicar la formación, sin rotura, de los pliegues geológicos. Ahora bien, la práctica ha demostrado que en galerías de profundidad muy inferior a la precisa para la rotura, aparecen fenómenos plásticos; se registran presiones en todos los sentidos como si hubiese llegado a la carga de la rotura; HEIM explica esta contradicción de su teoría por la presencia de las fisuras en las rocas, que hace que, independientemente de la resistencia del material en sí, exista "la resistencia de la montaña", es decir, del conjunto que es el que habría que considerar para la exacta aplicación de su teoría. Esta explicación no parece aceptable, pues en la realidad se manifiestan los fenómenos plásticos, y en muchos casos se produce la rotura, para cargas de 1/2 y hasta 1/3 de las teóricas; no es lógico que, simplemente las fisuras del terreno, puedan ser causa de tan considerable disminución de resistencia.

La teoría de la elasticidad puede explicar este hecho por el conocido fenómeno de la concentración de esfuerzos; un agujero practicado en una placa plana, sometida a esfuerzos de tracción o compresión produce la distribución

de cargas que puede verse en la figura 14-18, en las proximidades del agujero; la carga unitaria llega a ser tres veces la media producida en la pieza (TIMOSHENKO: *Strength of Materiales*).

Esta alteración de los esfuerzos medios de trabajo tiene lugar dentro de un círculo concéntrico con el agujero practicado; en un punto a distancia r del centro su valor viene dado por la fórmula (siempre que el diámetro del agujero sea pequeño en relación con las dimensiones de la placa):

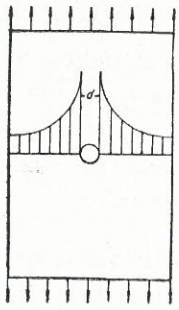


Figura 14-18.

$$\sigma = \frac{\sigma_0}{2}\left(2 + \frac{d^2}{4\,r^2} + \frac{3}{16}\,\frac{d^4}{r^4}\right)$$

donde σ_0 es la carga media de la placa; d, el diámetro del agujero, y r, la distancia del centro de éste, a la cual se quiere determinar el valor de σ. El aumento de carga por concentración de esfuerzos llega a alcanzar valor de 3 en los bordes del agujero y luego va disminuyendo rápidamente. Es, por tanto, perfectamente lógico que, aunque la altura de la montaña no sea precisa para producir la rotura del material por carga estática, aquélla tenga lugar en la roca que circunda la galería, por concentración de esfuerzos; en el Simplón, por ejemplo, dice el profesor STABILINI, se produjeron cargas muy grandes, con profundidades de 2.000 m., cargas que no pueden explicarse por la teoría de HEIM; pro si se aplica el rozamiento anterior, la carga en las proximidades de la excavación sería equivalente a una estática de 6.000 m. de altura, que, con peso de la roca de 2.400 Kg./m.^{3}, produciría una carga de trabajo de

$$\frac{2400 \times 6000}{10^4} = 1440 \text{ Kg./cm.}^2$$

superior, sin duda, a la rotura del material. Lo expuesto explica también de que alrededor de la sección excavada exista una zona disgregada que origina, como macizo incoherente, empuje sobre el revestimiento; si el material fuera homogéneo, sería concéntrica con la excavación. A partir de la zona descompuesta existe un anillo resistente que es el que debe soportar los empujes de la montaña. Por último, queda la zona no perturbada en la cual la existencia de la excavación del túnel no ha producido alteración en su estado de cargas. La situación de la zona resistente y su espesor puede determinarse en la práctica por la exploración geofísica. Ahora bien, las presiones del terreno no dependen exclusivamente de las características físicas de la roca; su estratificación y la heterogeneidad de la masa hace que sea preciso medir en la realidad las presiones ejercidas. Y no hay que olvidar que, según ya hemos dicho, las presiones que el revestimiento tiene que soportar han de ser las presiones estabiliza-

das, y que en llegar a ellas se puede tardar más o menos; es decir, que la estabilización puede ser inmediata o retardada.

Como aproximación, existen reglas empíricas, deducidas de la experiencia. En la tabla 14-I se reproducen los datos dados por el Prof. TERZAGHI; en

TABLA 14-I.

Tipo de roca	Seca o saturada	EMPUJES		
		En solera	En estribos	En bóveda
Coherente, fisuración espaciada	0	0	0	0
Moderadamente fisurada y dura	Seca.	0	0	0-0,12 B
Idem íd.	Saturada.	0	0	0-0,25 B
Moderadamente fracturada, pero ligeramente plástica o fracturada y dura	Saturada.	0	0	0,25 B a 0,35 $(B + H)$
Muy fracturada	Saturada	0	Empuje.	0,35 a 1,1 $(B + H)$
Molida (cuarcitas reducidas a arenas gruesas, etc.)	Saturada.	Empuje.	Empuje.	1,1 $(B + H)$
Descompuesta (con vetas arcillosas) o arcillosa (margas)	0	0	0	0
Con pequeña profundidad	Saturada.	Empuje.	Empuje.	1,1 a 2,1 $(B + H)$
Con gran profundidad	Seca.	Empuje.	Empuje.	2,1 a 4,5 $(B + H)$

ellas B es el ancho de la excavación y H la altura; las fórmulas expresan la altura del terreno que pesa sobre el revestimiento.

Se ha observado que en la excavación, pasado un cierto tiempo después de practicada, ocurren desprendimientos violentos de pequeños trozos de roca, con forma lenticular, especialmente en las paredes; fenómeno que tiene lugar con características similares a las que se presentan al romper una probeta en la máquina de compresión; se conoce este fenómeno con el nombre de "golpes de la montaña", se explica teniendo en cuenta las razones antes expuestas, de concentración de esfuerzos.

Causas de alteración de los esfuerzos normales. — Hay, en la práctica, causas de alteración de los esfuerzos normales debidos a la forma y dirección de los estratos, aun en terrenos de una misma naturaleza; por ejemplo, en un perfil como el representado en la figura 14-19, en la zona $A\,B$ puede el revestimiento

estar sujeto a empujes oblicuos, a causa de los estratos de buzamiento fuertemente acusado, que incluso es posible que en ciertos tipos de roca lleguen a originar deslizamientos parciales; en el trozo *B C* las presiones sobre el revestimiento serán menores, a pesar de su mayor profundidad, pues los estratos, en forma de bóveda, absorberán gran parte de los originados por el terreno; en

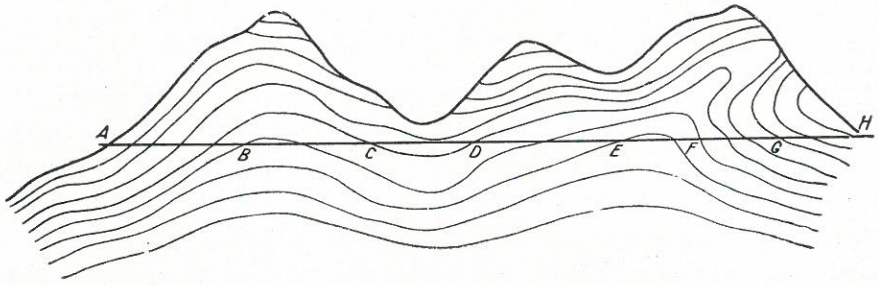


Figura 14-19.

C D E pueden llegar a presentarse empujes oblicuos, que en la zona *F G* pueden ser extraordinariamente peligrosos. Zonas de materiales incoherentes, con frecuencia existen en macizos rocosos, pueden originar esfuerzos anormales extraordinarios; la figura 14-20 muestra una bolsada de arena con agua en un túnel en cuarcita de la Pensylvania Turnpike. En el túnel de peaje de carretera

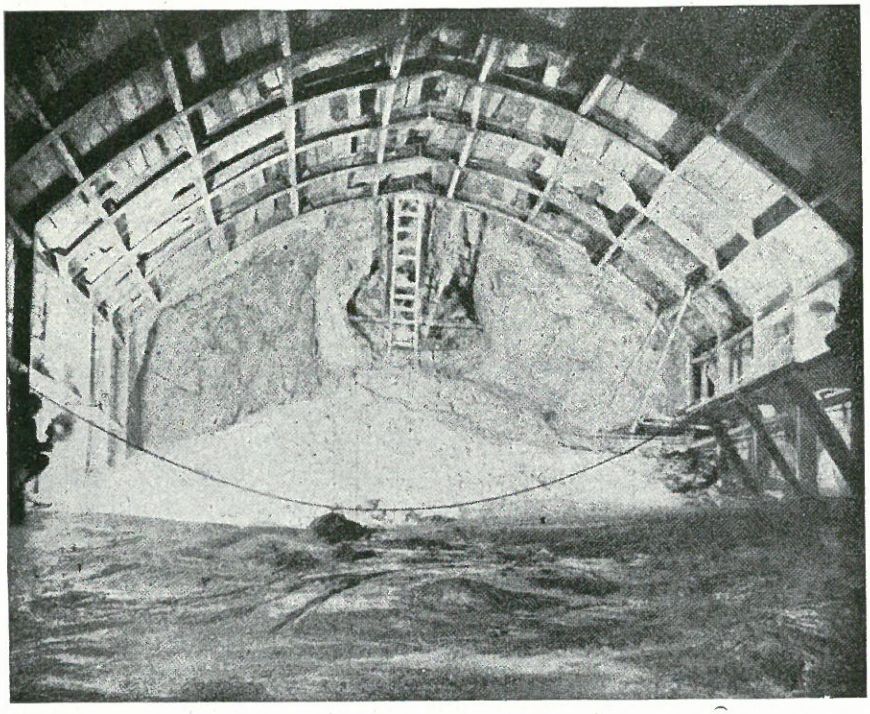


Figura 14-20.

del Guadarrama, recientemente realizado, todo en granito y cuyo trazado iba a distancia relativamente reducida del de el ferrocarril, la roca que en éste se presentó sana y, por tanto, sin dificultades, en el de carretera se presentó con múltiples diaclasas; en la mayor parte pudo realizarse la excavación a toda sección, aunque bulonando mucho (epígrafe **14.12**), pero hubo zona donde, a pesar de continuar siendo la excavación en granito, éste se encontraba tan descompuesto que fue preciso emplear galería de avance (epígrafe **14.32**) y grandes precauciones, hubo en zona determinada un desprendimiento de 700 metros cúbicos; el avance se redujo considerablemente. Los imprevistos en roca son más frecuentes de lo que parece.

14.9. El agua en la excavación. — El agua, en la excavación de túneles, produce graves trastornos en la construcción. Se puede encontrar en pequeñas filtraciones, o bien en grandes manantiales. Aun en pequeñas filtraciones es causa de molestias importantes; la humedad del ambiente perjudica a la entibación, y el agua es causa de la disminución en el rendimiento de la mano de obra; los inconvenientes adquieren mayor importancia cuando se trata de ciertos terrenos, como la arcilla o anhidrita, que se hinchan, produciendo fuertes empujes. Otras veces, el agua aparece en grandes manantiales que alcanzan caudales considerables; en el Simplón, se llegó a la cifra de 1.200 litros por segundo; en el túnel de Arsa, en Istria, se aforaron 5.000 litros por segundo en época de lluvias, y en el túnel de Tanna, en el Japón, 3.450 litros por segundo. Caudales tan importantes se comprenden que obliguen al empleo de medios y obras especiales, que, en ciertos casos, eleven mucho el coste total de los trabajos.

14.10. Características y peligros de los distintos tipos de roca. — Las características y dificultades de los distintos tipos de roca en la construcción de túneles, son:

Caliza. — Fácil de excavar; consumo reducido de explosivos y barrenos. Cuando no está muy cuarteada, produce cargas moderadas sobre el revestimiento; debido a la solubilidad del carbonato cálcico en el agua, se pueden encontrar cavernas, a veces de grandes dimensiones, y manantiales de agua importantes. No suelen hallarse gases peligrosos.

Arenisca. — Fácil de excavar; consumo de explosivos normalmente menor que en la caliza; mayor consumo de barrenos. No suele presentar discontinuidades ni se encuentran grandes manantiales de agua.

No produce grandes empujes más que cuando está pulverizada o excesivamente cuarteada.

Pizarras. — De excavación fácil; según su naturaleza y de la inclinación de los estratos, pueden producir grandes empujes; normalmente, suele encontrarse poca agua, aunque a veces se presentan manantiales importantes cuando la capa freática está sobre la excavación. Las pizarras pueden ir asociadas al yeso y al carbón; el primero, origina graves perturbaciones: aumenta de volumen al hidratarse y produce aguas selenitosas que atacan al cemento de las fábricas.

Cuando se encuentra carbón, puede existir el metano, gas explosivo muy peligroso; puede hallarse, también, el hidrógeno sulfurado, mortal, aunque en pequeñas cantidades.

Rocas graníticas. — Generalmente fáciles de excavar; no se necesita entibar y el revestimiento preciso es, normalmente, pequeño; el consumo medio de los explosivos es más del doble que en la arenisca normal; el de barrenos, depende de la dureza de la roca, que varía entre límites muy amplios; aunque, normalmente, las condiciones de esta roca son favorables, de vez en cuando pueden encontrarse manantiales de agua con grandes caudales, empujes extraordinarios por entumecimiento o estar alterado por la existencia de diaclasas.

Rocas volcánicas. — Las rocas volcánicas son costosas de barrenar y precisan importante consumo de explosivos; suelen encontrarse estratos de tobas descompuestas que dan lugar a grandes manantiales, como en el túnel de Tanna, en el Japón, del que ya hemos hablado, y el Mono Crater, en California; pueden existir zonas de grandes empujes y hallarse, asimismo, otras donde se produzcan gases peligrosos, tóxicos o explosivos.

14.11. El estudio geológico del terreno. — Las características tan diferentes de los distintos terrenos desde el punto de vista constructivo, hacen imprescindible, si el presupuesto ha de tener visos de realidad, que al proyecto preceda un estudio geológico profundo de la zona del túnel. Según la importancia del caso, deberán hacerse sondeos que den a conocer exactamente la naturaleza y espesor de los distintos estratos y su buzamiento, situación de la capa freática, posibles zonas de fallas o de terrenos descompuestos, etc.; todos aquellos datos, en fin, que pueden servir para formarse una idea de las dificultades previsibles y su importancia. El empleo de los medios de prospección geofísica es, en obras importantes, de gran interés.

Por muy cuidado que sea el estudio geológico, nunca se podrán prever y valorar con exactitud todos los obstáculos; en la construcción de túneles la partida de imprevistos es mucho más importante que en otras obras de ingeniería, pero es evidente que un estudio geológico serio y detallado es el único medio de acometer el trabajo con conocimiento aproximado de su importancia y valoración.

14.12. El revestimiento. — Los túneles se construyen, normalmente, revestidos; únicamente se podrá suprimir el revestimiento en casos de roca dura, perfectamente sana e inalterable, cuando las cotas sobre el túnel son reducidas. Algunas veces la superficie del túnel sin revestir se cubre con gunita de un espesor de 2 cm.; esta pequeña protección suele ser útil, porque evita la acción de los agentes atmosféricos sobre la roca y el desprendimiento de pequeños trozos. Cuando la roca está cuarteada por la existencia de diaclasas puede ser solución eficaz, para evitar que bloques sueltos lleguen prácticamente a pesar sobre el revestimiento sometiéndolo a grandes cargas, realizar el cosido de los bloques sueltos, a los que están fijos; se puede así construir un anillo resistente eficaz.

Para ello se practican radialmente en la excavación perforaciones, normalmente de unos 3 cm. de diámetro a 1,50 a 2 m. de longitud, por las cuales se introducen barras de acero que, en su extremo, llevan un dispositivo de cuña (figura 14-23); el extremo de la barra se fija en la superficie de la excavación por una pequeña placa de acero; una vez fijado este extremo exterior con una tuerca, se golpea el pasador para que el dispositivo de cuña abra el extremo que ha quedado en el fondo, con lo cual éste queda fijo en roca fuerte; los estratos que quedan cosidos (fig. 14-24) por el pasador, se refuerzan considerablemente y forman un anillo resistente capaz de soportar, en muchos casos, las presiones de la roca sobre la excavación; el reparto de estos pasadores y su longitud de-



Fig. 14-21. — Túnel de Guadarrama. Aspecto de la excavación normal.



Fig. 14-22. — Túnel de Guadarrama. Las diaclasas de esta zona obligaron a un cosido con bulones y al empleo de tela metálica.

pende de las características del anillo de roca que se trata de consolidar. El procedimiento, juiciosamente empleado, puede ser de gran utilidad. El revestimienta de fábrica que se emplee ha de quedar perfectamente adaptado a la excavación. Cuando, por el tipo de material utilizado, esto no fuese posible, habrá que rellenar cuidadosamente el espacio entre el revestimiento y el terreno;

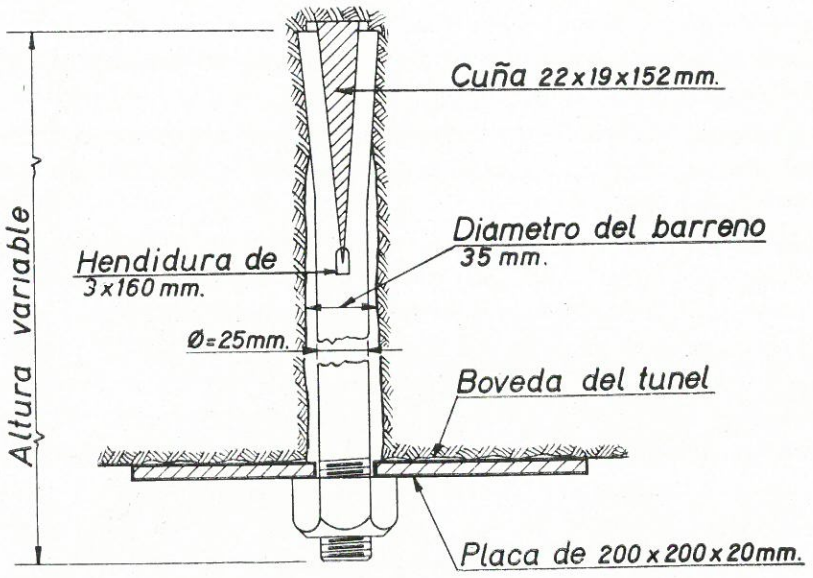


Figura 14-23.

de no hacerse así, si se quedasen huecos, el revestimiento se vería sometido a flexiones que podrían ser peligrosas; por otra parte, crecería poco a poco el espesor de la zona desagregada.

Los materiales que se emplean en el revestimiento han de poderse colocar con facilidad, pues no hay que olvidar las condiciones difíciles del trabajo en la construcción de túneles: se dispone de poco espacio, la luz es mala y, frecuentemente, hay agua. Los revestimientos han de ser consistentes, inaltera-

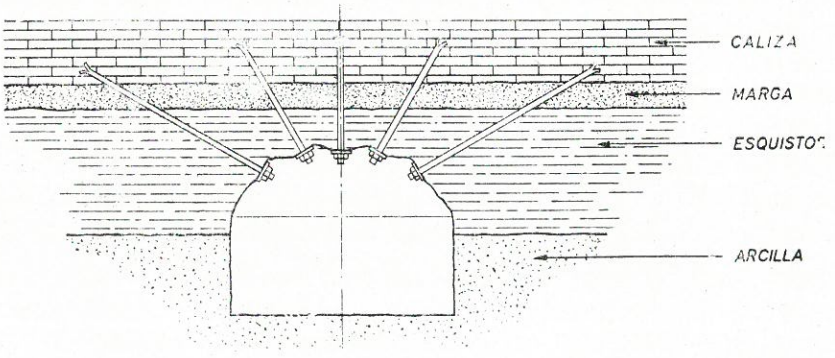


Figura 14-24.

bles a la acción de los agentes atmosféricos, impermeables al agua y capaces de resistir la acción de los gases que el tráfico produzca. Hace años, el autor pudo comprobar la absoluta destrucción del mortero de las juntas del revestimiento, por la acción de los gases de las locomotoras, en un túnel del ferrocarril de Portugalete a Santurce. En el túnel de Linares del Arroyo, antes citado, aparte del hinchamiento del yeso, la destrucción del mortero de la fábrica del revestimiento por las aguas selenitosas fue total.

Las ventajas e inconvenientes de los distintos materiales de empleo corriente, son los siguientes:

Mampostería. — Tiene el inconveniente de que es preciso escoger las piedras, labor difícil y lenta, teniendo en cuenta las condiciones en que se trabaja dentro de un túnel.

Ladrillo. — De cualquier clase que sea, se coloca fácilmente; el ladrillo ordinario tiene pequeña resistencia y es poroso; no debe emplearse, por esta causa, en terrenos de fuertes empujes o donde existan filtraciones importantes; el ladrillo prensado es un material excelente, pero de precio prohibitivo. El revestimiento de ladrillo tiene el inconveniente de que no es posible adaptarlo a la excavación; se debe obligar a que los espacios que queden entre el trasdós y el terreno se rellenen con grava y arena; la operación es molesta y cara.

Hormigón. — En bloques previamente preparados, es de fácil manejo; si están bien ejecutados, puede dar un buen resultado, por sus condiciones de impermeabilidad y resistencia; no se adapta a la excavación, por lo cual presenta los mismos inconvenientes que el ladrillo.

El hormigón en masa se emplea cada vez más; bien dosificado y construido, es impermeable e inalterable a la humedad; es fácil de ejecutar y tiene la gran ventaja de adaptarse perfectamente a las irregularidades de la excavación del túnel; por ello se emplea mucho, no sólo en los estribos, sino también en la bóveda y contrabóveda, siempre y cuando no estén sometidas a fuertes cargas iniciales, pues en este caso el fraguado tendría lugar en malas condiciones y la resistencia final sería reducida.

Para aumentar la impermeabilidad del hormigón, se pueden utilizar diversos productos especiales o añadir al mortero cal apagada o puzolana.

Cargas de trabajo. — Hay que tener en cuenta, para el cálculo del revestimiento, que, debido a las condiciones del ambiente del túnel, las cargas de trabajo admisibles son mucho menores que las establecidas a cielo abierto para los mismos materiales; se toman coeficientes de seguridad de 1/10 para bóveda, y de 1/6 a 1/7 para los estribos. Cargas prácticas de trabajo admitidas son: 5 Kg./cm.^{2} para fábrica de ladrillo corriente; 12 Kg./cm.^{2} para fábrica de ladrillo prensado; 25 a 35 Kg./cm.^{2} para mampostería ordinaria; 15 a 18 kilogramos/cm.^{2} para fábrica de bloques de tierra artificial, y 25 a 30 Kg./cm.^{2} para fábrica de hormigón corriente.

Espesores. — Los espesores dependen de la naturaleza del terreno y de las condiciones especiales para cada caso empujes excepcionales, etc.; en roca buena y resistente, el espesor de la bóveda varía de 0,20 a 0,30 m.; en roca

buena, pero frágil, de 0,40 a 0,80m., y en terrenos malos se llega a espesores de 1 a 2 m. para la bóveda, y de 0,70 a 1,40 m. para la contrabóveda. Como el coste de la excavación es elevado, hay que ajustar el espesor del revestimiento a lo estrictamente necesario; cuando los empujes son fuertes resulta, en general, más económico el empleo de revestimientos resistentes que el aumento de excavación.

14.13. Revestimientos metálicos. — Aunque resultan de coste muy elevado, se emplean en túneles sujetos a grandes empujes, en los cuales no sería posible construir revestimientos de fábrica, por su pequeña resistencia inicial. Estos revestimientos deben emplearse siempre que se trate de terrenos incoherentes, con grandes filtraciones; muy especialmente en túneles bajo el agua.

Los revestimientos metálicos de fundición se construyen exclusivamente de sección circular, con espesores que varían de 20 a 50 mm. y longitud de 1.500 a 1.800 mm.; los nervios sirven para la unión de los diferentes elementos y cons-

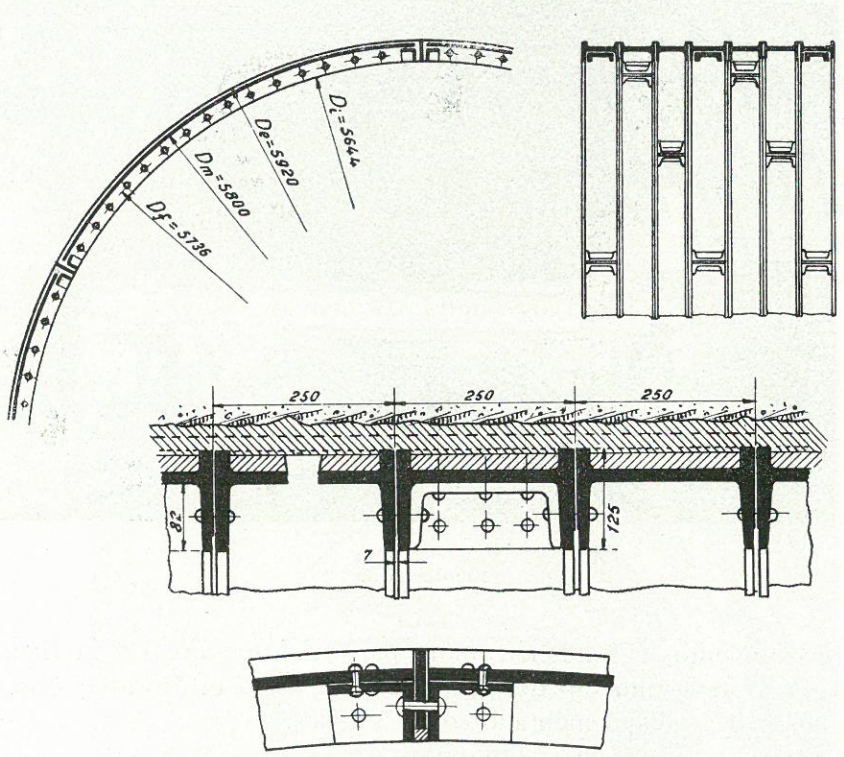


Figura 14-25.

tituyen un refuerzo importante; para lograr la perfecta impermeabilidad, las juntas van calafateadas con madera, cuerda alquitranada o cemento. La obtención de la impermeabilidad, cuando la cantidad de agua es grande, es muy difícil por muchas que sean las precauciones. Este material se conserva muy

bien. En la reparación realizada en 1943 del túnel de la Torre de Londres, se han levantado de debajo del río tramos en perfectas condiciones, colocados hacía setenta y tres años. En la figura 14-25 puede verse un tipo de revestimiento de esta clase, del túnel bajo el Elba, en Hamburgo.

Recientemente se han empezado a emplear revestimientos de acero que, para terrenos muy incoherentes, son, a primera vista, muy atractivos. Las dimensiones necesarias son menores que en el caso de emplear fundición, y el peso del conjunto del material, mucho más reducido; las cerchas se pueden separar más, y el número de tornillos por metro cúbico del túnel es menor. Esto es cierto cuando únicamente se tiene en cuenta los empujes del terreno, pero cuando el revestimiento se emplea al mismo tiempo como escudo no resulta, en general, económico, pues es preciso reforzar la estructura para que resista a las cargas que producen los gatos; por esta causa, en los últimos túneles construidos en Nueva York se han empleado, después de un detenido estudio, acero

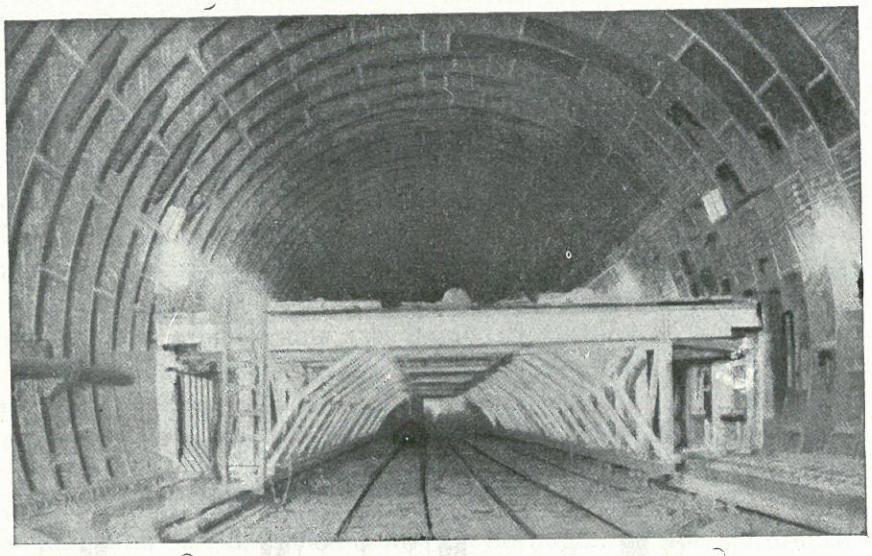


Figura 14-26.

en el revestimiento, y fundición en la parte del escudo. En la figura 14-26 puede verse el revestimiento del túnel Lincoln, bajo el Hudson; obsérvese el puente móvil de trabajo, montado sobre carriles.

La mayor desventaja del acero, en relación con la fundición, es su facilidad de corrosión; en atmósfera húmeda, como es las de los túneles, esta circunstancia obliga a emplear medios de protección de la estructura, cuyo coste generalmente se ve compensada por los pequeños espesores necesarios.

La posibilidad de obtener la impermeabilidad por soldaduras es una ventaja grande a favor del acero, pues las juntas, en revestimientos de fundición son, con frecuencia, imperfectas.

14.14. Hormigón armado. — Su construcción, siempre complicada, ne se presta para el revestimiento de túneles.

Puede estar indicado el hormigón armado en túneles a cielo abierto, en ferrocarriles metropolitanos, situados muy cerca de la superficie donde es preciso tener una bóveda del mínimo espesor.

El hormigón se emplea también bastante para el refuerzo de revestimiento de túneles de explotación.

No es conveniente su empleo cuando existen grandes empujes iniciales, que impiden el buen fraguado del cemento.

14.15. Hormigón armado premoldeado. — En los túneles del metro de Londres se han empleado hormigón armado premoldeado, con una estructura similar a los revestimientos de fundición, en secciones circulares de 12 pies, 3 pulgadas (3,734 m.) de diámetro.

En terreno de arcilla azul, típica de Londres, la sección está formada por seis segmentos; el ancho de cada una es variable (50 centímetros, normalmente) (figura 14-27); van unidos entre sí por tornillos, y las juntas se calefatean con un material bituminoso especial. Se exigió que la resistencia a compresión del hormigón fuese a los siete y veintiocho días, de 280 y 420 Kg./cm.^{2}; la relación $\frac{A}{C}$, 0,42.

El hormigón fue vibrado con una frecuencia de 3.000 golpes por minuto; se empleó también, el sistema de someter los moldes a 210 golpes por minuto, con una amplitud de 1/2 pulgada (6,35 mm.); ambos sistemas dieron buen resultado, pero mejor el primero. La economía obtenida en relación con el revestimiento de fundición, previamente empleado, fue del 25 por 100.

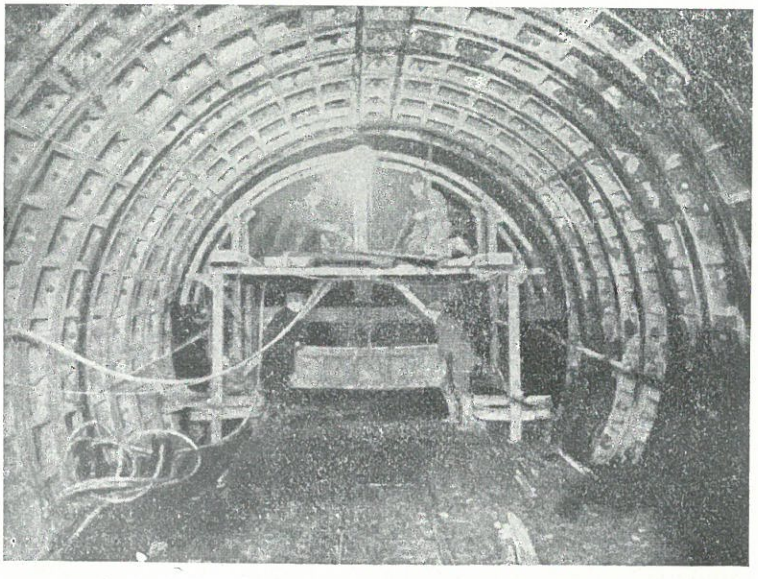


Figura 14-27.

14.16. Pozos. —Los pozos, en los túneles, pueden tener un fin simplemente constructivo: servir de puntos de ataque; en este caso, son provisionales y, terminada la construcción, se abandonan; el revestimiento que se emplea es el estrictamente preciso para sostener el terreno; en roca dura y resistente no se emplea, en general, revestimiento. La sección de los pozos puede ser rectangular o circular, según el servicio que hayan de prestar y la calidad de las tierras.

Otras veces, los pozos se construyen con un fin permanente, bien para la ventilación o en los túneles urbanos para servir de acceso a estaciones subterráneas; en este caso llegan a alcanzar dimensiones importantes. No tratándose de roca excepcionalmente resistente, necesitan revestimiento; las ventajas e inconvenientes de los distintos materiales empleados para ello son los mismos expuestos al tratar de túneles en general.

El hormigón armado tiene una mayor aplicación en este caso que en el de galería, por ser más fácil la colocación de armaduras.

14.17. Accesos a los túneles. — El acceso de los vehículos, cuando se trata de túneles urbanos enterrados, suele hacerse con rampas que parten de la vía de la superficie, hasta llegar a la profundidad precisa; la pendiente no debe exceder del 5 por 100; las rampas de acceso, mientras no se alcanza la profundidad necesaria para dejar libre la altura que el tráfico exige, corrientemente 5 metros, van a cielo abierto, cubriéndose después.

Cuando en las vías de superficie no existe el espacio necesario para desarrollar los accesos, éstos pueden darse por pozos, con ascensores, para peato-

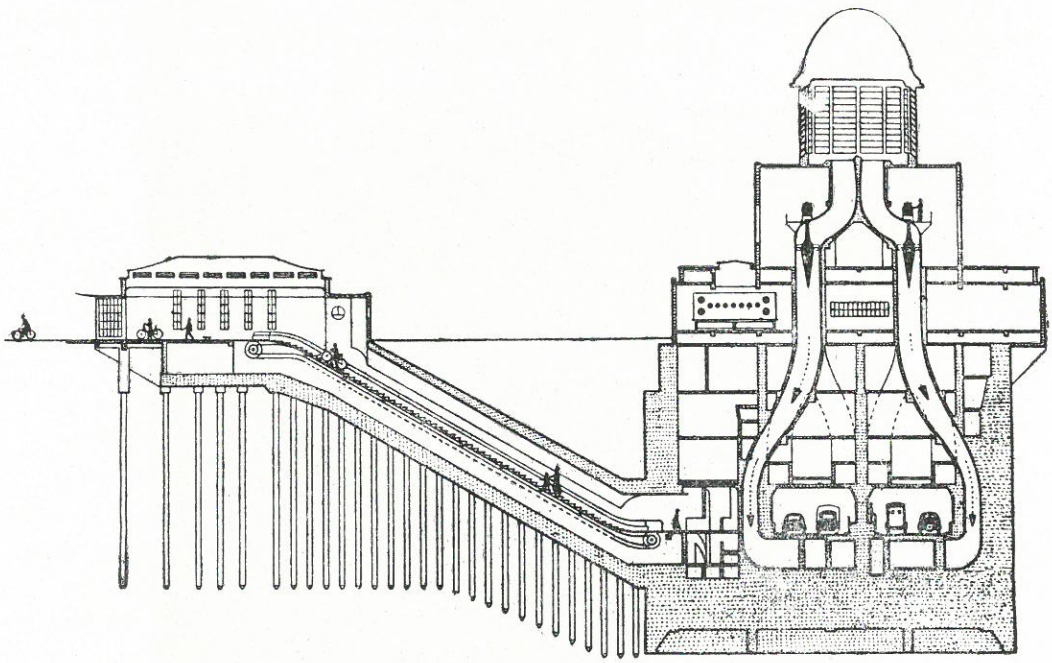


Figura 14-28.

nes y vehículos; así se hace, por ejemplo, en el túnel bajo el Elba, en Hamburgo. La discontinuidad del servicio es causa que el rendimiento del túnel se reduzca, inconveniente grave, pues, en general, estas obras, muy caras, sólo están justificadas para un tráfico importante.

En túneles mixtos, de peatones y vehículos, puede existir un sistema mixto también, disponiendo, para peatones, el acceso por ascensores, y por una rampa, para vehículos. En vez de ascensores para peatones, pueden emplearse elevadores de servicio continuo (escaleras móviles o planos inclinados); esta última solución es la adoptada en el túnel bajo el Mosa, en Rótterdam (figura 14-28).

14.18. Defensa y evacuación del agua de filtraciones. — El agua que filtre del terreno es preciso evitar llegue al revestimiento, y, si éste no es impermeable, penetre en la sección del túnel; lo exige así una buena explotación del servicio; además, la existencia de filtraciones permanentes de agua puede llegar a dañar seriamente la fábrica.

Son varios los sistemas seguidos para impermeabilizar los revestimientos; corrientemente la bóveda se enluce cuidadosamente por su trasdós y se rodea de una masa de piedra partida, colocada en seco, que sirve de dren; el agua de filtración, recogida a través de la piedra, va a unos canales de drenaje, que la llevan a las cunetas del túnel.

Cuando se trate de galerías urbanas, donde es preciso alcanzar una perfecta impermeabilización, se extreman las precauciones en el enlucido del trasdós, utilizando impermeabilizantes, o incluso tela encerada, fieltros asfaltados o capas de asfalto y hasta palastro soldado, como en el túnel bajo el Mosa (Rótterdam); el enlucido del intradós de la bóveda con un impermeabilizante es también eficaz; recientemente, en Italia, se ha empleado, con éxito, tela de plástico (polietileno). Para que los huecos del dren no se rellenen de arcilla y detritus arrastrados por las aguas, se dispone algunas veces una capa de hormigón pobre y poroso, entre el terreno y la piedra de drenaje. Cuando el caudal es importante, se recurre a disposiciones especiales, estableciendo sobre la bóveda un sistema de drenaje que asegura la evacuación del caudal total; se han empleado, con éxito, inyecciones de cemento entre la bóveda y el terreno, para formar entre ambos una capa de mortero rico que evita la llegada del agua a la fábrica. Estas inyecciones deben hacerse antes de dar el enlucido definitivo del intradós del túnel.

En el túnel de carretera de Clyde, en Escocia, doble tubo de 8,80 m. de diámetro y 800 m. de longitud, se ha empleado como revestimiento, hasta 5 metros de altura, placas onduladas rígidas, de cloruro de polyvinilo de color verde; la parte superior está constituida por un falso techo horizontal, formado por planchas de aluminio soportadas por perfiles en T invertida; el ondulado de las paredes asegura una perfecta difusión de la luz.

14.19. Cunetas. — Las aguas recogidas pasan, por medio de mechinales, a las cunetas del túnel, que, además de esta función, sirven para recoger y evacuar las que eventualmente pudieran llegar al interior del túnel; los mechinales deben disponerse cada 8 ó 10 m.; las cunetas se han de colocar lateralmente; son canales revestidos, de hormigón generalmente, con sus paredes y fondo enlucidos, para que, con la menor pendiente, se pueda alcanzar la mayor velocidad y evitar la formación de depósitos; pueden ser también tuberías de hormigón o gres. La entrada del agua superficial se hace por medio de sumideros, generalmente de rejilla.

En el caso de que aparezcan manantiales en la excavación, habrá que proyectar su captación llevando las aguas a la cuneta, que en este caso deberá dimensionarse de acuerdo con el caudal que deba evacuar.

Cuando se trate de grandes caudales, habrá que adoptar disposiciones especiales para su evacuación; en el túnel de Tanna, se ha llegado a dedicar una parte de la sección a canal de evacuación de las aguas, separándola por un muro vertical de la parte utilizable para el tráfico.

14.20. Bocas de acceso. — En las bocas de acceso de un túnel es preciso proyectar las obras que resulten imprescindibles para defender su entrada de des-

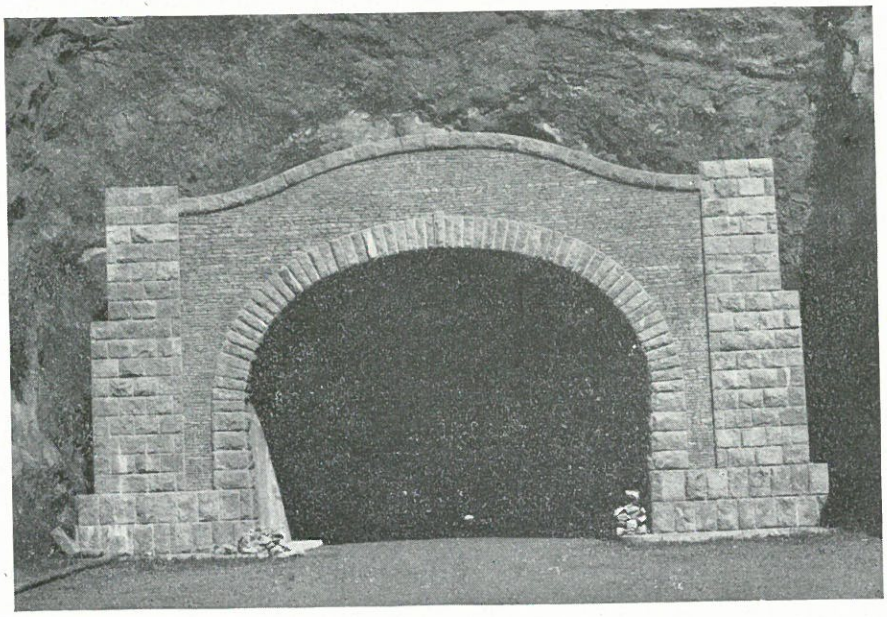


Fig. 14-29. — Isla de la Palma (Canarias). Boca de acceso del túnel en la carretera L-833, de Buenavista al Barranco de Hermosilla. Longitud, 1.095 metros

prendimientos del terreno que las rodea. La naturaleza de éste fijará la importancia de los muros de contención o defensa; si el túnel está proyectado en un terreno flojo, habrá que disponer muros laterales de sostenimiento, que aseguren la estabilidad de los taludes de la trinchera y habrá que defender el

frente de la embocadura para evitar la caída de piedras o desprendimiento de tierras de la parte superior. Cuando el terreno sea roca dura, la embocadura se puede limitar a un sencillo arco que acuse al exterior la forma del túnel y su revestimiento.

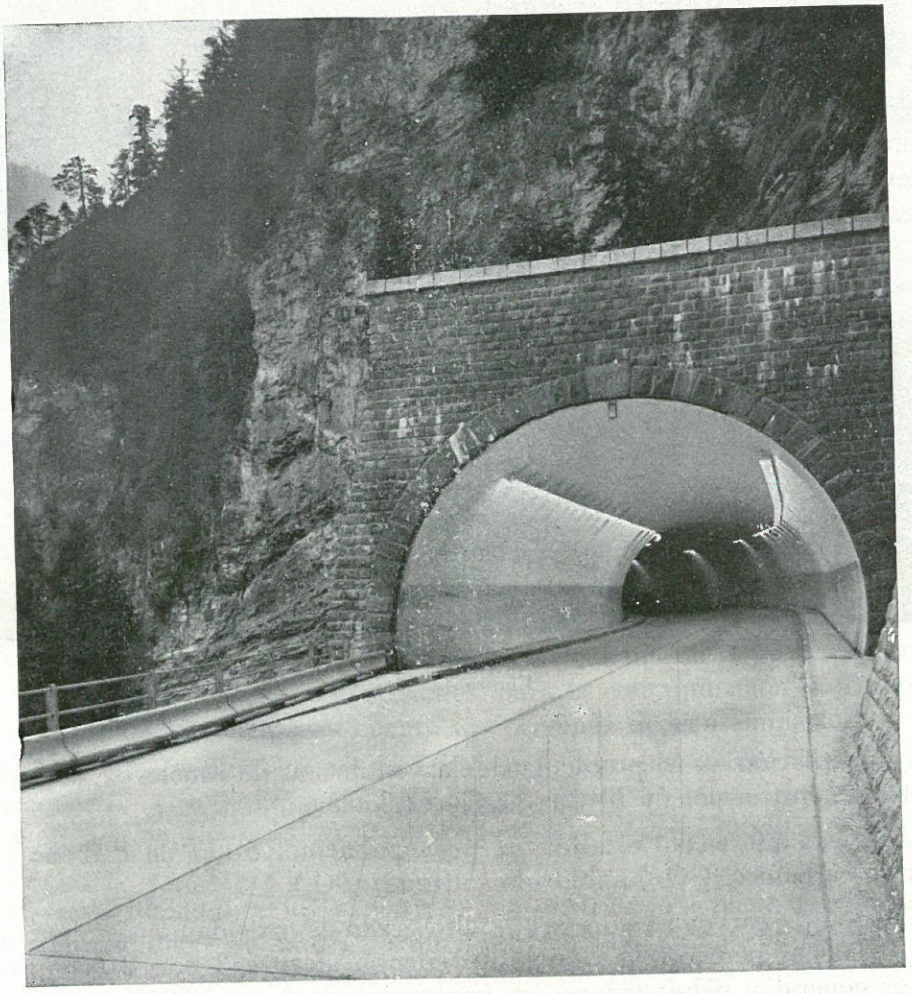


Fig. 14-30. — Boca Norte de acceso del túnel número 1 de la carretera de S. Bernardo (Suiza).

Las bocas de acceso de los túneles suelen ser de hormigón, sillería o sillarejo, combinados con mampostería (figs. 14-29, 14-30 y 14-31); deben ser obras cuidadas, pero sencillas, sin motivos decorativos, que resultan, en la mayoría de los casos, inapropiados; el criterio debe ser alterar lo menos posible el paisaje.

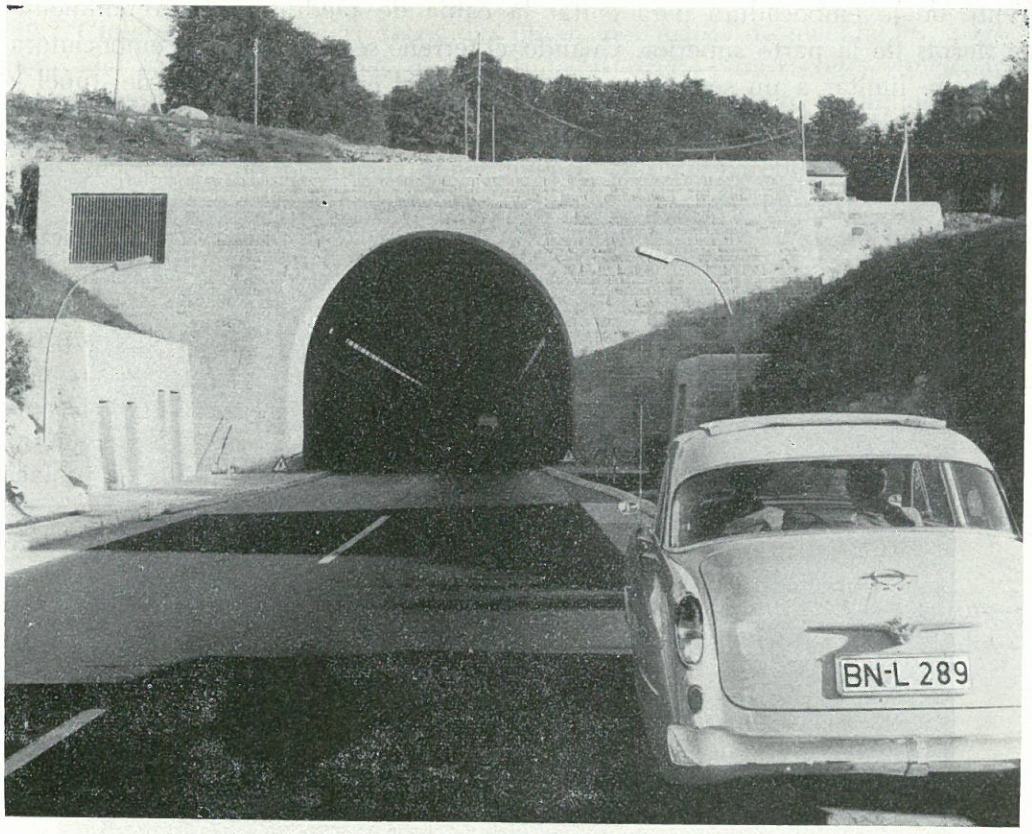


Figura 14-31.

14.21. Ventilación. — El problema de la ventilación de túneles se plantea: *a*) durante la construcción, y *b*) durante la explotación.

Los gases que vician el aire son, principalmente, óxido de carbono (CO), anhidrido carbónico (CO_2), anhidrido sulfuroso (SO_2).

El óxido de carbono es un gas de alto grado de toxicidad; en proporción de 1 por 10.000 es perceptible y molesto; cuando alcanza 3 por 10.000 provoca malestar general y palpitaciones; en proporción de 5 por 10.000, causa fuertes dolores de cabeza y desvanecimientos, y en 10 por 10.000, produce la muerte al cabo de un cierto tiempo de permanencia, una hora aproximadamente; los efectos del óxido de carbono se notan al cabo de una media hora de permanencia en la atmósfera viciada; por ello, se ha llegado a medir en el metropolitano de Londres, concentraciones de 6 a 6,8 por 10.000, sin peligro para el público; el límite a fijar dependerá del tiempo normal de permanencia. Por esta razón los técnicos suizos admiten una proporción de 2,5 por 10.000 si la longitud es inferior a 1 Km., y 2 por 10.000 si es superior a 3 Km., con interpolación lineal para longitudes comprendidas entre 1 y 3 Km. En el túnel del Mont Blanc, teniendo en cuenta la gran longitud del túnel, se ha fijado la cifra máxima de

CO para el cálculo de la ventilación de 1 por 10.000. Esta cifra debe ser límite también cuando haya personal que, para la conservación y vigilancia de la explotación, deba permanecer en el túnel ocho horas o más.

El anhídrido carbónico (CO_2) entra en el aire libre en una proporción del 0,30 por 1.000; se empieza a percibir cuando pasa del 2 por 1.000; es tolerable en proporción del 10 por 1.000; cuando alcanza la cifra del 50 por 1.000 la actividad ya no es posible, y con cantidades superiores al 100 por 1.000 es peligroso, pudiendo, si la proporción aumenta, causar la muerte.

El anhídrido sulfuroso (SO_2) es un veneno muy fuerte, que origina la muerte con proporciones muy reducidas, 0,50 a 0,60 por 1.000; afortunadamente, existe en muy pequeña cantidad en el aire de los túneles, aunque estén mal ventilados; el anhídrido sulfuroso, unido a la elevación de temperatura y aumento de humedad, cuando el túnel está mal ventilado, ataca al cemento de fábrica del revestimiento y a los elementos mecánicos, por ejemplo, los carriles.

En la explotación de túneles de carreteras hay que tener en cuenta no sólo la contaminación del aire, sino también la transparencia que se ve profundamente afectada por los gases desprendidos por los camiones con motor Diesel, especialmente si el túnel tiene una pendiente apreciable.

En resumen, podemos considerar como límites máximos de contaminación:

Oxido de carbono	2 a 4	por	10.000
Anhídrido carbónico	100	»	»
» sulfuroso	0,05	»	»

Ventilación durante la construcción. — El cálculo de la ventilación durante la construcción se hace, normalmente, para la contaminación de óxido o bióxido de carbono, teniendo en cuenta los orígenes de contaminación:

a) Los gases producidos por los obreros y animales; un hombre, sin trabajar, produce de 17 a 20 litros CO_2 por hora, y hasta 35 litros, en trabajo; como media pueden considerarse 28 litros. Un caballo o mula produce 230 litros a la hora.

b) Gases debidos a los explosivos: en un trabajo a plena sección se consumen de 350 a 450 Kg. al día de dinamita; en una galería de avance, de 25 a 35 Kg. Un kilogramo de dinamita produce de 200 a 225 litros de CO_2.

c) El humo de las locomotoras de servicio, cuando son de vapor, que produce de 150 a 200 litros-hora de CO_2.

d) Las lámparas de acetileno o aceite, que desprenden de 15 a 20 litros-hora de CO_2.

e) El polvo que se produce en el trabajo.

f) El calor y la humedad del cuerpo humano.

En ciertos tipos de terrenos se pueden encontrar gases tóxicos, especialmente anhídrido carbónico y gas sulfúdrico, en cantidades muy distintas, según las circunstancias locales. El problema de la contaminación durante la construcción tiene no solamente el aspecto legal y humano de protección al trabajador, sino

también el económico de rendimiento en el trabajo, que disminuye en fuerte proporción, si la ventilación es defectuosa.

Ventilación durante la explotación. — Durante la explotación el problema de la contaminación admisible ha de estudiarse muy cuidadosamente, pues tiene una repercusión importante, en el coste de la ejecución y explotación del túnel, en cuanto éste es de cierta importancia en longitud y tráfico a servir; hay que tener en cuenta el efecto de la contaminación por cuanto se refiere a toxicidad de los gases y confort de la circulación por transparencia del aire, que se ve afectada por los escapes de los motores de vehículos de carga, de gas-oil especialmente. En el túnel del Mont Blanc, el volumen del aire inyectado en cada boca es de 300 metros cúbicos por segundo, o sea en total 600 metros cúbicos por segundo; en cada boca existen 4 ventiladores, capaces de inyectar 75 metros cúbicos/segundo, y uno más de reserva y 3 ventiladores para la extracción del aire viciado, capaces de absorber 30 metros cúbicos por segundo; cada ventilador, con 4 velocidades de régimen, está movido por un grupo motor de 650 HP. Pero no es solamente la importancia de la maquinaria, hay que considerar, además, el aumento de sección precisa; en el citado túnel del Mont Blanc la sección necesaria para el tráfico es de 46 m.^{2}, y para la ventilación una media de 25 m.^{2}. Los datos anteriores del túnel para carretera más largo del mundo, son excepcionales, pero nos muestran con qué cuidado hay que considerar el problema, cuya importancia aumenta rápidamente al aumentar la longitud del túnel. La cantidad de CO producido por minuto en diferentes túneles en explotación, ha sido la siguiente:

TABLA 14-II.

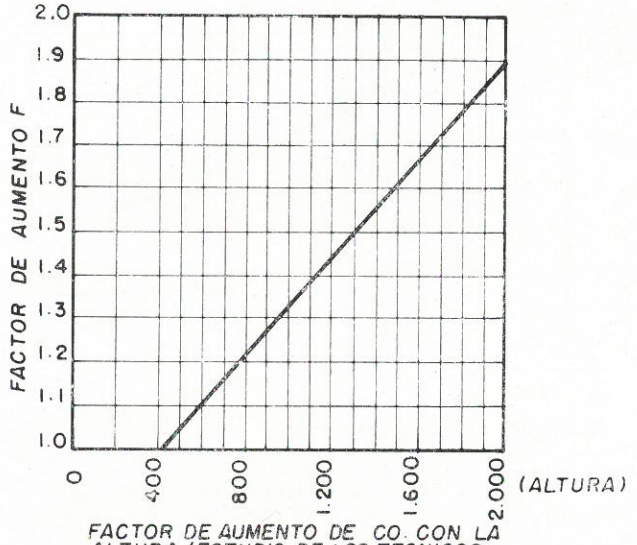
		Velocidad media Km./h.	CO producido litros por minuto	
			Media	Vehículos de gasolina solo
Amberes	Mañana	31,5	15,9	21,9
	Tarde	39,1	16,9	19,9
Rotterdam	Mañana	20 a 22	15,8	20,2
	Tarde	20 a 22	14,9	18,8
Velsen	Tarde	36	16,4	19,1
Lyon	30-IV-1961	53	25,6	29,5
	5-IV-1962	55	27,6	31,4
Axenstrasse	Mañana	31,4	15,2	17,3
	Tarde	30,6	15	17,6

Los técnicos suizos toman como cifra media 25,2 l./min. en un vehículo de turismo en horizontal, para una velocidad de 40 a 60 Km./hora, cifra conservadora, a la cual aplican unos coeficientes de corrección por la altitud y otros para tener en cuenta el tipo de tráfico y su intensidad (figs. 14-32, 14-33, 14-34 y 14-35). Al volumen de aire fresco preciso le aplican un coeficiente de aumento:

$$\frac{B_0\, T}{B\, T_0};$$

fórmula en la cual:

$B_0 = 760$ mm. de H_g;
B = presión a la altura del túnel;
$T_0 = 273°$;
T = temperatura en grados absolutos.



FACTOR DE AUMENTO DE CO. CON LA ALTURA (ESTUDIO DE LOS TECNICOS SUIZOS).

Figura 14-32.

El comité técnico de túneles de la A.I.P.C.R. consideran aceptables los valores obtenidos por los técnicos suizos, aumentándolos en un 15 por 100, o bien toman la cifra de 28 l./min. para un vehículo medio, incluido los vehículos con motor Diesel, para una composición de parque semejante al parque francés, europeo decimos nosotros; la cifra es muy conservadora si la comparamos con los datos medidos que se recogen en la tabla 14-II.

El problema del cálculo de la ventilación, tanto durante la construcción como en la explotación, se plantea en los términos siguientes: durante un cierto tiempo, T, se habrán producido en el túnel una cantidad, G, de metros cú-

bicos de gases tóxicos, bien por las condiciones de la construcción o bien por el tráfico; hay que tener presente que se debe tomar el máximo previsible de G, especialmente durante la explotación, porque en todo momento la contaminación del aire no debe exceder de los límites admitidos.

Si S es la sección del túnel y V_a la velocidad del aire dentro del mismo, en el tiempo T, habrá pasado por él un volumen de aire:

$$S \times V_a \times T ;$$

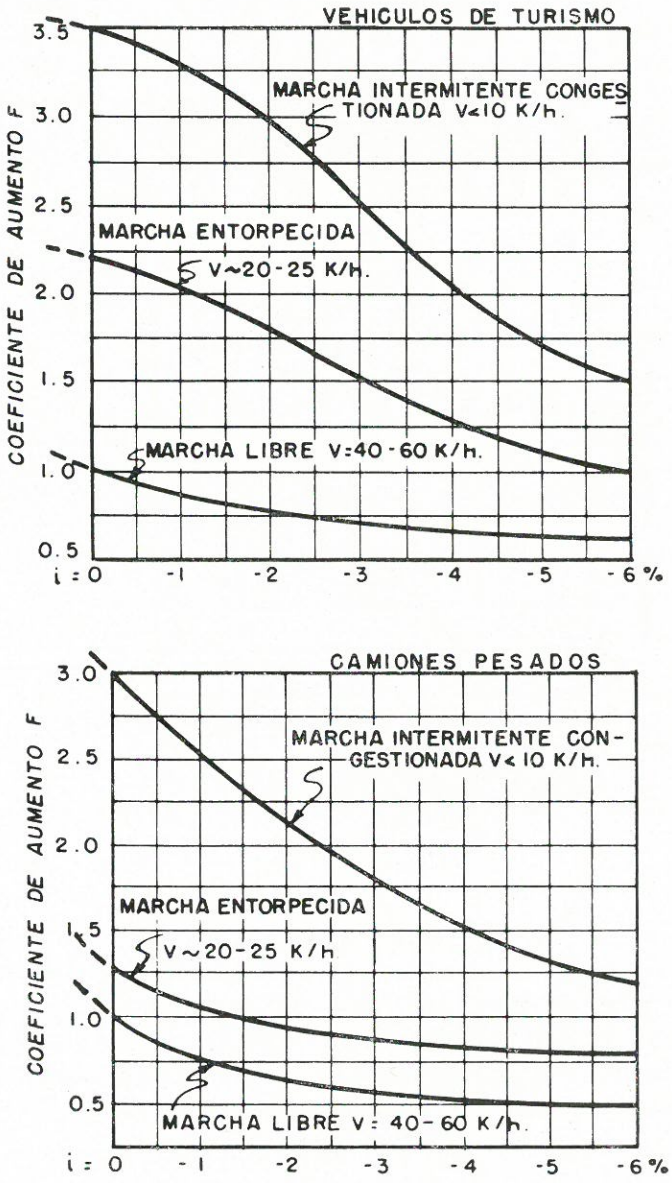


Figura 14-33.

si queremos que la proporción:

$$\frac{G}{S \times V_a \times T};$$

no exceda de un cierto límite, tendremos que aumentar la cantidad de aire puro, o sea el denominador de la fracción anterior, o, en definitiva, el valor de V_a, único que podemos cambiar.

La velocidad del aire en el túnel y, por tanto, el caudal disponible, se puede ver alterado por diferentes causas: *a*) por el rozamiento de las paredes; *b*) por causas accidentales, entre las cuales se han de tener en cuenta, como las más importantes, la alteración que el tránsito de vehículos produce. El coeficiente de rugosidad varía de 0,020 a 0,030, dependiendo de la naturaleza de las paredes y dimensiones de la sección. El tráfico puede favorecer la ventilación si marcha en el sentido de su corriente, o perjudicarla si va en sentido contra-

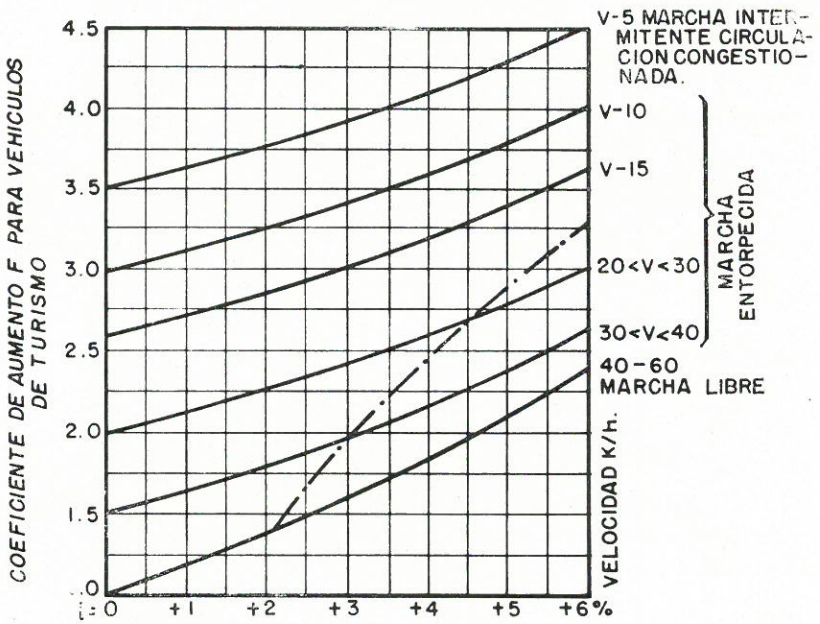


Figura 14-34.

rio; es posible abordar el cálculo matemático en cualquier caso, pero sus resultados son muy inciertos; normalmente se tienen en cuenta las causas accidentales de alteración del régimen de ventilación, aplicando un coeficiente de aumento.

El procedimiento de cálculo de la potencia precisa para la ventilación es sencillo; conocida la pérdida de carga por rozamiento, se determina la fuerza viva precisa para mover la masa de aire necesaria, de cuyo dato se deduce la

potencia; a la cifra obtenida se aplica un coeficiente de aumento, normalmente del 20 por 100, para tener en cuenta las alteraciones de régimen, por causas accidentales. Para obtener la fuerza viva de la masa de aire necesaria para alcanzar el grado de purificación previsto, hay que conocer el peso, γ, del metro cúbico de aire que, en distintas condiciones de temperatura y presión, puede llegar a variar hasta en un 15 por 100; para ello conviene considerar atentamente las circunstancias locales, haciendo determinaciones en diversas épocas del año, con el fin de que los datos obtenidos concuerden con la realidad. Puede hallarse el valor de γ por la fórmula:

$$\gamma = \frac{10.000\, p_m}{R\, T};$$

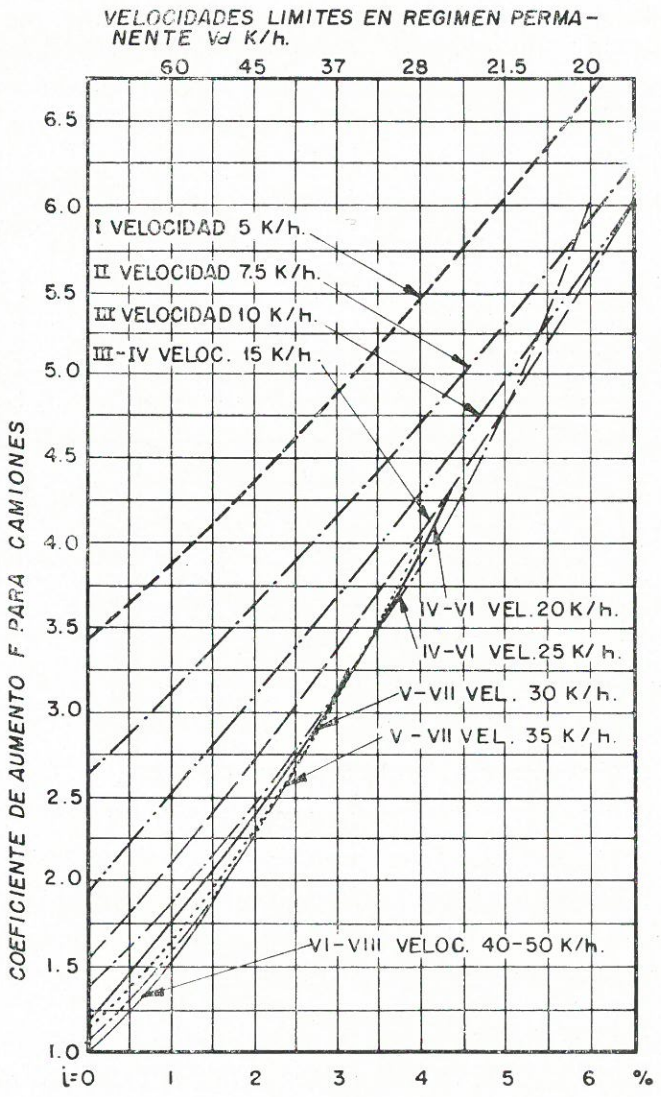


Figura 14-35.

en la cual $p_m = \frac{p_1 + p_2}{2}$, presión media en kilogramos (p_1 y p_2, presiones en las dos boquillas); T, la temperatura absoluta, y R, la constante de los gases = = 29,27; a la presión atmosférica de 10.334 Kg. por metro cuadrado y a 15° centígrados de temperatura, $\gamma = 1{,}23$ Kg./m.^{3}.

Determinado el peso del aire, el cálculo de la potencia necesaria se realiza como sigue:

La pérdida de carga, j, debida al rozamiento, es decir, la altura geométrica de la columna del mismo fluido, necesaria para mantener el movimiento, es:

$$j = \lambda \times \frac{L}{d} \times \frac{V^2_a}{2g}.$$

donde:

L = longitud, en metros, del túnel;
d = diámetro de la tubería circular, en metros;
V_a = velocidad, en metros por segundo, del aire;
λ = número, sin dimensiones, expresivo del rozamiento.

Si la sección no es circular, puede generalizarse el resultado definiéndola por su radio hidráulico $R = \frac{S}{P}$, donde P es el perímetro de la sección; recordando que $d = 4\,R$, tendremos:

$$j = \lambda \times \frac{L}{4R} \times \frac{V^2_a}{2g}.$$

La diferencia de presiones entre los dos extremos del túnel será:

$$\Delta p = \gamma \times j;$$

en la cual γ es el peso específico del aire (Kg./m.^{3}).

La fuerza total precisa para vencer el rozamiento será:

$$\Delta p \times S = \gamma \times j \times S.$$

El recorrido, en un segundo, es igual a V_a, y, por tanto, la potencia necesaria (fuerza por camino recorrido) será:

$$\Delta p \times S \times V_a = \gamma \times \lambda \times \frac{L}{4R} \times \frac{V^2_a}{2g} \times S \times V_a;$$

$S \times V_a$ es el caudal total del aire; luego la potencia por unidad de caudal precisa para vencer la resistencia del rozamiento, valdrá:

$$\gamma \times \frac{4}{R} \times \frac{V^2_a}{2g} \times L = \gamma \times K \times \frac{V^2_a}{2g} \times L;$$

si a esta potencia, precisa para vencer el rozamiento, añadimos la necesaria para mover la masa de aire si no hubiese rozamiento, que será:

$$\frac{1}{2} \times M \times V^2{}_a = \frac{1}{2} \times \frac{\gamma}{g} \times V^2{}_a ;$$

tendremos la potencia total necesaria, que valdrá:

$$h = \frac{\gamma V^2{}_a}{2g} + \gamma K \frac{V^2{}_a}{2g} \times L = (1 + K L) \frac{V^2{}_a}{2g} \times \gamma ;$$

si V es el volumen total de aire preciso, la potencia P en HP., será, siendo η el rendimiento de la maquinaria:

$$P = \frac{h \times V}{\eta \times 75} \times 1{,}20,$$

siendo 1,20 el coeficiente a aplicar, para tener en cuenta las alteraciones accidentales. A esta potencia habrá que añadir la precisa para vencer las pérdidas de carga en el sistema de ventilación.

El número $\lambda\left(K = \frac{\lambda}{4R}\right)$ es función del número de Reynolds y de la rugosidad; prescindiendo de la primera influencia, lo que es lícito si el régimen es netamente turbulento:

$$\lambda = 0{,}096 + \sqrt{\frac{\varepsilon}{d}}.$$

Latón, plomo	$\varepsilon = 20 \times 10$
Cemento liso	$\varepsilon = 300 \times 10$
Tuberías de hierro estirado	$\varepsilon = 1.000 \times 10$
Tuberías de fundición nueva	$\varepsilon = 5.000 \times 10$
Tuberías de fudición usada	$\varepsilon = 10.000 \times 10$
Mampostería	$\varepsilon = 10.000 \times 10$
Grandes rugosidades	$\varepsilon = 600.000 \times 10$

Cuando por la forma de estar construido el túnel existe una corriente natural de aire en el sentido de la ventilación, se determinará, por el procedimiento expuesto, la potencia que representa, que se restará de la anteriormente calculada; la diferencia será la potencia precisa.

14.22. La temperatura en los túneles. — El aire de ventilación tiene que evitar que la contaminación pase de los máximos admitidos y lograr que la temperatura, dentro del túnel, no exceda de unos ciertos límites; en algunos casos, especialmente durante la construcción, el problema es importante, pues si la ventilación no es la adecuada, la temperatura llega a cifras incompatibles con el trabajo; por ejemplo: en el Simplón alcanzó en algunas zonas hasta 56° C.

La temperatura del terreno se mantiene, con una diferencia sensiblemente constante con la del ambiente, hasta una cierta cota de 10 a 12 m., y va aumentando después proporcionalmente a la profundidad.

Se denomina "pendiente geotérmica" la variación de temperatura en 100 metros de profundidad, y "grado geotérmico" la profundidad precisa para alcanzar una variación de temperatura de un grado.

El grado geotérmico varía según la naturaleza de los terrenos y sus características, entre las cuales la inclinación y espesor de los estratos tiene gran importancia; la existencia de manantiales de agua en la excavación influye, asimismo, de un modo favorable o desfavorable, según se trate de aguas frías o termales. El agua, en pequeña cantidad a lo largo de la excavación, produce un mayor efecto refrigerante que el mismo caudal brotando reunido en uno o dos puntos. La disminución de la temperatura de la roca, es indicativa de la posible existencia de agua en las proximidades.

Las líneas geotérmicas no siguen paralelamente a la superficie del terreno; el grado geotérmico es mayor en las partes altas de las montañas que en las llanuras; la pendiente geotérmica es mayor en la montaña que en el terreno llano.

Como en la temperatura de la roca influyen múltiples factores, su medida experimental es la única forma de tener datos seguros para el cálculo de la refrigeración; se determina practicando orificios, en los cuales se colocan los termómetros que luego se cubren con arcilla o material similar para aislarlos del exterior; los agujeros deben tener de 1,50 a 2 m. de profundidad y hay que cuidar que los termómetros estén colocados en seco; los agujeros deberán practicarse en el plano vertical del eje del túnel. Se harán lecturas repetidas con pocas horas de intervalo, durante un período de tiempo de varias semanas; simultáneamente debe determinarse la temperatura del ambiente. Una vez obtenida la relación entre las temperaturas del terreno y el ambiente, si se dispone de los datos de ésta durante un largo período, como ocurre normalmente en casi todos los países, se pueden deducir las máximas y mínimas temperaturas previsibles del terreno; suponiendo un grado geotérmico para las distintas clases de roca que se prevé encontrar según el estudio geológico, se podrá determinar la curva de las temperaturas probables de la excavación. Los grados geotérmicos normales, en las diferentes clases de roca, son los que figuran en el cuadro siguiente:

GRADO GEOTÉRMICO

TERRENO	MATERIALES		ESTRATIFICACIÓN	
	Secos — *Metros*	Húmedos — *Metros*	Vertical — *Metros*	Horizontal — *Metros*
Granito, Caliza, Pizarra, Arcilla	33-34	35,50-37	—	—
Arenisca	28	—	—	—
Gneis	—	—	35-37	28-29

Durante la construcción del túnel se miden las temperaturas de la roca en la excavación, directamente en ella y sin ventilación, tomando al mismo tiempo la temperatura del aire dentro del túnel; se comprueba así el grado geotérmico para las diferentes clases de roca, lo que puede servir para rectificar, si fuese preciso, las previsiones en el resto del túnel.

14.24. Sistemas de ventilación durante la construcción. — Hay que atenderla cuidadosamente no sólo por una razón de higiene del trabajo, sino también por rendimiento, que rápidamente disminuye si las condiciones de trabajo no son aceptables.

Ventilación por pozos. — Cuando la cota no excede de unos 50 m., puede emplearse, para lograr la ventilación, el sistema de pozos o chimeneas; el aire viciado, más caliente, y por tanto menos denso, tiende a salir por la parte superior de la galería; se practica una conducción, que lleva el aire viciado al pozo, en la forma que, esquemáticamente, se indica en la figura 14-36; puede colocarse un aspirador en el pozo para aumentar la ventilación; los pozos o

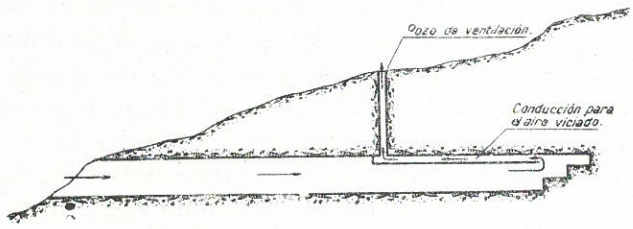
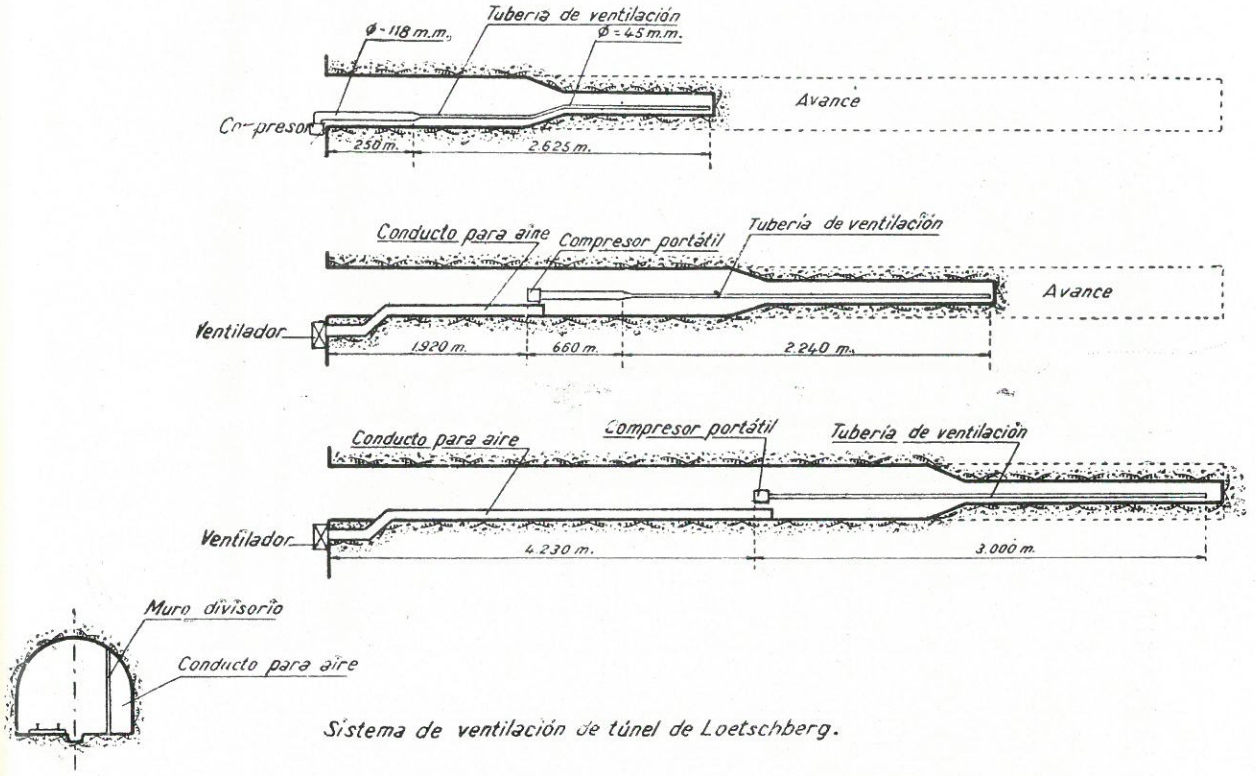


Figura 14-36.

chimeneas suelen ser de pequeño diámetro, hasta unos 0,30 m.; si la cota del túnel es superior a 50 m., no resulta, en general, económico construir pozos, y por ello conviene recurrir a la ventilación artificial.

Ventilación forzada. — Puede llevarse a cabo por dos procedimientos distintos: *a*) por aspiración; *b*) por inyección de aire.

El método de aspiración tiene aplicación especial en caso de galerías de longitud no muy grandes. Si el aire es viciado se aspira, se obtiene muy rápidamente la purificación precisa para que pueda reanudarse el trabajo; prácticamente, se puede trabajar a los diez minutos de ocurrida la explosión; el sistema tiene, además, otra ventaja; el aire viciado se transporta al exterior, fuera del contacto con el resto de la atmósfera del túnel y, por tanto, sin contaminarla. Cuando la galería es larga, el método de aspiración resulta caro, pues inevitablemente existen pérdidas difíciles de detectar en las juntas, que hacen que el vacío producido sea pequeño y, por tanto, el rendimiento bajo; normalmente, el método de aspiración se emplea para galerías de una longitud máxima de dos kilómetros.



Sistema de ventilación de túnel de Loetschberg.

Figura 14-37.

El método de inyección de aire consiste en impulsar a presión la cantidad necesaria hasta la zona de trabajo. El aire fresco produce una corriente de dentro afuera del túnel, que arrastra el exterior el aire viciado.

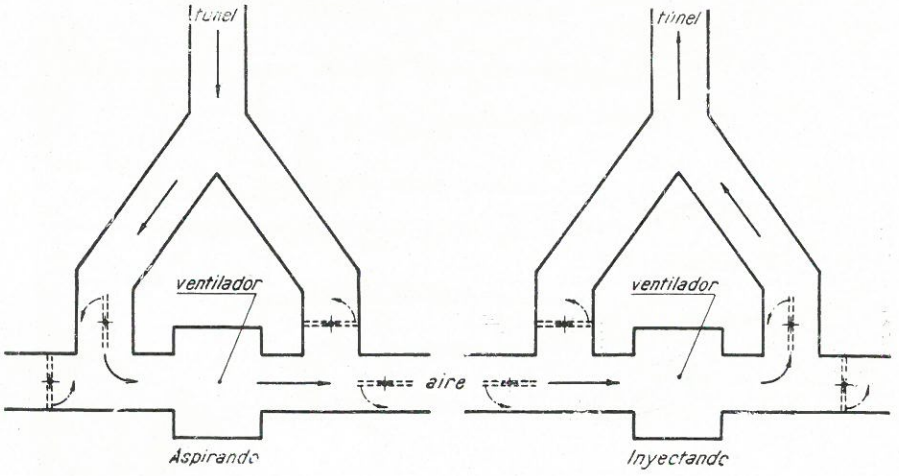


Figura 14-38

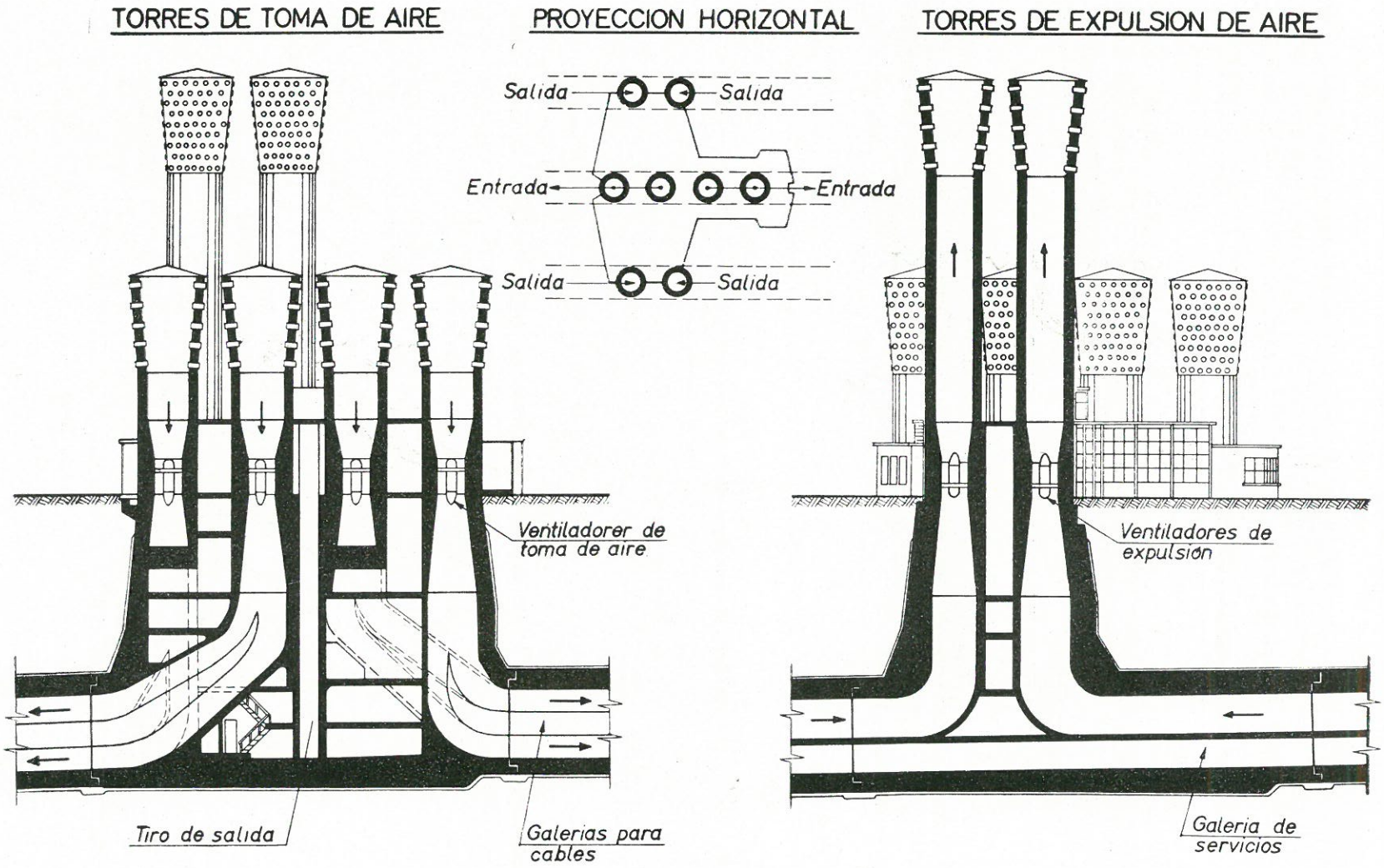


Fig. 14-39. — Entrada y salida de aire en el túnel de Vesel (Holanda).

El aire en este sistema se lleva hasta la zona de trabajo, bien por medio de tuberías e incluso, cuando el volumen a inyectar es muy importante, por conductos de fábrica. Este procedimiento fue el empleado para la ventilación del túnel de Loetschberg (fig. 14-37). En la primera parte, el aire producido a presión en la boca del túnel se transportaba a la zona de trabajo por medio de dos tuberías. Cuando la longitud de éstas alcanzó 1.920 m., se instalaron en la boca de entrada unos ventiladores que enviaban aire puro, por un conducto de fábrica, hasta un punto en el cual era recogido por un compresor portátil y enviado a presión a la zona de trabajo; el conducto para aire puro, según puede verse en la figura, consistía simplemente en un muro vertical que aislaba, a este objeto, una parte de la sección ya construida del túnel.

Mediante un sencillo juego de válvulas (fig. 14-38) se puede emplear un sistema mixto de aspiración e inyección que reúna las ventajas de ambos procedimientos, aspirando después de las explosiones e inyectando el resto del tiempo. En la figura 14-39 puede verse la disposición de toma de aire y expulsión del túnel de Vesel.

La pérdida de carga en las tuberías para los diferentes caudales de aire, puede calcularse por ábaco de la figura 14-40.

Cuando es necesario refrigerar la zona de trabajo, generalmente se hace

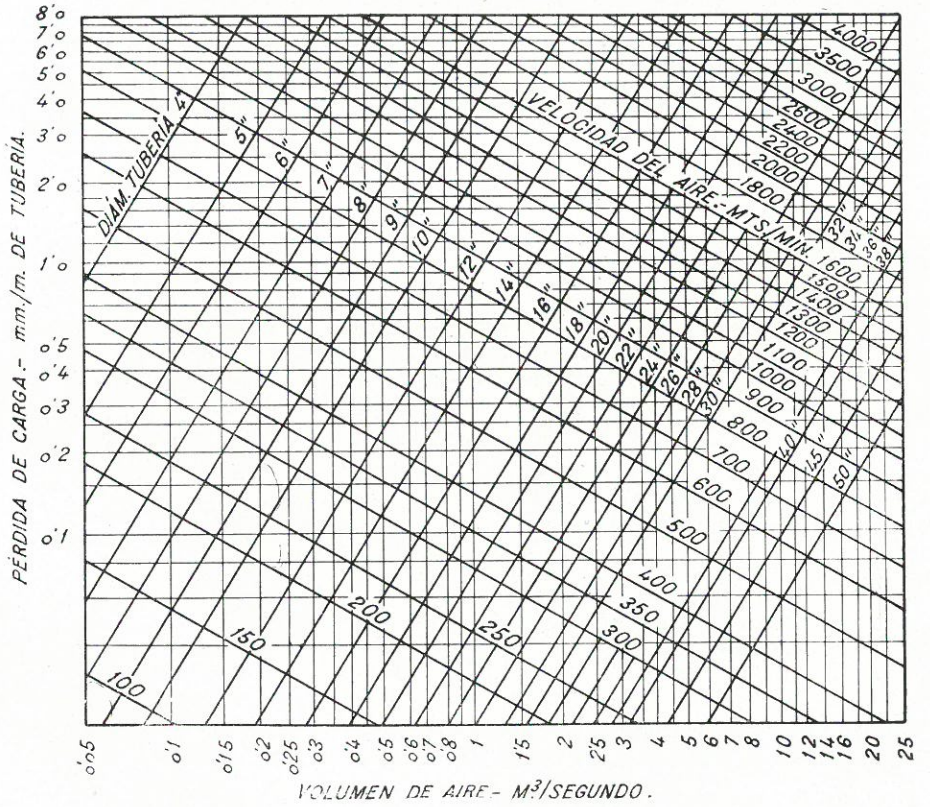


Figura 14-40.

pasar el aire a través de una cortina de agua finamente pulverizada; la disposición de este sistema de refrigeración y el tipo de pulverizador puede verse en las figuras 14-41 y 14-42; los sistemas de acondicionamiento especiales y la

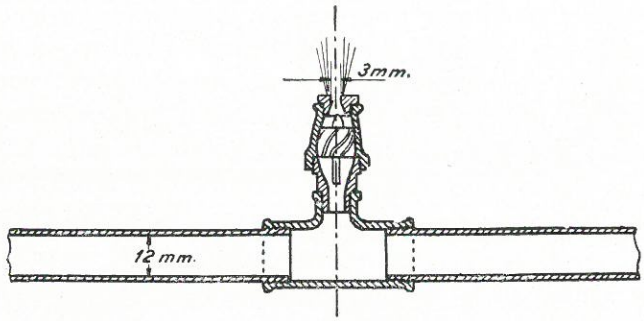


Figura 14-41.

introducción de carretones de hielo dentro de la excavación no se utilizan; el primero, por su coste elevado, y el segundo, por ser ineficaz.

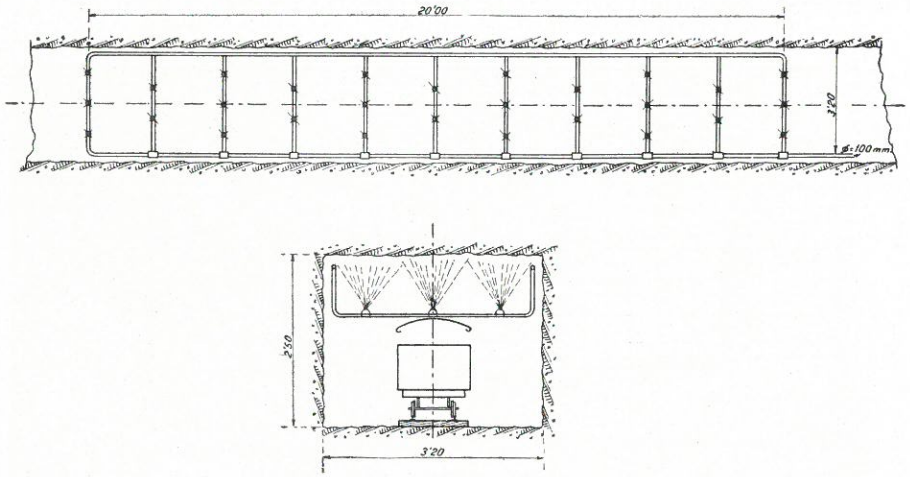


Figura 14-42.

El dispositivo de ventilación durante la construcción del túnel del Mont-Blanc puede verse en la figura 14-43 y en la figura 14-44 el empleado en el túnel de Guadarrama.

14.25. Ventilación durante la explotación. — La ventilación durante la explotación exige:

a) Que la contaminación en los elementos de máxima intensidad de tráfico no exceda de los límites señalados (epígrafe 14.4).

b) Que la transparencia del aire y el olor de la atmósfera no baje y exceda del límite aceptable.

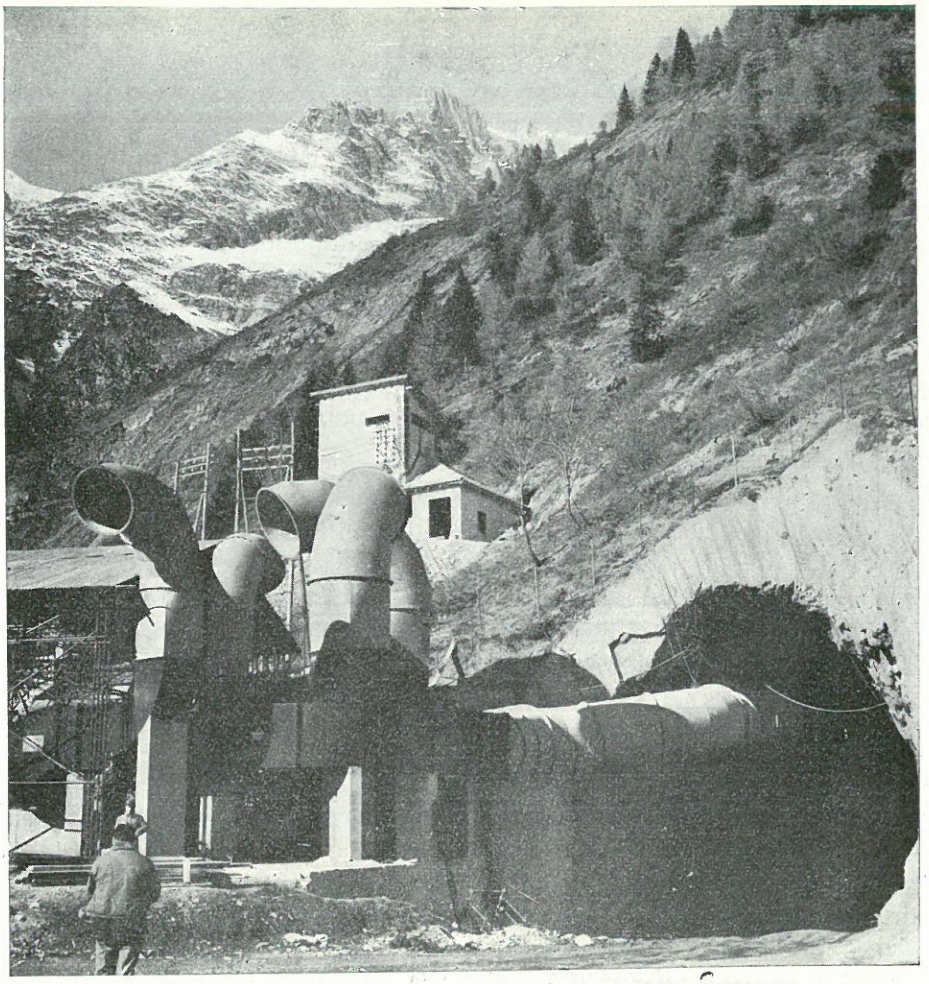


Fig. 14-43. — Dispositivos de ventilación del túnel del Mont-Blanc, durante la construcción.

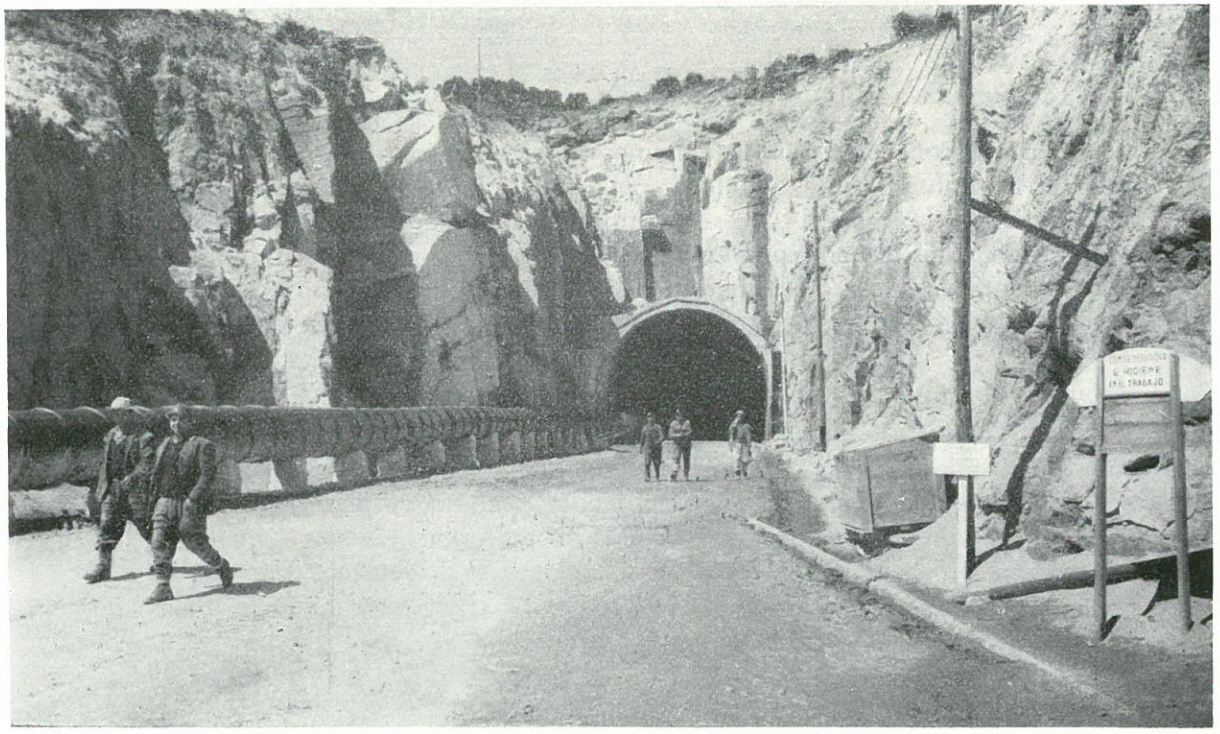
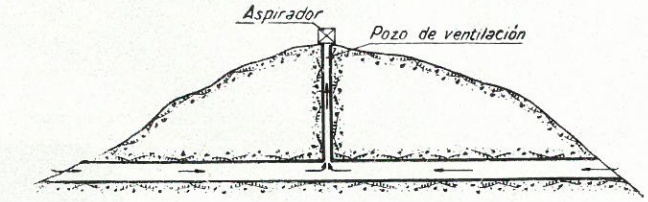


Fig. 14-44. — Tubería para la inyección de aire durante la construcción del túnel de Guadarrama.

c) Que la renovación del aire se haga de la manera más uniforme posible, sin corrientes fuertes, siempre molestas y que pueden resultar peligrosas en caso de incendio de un vehículo, que se podría transmitir a los que circulasen en aquel momento por el túnel.

La ventilación puede ser longitudinal, transversal o semitransversal.

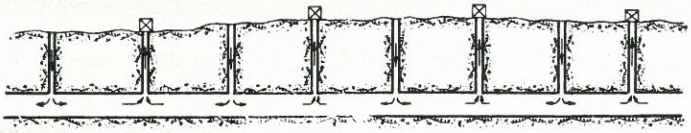
La ventilación longitudinal es, normalmente, la más económica; en ella el aire entra por las bocas del túnel y es extraído por pozos colocados en puntos adecuado normalmente, uno colocado en el centro (fig. 14-45); hace falta que



Pozo ...ico de ventilación en el centro del túnel

Figura 14-45.

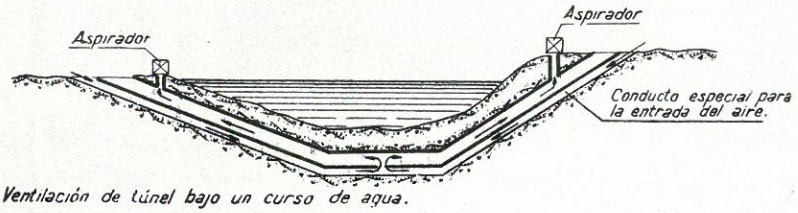
la altura del pozo o los pozos no sea excesiva para que resulte económica su construcción y que la velocidad del aire no sea grande, lo que sería molesto y peligroso; así, está establecida la ventilación en la Autopista del Oeste de París; es túnel de gran tráfico, con unos 700 m. de longitud; el máximo recorrido del aire viciado es de 350 m.; la extracción del aire se hace en el centro, punto



Ventilación de túnel urbano

Figura 14-46.

de máxima concentración. En algunos túneles urbanos, relativamente cortos, donde la profundidad es pequeña, puede ser solución la que se representa en el croquis en la figura 14-46; se multiplican las entradas de aire y los pozos de aspiración, estos últimos con ventiladores; los tramos de aire viciado son cortos y la corriente en ellos es pequeña; para túneles cortos bajo cursos de agua la solución puede ser la que se croquiza en la figura 14-47; también en este caso se



Ventilación de túnel bajo un curso de agua.

Figura 14-47.

busca reducir la longitud contaminada y la intensidad de la corriente de aire.

Cuando la longitud es grande, el sistema de ventilación longitudinal no es recomendable; el aire contaminado ha de recorrer un largo camino, lo cual hace defectuosa la ventilación y resulta peligroso en caso de incendio; se ha de recurrir al sistema transversal o semitransversal.

El primer sistema es el más perfecto; el aire fresco entra por un gran número de orificios situados a lo largo del túnel y el viciado sale por un número similar de éstos, situadas análogamente a reducida distancia a lo largo del túnel.

El recorrido del aire viciado y la velocidad de éste dentro del túnel es mínimo; esta solución resulta especialmente conveniente para túneles de sección circular (fig. 14-7) u ovoide; en ellas no es preciso un mayor volumen de excavación, o, por lo menos, el aumento es relativamente reducido; si la sección suplementaria es grande el aumento de excavación y de estructura para el revestimiento es importante. Las cifras de los caudales en los principales túles en explotación son las siguientes en las obras más recientes:

Nombre	Año de entrada en servicio	Longitud metros	Caudal total de aire fresco m.³/seg.
Holland-Tunnel (2 tubos)	1927	2.609	1.775
Detroit-Canadá	1930	1.574	762
Lincoln	1934	2.257	1.683
Lincoln	1945	2.505	1.683
Lincoln	1957	2.542	1.683
Queens	1940	1.950	1.333
Brooklyn Battery	1950	2.780	1.962
Chesapeake Bay	1961	1.660	113
Rotterdam (4 vías)	1941	1.703	600
Stuttgart	1957	829	400
Lyon-Cruz Roja	1952	1.780	800
Gran S. Bernardo (Suiza-Italia)	1964	5.828	300
Belchen (Suiza), 2 túneles	En construcción.	3.180	Dirección N-S, 1.160 Dirección S-N, 1.060
Mont-Blanc	1965	11.600	600

En la ventilación semitransversal el número de puntos de entrada y salida del aire se reduce separándolos considerablemente.

El estudio de las características fundamentales de la ventilación tiene, según hemos visto, una importancia económica muy grande, tanto por su coste de instalación — aumento de obra de fábrica y maquinaria — como de explotación, potencia consumida; es preciso un estudio muy cuidadoso del problema, en cuanto el túnel tiene cierta importancia.

Además de estudiar las características de contaminación, la buena explotación del túnel exige una vigilancia sobre la transparencia del aire y su olor, que puede verse alterado por el polvo producido por el tráfico y por los humos de los vehículos; en los conductos de extracción del aire viciado, deben establecerse analizadores de transparencia, que pueden ser de distintos tipos, pero que consisten, en esencia, en una lámpara eléctrica, continuamente encendida y unas células sensibles a la luz; existen una serie de circuitos de válvulas y la transparencia se observa automáticamente; unos timbres de alarma suenan cuando baja del límite admitido. En el túnel de Juensway bajo el Mersey, en Liverpool, tiene establecido este sistema. También puede vigilarse automáticamente la proporción de óxido de carbono; los analizadores están basados en la propiedad de que el óxido de carbono se calienta en presencia de un catalizador y se transforma en anhídrido carbónico; esta combinación es exotérmica; dos pares termoeléctricos al medir la elevación de temperatura registran directamente la cantidad de óxido de carbono; en algunos túneles se han realizado las instalaciones en forma tal que automáticamente se regula la cantidad de aire inyectado, según las cantidades de óxido de carbono o la transparencia; el autor cree es más práctico que los analizadores pongan en marcha alarmas y que sea el personal el que varíe el rendimiento de la maquinaria según las necesidades. Las instalaciones totalmente automáticas dejan en general bastante que desear.

14.26. Lucha contra el polvo. Silicosis. — El trabajo del obrero durante un cierto período en una atmósfera de una concentración elevada de polvo que contenga partículas de sílice (SiO_2) puede producir la silicosis, fibrosis de los tejidos pulmonares; la enfermedad solamente se origina por partículas menores de 10 micrones, no perceptibles a la vista. No se sabe exactamente el tiempo que el hombre debe estar expuesto a una atmósfera de polvo para contraer la silicosis; hay médicos que opinan se precisa de tres a cinco años; parece que las condiciones particulares del individuo y la eficacia de su defensa orgánica tienen una influencia indudable; los enfermos de tuberculosis son muy propensos a contraer la silicosis.

La producción del polvo se suele evitar inyectando en el barreno una mezcla de aire y agua en proporción conveniente, según la naturaleza de la roca, y obligando, además, en la ventilación de la zona de ataque, a un mínimo de aire fresco por martillo perforador.

La Ley del Estado de Nueva York clasifica a la roca en dos grupos: clase I, en la cual la cantidad de sílice libre que la roca contiene es menor de 10 por 100; se permite en este caso una cantidad de polvo de 3.500 partículas por centímetro cúbico de aire; clase II, las rocas que contienen más de un 10 por 100 de sílice libre, en las cuales se permite una concentración máxima de 350 partículas por centímetro cúbico de aire.

Las combinaciones de aire y agua en litros por minuto por martillo para evitar la contaminación varían para una roca media:

Aire	56	a	112
Agua	2,80	a	5,60

Otro sistema también empleado es dotar a los martillos de una caperuza, con la cual se cierra el agujero del barreno; el polvo producido se recoge por una tubería de aspiración y va directamente al aparato colector.

En el Metropolitano de Nueva York el mismo carro que llevaba los martillos iba dotado de un potente aspirador que recogía el polvo producido en la misma zona de trabajo, y por una tubería flexible lo enviaba al colector de polvo situado en la parte ya terminada del túnel.

14.27. Replanteo del túnel. — Operación previa a la construcción de un túnel es su replanteo en el terreno; tiene dos fases: el externo y el interno del eje de la galería.

Es preciso marcar el eje del túnel sobre el terreno para conocer exactamente cuál ha de ser el recorrido y poder situar, cuando los hubiere, los pozos de ventilación o ataque. En túneles importantes que han de atravesar macizos montañosos accidentados, no es posible ver desde un mismo punto las bocas de entrada; habrá que replantearlas exactamente y será preciso medir, con toda rigurosidad, la longitud de la obra a realizar, marcando las alineaciones extremas del eje del túnel. Todo ello requiere operaciones topográficas de triangulación que permitan calcular con gran exactitud los datos precisos para definirlas.

Hay que tener en cuenta que la rapidez de los trabajos exige, la mayoría de las veces, el ataque por las dos bocas y, en ciertos casos, por pozos intermedios; un error en las alineaciones de partida puede ser causa de graves trastornos. Las operaciones son elementales, pero exigen la máxima precisión topográfica para llegar a la unión de las alineaciones con errores tan reducidos como los logrados, por ejemplo, en San Gotardo y el Simplón.

En la figura 14-48 puede verse un croquis de la triangulación del túnel de Somport, en los Pirineos, entre España y Francia.

El replanteo de un túnel se compone de dos partes: levantamiento superficie y el subterráneo. Ambos se enlazan entre sí únicamente en las bocas de ataque y en los pozos, cuando existen. El levantamiento subterráneo se ha de llevar con la máxima precisión, por la falta de comprobaciones intermedias, y se ha de apoyar en puntos (bocas y pozos) fijados con gran exactitud mediante una triangulación superficial.

En el replanteo subterráneo, el primer problema que se presenta es la forma de fijar las alineaciones de partida en las bocas y pozos de ataque y después la forma de prolongar dichas alineaciones.

Para iniciar la alineación en una boca de ataque habrá que empezar por situar, con toda precisión, una estación a 12 ó 15 m. de aquélla; para ello nos apoyaremos en dos jalones situados en la alineación que se trata de pro-

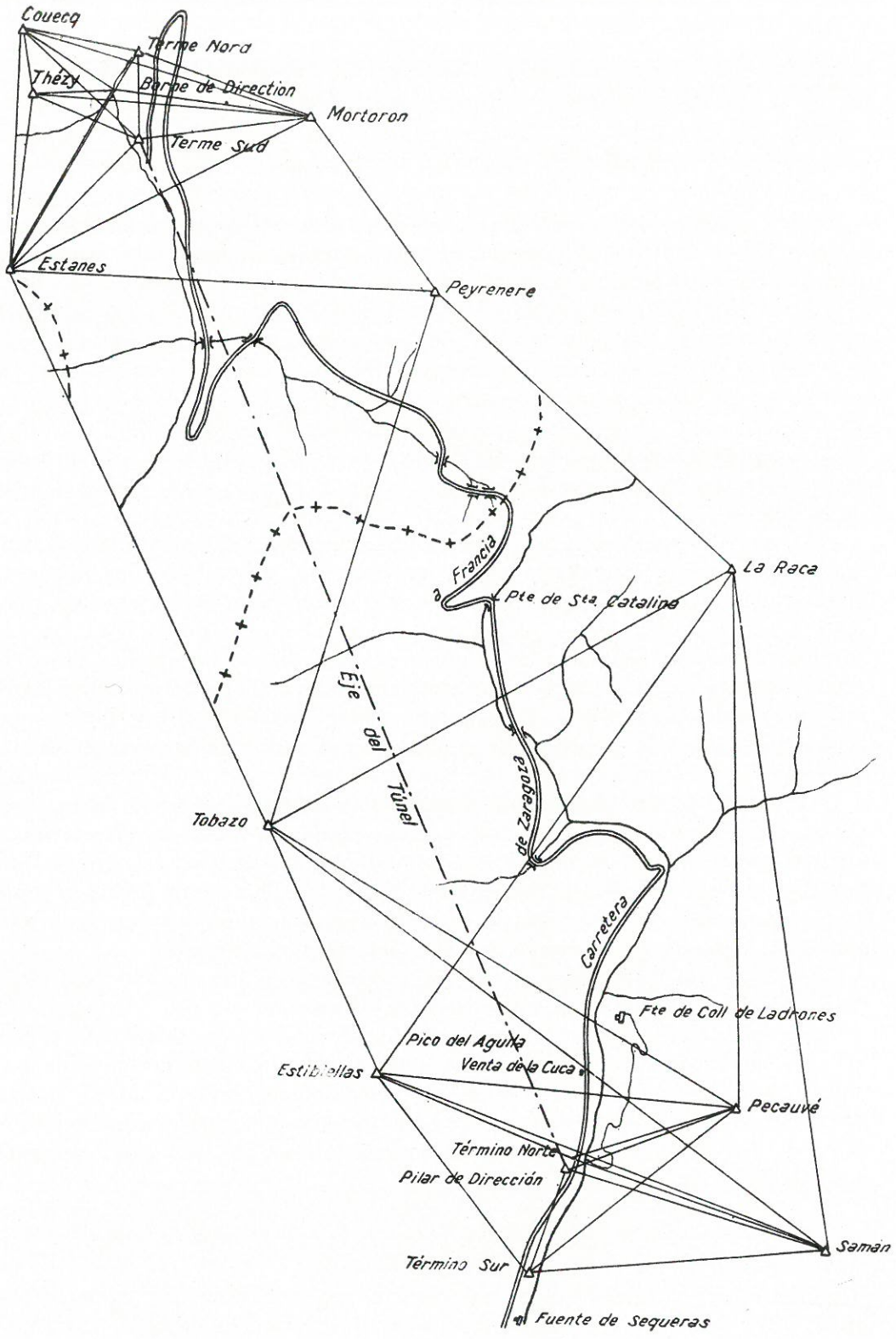

Couecq
Terme Nord
Thézy
Borne de Direction
Mortoron
Terme Sud
Estanes
Peyrenere
Francia
La Raca
Pte de Sta. Catalina
Eje del Túnel
Zaragoza
Tobazo
Carretera
Fte de Coll de Ladrones
Pico del Aguila
Venta de la Cuca
Estibellas
Pecauvé
Término Norte
Pilar de Dirección
Saman
Término Sur
Fuente de Segueras

Figura 14-48.

longar y colocados a la máxima distancia posible de la boca del túnel, pero conservando la visibilidad precisa; se marcará esta primera estación con un mojón de piedra o dado de hormigón, y, cuando se trata de un túnel de gran longitud, se deberá construir sobre dicho mojón una pequeña caseta para alojar el aparato, que quedará permanentemente montado; la caseta deberá tener ventanas en ambas direcciones para poder mirar fuera del túnel a los puntos de posición de la alineación, o hacia el interior, para situar los de replanteo del eje.

Cuando se trata de fijar la alineación de partida en un pozo, el problema

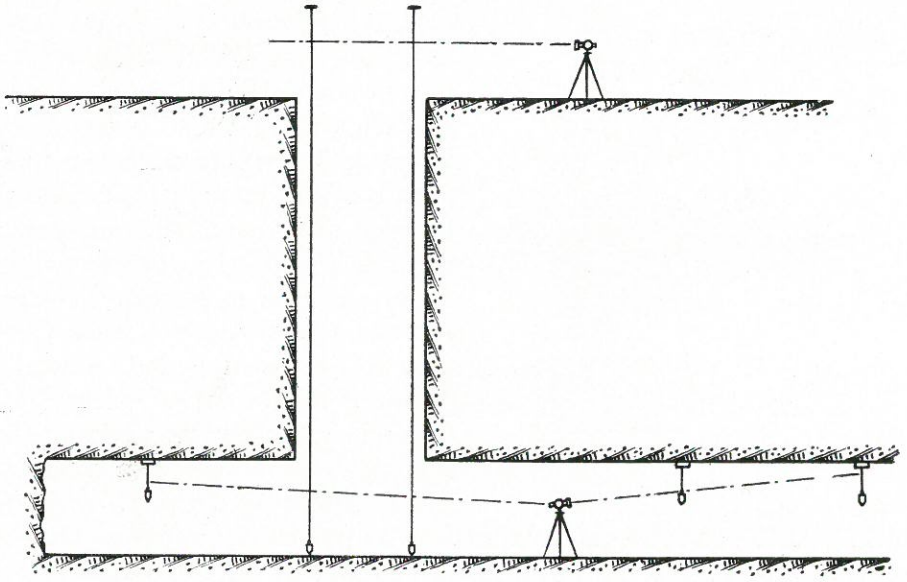


Figura 14-49.

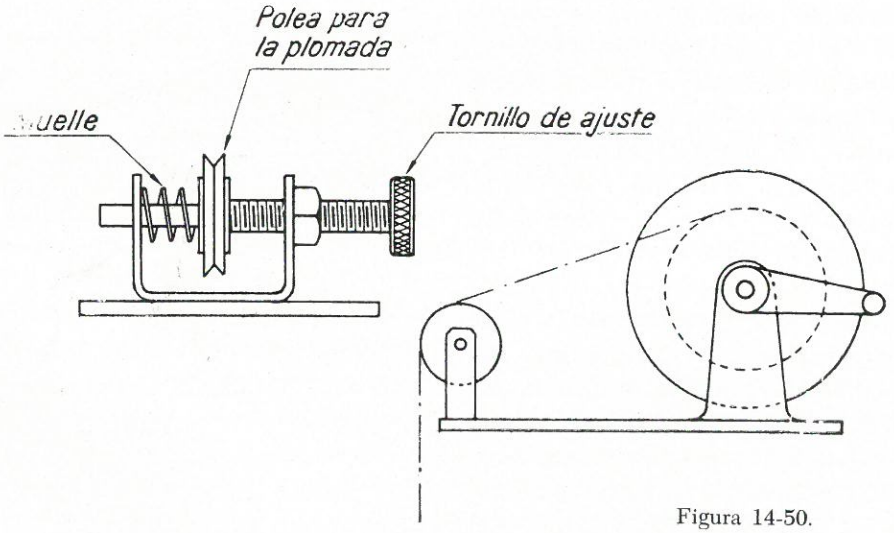


Figura 14-50.

se complica y hay que extremar las precauciones. Se utilizarán dos plomadas (figura 14-49), que se colocan lo más distantes entre sí que sea posible, teniendo cuidado de que no rocen con las paredes o entibación del pozo; se sitúan con toda exactitud en la superficie sobre la alineación que se trata de replantear, comprobando repetidas veces las visuales, a poder ser, por personas diferentes. Para efectuar esta operación con facilidad, se puede emplear un carrete (figura 14-50) provisto de una polea, que se desplaza transversalmente mediante un tornillo de coincidencia. Para obtener puntos fijos en el túnel, a partir de los hilos de las dos plomadas, es preciso colocar el teodolito en la alineación definida por ambas; es conveniente que el aparato pueda deslizar tranversalmente con facilidad, para efectuar la operación rápidamente y con precisión; las plomadas se introducen en cubos de agua o aceite, con objeto de amortiguar las oscilaciones, y se sitúa el aparato dirigiendo a ellas visuales sucesivas; para afinar aún más la posición del aparato, recomiendan se utilicen unas cajas (figura 14-51) provistas de una escala graduada e iluminada; se hace oscilar la plomada y se leen las posiciones extremas del hilo, hallando la media; repitiendo esta operación varias veces, se obtendrá la posición correcta de cada una de las plomadas; después se retiran las plomadas, cuidando que las cajas no se muevan de su posición, y se corrige la del aparato dirigiendo visuales a las divisiones anteriormente calculadas en las reglillas. Una vez puesto en estacion el aparato, hay que fijar en el túnel la alineación, para lo cual es conveniente situar, por lo menos, tres puntos. Para hacerlo con la gran exactitud que es necesaria, se puede emplear el dispositivo de la figura 14-52; la plomada va colgada de un índice que está provisto de un nonio; alineada la plomada, se efectúan varias lecturas con el anteojo en dos posiciones, y hallando la media se obtiene la posición correcta. Una vez obtenidas las alineaciones de partida, se prolongan primeramente sin gran precisión para la galería de avance, corrigiendo y fijando exactamente su posición al terminar la excavación total de la sección (destrozada).

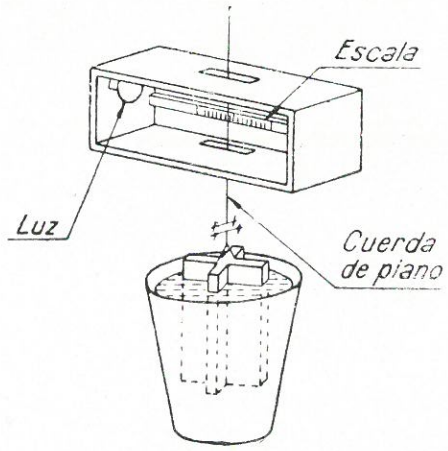


Figura 14-51.

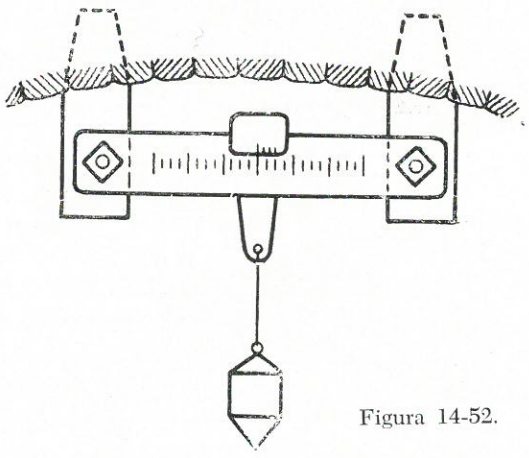


Figura 14-52.

Para la prolongación preliminar se emplean lámparas de aceite (fig. 14-53) colgadas del techo mediante tacos, en los que se clavan unas escarpias; para situar las escarpias en su posición correcta, se dirigen con el aparato varias visuales al taco, y se señalan con un lápiz, hallando luego la media a ojo; para fijar en el frente de ataque la alineación aproximada, el capataz marca una raya con el humo de una lámpara, que se sitúa aproximadamente en la alineación de otras dos colgadas del techo.

En el replanteo definitivo se utilizan plomadas en vez de candiles; para hacer visibles los hilos de las plomadas se pueden emplear unas cajas en cuyo

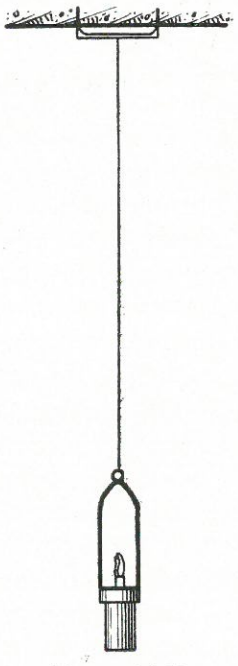


Figura 14-53.

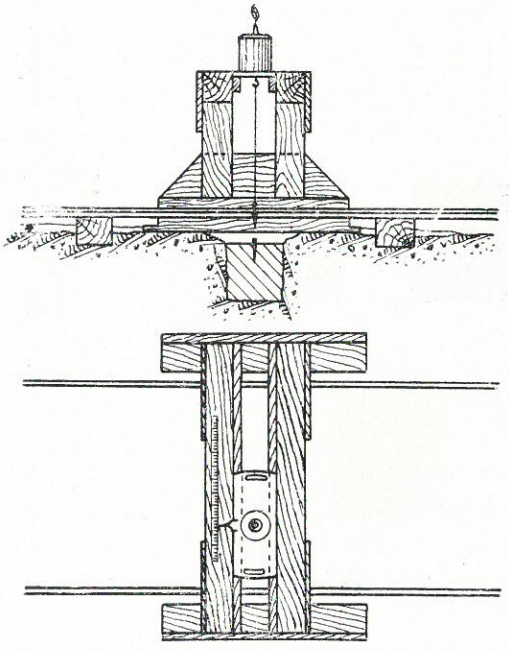


Figura 14-54.

interior, que se pinta de blanco, van unas bombillas potentes, colocando, en vez de la tapa, un papel blanco o tela para difundir la luz, que se pone detrás del hilo, que marca la visual. En lugar de utilizar tacos y escarpias para sujetar las plomadas, se emplean los soportes provistos de nonio anteriormente descrito, efectuando varias lecturas con el anteojo en sus dos posiciones. Cuando sea necesario dejar marcados los puntos en el suelo en vez de hacerlo en la bóveda (por ejemplo, en terrenos poco consistentes), se puede emplear la disposición de la figura 14-54; sobre un dado de hormigón, colocado en el fondo, se marca el punto, que se obtiene haciendo correr la lámpara, que lleva suspendida una plomada, sobre el bastidor de madera. Para distancias inferiores a 150 m. la alineación se fija con diafragmas, que van colocados en la lámpara

(figura 14-55); para distancias superiores se alinea directamente con la llama. Este replanteo definitivo se debe efectuar varias veces y, a poder ser, por brigadas distintas, pues cualquier error podría tener fatales consecuencias cuando el túnel es de cierta longitud; conviene tener presente que los errores en las longitudes y niveles no son acumulativos; si la cinta y el nivel están corregidos, y tienden a compensarse; en cambio, sí lo son los errores en ángulos horizontales, que han de medirse, por tanto, con gran precisión, efectuando un número conveniente de lecturas; esta última consideración habrá de tenerse especialmente en cuenta al replantear túneles en curva.

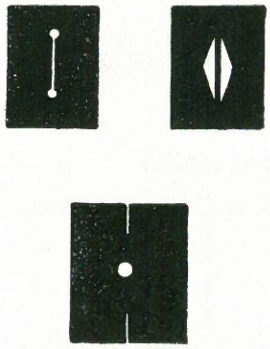


Figura 14-55.

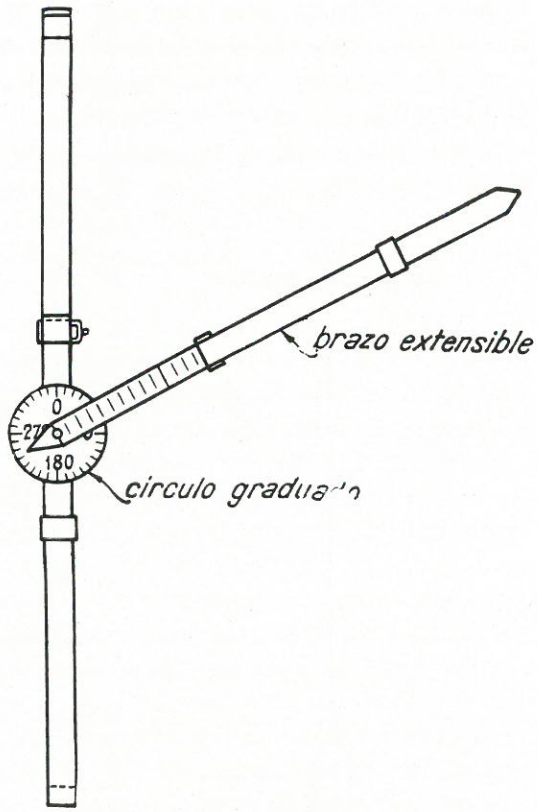


Figura 14-56.

Las longitudes se medirán con cintas de acero debidamente comprobadas; en trabajos de precisión se utilizan de acero al níquel (Invar), de coeficiente de dilatación muy pequeño, y van provistas de dinamómetros para darles la tensión conveniente.

Las cotas de la nivelación final se marcan en los costados del túnel, cada 150 a 200 m., sobre placas de acero o de piedra.

14.28. Comprobación y medida de las secciones transversales. — Durante la construcción hay que: 1.°, comprobar que en todo punto las secciones transversales tienen las dimensiones mínimas, antes de autorizar la construcción del revestimiento; 2.°, medir exactamente las secciones transversales a la distancia precisa para poder efectuar la cubicación del movimiento de tierras y la del revestimiento. Hay que tener presente que , desde el punto de vista económico, esta operación tiene gran importancia; la excavación no se puede ajustar

extrictamente a la prevista, dependiendo la mayor o menor exactitud de la naturaleza del terreno; ello tiene como consecuencia, en unos casos, la necesidad de espesores mayores del revestimiento; otras veces es preciso rellenar entre el revestimiento y el terreno.

La forma corriente de comprobar que la excavación tiene las dimensiones mínimas, consiste en tener un par de cerchas maestras de dimensiones ligeramente inferiores a la sección tipo; cada una debe llevar una plomada con su referencia en el larguero inferior, para estar seguros de que se coloca verticalmente; situadas las dos cerchas en dos puntos del replanteo, por medio de una cuerda extendida entre ellas es posible, rápida y sencillamente, comprobar la dimensión de la excavación en cualquier punto.

Las secciones de la excavación se deben dibujar cada 8 ó 10 m.; y siempre que exista una discontinuidad apreciable; puede emplearse el aparato de la figura 14-56, que se coloca apoyado en el techo y fondo, en el eje del túnel, moviendo el cuadrante hasta situarlo en el punto deseado; fijo el cuadrante, hay que medir el nivel para obtener la posición relativa con respecto a la sección del túnel. Haciendo uso del brazo giratorio extensible, será posible ir determinando las coordenadas polares de los puntos de la sección. Sobre las secciones dibujadas, con los datos obtenidos, es posible superponer las del túnel, para determinar los espesores del revestimiento. Es de gran importancia que haya constancia, debidamente garantizada, con las firmas de la administración y la contrata del verdadero volumen excavado, antes de realizar el revestimiento, pues ejecutado éste no será posible, prácticamente, conocer el volumen de excavación; es frecuente haya excesos de importancia, por ejemplo, en el túnel de Guadarrama hubo zona en la cual el volumen de desprendimiento alcanzó la cifra de 700 m.^{3}; su abono o no dependerá de las condiciones establecidas en el pliego, pero es evidente la necesidad, en todo caso, de que quede constancia del hecho, que una vez realizado el revestimiento es imposible, en la práctica, comprobar.

LA CONSTRUCCION

14.29. Características fundamentales. — La construcción del túnel es problema principalmente de excavación y transporte; como secundario, existe la ejecución del revestimiento. La excavación del túnel presenta dos características, que son las que influyen principalmente en el precio de coste del metro cúbico de terreno excavado:

a) La obra se desarrolla en un espacio reducido, donde no es posible hacer compatible la excavación propiamente dicha con la carga y transporte de los escombros; lo reducido del frente de ataque abliga a utilizar maquinaria de características especiales; no se emplean brigadas numerosas, y forzosamente el rendimiento tiene que ser escaso, circunstancia que hay que tener en cuenta al proyectar el sistema de transporte para que todos los elementos estén debidamente coordinados; el tiempo perdido y, por tanto, el coste del metro cúbico, es mucho mayor que en la excavación a cielo abierto.

b) No siendo en secciones pequeñas y terrenos excepcionalmente resistentes, es preciso adoptar un sistema de excavación por partes, que permita reducir a un mínimo el coste de la entibación necesaria para sostener el terreno excavado mientras se construye el revestimiento; el sistema de entibación es más complicado y costoso a medida que el terreno es menos consistente y, por tanto, los empujes producidos en la excavación son mayores. En túneles excepcionalmente malos, debajo del agua, hay que recurrir a métodos especiales de ejecución que encarecen el coste de la obra.

14.30. Los medios de excavación. En tierra. — Los útiles de excavación son semejantes a los empleados a cielo abierto. Cuando el terreno es tierra, se em-

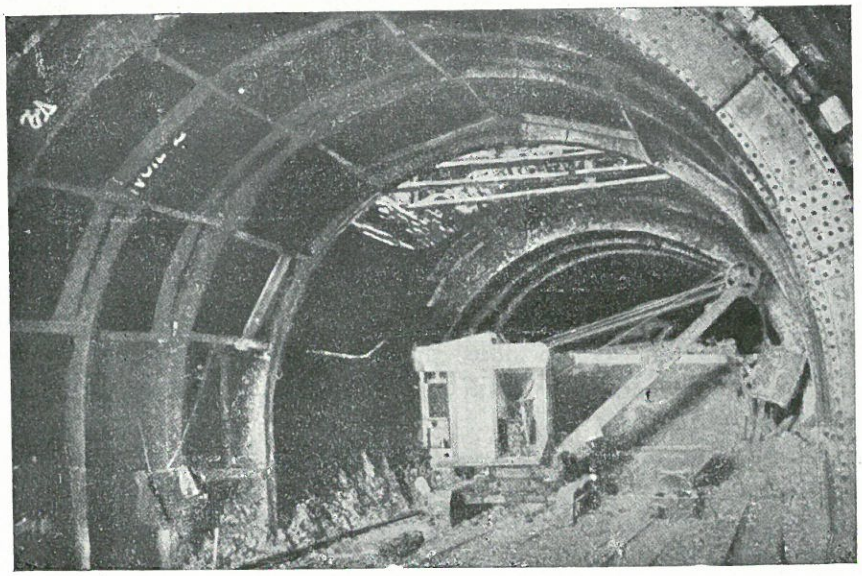


Figura 14-57.

plea el pico, la pala de punta y la azada; se pueden utilizar también estos instrumentos movidos por aire comprimido, que resultan especialmente útiles cuando la tierra es dura.

Se han empleado en Estados Unidos, para la excavación y carga, pequeñas excavadoras de cuchara, montadas sobre carriles u oruga y accionadas, generalmente, por aire comprimido; puede descargar por detrás o lateralmente. Las palas más pequeñas, con cuchara de 125 litros de capacidad, han sido construidas para trabajar en un túnel de 2×2; la mayor utilizada, con cuchara de 3/4 de metro cúbico, puede trabajar en un túnel de 5 metros de ancho (fig. 14-57).

Cuando la excavación es en roca, se emplean explosivos, como en la excavanción a cielo abierto; los barrenos, normalmente, deben realizarse con aire

comprimido; barrenar a mano, por lo reducido del rendimiento y frente de ataque, haría el avance de la excavación muy pequeño.

Las características de las perforadoras y sus elementos son las estudiadas.

Como elemento auxiliar, vimos se emplean columnas para sostener uno o varios martillos, y, en algunos casos, plataformas móviles sobre carriles; para los barrenos en zonas altas se emplean martillos con soportes, que permiten su fácil manejo (cap. IX). El aire comprimido se debe producir en instalaciones fijas situadas en la boca del túnel y llevarlo a la zona de trabajo por tuberías rígidas, a las cuales se empalman las flexibles para el accionamiento de los martillos.

De los explosivos estudiados, no se emplean la pólvora negra, por su potencia reducida y la gran cantidad de gases que produce; es más económico utilizar explosivos de alta calidad. Su consumo por metro cúbico de excavación es muy variable, dependiendo de la clase de roca y, dentro de la misma, de la forma especial en que se presente; el rendimiento puede variar apreciablemente para un mismo tipo de roca de unas zonas a otras.

Los diámetros de los agujeros, así como su carga, deberán determinarse para cada tipo de roca; como orientación, los diámetros pueden ser los siguientes:

Roca muy dura, granito, pórfido, etc.	60 a 90 mm.
Roca de dureza media a grande	40 a 60 »
Roca de dureza blanda a media	30 a 45 »

La longitud de los barrenos es, en Europa, de 1,20 a 1,50 m., y en América, de 2,4 a 3 m. La eficacia de la voladura se mide por la relación:

$$\frac{\text{Progreso en el avance}}{\text{Longitud total de barrenos}}.$$

La eficacia es mayor para los agujeros cortos tipo europeo, pero, en cambio, es más alto el consumo de los explosivos. La disposición relativa de los barrenos tiene gran importancia; habrá que buscar siempre un plano de mínima resistencia para que el rendimiento de la voladura sea el mayor posible. En una galería de avance, la disposición relativa de los barrenos y orden consecutivo de las pegas deberá ser tal que se empiece por producir un plano de fácil rotura con unos barrenos centrales fuertes, que harán que el rendimiento de los exteriores, que sucesivamente se hacen explotar, sea mayor (fig. 14-58).

Sin embargo, este sistema presenta algunas dificultades para realizarlo con martillos montados en jumbos. Por ello, comenzaron a usarse los "cueles" con barrenos paralelos en vez de barrenos convergentes. En estos "cueles" se hacen algunos barrenos suplementarios que se dejan sin cargar, cuyo objeto es dar posibilidad de expansión y marcar líneas de rotura de la roca.

Se emplean normalmente detonadores eléctricos, con retardos mayores hacia la periferia.

Con los "cueles" se obtienen varias ventajas: es posible mayor longitud de las pegas, mejor fragmentación del material y mucha menor proyección de escombros, lo cual facilita la carga, sobre todo si se hace con pala mecánica; permite que la cuadrilla quede a la espera, relativamente próxima al frente, con

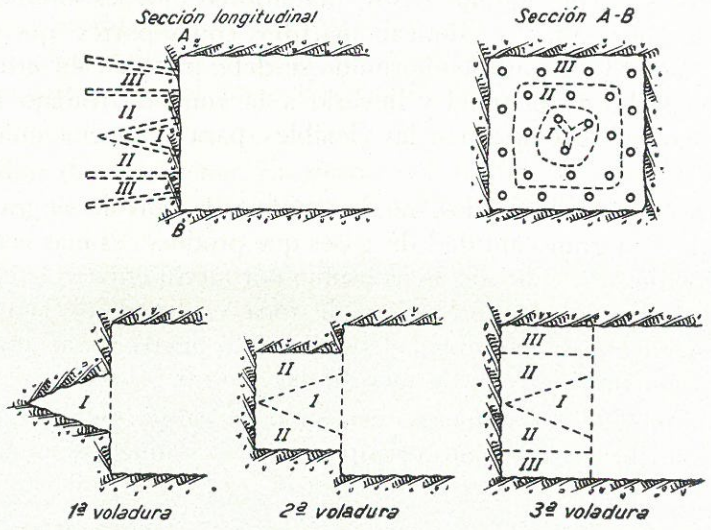


Figura 14-58.

el consiguiente ahorro de tiempo; es esencial el uso de detonadores eléctricos, ya que el encendido con mecha, es mucho más lento e inseguro.

14.31. El transporte. — La organización del transporte en un túnel es problema a estudiar con la mayor atención, porque repercute mucho en el resultado económico de la obra; el volumen total a mover es grande, y las dificultades importantes; la falta de espacio obliga a emplear medios especiales de carga, cuyo rendimiento siempre es reducido. Hay que realizar dos tipos de transporte: hacia el exterior, de los productos de la excavación, y en sentido contrario, de los materiales necesarios para el revestimiento, todo ello aparte de los transportes de personal y herramientas en ambas direcciones; y hay que tener presente que, por la falta de espacio, no es posible situar depósitos importantes en el punto de trabajo; cualquier detención en el descombro o suministro de materiales para el revestimiento lleva consigo la parada de un gran número de obreros. Al aumentar la distancia de transporte, crece rápidamente el precio unitario del mismo; por ello, es conveniente tener diferentes bocas de ataque cuando la forma del terreno lo haga posible económicamente.

Medios de carga. — La carga a mano es lenta y costosa; cada hombre necesita para trabajar de 75 a 90 cm. de ancho; su rendimiento es de 0,400 a 0,500 metros cúbicos por hora; en muy buenas condiciones se puede llegar a 1,5 metros cúbicos. Es recomendable que los hombres que están cargando alternen

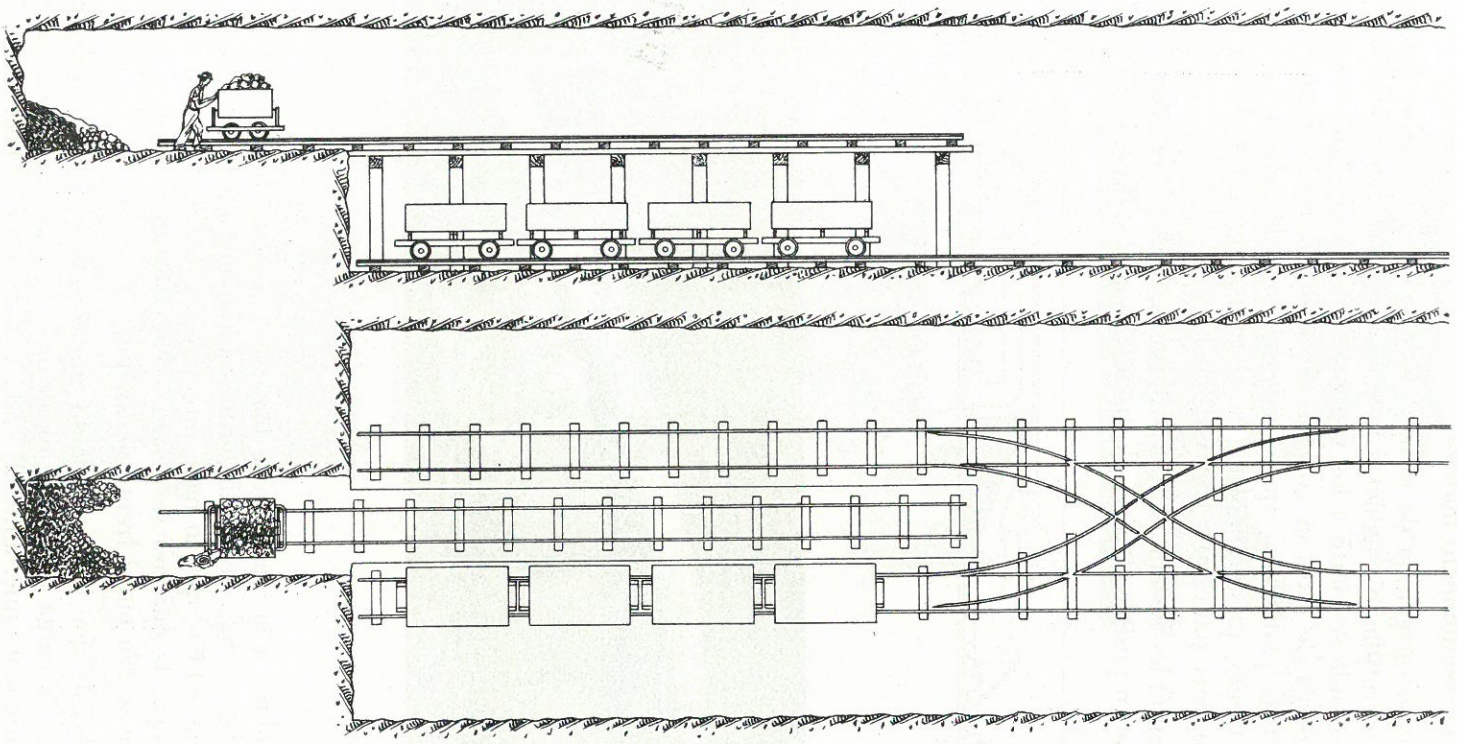


Figura 14-59.

este trabajo con otros; por ejemplo, transporte de vagonetas o excavación; se obtiene así un rendimiento mayor.

En el caso de galería de avance, la carga del escombro puede hacerse a mano, con carretillas o vagonetas pequeñas que lo transporten hasta el origen de aquélla, donde se vierte a los vagones que han de extraerlos del túnel. Para facilitar la carga de éstos es conveniente adoptar una disposición similar a la figura 14-59; la plataforma, que puede ser móvil, debe tener una longitud igual a los trenes que se empleen en el transporte; éstos deben entrar con la máquina en cola para salir con ella en cabeza.

Son muy útiles las cintas transportadoras, que, dispuestas en forma conveniente, hacen posible la carga de trenes completos (figs. 14-60 y 14-61); la carga de escombros a la cinta puede hacerse a mano o bien con pequeñas palas especiales (fig. 14-62). Se puede utilizar también para la carga una especie de dragalina (fig. 14-63), que lo hace directamente sobre las vagonetas, subiendo por una rampa; la cuchara se desplaza lateralmente, variando la posición de la polea que se fija en el frente de ataque.

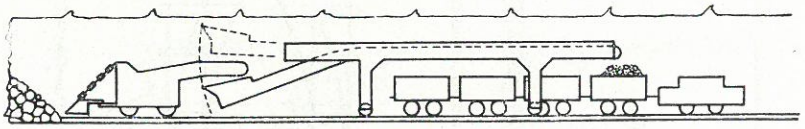


Figura 14-60.

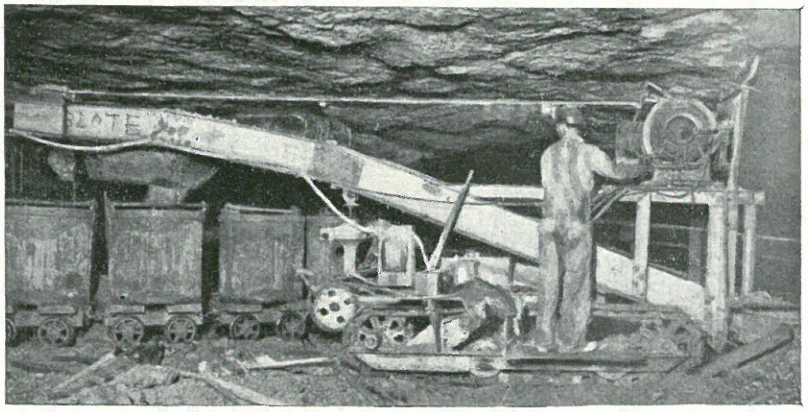


Figura 14-61.

Las palas de que hemos hablado anteriormente pueden utilizarse exclusivamente para la carga de escombro; cuando la excavación sea en roca habrá que tener en cuenta que, antes de cada voladura, es preciso retirar las palas a unos 40 a 50 m. de distancia.

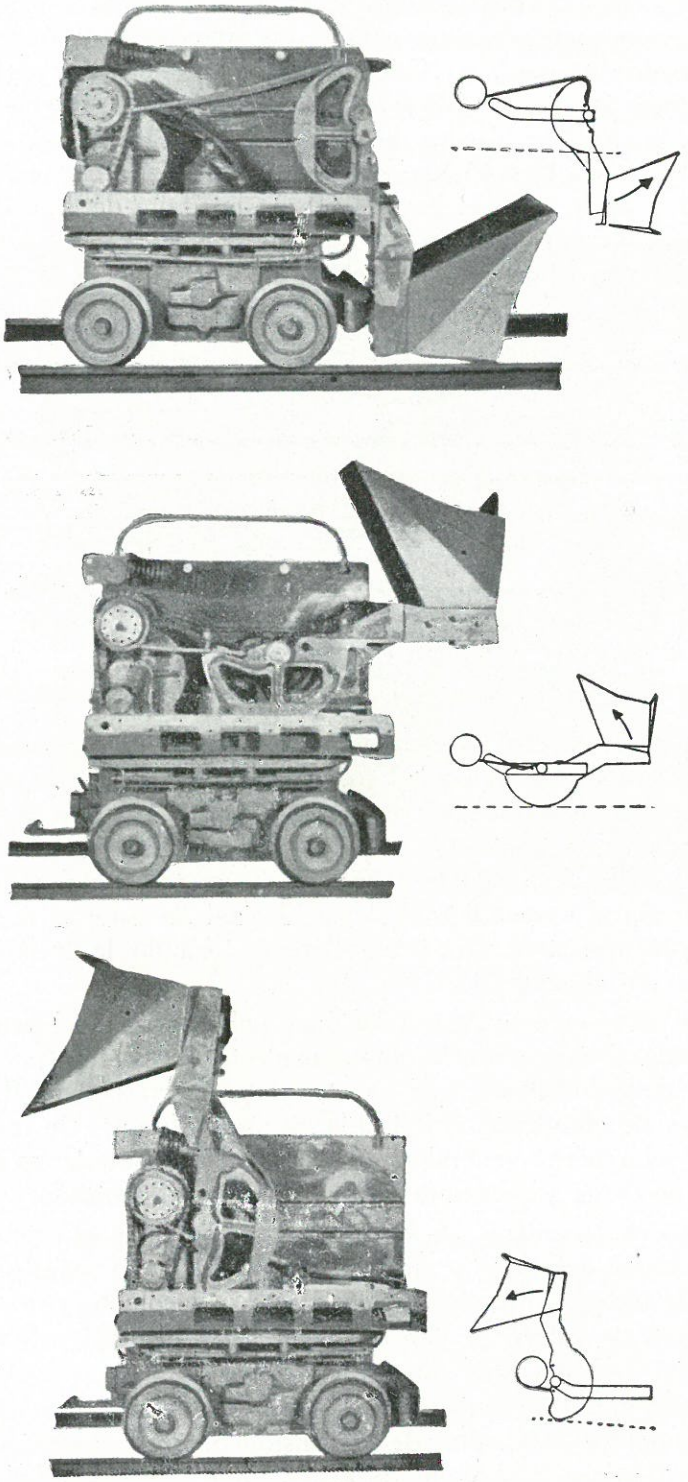


Figura 14-62.

El transporte. — Para el transporte se usan vagonetas o vagones, en general de tamaño pequeño, movidas sobre vías armadas de 0,60 m. de ancho, con carriles normalmente de 7 a 10 Kg. de peso; la velocidad en vías de este tipo no debe exceder de 8 Km. a la hora ni el peso de los vagones cargados, de 5 toneladas; cuando en túneles de gran longitud sea necesario alcanzar velocidades mayores, hasta 12 a 15 Km. por hora, se emplean carriles de 24 Kg. por metro lineal y ancho de vía hasta 0,80 m.; por falta de espacio, no se suelen emplear trenes de mayor capacidad.

Las locomotoras pueden ser eléctricas, de combustión interna o aire comprimido. Las eléctricas tienen ventajas indudables; con las mínimas dimensio-

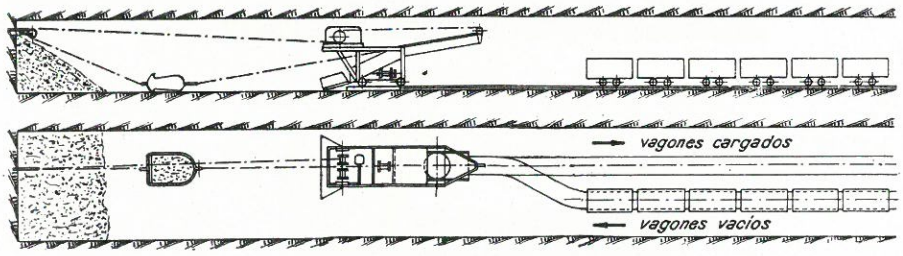


Figura 14-63.

nes, pueden desarrollar el máximo esfuerzo de tracción, no vician el aire y alcanzan una considerable velocidad comercial; pueden ser de trole, batería o mixtas. Las locomotoras de trole necesitan de 220 a 250 voltios de tensión; el cable alimentador de corriente no puede llegar hasta el frente de ataque; para que pueda hacerlo la locomotora, ésta lleva un tambor con cable enrollado que se engancha al suspendido al llegar al final de éste; el tambor del cable tiene un tensor, que sirve para ir enrollándolo cuando la locomotora empieza a alimentarse por el cable fijo.

El cable aéreo es caro de instalación y peligroso para el personal; por ello se ha recurrido al empleo de locomotoras eléctricas movidas por batería; el inconveniente de este sistema, que en otros aspectos resulta ideal, es que la batería, siempre de conservación delicada, se agota después de un cierto tiempo de trabajo (ocho horas generalmente) y hay que cambiarla; es necesario tener un servicio de carga y recambio de baterías bien organizado.

Las locomotoras mixtas, de trole y batería, utilizan el primero en las secciones terminadas del túnel y en el exterior de éste, y emplean las baterías en la zona de trabajo; durante el tiempo que la locomotora marcha con trole, debe recargarse la batería, y ello impone que el recorrido realizado con ésta no exceda del 0,25 del total; la tensión necesaria para la marcha con trole, 220 a 250 voltios, obliga a utilizar baterías especiales.

Las locomotoras con motor de combustión interna pueden ser de gasolina o Diesel; son baratas y cómodas de explotación, pero tienen el inconveniente de los gases del escape, que contienen CO en las de gasolina, y en las Die-

sel son de olor nauseabundo; por ello no deben emplearse más que en túneles muy bien ventilados. En el túnel de Mont-Blanc, se emplearon los distintos medios de transporte con motor Diesel, dotados de depuradores catalizadores que neutralizan el gas del escape (fig. 14-64). Pueden emplearse, también, camiones "dumpers", con dispositivo de depuración de los gases del escape, o bien sin él, cuando las condiciones de la ventilación lo permitan.



Fig. 14-64. — Tractor Diesel empleado en el túnel de Mont-Blanc, con depurador catalítico y neutralizador del gas del escape.

Se han utilizado bastante las locomotoras de aire comprimido, suministrado en cilindros de 30 a 50 cm. de diámetro y a una presión de 150 a 200 atmósferas, que se almacenan a la entrada del túnel; tienen el inconveniente de ser de tamaño bastante grande.

Disposición de las vías. — Las vías hay que disponerlas en tal forma que la carga se haga directamente sobre los vagones y éstos pasen de la formación del tren vacío al cargado, con facilidad; la locomotora debe ir en cabeza del tren, el mayor tiempo posible. Cuando existe espacio suficiente, es sencillo el cumplimiento de estas condiciones; un apartadero colocado en las proximidades del frente de ataque (fig. 14-65), con una longitud mayor que la del tren, permite dejar a éste en la vía II, pasando la locomotora a la I; los vagones vacíos llegan al punto de carga movidos a mano o, si se desea, por la locomotora, empujando en cola el tren vacío de la vía II; cargado el vagón, la locomo-

tora va a engancharlo, acercándose por la vía I al frente de ataque con los demás vagones ya cargados; terminada la operación, el tren sale a descargar con la locomotora en cabeza. Es necesario, para que la operación se realice rápi-

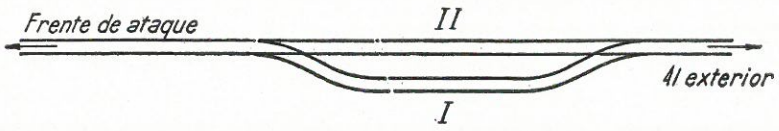


Figura 14-65.

damente, que la vía-apartadero esté lo suficientemente cerca del frente de ataque.

En Estados Unidos se ha empleado una especie de puente-grúa (Cherry Picker) que aparta los vagones para efectuar la maniobra de carga en túneles

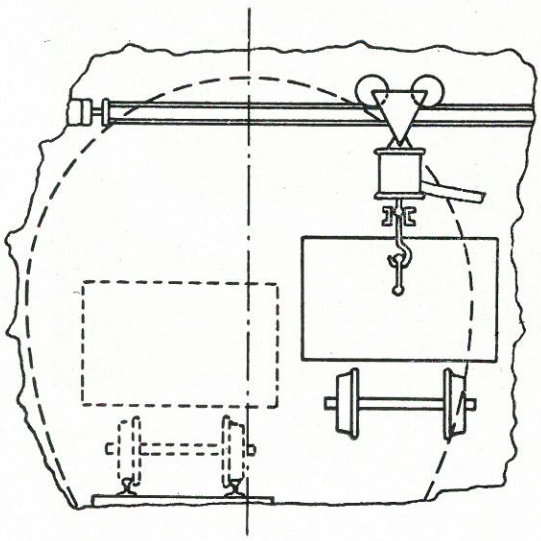


Figura 14-66.

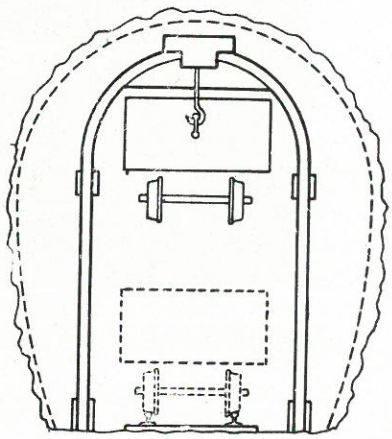


Figura 14-67.

(figura 14-66) cuya anchura no permite establecer doble vía; en túneles con altura suficiente se utilizan (fig. 14-67) puentes grúas que, en lugar de apartar la vagoneta a un lado, la elevan por encima del tren.

Transporte vertical. — La extracción de los productos de la excavación por pozos auxiliares es más lenta y cara que su transporte en horizontal.

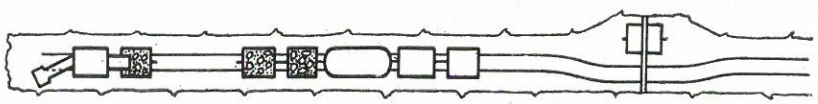


Figura 14-68.

El coste aumenta rápidamente con la profundidad; la distancia virtual horizontal es, según DESSIMON:

Profundidad del pozo — *Metros*	METODO DE ELEVACION			
	Torno de mano	CABRESTANTE MOVIDO POR		Mecánico
		Un caballo	Dos caballos	
15	29,1	8,4	6,5	5,5
30	32,4	9,2	7,1	6,0
60	38,7	11,0	8,2	6,9
90	45,2	12,6	9,0	7,6
120	56,2	14,3	9,9	8,3

La reducción de distancia horizontal tiene que ser importante para que económicamente convenga el transporte vertical. Hay que tener además muy presente que la capacidad de transporte es siempre reducida, aun con instalaciones mecánicas de gran tamaño y costo de establecimiento elevado.

El ataque por pozos está especialmente indicado para galerías urbanas, donde la altura de elevación es pequeña y, en cambio, en general, se reduce mucho la longitud del transporte.

En obras importantes se emplean los montacargas, que sirven para el mo·

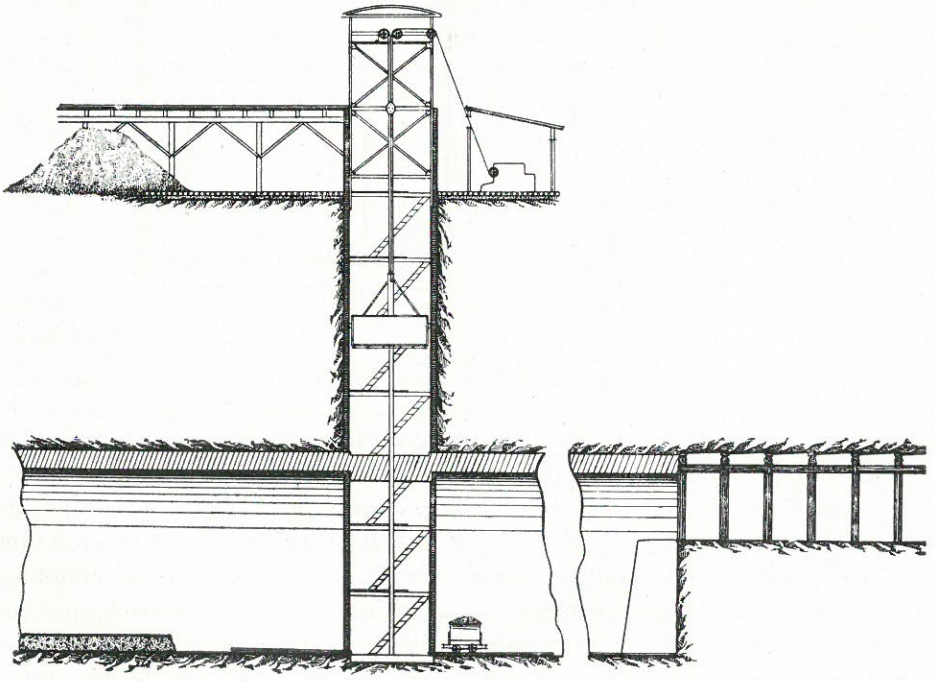


Figura 14-69.

vimiento no solamente de los materiales, sino del personal y herramientas; se establecen con torres de elevación que sobresalen de la superficie del terreno la altura necesaria según el método de descarga; pueden ser de dos tipos:

a) Con ascensor, en el cual se elevan las vagonetas cargadas; de este tipo es, por ejemplo, el empleado por la Empresa Agromán en el Metropolitano de Madrid (fig. 14-69); las vagonetas, una vez elevadas, pueden verter directamente sobre camiones o tolvas, o bien trasladarse, ya en el exterior, al punto de vertido; en este último sistema, cuando es posible, resulta conveniente, porque ahorra operaciones de carga y descarga.

b) El ascensor sirve únicamente para el movimiento del personal, herramientas y materiales, y el escombro se extrae vertiendo directamente dentro

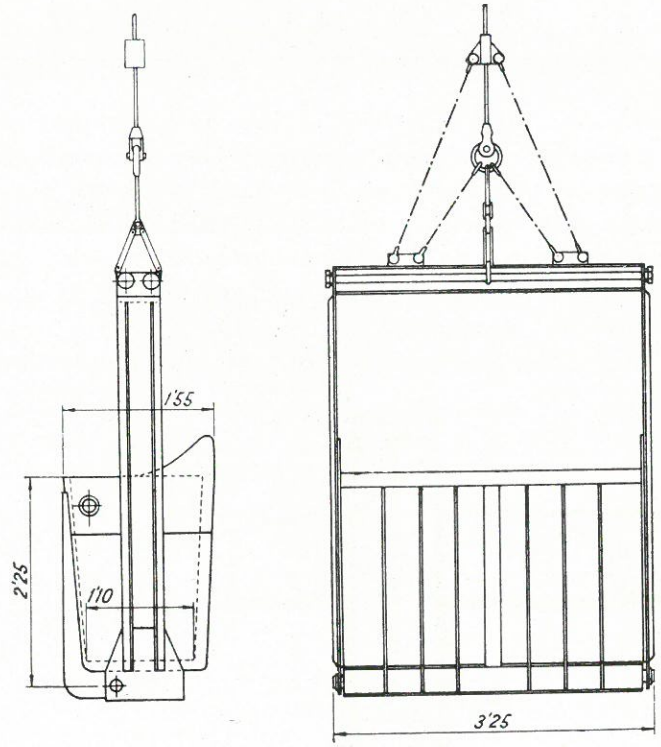


Figura 14-70.

del túnel las vagonetas a un cangilón de gran tamaño; para efectuar fácilmente la carga, la boca del cangilón debe quedar a nivel con el piso del túnel, para lo cual basta construir en el fondo de éste un pozo de profundidad conveniente; el cangilón, al llegar al exterior, descarga, sobre los camiones o elementos de transporte del escombro; puede servir de contrapeso del montacargas o bien ir montado debajo del mismo; este último sistema es menos conveniente por exigir un fuerte contrapeso independiente. La forma del cangilón puede ser diferente, para adaptarse a la del pozo; generalmente son largos, estrechos y altos (fig. 14-70). Su capacidad debe estar de acuerdo con la del medio de

transporte que se emplee en el exterior, para que se puedan verter por cargas completas.

Los motores pueden ir colocados al nivel del terreno, como en la figura 14-69, o bien en la parte alta de la torre; la velocidad de elevación varía entre límites muy amplios: para pozos poco profundos, de 25 a 30 m. por minuto, y en pozos altos llega hasta 150 m. por minuto.

14.32. Entibación. — Normalmente es necesario entibar la excavación; solamente en terrenos muy consistentes es posible suprimirla o reducirla a un mínimo; cuando el túnel tenga una profundidad pequeña y por la consistencia del terreno no sea precisa la entibación, hay que procurar que el revestimiento vaya inmediatamente después de la excavación, pues no hay que olvidar cuanto se dijo referente al comportamiento del terreno: una excavación que se mantiene perfectamente sin entibar recién ejecutada, puede derrumbarse al cabo de un cierto tiempo, aunque sea parcialmente, con grave peligro para el personal, y considerable transtorno económico.

Con objeto de lograr la máxima economía en el volumen del material empleado, mano de obra y rapidez en las operaciones de montaje y desmontaje, la forma de entibar los túneles debe estar inspirada en los siguientes principios: *a*) todos los elementos de la estructura deben trabajar a compresión, evitando disposiciones que produzcan flexiones; *b*) la longitud de las diferentes piezas debe reducirse con puntales, para evitar la flexión; *c*) las juntas de unión deben ser sencillas, para evitar gastos inútiles en su ejecución y en la mano de obra de montaje y desmontaje; *d*) la disposición general de la estructura debe permitir la fácil extracción de los escombros y ejecución de la fábrica del revestimiento; *e*) se deberá disponer la entibación de manera que pueda ser fácilmente reforzada sin modificar la disposición general; debe preverse, al proyectarla, dónde y cómo ha de ser colocada la madera de refuerzo, si se necesitase, con objeto de que no estorbe el trabajo; *f*) ha de ser posible cambiar, si fuese necesario, los distintos elementos de la entibación, produciendo el menor trastorno en el conjunto; *g*) con objeto de que el material de la entibación no sea sometido a trabajo excesivo, se debe llevar la obra de revestimiento lo más cerca posible de la excavación; se obtendrá de este modo no solamente una economía en el volumen total de madera a emplear, sino también en sus dimensiones.

El material corrientemente usado es la madera. Como las cargas a que la entibación está sometida alcanzan, a veces, valores enormes (200 toneladas por metro cuadrado y aun superiores), las escuadrías que es posible dar al material no pueden ser las precisas para que los coeficientes de seguridad alcancen los valores corrientes de 3 y 4, pues resultaría carísimo y no quedaría en la excavación espacio para que los trabajos se desenvolviesen normalmente; como los coeficientes de seguridad que se adoptan son muy bajos, hay que observar constantemente la entibación y sustituir, antes de su rotura, aquellas piezas que empiecen a averiarse. Las maderas corrientemente empleadas son el pino y el abeto.

Las características de la madera de pino son las siguientes:

Peso específico	350-600	Kg./m.^{3}	madera seca.
	500-1.000	»	» mojada.
Módulo de elasticidad	111.000	Kg./cm.^{2}.	
Resistencia a tensión	750	»	
Idem a compresión	245	»	
Resistencia esfuerzo cortante ...	330	»	normalmente a las fibras.
	50	»	paralelamente a las fibras.

Las maderas se unen unas a otras por juntas, que se refuerzan con grapas metálicas. Las uniones deben ser sencillas y resistentes; las más usadas son:

1. Apoyo plano sobre rollizo (fig. 14-71).
2. Apoyo de ángulo y junta (fig. 14-72).
3. Junta plana (fig. 14-73).
4. Apoyos sobre pie derecho (fig. 14-74).
5. Uniones en ángulo (fig. 14-75).
6. Junta acanalada, en la cual la extremidad de un rollizo se acanala para unirlo a otro (fig. 14-76).

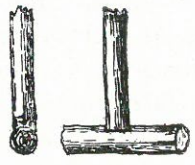


Figura 14-71.

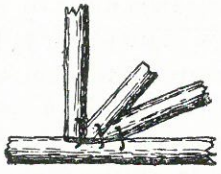


Figura 14-72.

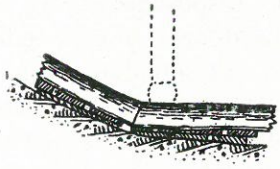


Figura 14-73.

Las grapas son piezas de hierro (fig. 14-77) que sirven para reforzar las uniones de elementos.



Figura 14-74.

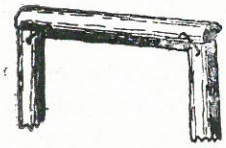


Figura 14-75.

Pueden emplearse perfiles laminados para sustituir parcial o totalmente las piezas de madera; aunque el sistema es más caro, puede ser útil en túneles donde se produzcan grandes empujes, porque las secciones necesarias son mu-

cho menores. En arcillas expansivas se ha llegado a forrar la excavación con chapa de palastro.

Las cimbras para la construcción del revestimiento pueden ser de madera o metálicas, sin que presenten particularidad alguna en relación con las necesarias para una bóveda corriente.

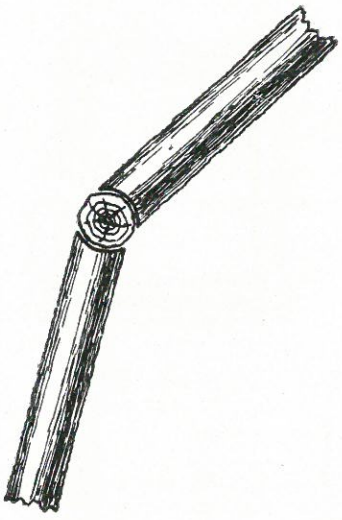


Figura 14-76.

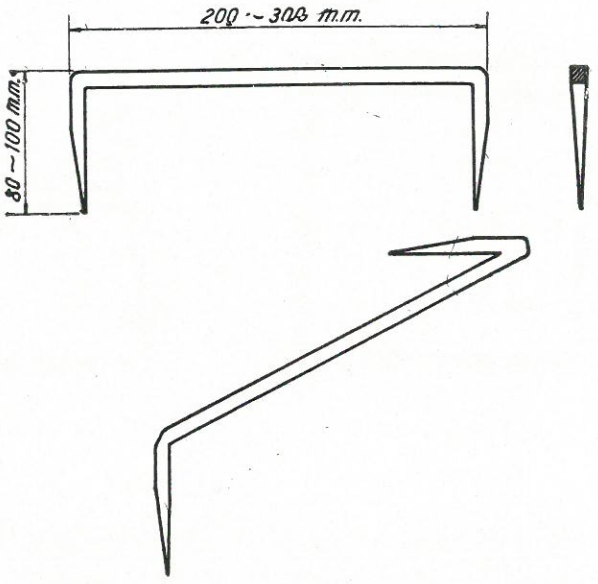


Figura 14-77.

14.33. Sistemas de excavación. — La excavación de un túnel en terreno consistente se realiza efectuando primero una pequeña galería, denominada galería de avance, que posteriormente se ensancha hasta alcanzar la sección total del túnel; el ensanche de la galería de avance se denomina "destroza".

Las dimensiones de la galería de avance deben ser las estrictamente precisas para que un hombre pueda trabajar: 2,5/3,5 m. de ancho por 2 a 3 m. de alto. La galería de avance va adelantada, en relación a la excavación de la sección total, unos 15 ó 20 m. La situación de la galería de avance en relación con la sección total del túnel y el orden en que se realice el ensanchamiento depende de la naturaleza del terreno; en todo caso habrá que tener presente: *a*) la rapidez de la excavación y carga de los productos obtenidos; *b*) posibilidad de la fácil evacuación de los productos de la excavación; a este fin se ha de tenerse en cuenta que la entibación que se proyecte no estorbe la colocación de las vías y el movimiento en ellas de las vagonetas encargadas del transporte; *c*) que el revestimiento de la excavación pueda realizarse con la mayor rapidez y facilidad.

Entibación de avance. — Cuando la galería de avance se realiza en roca consistente, la entibación puede limitarse a "cabezales" apoyados en cajas expresamente realizadas en las paredes de la galería; el cabezal debe quedar exac-

tamente encajado en ellas; entra oblicuamente y luego se va forzando hasta ponerlo normal al eje; si hay huelgos en algún sentido, se retaca el cabezal con cuñas de madera que lo fijen (fig. 14-78).

Cuando el coste de la madera sea más reducido que la realización de las cajas para alojar los cabezales, se pueden sostener éstos con pies derechos que, o bien se apoyan directamente sobre el terreno o sobre tablones longitudinales;

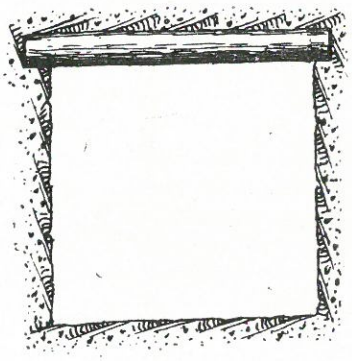


Figura 14-78.

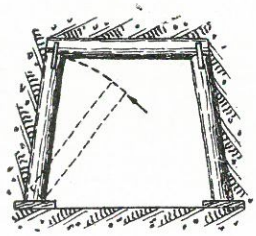


Figura 14-79.

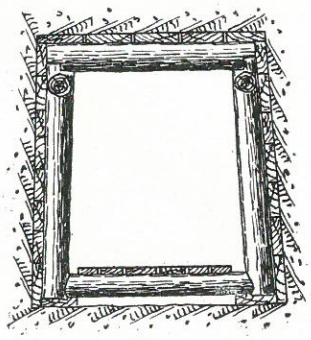


Figura 14-80.

estos pies derechos se presentan inclinados, forzándolos luego, hasta su posición definitiva, a golpes de martillo (fig. 14-79).

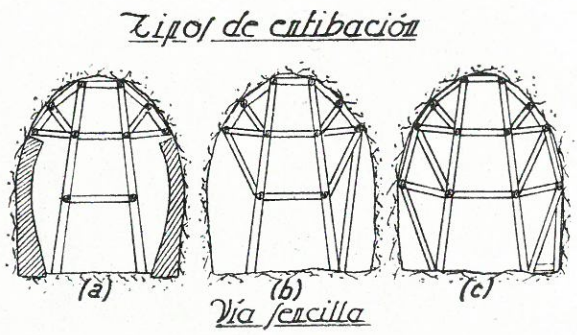
Si se quiere que queden bien fijos, se pueden unir los pies derechos y cabezales con grapas de hierro.

Cuando el terreno produzca empujes de cierta importancia, puede resultar preciso unir los pies derechos, en su base, por rollizos transversales (fig. 14-80), *estampidores*, que eviten que, por los empujes horizontales, puedan moverse los asientos de aquéllos.

La distancia entre los cuadros, normalmente de 1 m. a 1,50 m., puede ser menor si la naturaleza del terreno así lo exige; los rollizos serán de diámetro variable entre 25 y 30 cm. Cuando la cohesión del terreno es pequeña, la excavación se forra con tablas, cuyo espesor varía de 1 a 3 pulgadas (2,5 a 7,5 centímetros). Cuando la presión del terreno sea muy grande, se puede recurrir a reforzar los cuadros, añadiendo otros nuevos interiormente, o bien a colocar puntales o tornapuntas. El último sistema tiene el inconveniente de que las nuevas piezas reducen el espacio libre, ya por sí pequeño. Cuando el terreno es muy incoherente, es preciso forrar no sólo las paredes y el techo, sino también el fondo y frente; en algunos casos la incoherencia del terreno obliga a que el revestido de tablas vaya por delante de la excavación; para ello las tablas se van hincando en el terreno por delante de aquélla; se levantan las tablas de forro del frente y las longitudinales se hincan a golpes de mazo en una pequeña longitud, que luego se excava en toda la sección o bien sólo en una pequeña zona.

Las figuras 14-81 y 14-82 dan una idea clara de las disposiciones adoptadas; las tablas se fijan sobre los cuadros de apoyo por medio de cuñas.

Entibación de la sección total. — La entibación de la sección total del túnel, a medida que la excavación va avanzando, se realiza en forma semejante a la que se indica en la figura 14-83; los mayores esfuerzos a que está sometida la sección exige colocar tornapuntas, que serán más numerosos cuanto mayor sea la sección y peores las condiciones del terreno: la disposición *a*), la más sencilla para un túnel estrecho, se va reforzando según las disposiciones *b*) y *c*) cuando las cargas aumentan; en los esquemas *d*) a *g*) pueden verse disposiciones corrientes para túneles de doble vía. Cuando los empujes del terreno son excepcionales, se refuerza aún más la entibación, de acuerdo con las cargas a que ha de estar sometida. El forrado de tabla, en el caso de terrenos de cohesión pequeña o nula, se realiza en la misma forma que en la galería de avance. Las tablas van sujetas por cuñas, que permiten soltarlas para la construcción del revestimiento.



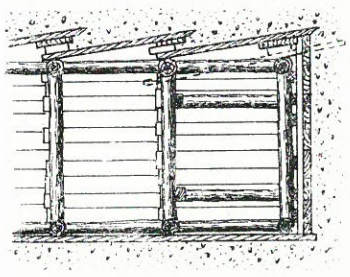
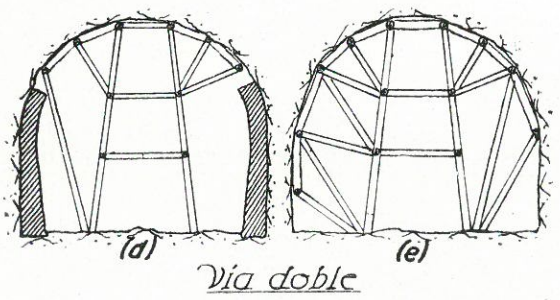


Figura 14-81.



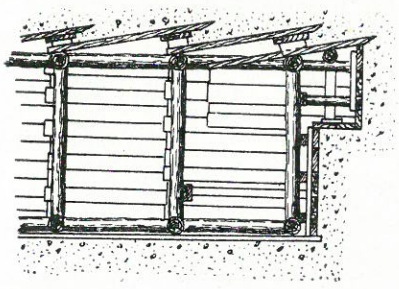


Figura 14-82.

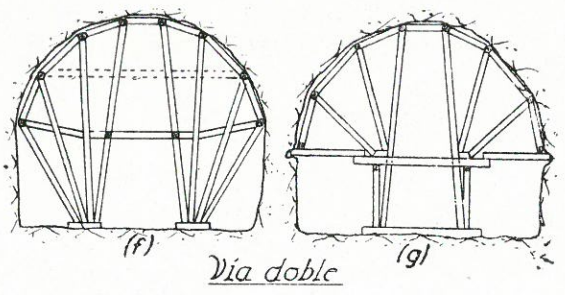


Figura 14-83.

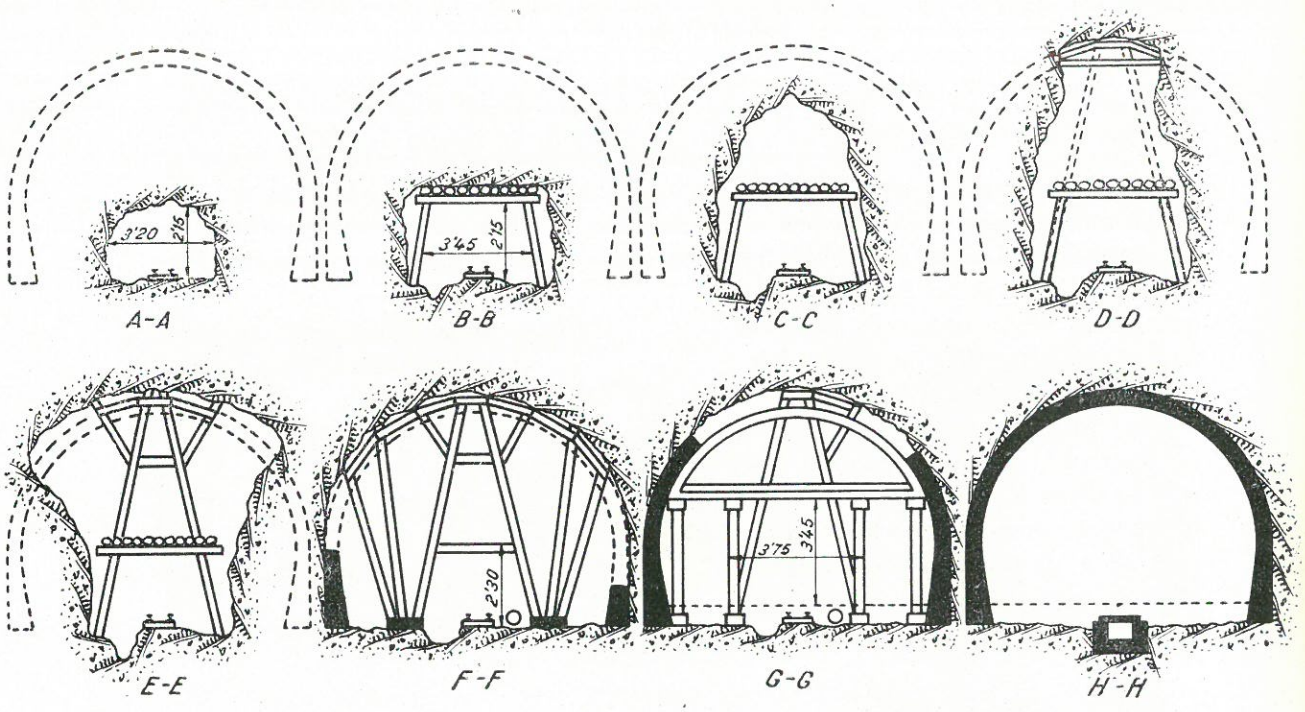


Figura 14-84.

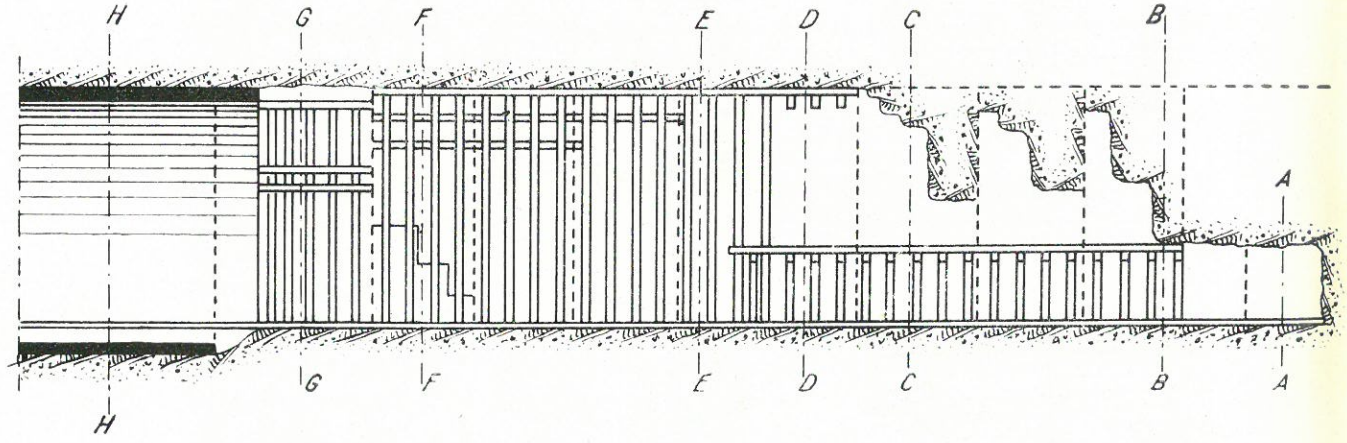


Figura 14-85.

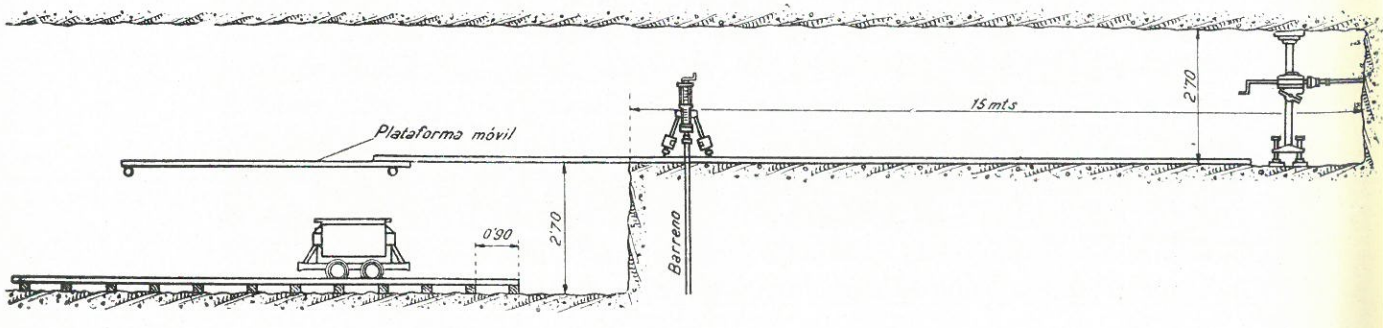


Figura 14-86.

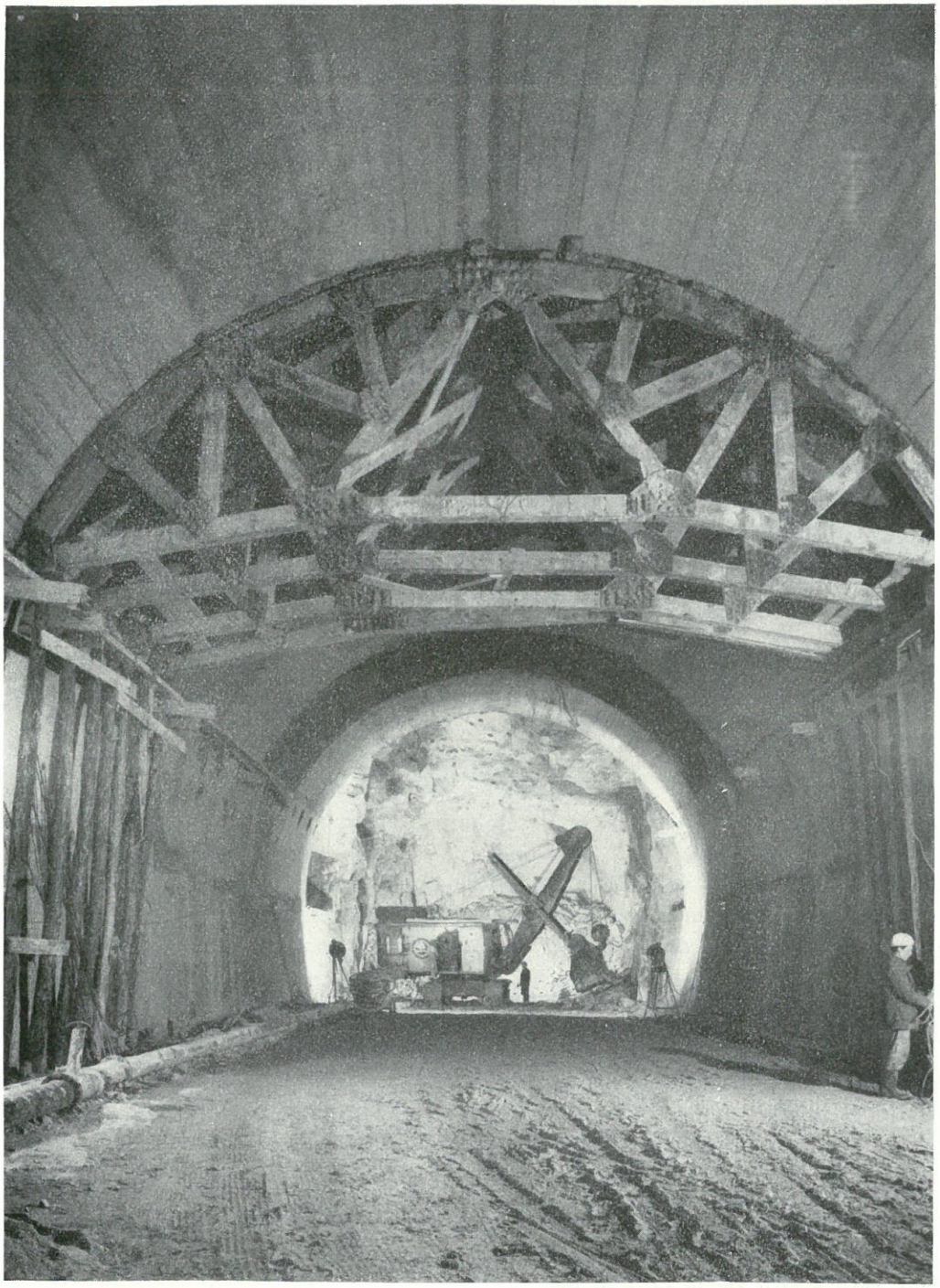


Figura 14-87.

14.34. La excavación en terrenos coherentes. — En terrenos coherentes la galería de avance, en el eje de la sección, puede ir colocada en el punto bajo de ésta; se va ensanchando, poco a poco, entibando y revistiendo. Las figuras 14-84 y 14-85 del túnel de Loetschberg, muestra un ejemplo de cómo puede realizarse el trabajo.

La figura 14-86 corresponde a un caso de excavación en la que se colocó la galería de avance en la parte superior de la sección. Es más fácil la carga del escombro de la galería de avance que en el caso anterior, pero, en cambio, algo más cara la destroza.

El túnel de Guadarrama se excavó sin galería de avance y a toda sección (figuras 14-21, 14-22) a pesar de las dimensiones de ésta; solamente en una pequeña longitud donde la existencia de numerosas diaclasas en la roca hacía muy peligroso el sistema, hubo que recurrir al procedimiento de galería de avance, colocada en la parte superior; fue preciso emplear en esta zona fuertes entibaciones.

14.35. La excavación en terrenos poco coherentes. — El sistema anteriormente expuesto de excavación y entibación se va haciendo inaplicable a medida que va disminuyendo la cohesión del terreno, y siendo, por tanto, mayores sus empujes; los elementos de la entibación tendrán que multiplicarse y aumentar sus escuadrías; el coste de la madera por metro lineal de excavación crecerá

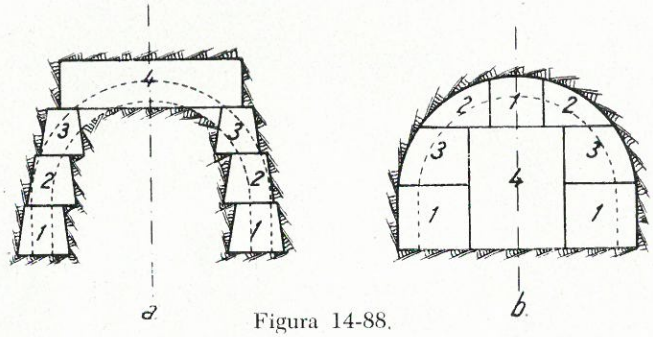


Figura 14-88.

rápidamente, y la gran cantidad precisa podrá llegar a constituir un obstáculo para las operaciones de excavación y transporte.

En estos casos los distintos sistemas que se emplean consisten, en esencia, en buscar una forma de excavar por pequeñas galerías, reducir a un mínimo las luces libres y poder emplear elementos de entibación en el menor número posible y con las menores escuadrías. Sin terminar la excavación total se va realizando por partes el revestimiento para que sea mínima la zona excavada sin revestir.

Método alemán. — Es característica de este sistema conservar el núcleo central para apoyo de la entibación.

Primitivamente (fig. 14-88, *a*) se excavaban pequeñas galerías en el orden que la figura indica; la entibación se reducía a un mínimo; los estribos se cons-

truian a medida que se excavaba cada galería; como se empezaba por abajo, no eran de temer los asientos en la bóveda; posteriormente se cambió el orden de la excavación, siguiéndose el indicado en la figura 14-88, *b*, que permitía realizarla más fácilmente; en la excavación del túnel de Konigsdorf (fig. 14-89) el empuje, muy fuerte, del terreno hacía imprescindible la construcción de una

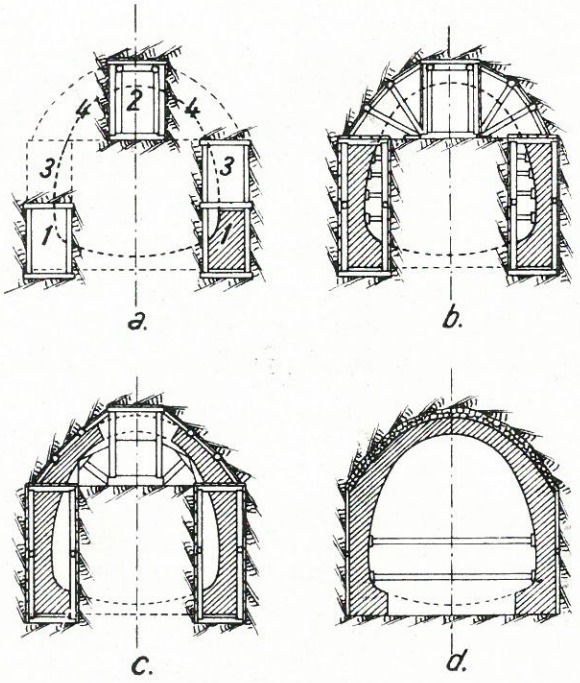
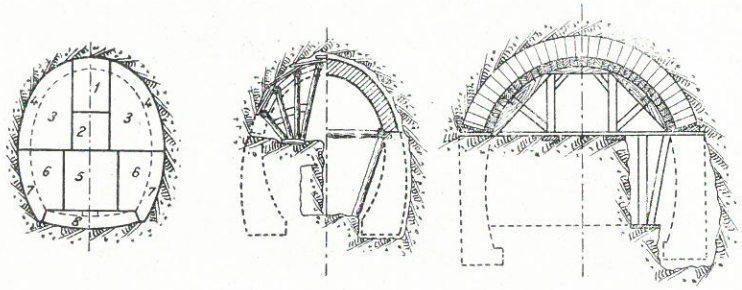


Figura 14-89.

contrabóveda; hechas las excavaciones de los estribos y construidos éstos de 15 en 15 metros, se ejecutaron en el fondo del núcleo central galerías transversales (*b*) que permitían construir trozos de contrabóveda, que apuntalaban los estribos; al excavar el núcleo central se apuntalaban los estribos entre sí hasta que se construia y fraguaba la contrabóveda (*d*). Este método es caro y lento; sólo resulta recomendable en túneles de grandes secciones y terrenos de fuertes empujes; tiene la ventaja de que se empieza por construir los estribos, y sobre ellos, ya fraguada la fábrica, se apoya la bóveda, no siendo, por tanto, de temer asientos en ella; la cantidad de madera necesaria para la excavación es mínima.

Método belga. — Este método, que ha sido muy empleado, consiste en excavar primeramente la parte correspondiente a la bóvedà, que se construye apoyándola sobre el terreno; la progresión clásica de los trabajos es la que puede verse en la figura 14-90. Para construir los estribos es imprescindible, en un momento dado, apuntalar la bóveda ya ejecutada, lo que puede hacerse en la

forma que se indica en las figuras 14-90, *b* y *c*; el apuntalado de la bóveda es delicado y, aunque se adopten las mayores precauciones (fig. 14-91), siempre es expuesto a asientos; tiene, en cambio, la ventaja de que el trabajo se realiza con una relativa comodidad y rapidez. En la figura 14-92 puede verse un esquema del desarrollo de los trabajos. Este método ha sufrido gran número de variaciones; la más interesante es la de llevar la galería de avance en la parte



(*a*) (*b*) (*c*)

Figura 14-90.

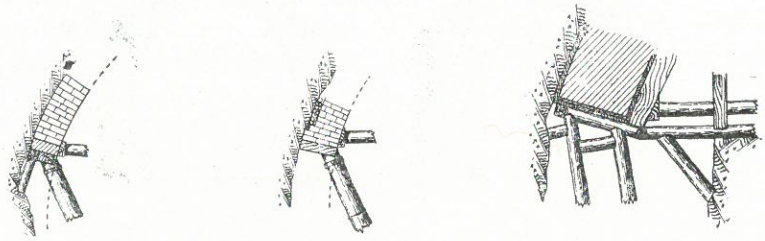


Figura 14-91.

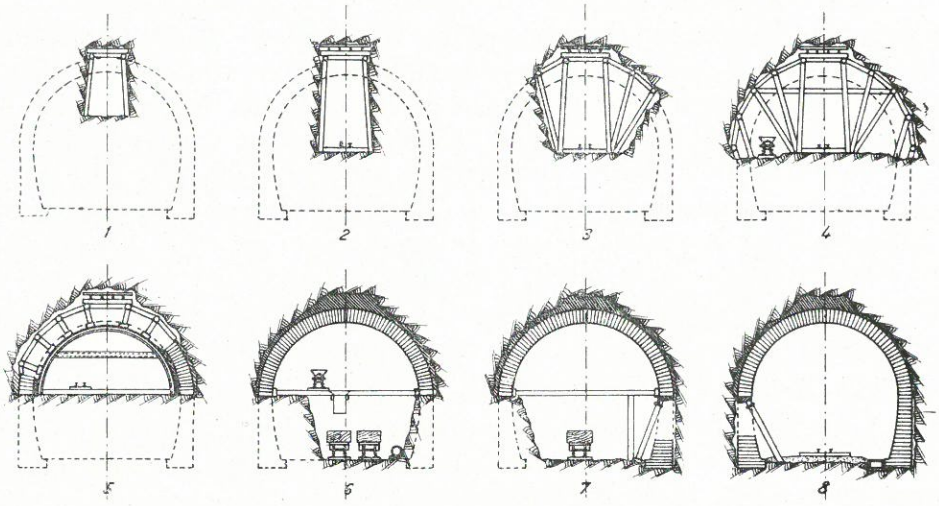


Figura 14-92.

baja, como puede verse en la figura 14 93; las figuras 14-94 y 14-95 detallan la aplicación de este método a la construcción del Metropolitano de Madrid por la Sociedad Agromán.

Método italiano. — La característica fundamental de este método consiste en efectuar la excavación de pequeños espacios, en los cuales se realiza rápidamente el revestimiento; se utiliza principalmente en terrenos que, recién excavados, tienen cohesión, pero que, en contacto con los agentes atmosféricos, la pierden o se hinchan, dando lugar a empujes excepcionales. La forma normal

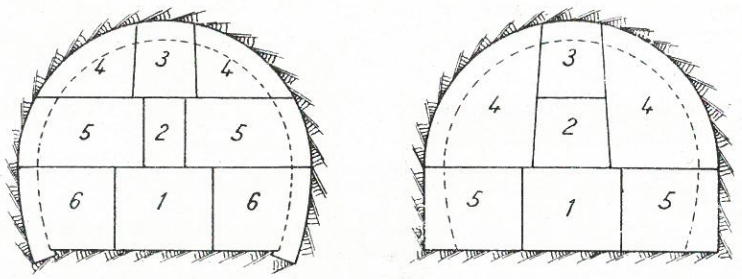


Figura 14-93.

de desarrollar los trabajos es la indicada en el esquema de la figura 14-96; en caso de empujes excepcionales, puede alterarse el orden de las dos primeras excavaciones, es decir, realizar las galerías 2 apoyando la entibación sobre el núcleo 1; construidos los estribos, se excava 1 y después 3, para ejecutar la contrabóveda. Cuando el terreno origina empujes excepcionales, la zona revestida se va rellenando, en parte, de fábrica en seco o rejuntada con mortero de cal, para reducir al mínimo las escuadrías de la entibación, que, de no ser así, deberían tener dimensiones excesivas y antieconómicas; se da, además, la suficiente resistencia al apoyo de la entibación de zonas difíciles (fig. 14-97). La fábrica provisional se va destruyendo a medida que queda completamente revestida la sección.

Método inglés. — La forma de llevar la excavación por este sistema es la indicada en la figura 14-98. La galería de avance se ensancha con las 2; se ejecuta después la galería inferior 3, y cuando se excava la zona 4 se colocan estampidores horizontales en la forma que puede verse en las figuras 14-98, *b* y *c*; el frente de la excavación se forra en su totalidad; queda, en esta forma, la sección del túnel completamente excavada, y el revestimiento puede hacerse empezando la solera o contrabóveda, continuando con los estribos y terminando con la bóveda; se tiene seguridad de que no existirán asientos y la construcción de la fábrica se realiza fácilmente; la excavación se ejecuta en longitudes de 3 ó 4 m., que se revisten inmediatamente después de excavados. El sistema, que tiene la ventaja de la facilidad de realización del revestimiento, precisa que los empujes del terreno no sean grandes, pues si lo fueran exigirían una entibación excesiva.

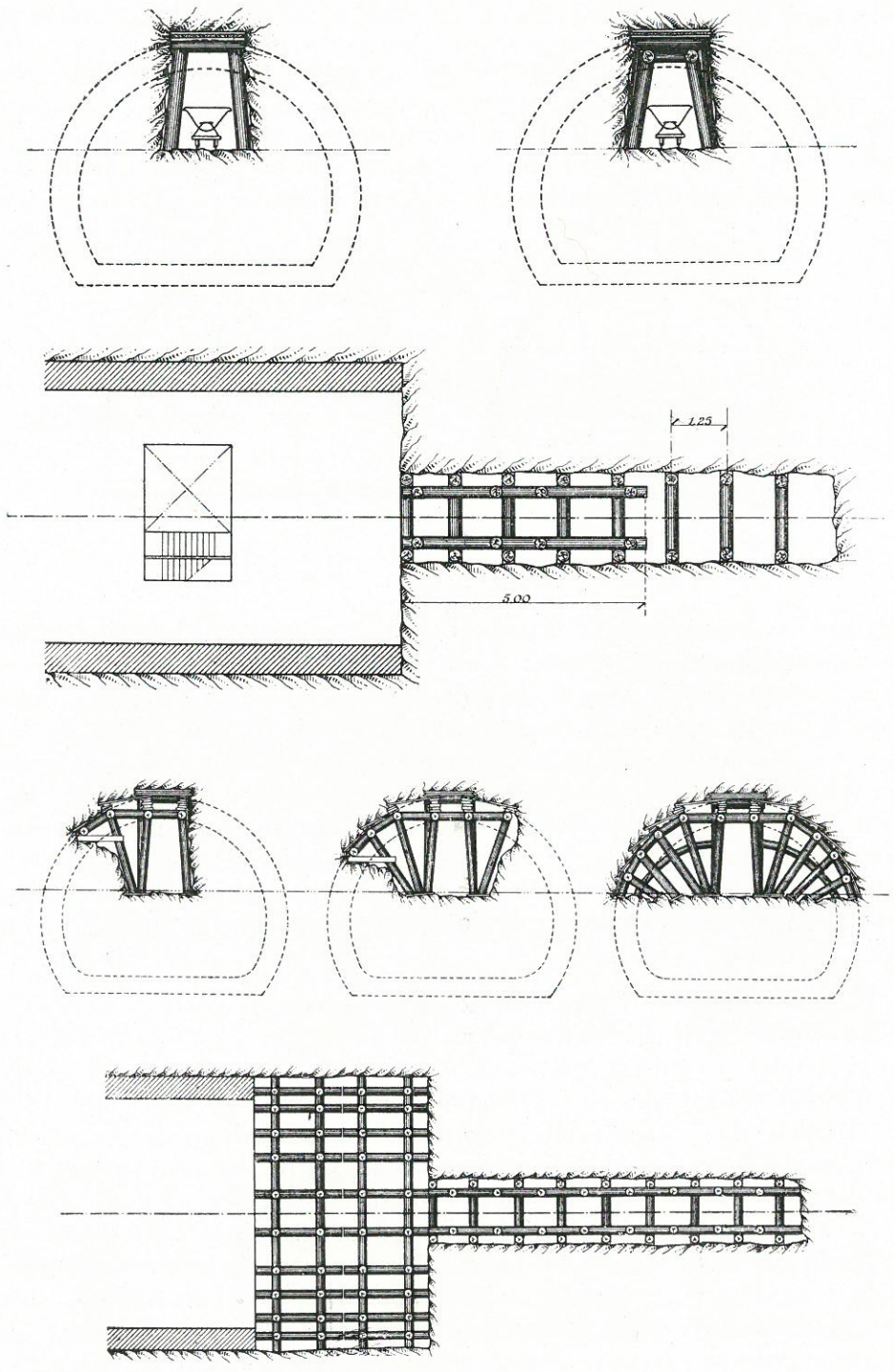


Figura 14-94.

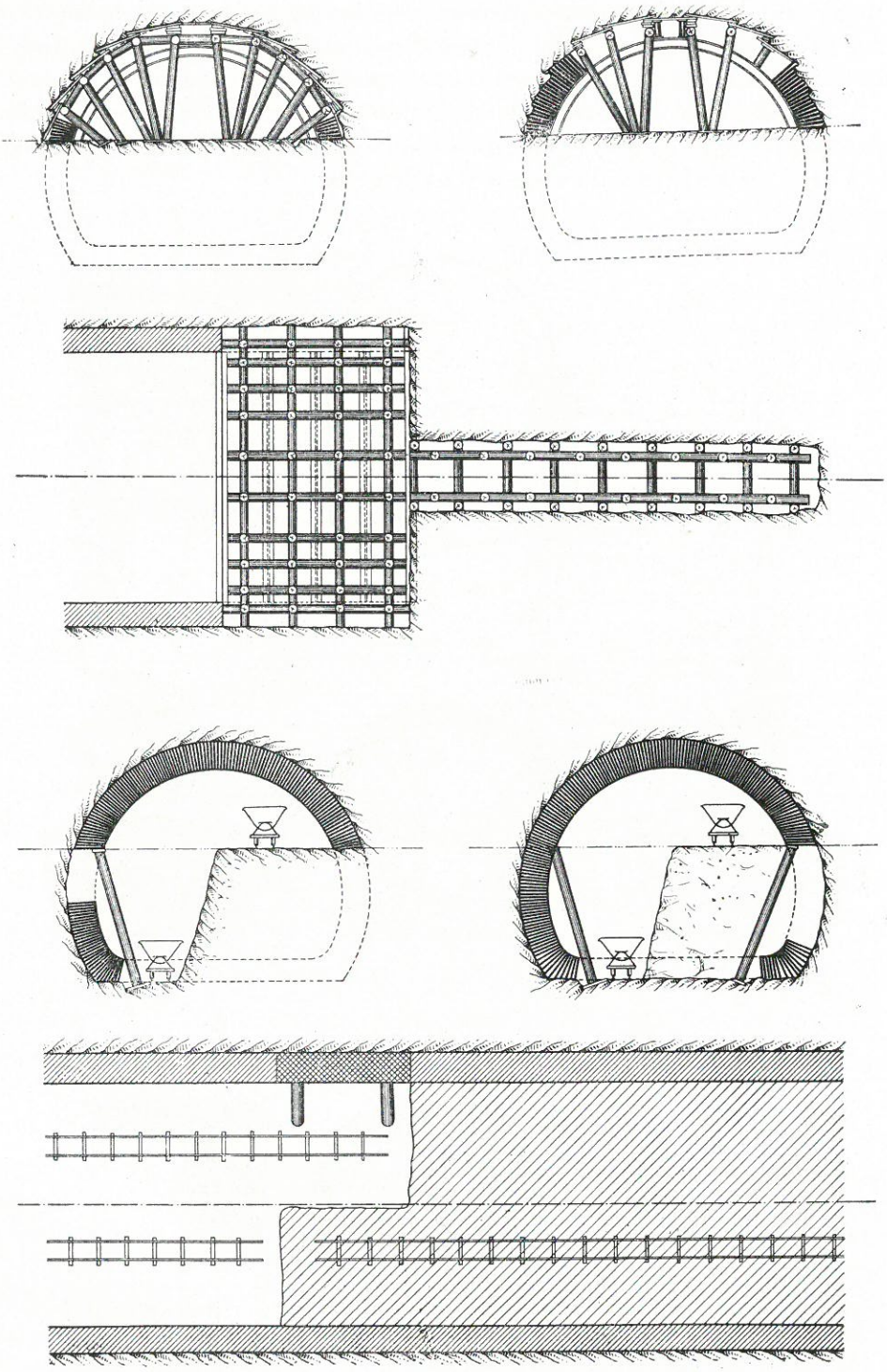


Figura 14-95.

Resumen y criterio. — La elección de uno u otro de los sistemas expuestos dependerá de la naturaleza y características del terreno a excavar; todos, en definitiva, tienen idéntico fundamento: buscan la forma de reducir a un mínimo la entibación y revestir lo más pronto posible. Los esquemas expuestos no son inalterables; son únicamente ejemplos de formas de acometer el problema; pueden modificarse, y en la práctica se modifican constantemente, para adaptarse a las características de cada caso particular.

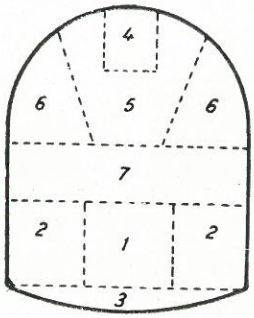


Figura 14-96.

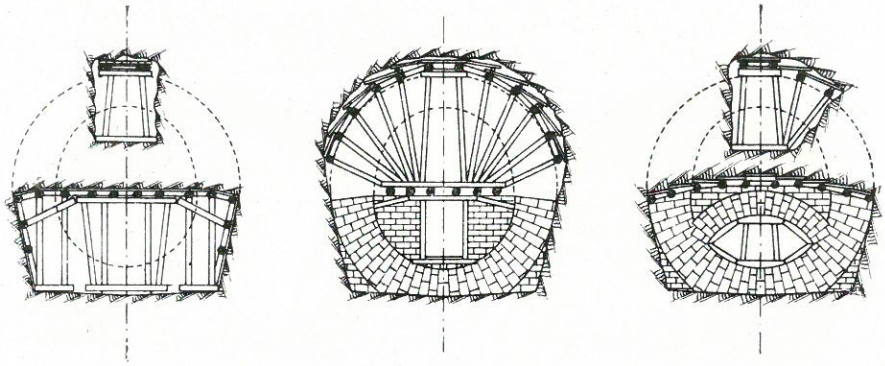
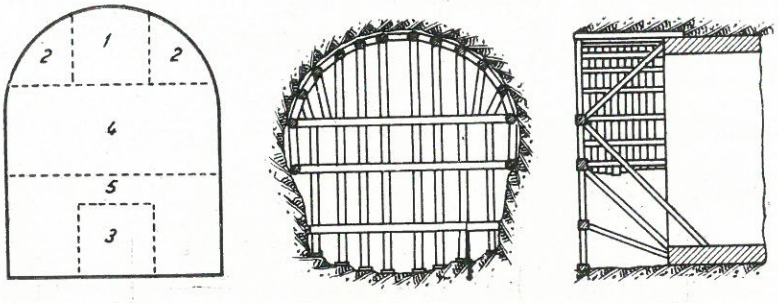


Figura 14-97.



(*a*) (*b*) (*c*)

Figura 14-98.

14.36. Excavación de pozos. — La entibación de pozos está formada por cuadros horizontales que se colocan a una distancia que varía de 0,80 a 2 m., según la naturaleza del terreno, y se fijan por pies derechos colocados en los ángulos. Cuando se trata de terrenos suficientemente coherentes, la entibación se limita a los marcos y pies derechos; cuando la incoherencia del terreno lo exige, la entibación va forrada de tablas, que se introducen entre los marcos y el

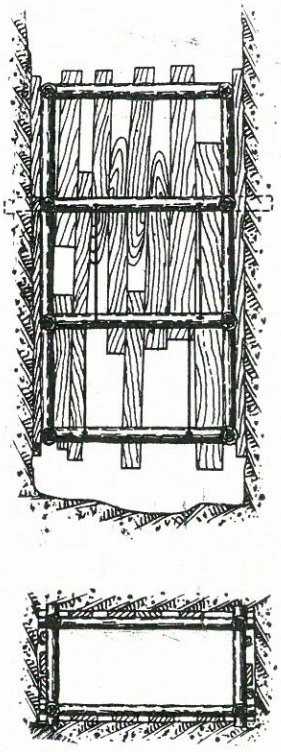


Figura 14-99.

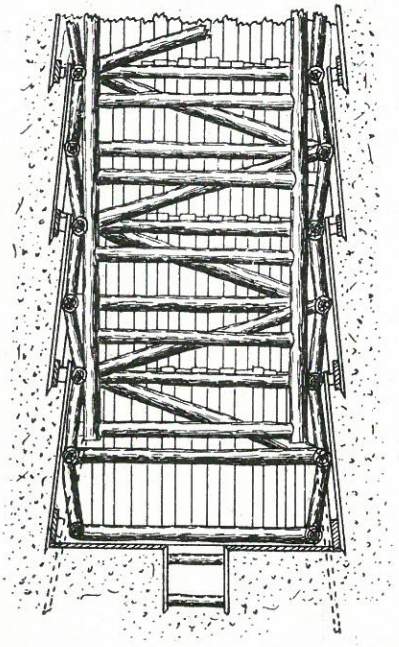


Figura 14-100.

terreno y se fijan por medio de cuñas. Cuando el terreno es muy suelto, las tablas se van hincando a golpes de martillo, previamente a la excavación, con objeto de evitar que las paredes se derrumben al excavar.

En terrenos que produzcan grandes empujes los marcos se colocan prácticamente unos al lado de otros y en algunos casos se refuerzan con marcos interiores; otras veces se refuerzan con diagonales. En las figuras 14-99 y 14-100 pueden verse las disposiciones adoptadas: la primera, para un terreno de empuje reducido, donde no es necesario forrar la totalidad de la pared, y la segunda, para un terreno falto de cohesión, en el que es preciso reforzar con diagonales, haciendo además un forrado de tablas que se van hincando por delante de la excavación.

Cuando el pozo se ha de construir en terrenos flúidos y con agua, pueden emplearse cajones de hormigón armado, que se hincan en el terreno (fig. 14-101); el mismo peso de la fábrica va hundiendo el cajón, ayudado por una inyección

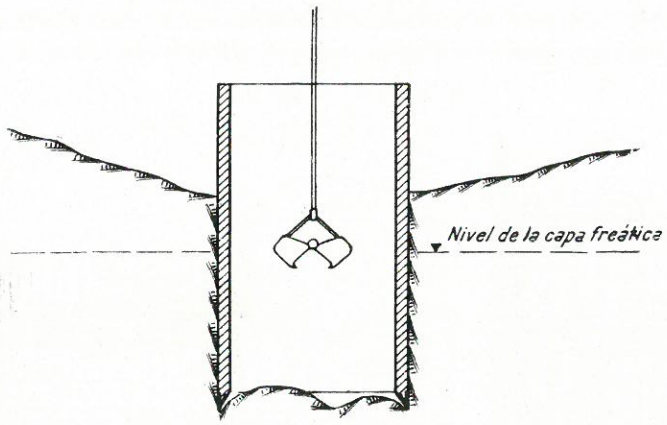


Figura 14-101.

de agua bajo el borde cortante y la excavación de la parte central, por medio de un carramarro u otro aparato similar; en terrenos muy fluidos para excavar puede emplearse el aire comprimido (fig. 14-102).

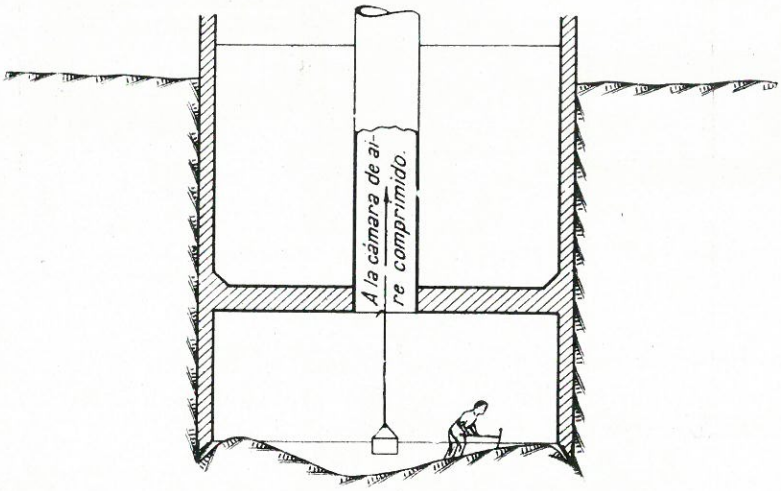


Figura 14-102.

14.37. Métodos especiales de excavación. — Cuando se trata de terrenos muy incoherentes o donde existen grandes filtraciones — túneles debajo del agua —, no conviene económicamente, y en muchos casos resulta prácticamente imposible, la construcción del túnel por los métodos expuestos; los empujes, muy

importantes en todos sentidos, y la incapacidad del terreno para soportar las cargas que los distintos elementos de la entibación transmiten, obligan a emplear procedimientos especiales.

Método del escudo. — Es el más antiguo; fue patentado por BRUNNEL para el túnel bajo el Támesis en 1818, y se empleó en diferentes ocasiones en Inglaterra y en Francia; se utiliza actualmente para todos aquellos casos en que la incoherencia del terreno y gran cantidad de filtraciones obliga a que la entibación, absolutamente estanca, vaya inmediatamente después de la excavación.

En esencia, el procedimiento consiste en una armadura metálica con la forma de la sección transversal del túnel (fig. 14-103), uno de cuyos extremos,

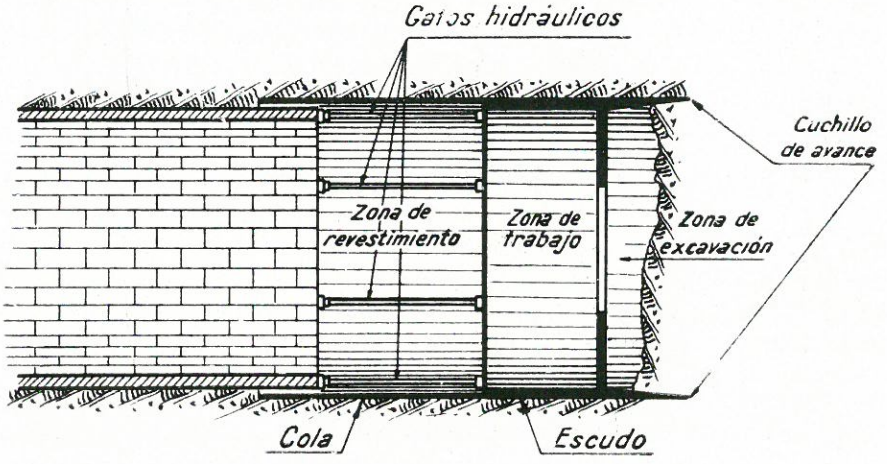


Figura 14-103.

en forma de cuchilla, se va hincando en el terreno; el avance se produce por una serie de gatos hidráulicos que se apoyan en el revestimiento ya construido; en la zona intermedia entre el cuchillo de avance y el revestimiento del túnel, un encofrado metálico, unido a aquél, asegura la impermeabilización de la zona excavada hasta que se construye el revestimiento; el escudo puede ser abierto en el frente de excavación o bien ir cerrado con un tabique metálico que lleva varias puertas que se abren, en la proporción que se desee, según el tipo de terreno, para dejar entrar a éste. El primer sistema se emplea cuando el terreno es suficientemente coherente para que sea necesario realizar su excavación (fig. 14-104, *a*); el segundo sistema debe utilizarse cuando la fluidez del terreno no hace necesaria la excavación; el avance del escudo con su tabique de cierre es suficiente para que el material vaya entrando a la parte interior por la puerta que se deja abierta (fig. 14-104, *b*).

Forma y estructura del escudo. — El escudo suele ser circular, porque se emplea especialmente en terrenos de cohesión reducida, y en este caso la for-

ma económica de la sección del revestimiento es la circular. Además existe el hecho, no explicado, de una tendencia del escudo a girar alrededor del eje del túnel, y esto, que no tiene importancia en la sección circular, sería grave si tuviese otra forma. La armadura del escudo ha de tener una gran resistencia y rigidez; debe, sin deformarse, soportar los esfuerzos que produce su avance en

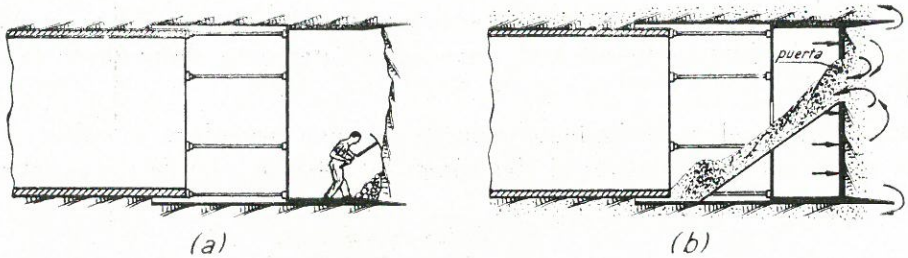


Figura 14-104.

el terreno, la presión de éste y la de los gatos, y hay que tener en cuenta que estas cargas no son únicamente las normales del avance en una masa homogénea, sino que alguna vez la discontinuidad de la naturaleza del terreno puede producir las cargas asimétricas y es necesario que la armadura las absorba sin deformarse; el coeficiente de seguridad debe ser suficiente para quedar a cubierto de cualquier avería previsible, cuyo remedio sería difícil y costoso.

Las dimensiones y espesores de la armadura dependen de las del túnel y del tipo de terreno; para darle la rigidez precisa, cuando los diámetros son

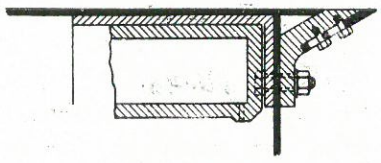


Figura 14-105.

mayores de 3 m., se recurre a dividir el escudo por tabiques horizontales y verticales; la cuchilla de corte puede estar constituida por un palastro de acero al tungsteno, unida al cuerpo del escudo por ménsulas; mejor solución, para túneles importantes, es construir el extremo cortante de piezas de acero especial fundido, independientes entre sí y de la armadura general; así es posible cambiarlas fácilmente cuando alguna de ellas se avería o desgasta (fig. 14-105).

La cola del escudo, parte colocada detrás del círculo sobre el cual actúan los gatos, tiene por misión sostener el terreno mientras tanto se construye el primer revestimiento del túnel; ha de estar calculada para resistir los empujes exteriores; su longitud deberá ser la suficiente para cubrir dos anillos del re-

vestimiento primario; no es conveniente tenga más longitud, por el mayor peso y coste del conjunto del aparato y, al mismo tiempo, el rozamiento, también mayor, que habría que vencer. La cola se construye de palastro; cuando sea roblonada, las cabezas de los roblones deben estar embutidas, tanto exterior como interiormente, para evitar rozamientos suplementarios y el obstáculo que representarían para el revestimiento primario. Cuando se trata de terrenos flúidos, en los cuales el escudo va cerrado por un tabique en el frente de ataque, éste, según dijimos, lleva varias puertas para dejar entrar el terreno en el interior del escudo; las dimensiones de éstas deberán ser como mínimo de 0,75 × × 0,75 m., para que, en caso de necesidad, se pueda llegar por ellas hasta el cuchillo; dependiendo de sus dimensiones, el escudo lleva uno o dos pisos de trabajo a la altura conveniente. El escudo avanza por la acción de los gatos hidráulicos necesarios, según el tipo del terreno y las dimensiones y peso del escudo; la presión total ejercida deberá ser la suficiente para vencer el rozamiento y la resistencia del terreno; puede considerarse, como orientación, que son precisas 400 toneladas por metro de diámetro del escudo. Los gatos se apoyan, en la estructura del escudo, por medio de unas cajas de fundición, que se ajustan exactamente al diámetro del émbolo y en la fábrica del revestimiento por una zapata, que algunas veces va articulada, con objeto de que el empuje se transmita a la fábrica en dirección normal. Los gatos se han llegado a proyectar para trabajar a 350 Kg. por centímetro cuadrado, aunque normalmente una presión mitad es suficiente; en la disposición de su estructura hay que cuidar muy especialmente de que el émbolo tenga el diámetro necesario para trabajar sin temor a los efectos de pandeo, y que las juntas sean bien impermeables. Para dirigir el escudo, la presión de cada uno de los gatos debe regularse independientemente.

Los escudos modernos suelen ir provistos de un elevador hidráulico que permite colocar las piezas del revestimiento primario de la parte alta y mantenerlas en su posición correcta hasta que queden bien fijas; el elevador va colocado en el centro y se puede correr, a fin de servir toda la sección. Aunque, en general, el accionamiento del elevador es hidráulico, hay algunos tipos que funcionan con motor eléctrico.

El manejo del escudo no es sencillo; su peso muy elevado y las grandes dimensiones de la estructura exigen una gran práctica y un cuidado extremo; es muy difícil guiarlo exactamente, especialmente en cuanto el terreno presenta alguna heterogeneidad. La dificultad es aún mayor en el caso de que se trate de un túnel en curva y crece al disminuir el radio de ésta.

Revestimiento. — Dentro del espacio que cubre la "cola" del escudo hay que construir el revestimiento preliminar del túnel; éste ha de cumplir dos funciones: 1.ª, resistir el empuje del terreno en el momento que avance la cola, y 2.ª, servir de apoyo a los gatos hidráulicos para el avance del escudo. Ambas condiciones obligan a que el revestimiento se pueda montar con rapidez y tenga inmediatamente la resistencia necesaria. Por eso, los revestimientos preliminares se construyen generalmente de segmentos de fundición, de 1,50 a 2 me-

tros de ancho en el sentido del eje del túnel, y una longitud tal, en el sentido de la circunferencia, que su peso no sea excesivo para el montaje; los bloques llevan unas aletas que sirven para unirlas entre sí por medio de tornillos (figura 14-106); la impermeabilidad de las juntas es un problema que se debe atender con cuidado; es recomendable cepillar las caras de asiento de las aletas para que éste sea lo más perfecto posible; aparte de ello, la ranura interior se calafatea con plomo, que se introduce por medio de pequeños martillos hidráuli-

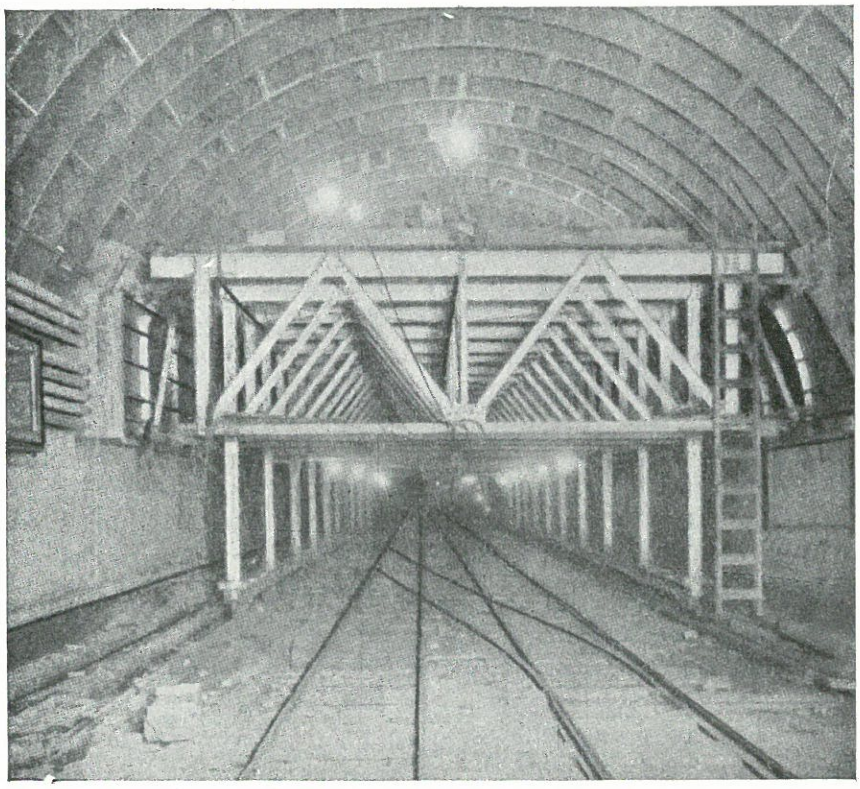


Figura 14-106.

cos; los tornillos de unión de los segmentos deben volverse a apretar de tiempo en tiempo, hasta lograr su perfecto ajuste.

En secciones de empujes excepcionales, puede construirse el revestimiento de acero fundido.

En vez de segmentos de fundición se han empleado revestimientos de hormigón premoldeado; existen diferentes tipos, con disposiciones patentadas, para unir los bloques entre sí y asegurar su montaje; el moldeo de los bloques debe ser muy cuidadoso para asegurar la exactitud del ajuste; es recomendable, por esta razón, emplear moldes de acero.

Ajuste del terreno y el revestimiento. — La cola del escudo, al avanzar éste, deja un espacio entre el revestimiento primario y el terreno, que se ajusta rápidamente, en los terrenos muy fluidos, pero que en terrenos de una cierta cohesión hay que rellenar en forma adecuada; en este último caso se emplean inyecciones de mortero de cemento; para ello, en el revestimiento primario se dejan orificios dispuestos convenientemente, a través de los cuales se realiza la inyección; se puede empezar por inyectar gravilla rodada fina, de 5 a 8 mm., y cuando se ha rellenado el espacio, mortero formado por partes iguales de arena y cemento.

Revestimiento final. — El revestimiento primario se cubre normalmente con una capa de hormigón hidráulico, del espesor preciso para que queden completamente embebidas las aletas. Si el revestimiento final tiene por objeto solamente recubrir el resistente, es preciso que sea suficientemente elástico para seguir las deformaciones de éste sin agrietarse. Estas deformaciones, cuya amplitud depende de las características de cada caso, llegan a tener importancia bastante grande. El Prof. TERZAGHI, en el túnel del Metropolitano de Chicago, ha llegado a comprobar acortamientos de diámetro de 1 ½ pulgadas (38 milímetros). Como las deformaciones cesan al cabo de poco tiempo, recomienda TERZAGHI no se haga el revestimiento final hasta que pase un cierto plazo.

Se ha abandonado el criterio antiguo de los grandes espesores del revestimiento final, con la idea de que pudiesen resistir por sí mismos en caso de que fallase el revestimiento primario.

14.38. Empleo del aire comprimido. — Cuando el terreno donde se ha de excavar presenta gran cantidad de filtraciones — especialmente en el caso de túneles que pasan por debajo del agua — el empleo del aire comprimido ofrece importantes ventajas, pues es posible mantener seca la zona de trabajo. Al elevar la presión en la excavación, se equilibra la producida por el agua, y se pue-

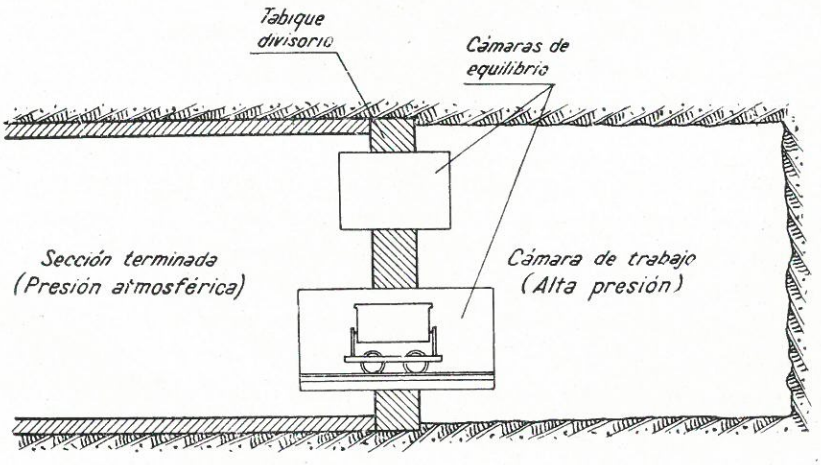


Figura 14-107.

de trabajar con indudable ventaja, no sólo para la materialidad de la excavación, sino también para la construcción a la fábrica del revestimiento.

El aire comprimido se suele emplear con el procedimiento del escudo, aunque también es posible utilizarlo con otros sistemas de avance. Por ejemplo: se ha utilizado sin el escudo, entre otros, en los túneles de Gattico, en Italia; Emmersberg, en Suiza, y Eastriew, en el abastecimiento de aguas de Nueva York.

En esencia, el procedimiento consiste en disponer (fig. 14-107) una cámara de trabajo a presión, separada del exterior por un tabique estanco con una o varias cámaras de equilibrio, para la adaptación del personal y entrada y salida de éste y los materiales.

Cuando la presión de trabajo no exceda de 1 Kg./cm.^{2}, el proceso se desarrolla sin dificultades especiales; presiones mayores obligan a que sea menor la jornada de trabajo, y rápidamente aumenta el coste de la excavación. Por ejemplo, las ordenanzas del Estado de Nueva York prescriben:

PRESION	Primer período de trabajo — *Horas*	Descanso al aire libre — *Horas*	Segundo período de trabajo — *Horas*	Total de horas de trabajo al día
Hasta 1,24 Kg./cm.^{2}	4	½	4	8
De 1,24 a 1,83 Kg./cm.^{2}.	3	1	3	6
De 1,83 a 2,325 »	2	2	2	4
De 2,325 a 2,713 »	1 ½	3	1 ½	3
De 2.713 a 3,028 »	1	4	1	2
De 3,028 a 3.410 »	½	6	½	1

La descompresión deberá realizarse al siguiente ritmo:

Hasta 1,054 Kg.: 1,3 Kg. por minuto.
De 1,054 a 1,395 Kg.: 1 Kg. por minuto.
De 1,395 a 2,093 Kg.: 0,70 Kg. por minuto.
Más de 2,093 Kg.: 0,45 Kg. por minuto.

La presión necesaria depende de la carga de agua que debe equilibrar, de la naturaleza del terreno y su granulometría, pues según ellas, su permeabilidad será mayor o menor. Como cifra media puede tomarse 0,12 Kg. por centímetro cuadrado y metro de carga de agua; la cantidad de aire necesaria se puede considerar es, aproximadamente, de 6 metros cúbicos por cada metro cuadrado de área.

El personal que trabaje en aire comprimido debe sufrir un reconocimiento médico previo que garantice está en condiciones para ello.

La disposición y número de cámaras de equilibrio depende de las dimen-

siones de la sección del túnel; para pequeños trabajos puede ser suficiente una sola cámara que sirva para el personal y material; en trabajos importantes es conveniente que las dos cámaras estén separadas e incluso existe una de escape y otra de asistencia médica; esta última es necesaria, porque en caso de accidente en la descompresión, es imprescindible volver a someter al accidentado a una presión conveniente. Las puertas deben asegurar un cierre perfectamente estanco, para la máxima diferencia de presión prevista entre sus dos caras.

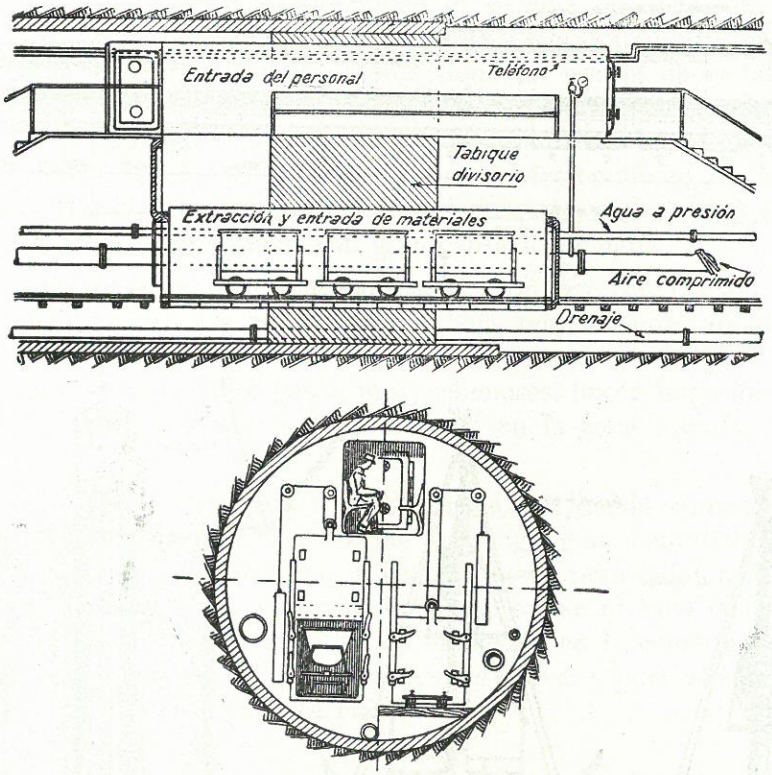
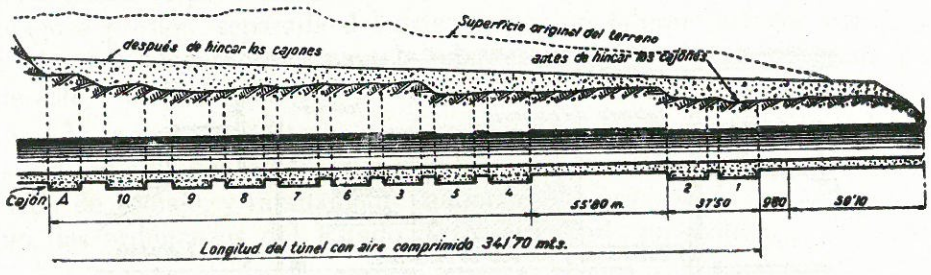


Figura 14-108.

En la figura 14-108 puede verse la disposición general de una instalación de aire comprimido, sin escudo; la cámara superior es para el personal, y la inferior, para la entrada y salida de materiales y herramientas.

Un ejemplo interesante del empleo del aire comprimido, no para excavación, sino para la construcción de un túnel por hinca de secciones previamente construidas, es el túnel de Gattico; está situado en Italia, cerca de Borgomanero, y tiene una longitud de 3.160 m.; en toda su construcción se tropezó con dificultades de importancia, pero especialmente en los 500 m. a partir de la boca de la parte Sur, la presencia de un terreno de arena suelta, con gran cantidad de agua, hizo prácticamente imposible su construcción por los medios corrientes y hubo que recurrir al siguiente procedimiento: se excavó la superficie

del terreno hasta una cierta profundidad, según puede verse en las figuras 14-109 y 14-110, construyéndose el túnel a base de la hinca de 11 cajones de 17 m. de longitud y 6,75 m. de ancho; la hinca se hizo por el procedimiento corriente de aire comprimido, construyéndose la fábrica del túnel a medida que el cajón iba descendiendo. Se hincaron por este procedimiento los cajones 1 y 2, pero como el sistema resultaba muy lento y costoso, se decidió emplear di-



a.

Figura 14-109.

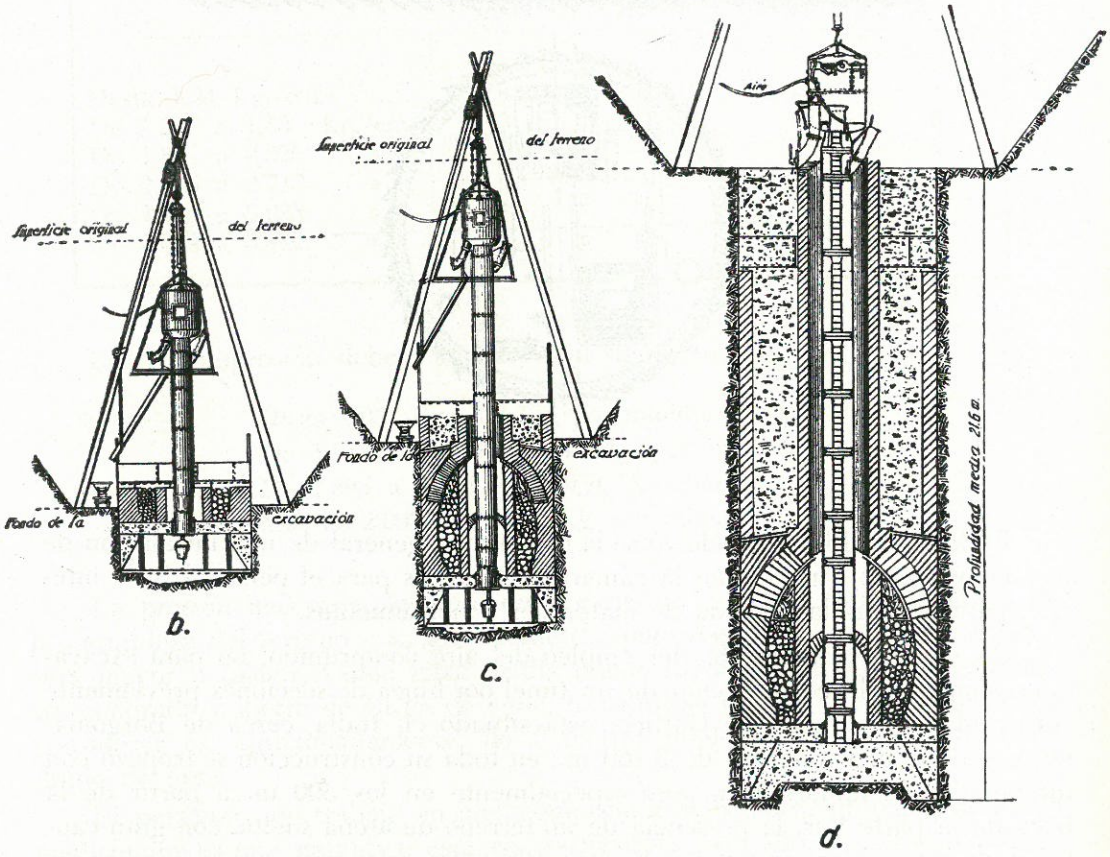


Figura 14-110.

rectamente el aire comprimido; en esta forma se construyó una longitud de 55,80 m., pero el método resultó más costoso y lento que el de cajones, al cual se volvió, hasta terminar una longitud total de 341,70 m. a partir del origen del primer cajón.

14.39. Sistema de consolidación del terreno. — Desde hace muchos años se ha tenido la idea de consolidar el terreno por congelación antes de proceder a la excavación; por primera vez se empleó el sistema en 1884, en Estocolmo, para construir un pequeño túnel para peatones a través de un terreno flúido de arcilla y arena; la congelación se obtenía llenando por la noche el espacio a excavar al día siguiente con aire a — 52°; el método resultó lentísimo y muy caro. En París se empleó también, sin resultado, para el túnel de paso bajo el Sena de la línea IV del Metropolitano. En el Metropolitano de Moscú también se ha utilizado para la construcción de los pozos de bajada que tenían que atravesar capas poco coherentes, con gran cantidad de agua.

Ultimamente se ha realizado la consolidación por congelación empleando líquidos que, al vaporizarse, producen una baja temperatura: anhídrido sulfuroso, amoníaco, etc.; el sistema tiene un grave inconveniente para su empleo en excavación de túneles: los gases, muy venenosos, hacen imposible la permanencia del personal, durante bastante tiempo, en la zona tratada.

14.40. Excavación en trinchera a cielo abierto. — Cuando conviene construir el túnel a cielo abierto y en terreno que contenga gran cantidad de agua, se recurre a rebajar la capa freática, utilizando tubos perforados que se colocan a lo largo de la excavación, y por los cuales se extrae el agua con bombas (figura 14-111). Este procedimiento se ha empleado en la construcción del Metropolitano de Berlín, en las proximidades del Spree, y para atravesar este río, con la disposición de la figura 14-112.

14.41. Procedimientos especiales para la construcción de túneles bajo el agua. Puede emplearse el procedimiento de construir fuera la estructura del túnel en tramos de la conveniente longitud, que luego se hincan en el terreno, empleando aire comprimido; así se ha hecho, por ejemplo, para atravesar el Sena con la línea IV del Metropolitano de París (fig. 14-113). Cada elemento llevaba sus paredes extremas cerradas por muros de 1,75 m.; asentado un elemento sobre el fondo del río, se hacía descender lentamente, por el procedimiento corriente de hinca de cajones de aire comprimido, y se unían en la forma que puede verse en la figura 14-114; los cajones tenían una longitud variable de 20 a 43 m. Ejemplos de construcciones similares son varios túneles, entre ellos, los más notables, el que une Oakland y Alameda, bajo el estuario que existe entre ambas, y el túnel de doble vía bajo el río Detroit, entre Windsor y Detroit, y bajo el Sena, en París. En todos la estructura del túnel fue construida fuera, y llevada, flotando, hasta su sitio de colocación (fig. 14-115); éste había sido previamente preparado, realizando la excavación de una zanja, a cuyo

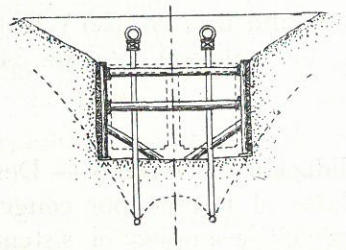


Figura 14-111.

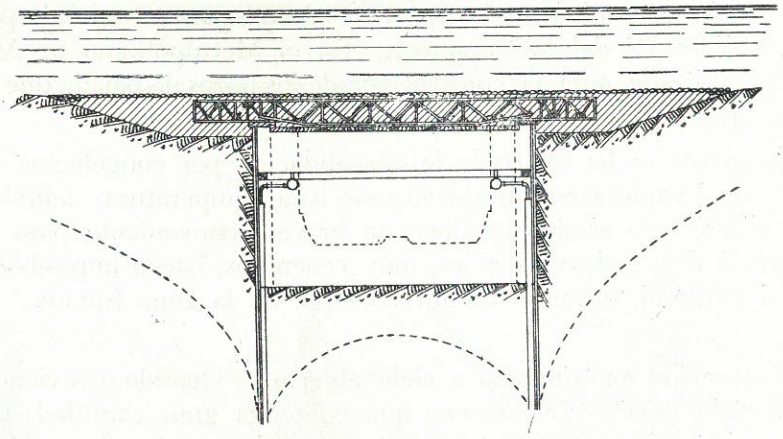


Figura 14-112.

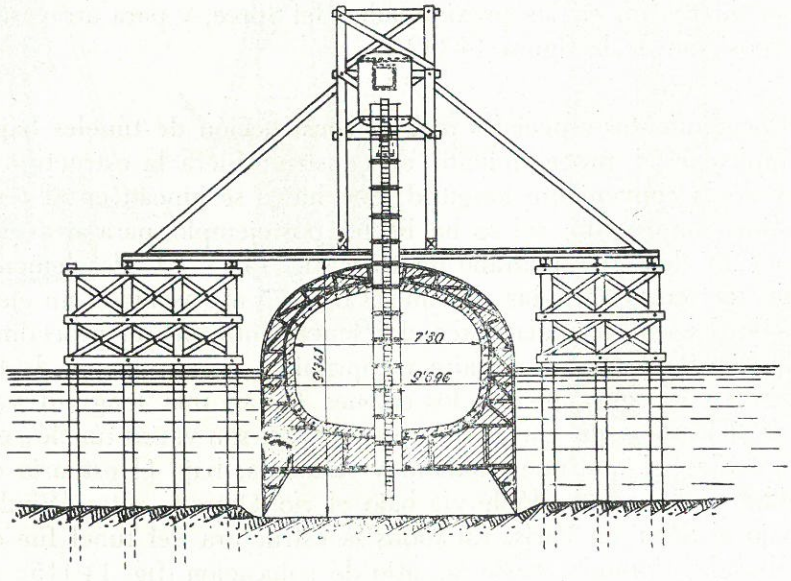


Figura 14-113.

fondo se le dio la resistencia precisa mediante pilotes, y una solera de hormigón armado, túnel bajo el Sena (figura 14-116), o bien con pilotes, hormigón y lecho de arena, túnel de Oakland (figura 14-117).

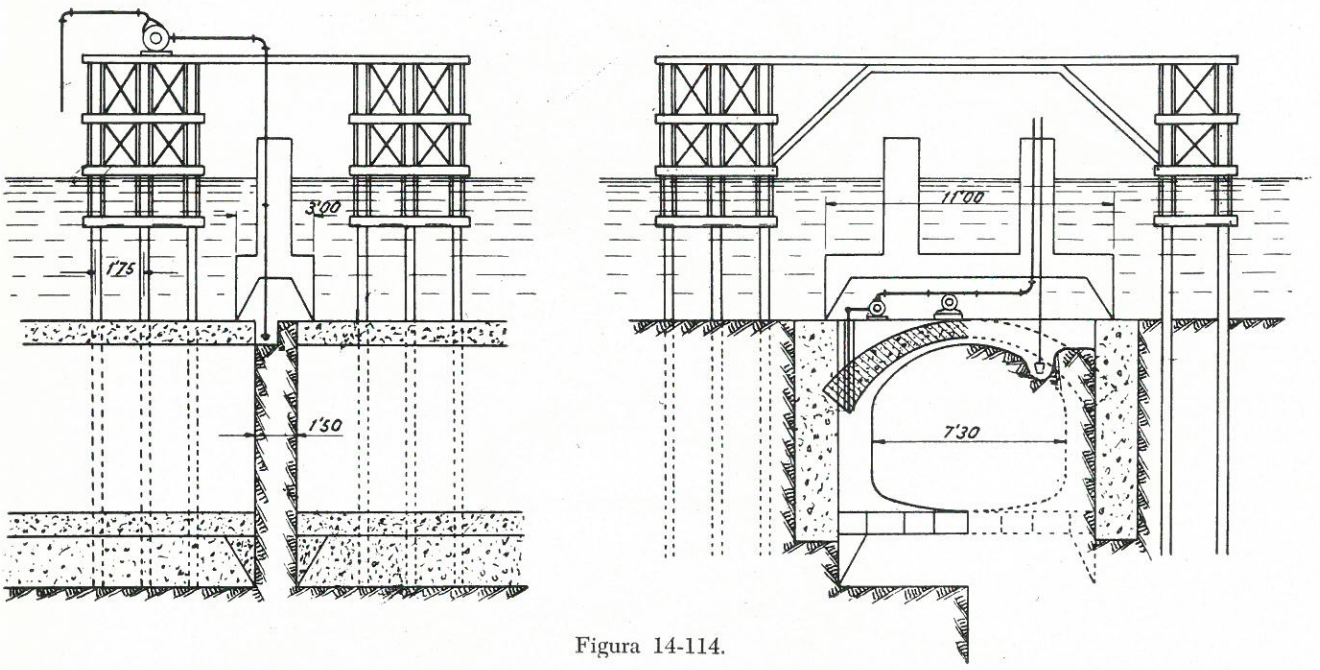


Figura 14-114.

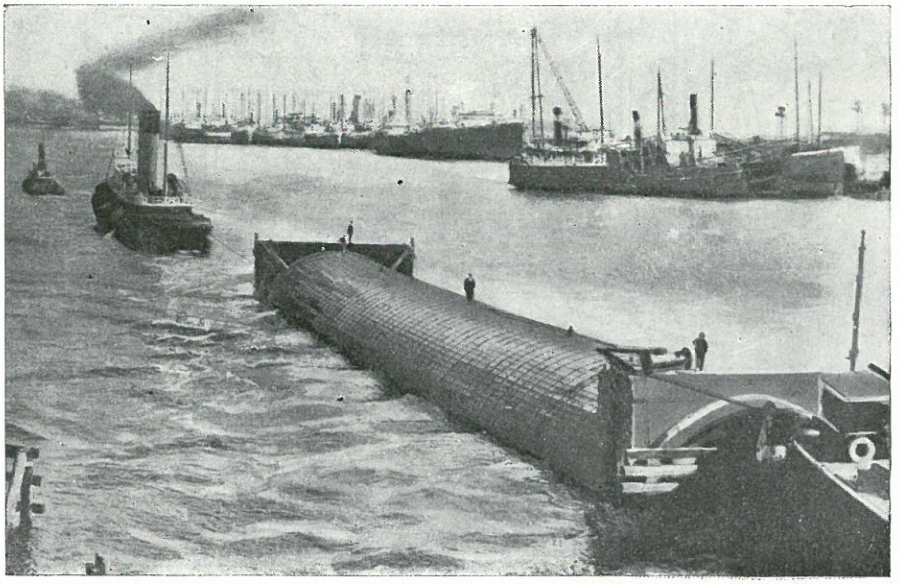


Figura 14-115.

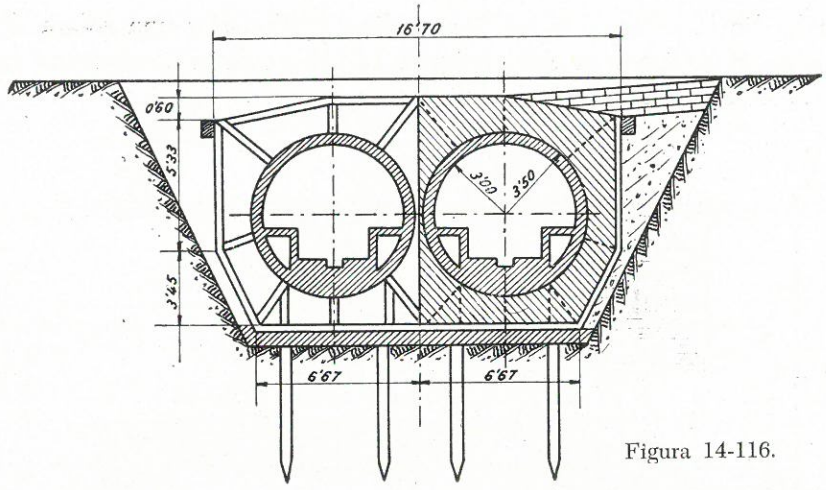


Figura 14-116.

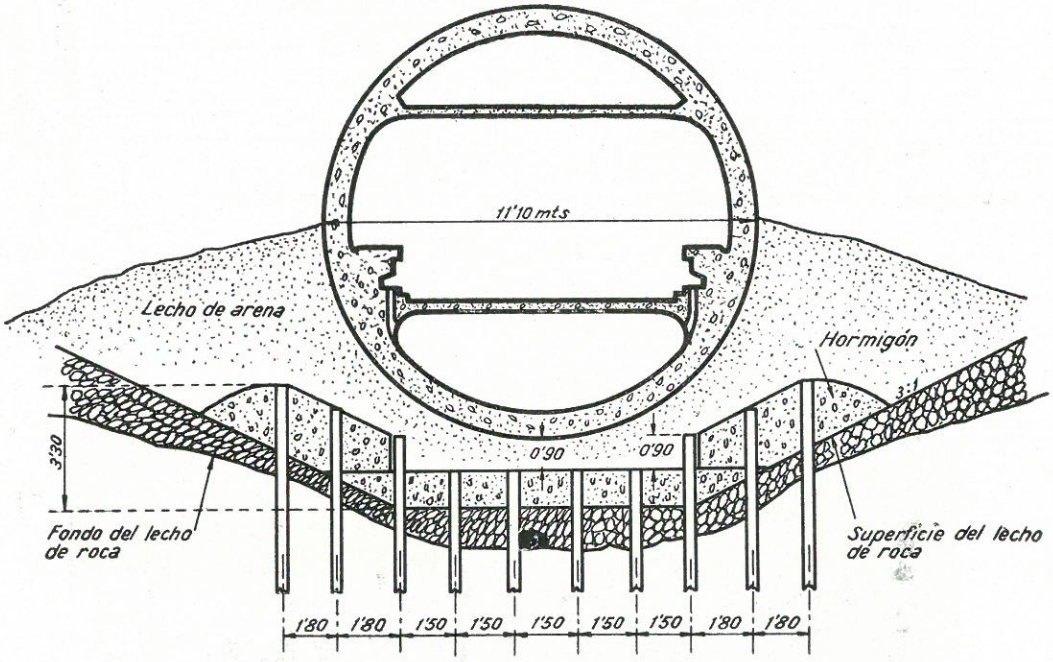


Figura 14-117.

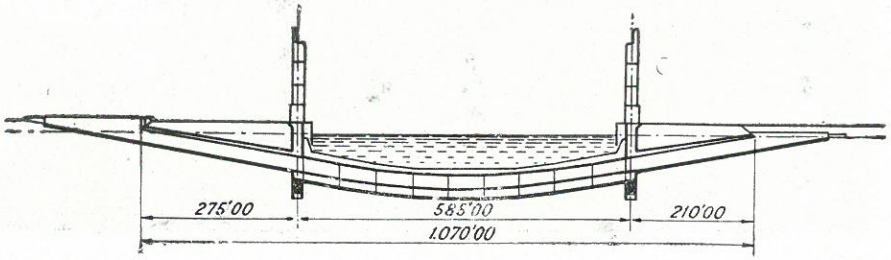


Figura 14-118.

El túnel bajo el Mosa (fig. 14-118) se ha construido también por un procedimiento semejante; los cajones se llevaron a su posición ayudados por los flotadores (fig. 14-119); al llegar a ella, se admitía agua en éstos, y los cajones iban descendiendo suspendidos en cada extremo por unas grúas flotantes;

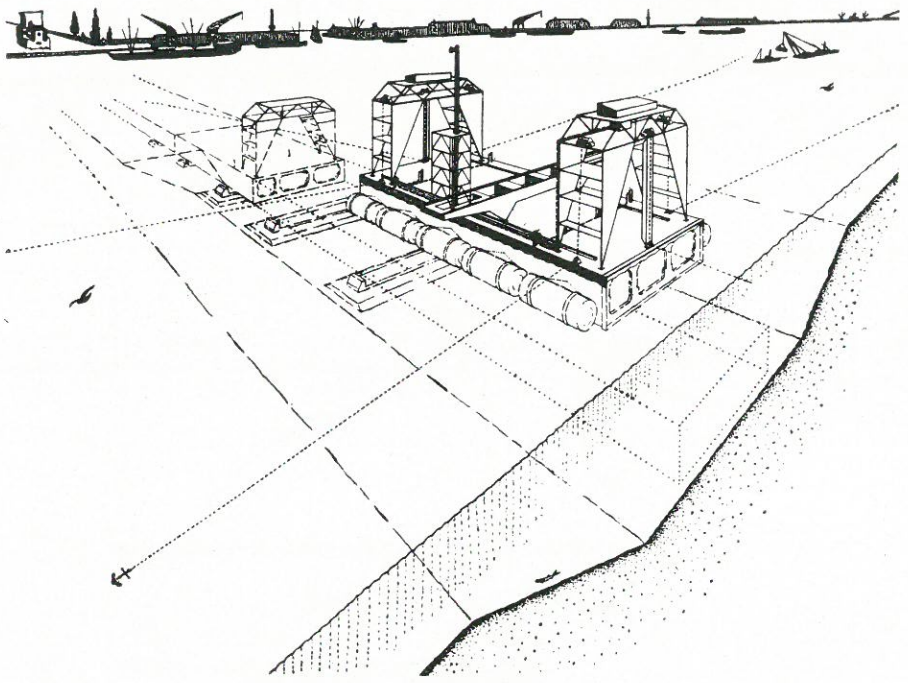


Figura 14-119.

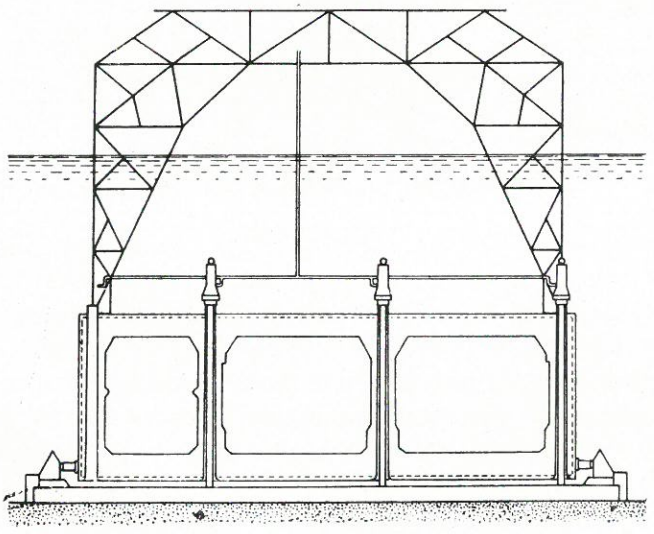


Figura 14-120.

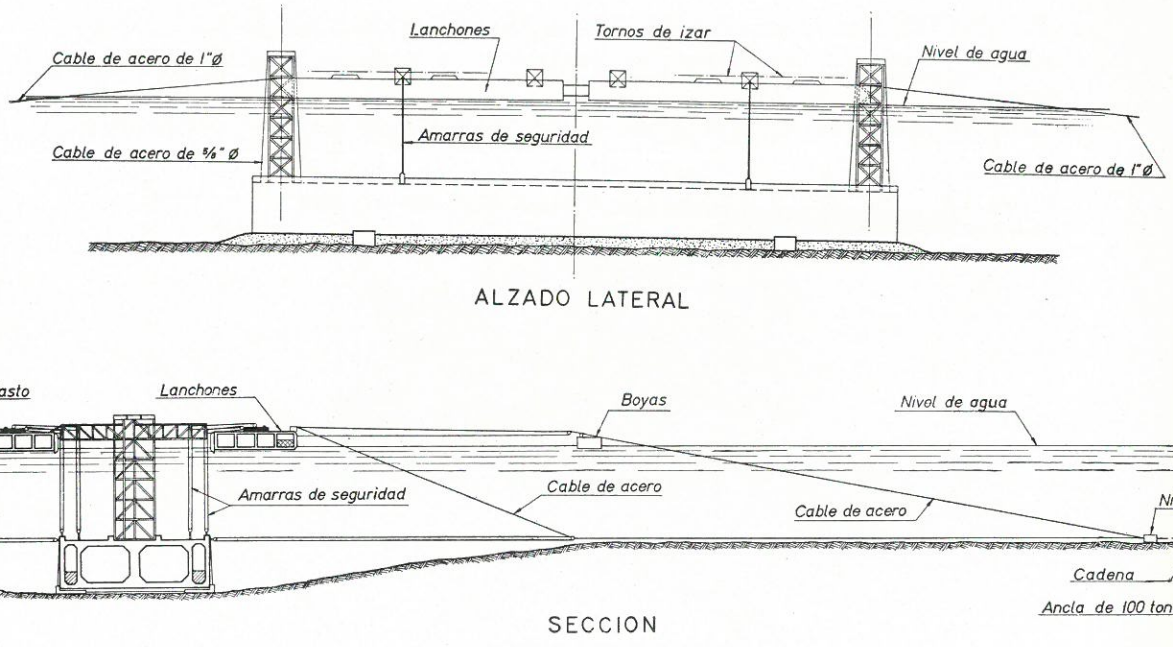


Figura 14-121.

las torres metálicas (fig. 14-120) servían de guía para colocar el cajón exactamente en su sitio; el ajuste definitivo se lograba con unos gatos que se apoyaban en los durmientes de cimentación. La unión de los cajones se hacía por medio de campanas de aire comprimido, en forma semejante al túnel bajo el Sena. En el túnel de Velsen, cerca de Amsterdam, se ha empleado un procedimiento similar (fig. 14-21). Los más recientes son los túneles de Amberes por carretera y el que unirá San Francisco con Daklan por ferrocarril; este último tiene la originalidad de su perfil longitudinal, con rampas y pendientes (fig. 14-9).

14.42. Problemas de explotación. — *La iluminación de los túneles.* — El problema de la iluminación de los túneles merece una atención especial. Es imprescindible, para la seguridad del tráfico, que el túnel tenga iluminación propia, especialmente si no hay secciones independientes para las dos direcciones de tráfico, y aun en este caso, no es conveniente que el tráfico tenga que hacer uso de sus faros de carretera, que pueden producir confusión peligrosa, por las sombras que los vehículos proyectan. El problema es más importante a medida que la circulación es más intensa.

Tiene dos partes: *a*) adaptación de la vista del conductor a la entrada y salida del túnel, y *b*) iluminación suficiente y uniforme en el interior.

La pupila del hombre tarda un cierto tiempo en adaptarse a los cambios

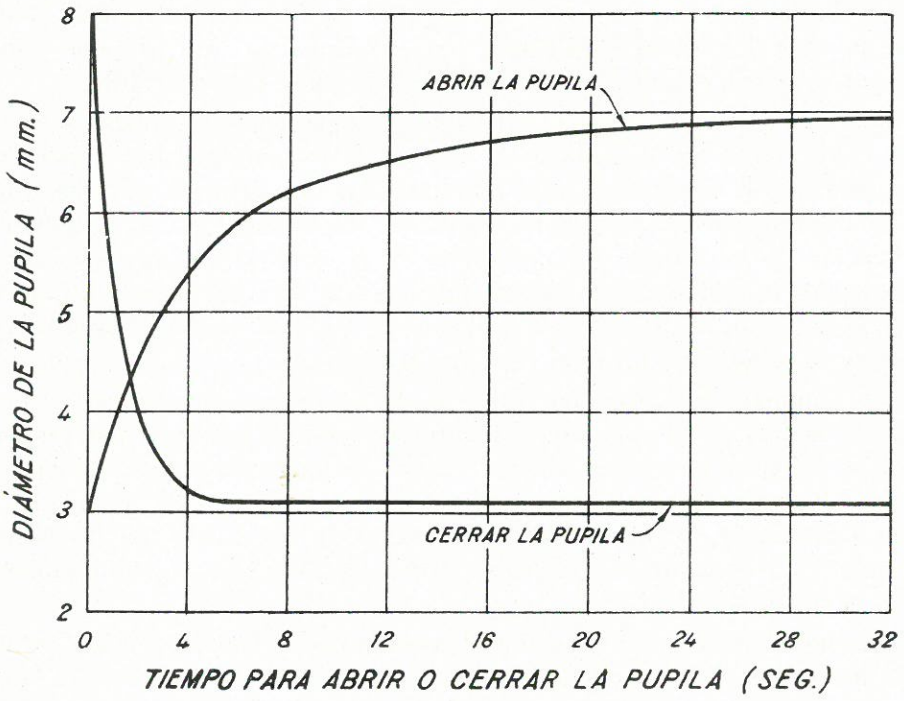


Figura 14-122.

de luminosidad; cuando, en pleno día, se pasa de la luz solar a la precisa para la iluminación del túnel, hay un tiempo corto, pero a altas velocidades peligroso, en el cual el conductor se encuentra sin ver suficiente. En la figura 14-122, reproducida del trabajo de Ir Van Riemsdijk (Ilumination of Maastunnel), puede verse la rapidez de adaptación de la pupila humana al pasar de 0,0318 stilb, brillo de una superficie que emite un bujía por centímetro cuadrado, a la obscuridad y viceversa; al cerrar la pupila, paso de la obscuridad a la luz, es mucho más rápido que el inverso. Para que no pueda producirse el efecto señalado, es imprescindible que la intensidad de la iluminación decrezca de modo gradual a la entrada; puede lograrse esto de dos maneras:

a) Estableciendo un túnel artificial, cubriendo la trinchera de entrada con un dispositivo que vaya siendo más opaco a medida que vaya acercándose a la boca, para lograr una disminución gradual de luminosidad hasta llegar a la artificial del túnel.

b) Reforzando la iluminación en la entrada del túnel, inicialmente con intensidad análoga a la exterior y disminuyendo ésta de manera gradual, hasta llegar a la normal en el interior.

El primer sistema estuvo muy en boga hace unos años, pero, a nuestro juicio, tiene varios inconvenientes; en primer lugar, es caro de establecimiento; además, como la iluminación exterior depende de las condiciones atmosféricas, la interior de la zona afectada por el dispositivo, denominado "paralumen", cambia con la luz exterior y puede no lograrse la regulación deseada. Por otra parte, la zona "paralumen" hay que conservarla y, lo que es peor, limpiarla para que sus características de iluminación permanezcan constantes.

Por ello hoy se prefiere el refuerzo de iluminación en la boca y en la longitud conveniente hasta alcanzar la normal del interior del túnel; este sistema tiene, además, la ventaja de que es fácilmente regulable, según las condiciones de iluminación exterior; a las horas de luz intensa puede el refuerzo de iluminación de la entrada ser más fuerte y en cambio anularse por la noche, consiguiéndose ambos fines fácilmente encendiendo o apagando un cierto número de lámparas. Este método es el que, después de un detenido estudio comparativo, se adaptó en el túnel de Guadarrama.

La iluminación dentro del túnel ha de ser uniforme; la sucesión de zonas claras y oscuras en las paredes e incluso en el firme resulta muy incómodo, e incluso fatigoso, para el conductor cuando la longitud es relativamente grande. Para lograr uniformidad tiene primordial importancia el reparto y altura de las lámparas y su intensidad, y, asimismo, la naturaleza de las paredes y el firme. Es recomendable, además del cálculo, hacer un ensayo a tamaño real en un trozo de túnel.

Las luces pueden colocarse en el techo o en las paredes, en una parte alta; así la luz sobre el firme puede repartirse de manera más uniforme. Hay que tener en cuenta que la iluminación efectiva del túnel disminuye a medida que el tráfico aumenta, ya que la luz emitida en vez de incidir sobre el suelo, que debe haberse elegido convenientemente para que la difunda, lo hace sobre los coches, cuyos colores, en gran proporción oscuros, que en vez de difundirla la absorben.

En relación con el tipo de lámpara hay que procurar y emplear aquellas que consuman el menor número posible de vatios, por economía y para evitar las elevaciones de temperatura; se debe, asimismo, procurar que los focos no sean muy brillantes, para evitar el deslumbramiento; a este efecto es interesante el dispositivo del túnel de Velsen: por ser dos túneles cada uno, para un sentido de circulación el dispositivo de la figura 14-123 evita el deslumbramiento. Se han empleado bastante las lámparas de sodio; tiene el inconveniente de que su luz, monocromática amarilla, no es agradable y altera los colores

de los objetos, pero, en cambio, produce muy pequeño deslumbramiento y aumenta la agudeza visual.

Otros problemas de explotación. — La explotación de estos túneles plantea problemas que hay que tener en cuenta al proyectar, especialmente en aquellos de tráfico urbano muy intenso; hay que considerar la limpieza del túnel,

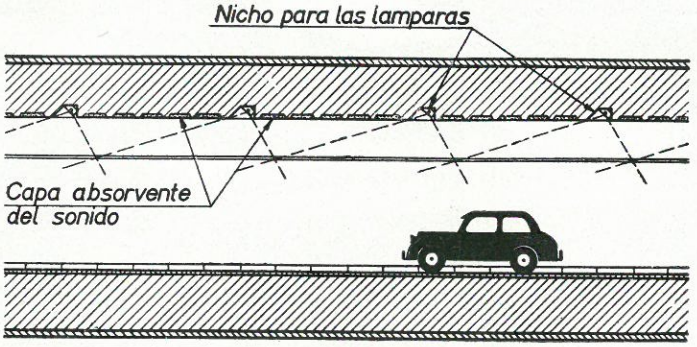


Figura 14-123, *a*.

que es preciso realizarla en las horas de tráfico mínimo, es decir, normalmente, en la madrugada.

Hay que contar con los elementos automóviles para extinción de incendios y, asimismo, con los de remolque de los coches averiados, que no se puede dejar permanezcan en el túnel. La atención de todos estos servicios exige la

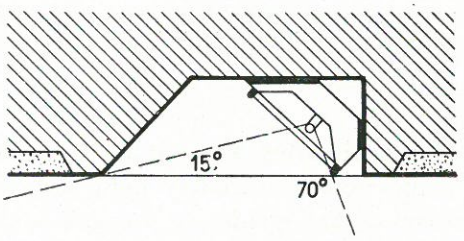


Fig. 14-123, *b*. — Detalle de colocación de las lámparas.

existencia de unos edificios anejos al túnel, situados en una de las bocas. En el túnel de Guadarrama existe establecido un servicio de televisión que permite ver, en el edificio de dirección, lo que ocurre en el túnel, cómo va el tráfico y si se produce un accidente y dónde (fig. 14-124).

Al proyectar el túnel hay que tener en cuenta el problema de la insonorización; hay en explotación algunos túneles en los cuales el ruido de los vehículos produce una resonancia que hace muy incómoda la permanencia en él; este problema ha sido muy bien resuelto en el de Velsen; un estudio acústico

de la sección ha llevado a construir ésta con los muros laterales ligeramente inclinados hacia afuera; los ruidos, reflejados por los muros laterales, van al techo, donde son absorbidos por un material apropiado (fig. 14-123, *a*).

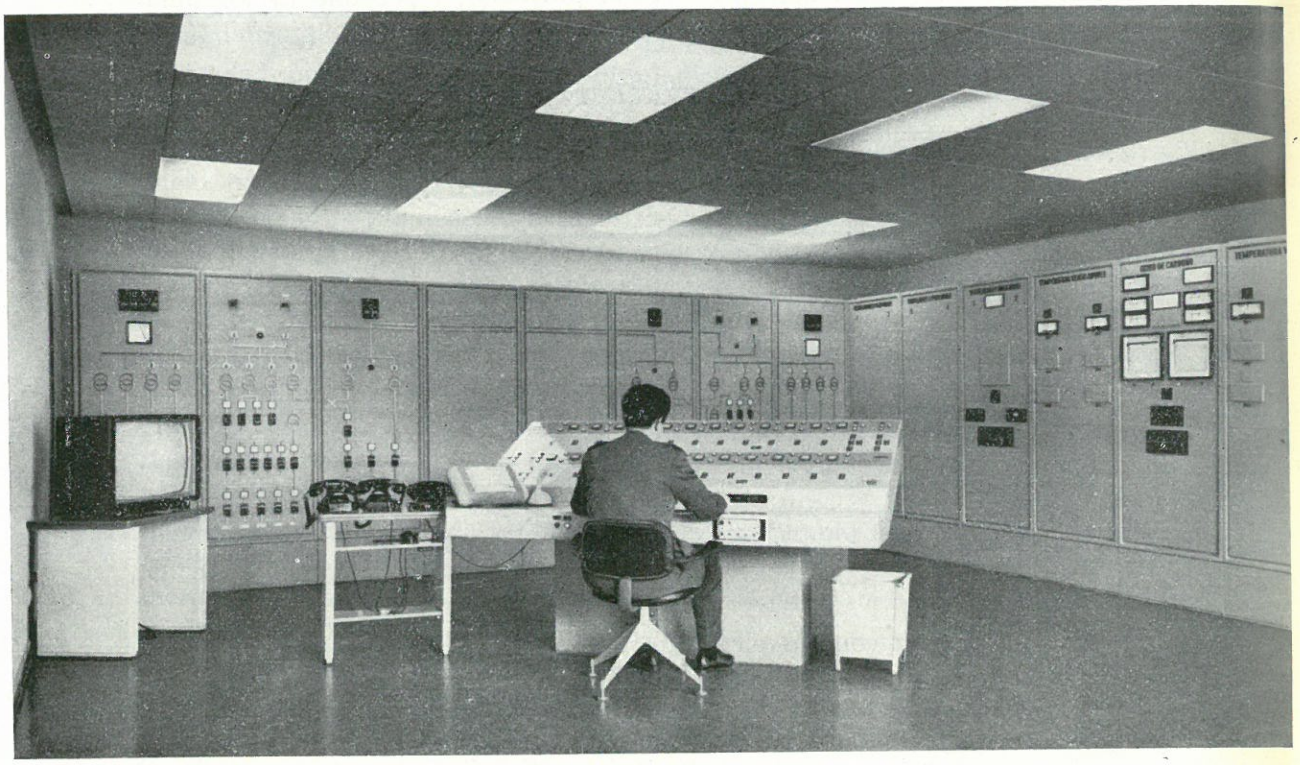


Figura 14-124.

14.43. Prevención de los accidentes durante la construcción. — La construcción de un túnel es trabajo siempre difícil y peligroso; los accidentes son más frecuentes que en otras obras de ingeniería; por causa del trabajo en sí, desprendimientos del terreno, forma concentrada en que todas las operaciones se tienen que desarrollar, falta de espacio, iluminación defectuosa, etc.; hay que extremar las precauciones, y el personal directivo y obrero debe cumplir rígidamente las órdenes.

Dentro del túnel, debe estar únicamente el personal y el material necesario, pues aun en los trabajos más sencillos hay falta de espacio.

En la boca del túnel, en los pozos de ataque y en puntos convenientes del túnel terminado, deben organizarse almacenes que permitan servir rápidamente aquellos útiles y materiales que el tajo necesite.

Hay que establecer teléfonos que unan el frente de ataque con los almacenes de material; evitan movimientos del personal y ayudan a que el tajo esté

bien abastecido. Es recomendable, cuando el túnel es importante, que existan también entre la boca y el frente de ataque depósitos de materiales.

Para evitar los desprendimientos, hay que reconocer con frecuencia y cuidadosamente toda la zona que esté sin revestir; después de cada voladura, hay que remover todos los trozos de roca quebrantados, especialmente en el techo; este reconocimiento no solamente debe hacerse en la zona de la voladura, sino en las próximas de ella. Los tramos entibados sin revestir se deben inspeccionar muy frecuentemente para remover o reforzar aquellos elementos que presenten signos de rotura, teniendo presente que los esfuerzos, en algunos tipos de terreno, no se presentan instantáneamente, sino que crecen con el tiempo y que, en cambio, la resistencia de la madera va disminuyendo por la acción de la humedad en la atmósfera del túnel; una entibación segura hoy, puede fallar al poco tiempo.

Debe ser preceptivo el empleo de cascos de protección para todo el personal; y cuando exista agua, el empleo de botas altas de goma.

En la boca del túnel hay que establecer locales con servicios de duchas, aseo e higiénicos; cuando el trabajo tenga una cierta importancia, debe existir una enfermería, para los casos urgentes, con su médico permanente, y en trabajos pequeños, un botiquín, camillas y medios de transporte rápido del personal accidentado.

Hay que tomar las precauciones necesarias contra incendios, colocando extintores en las zonas peligrosas. Se deben exagerar estas precauciones en el caso de instalaciones de aire comprimido, en las cuales el exceso de oxígeno hace que el fuego se propague muy rápidamente.

Se debe reglamentar cuidadosamente la circulación de los medios de transporte de servicio, dentro del túnel, organizando un sistema de señales que evite los posibles accidentes. Los trenes no deben ir sobrecargados, ni llevar materiales que sobresalgan de los vagones. La velocidad de circulación debe ser limitada y los trenes han de llevar las luces y silbatos convenientes para que, con el tiempo preciso, pueda el personal advertir su presencia. Las locomotoras deben siempre ir en cabeza.

14.44. El coste de los túneles. — Un túnel, cuando tiene longitud importante, es obra en la cual los imprevistos pueden hacer variar mucho su valor final, porque se altere el de ejecución material de la obra en sí y porque se alargue el plazo de ejecución calculado. La naturaleza del terreno, en túneles de longitud considerable, es muy difícil de prever; el informe geológico no puede ser nunca suficientemente riguroso para que sea posible presupuestar, *a priori,* exactamente las dificultades que se encontrarán en la construcción; la naturaleza del terreno, en muchos casos, y la presencia de caudales importantes de agua, pueden aumentar considerablemente el importe definitivo. Una obra no debe contratarse a base de que el adjudicatario corra con todos los riesgos imprevistos, porque el contrato es de prestación de un servicio, que debe pagarse a su justo precio; y si éste no se abona, el constructor deberá cubrir el riesgo con un margen grande, la mayoría de las veces exagerado. Para evitar estos incon-

venientes en los presupuestos de túneles, se debe calcular la obra en condiciones normales y cargar al importe total un tanto por ciento que cubra las eventuales dificultades que se puedan presentar. Normalmente, en un túnel de longitud no mayor de 2 Km., en terreno donde la construcción sea fácil, los imprevistos pueden valorarse en un 10 a un 15 por 100 del presupuesto de ejecución material; en túneles de gran longitud, aun en condiciones normales, la partida de imprevistos suele ascender, como mínimo, al 25 por 100.

La valoración del precio unitario de la excavación dependerá no solamente de la naturaleza del terreno en sí, sino de las dimensiones de la obra; por ejemplo: si el terreno es roca compacta, el precio unitario del metro cúbico de excavación será menor, en el caso de que se trate de una galería de sección grande. En cambio, en un terreno incoherente, que produzca grandes empujes, el precio unitario del metro cúbico de excavación será mayor para la sección grande que para la pequeña. Generalmente, para tener en cuenta el aumento de la mano de obra de excavación, el incremento de longitud de transporte y su precio unitario se establecen diferentes precios, según las distancias a la boca del túnel, o punto de ataque que se utilice para la extracción de escombros.

En el cálculo del precio unitario del metro cúbico de excavación deberá tenerse en cuenta, sin abono suplementario, la presencia de una cantidad determinada de agua; por ejemplo: se puede considerar que la excavación es normal, mientras el caudal del agua no sea superior a 2 litros por segundo; si el caudal excede 2 litros, sin llegar, por ejemplo, a 10 litros por segundo, se debe prever un aumento de precio en el calculado para la excavación; si excediese de 10 litros, sin llegar a 100, se deberá prever un nuevo aumento; para grandes cantidades de agua, superiores a la cifra indicada, debe estipularse la realización de la obra por administración. Aunque raramente se presentan fenómenos de manantiales termales o gases nocivos que hagan el trabajo mucho más difícil de lo previsto, se debe estipular en el Pliego de Condiciones y presupuesto la indemnización o forma de abonar los perjuicios que, por esta causa, se originen. En resumen: el ingeniero debe estudiar un precio de excavación en condiciones normales, con los márgenes de imprevistos antes indicados y estipular la forma y cuantía de abonar los excepcionales, seguro de que, al disminuir los riesgos de la contrata, no sólo es justo, sino la mayoría de las veces económico.

En la valoración normal de la obra de excavación se presenta el problema de fijar el volumen de excavación y revestimiento, que es de abono; a veces ocurren desprendimientos, y en otras ocasiones, excavación en roca, la naturaleza misma del trabajo hace que el perfil excavado no se ajuste estrictamente a la línea marcada. Para evitar discusiones, se suele señalar unas líneas máxima y mínima de excavación y de revestimiento, por tanto; ningún punto de la sección excavada debe quedar por dentro de la línea mínima; la máxima, por otro lado, señala el volumen de excavación y revestimiento que es de abono; si se excede, será de cuenta del contratista.

Para formular los precios de las distintas unidades de obra habrá que determinar:

1.° Precio de los materiales y mano de obra empleados; para ello se tendrá en cuenta:

a) Los precios de los materiales en la boca del túnel.
b) Su transporte al punto de trabajo.
c) Las horas empleadas en la excavación por las distintas categorías de trabajadores.
d) El consumo, en su caso, de explosivos.
e) El material empleado en la entibación, teniendo en cuenta el número de veces que sea posible utilizarlo y su valor residuo.

2.° Coste de las instalaciones:

a) De excavación: compresores, tuberías, martillos, etc.
b) De los medios de transporte: vía, vagonetas, etc.
c) De las instalaciones auxiliares que fueran precisas: ventilación, iluminación, campamentos, etc.

En esta partida se tendrán en cuenta los gastos de transporte hasta obra, de los medios a emplear, su montaje o desmontaje, así como los de la reparación, sostenimiento y amortización correspondiente de las instalaciones.

3.° Los gastos generales de la obra, dirección, oficinas centrales, etc.

La partida tercera, y en menos proporción la segunda, se ven afectadas por la duración de la obra; en condiciones normales, puede considerarse para túnel de vía sencilla, como avance medio diario, en veinticuatro horas:

Roca blanda (margas)	9	metros.
Roca de dureza media (calizas y dolomías) ...	7	»
Rocas duras (areniscas)	6	»
Rocas durísimas (gneis o granito)	4	»
Terrenos incoherentes secos	3	»
Terrenos fluidos con grandes empujes	2 a 0,50	»

En el túnel de Guadarrama, con sección para doble calzada, el avance medio diario en granito, con jornada de diez y ocho horas, fue de 3 a 4 metros diarios con la excavación a sección completa, dependiendo de la forma en que se encontraba la roca, por una sola boca: como se excavaba por las dos, el avance total de 6 a 8 metros diarios.

Estudiando detenidamente las características técnicas de la obra, se deberá formular, con todo detalle, un plan de trabajo, que dará unas necesidades de maquinaria y material auxiliar, del cual se deduce la partida de amortización correspondiente y los precios unitarios de excavación y revestimiento que permitirán formular el presupuesto de ejecución material. A la cifra que resulte deberán añadirse los tantos por cientos de imprevistos antes fijados, y los normales, en todo proyecto.

INDICE DE MATERIAS

TOMO I

	Páginas
Prólogo de la primera edición	VII
Prólogo de la segunda edición	IX
Prólogo de la tercera edición	XI
Prólogo de la cuarta edición	XIII
Prólogo de la quinta edición	XV
Las comunicaciones en la Historia	XVII

CAPÍTULO PRIMERO. — *Características fundamentales.*

1.1.	El transporte	1
1.2.	El transporte terrestre	1
1.3.	Estadística de tráfico	2
1.4.	Métodos de medida	3
1.5.	Métodos rápidos	7
1.6.	Previsión del tráfico	8
1.7.	Accidentes	9
1.8.	Valoración de la inversión que representa el transporte por carretera	12
1.9.	El criterio económico de la explotación	15

CAPÍTULO II. — *Los vehículos.*

2.1.	Los usuarios del camino	16
2.2.	Automóviles	16
2.3.	Autobuses y camiones	17
2.4.	Tractores agrícolas	20
2.5.	Los vehículos automóviles de dos y tres ruedas. Bicicletas	20
2.6.	Vehículos de tracción animal	20
2.7.	El movimiento de los vehículos	22
2.8.	Coeficiente de adherencia	23
2.9.	Rozamiento por rotación	23
2.10.	Rozamiento transversal por rotación	25
2.11.	Determinación del coeficiente de rozamiento por rotación	25
2.12.	Resistencia a la rodadura	30
2.13.	Resistencia por rozamientos internos	31
2.14.	Resistencia total a tracción	32
2.15.	Aumento de resistencia en curva	32
2.16.	Resistencia al movimiento en las rampas	32
2.17.	Resistencia del aire	33
2.18.	Resistencia total al movimiento	33
2.19.	Esfuerzo motor	33

Páginas

Capítulo III. — *La planta del camino.*

3.1. Consideraciones generales 36
3.2. Visibilidad. Velocidad específica 36
3.3. Diferentes distancias de visibilidad 38
3.4. Visibilidad de pasada 38
3.5. Distancia mínima de seguridad entre dos vehículos 42
3.6. Distancia de visibilidad de paso 42
3.7. Distancia de visibilidad de maniobra 49
3.8. Otras condiciones que influyen en el trazado de las curvas en planta 50
3.9. Peligros para la estabilidad de la marcha. Deslizamiento 50
3.10. Peligro de vuelco 52
3.11. Conclusiones 54
3.12. Criterio para el cálculo del radio por razón de estabilidad 54
3.13. Visibilidad en curvas. Radios mínimos 56
3.14. Replanteo de las curvas circulares 57
3.15. Replanteo por ordenadas a la tangente 58
3.16. Replanteo por ordenadas a la cuerda 59
3.17. Replanteo por tangentes sucesivas 59
3.18. Replanteo por la cuerda prolongada o método inglés 60
3.19. Replanteo por coordenadas polares 60
3.20. Replanteo por intersecciones 61
3.21. Replanteo de curvas circulares de varios centros 62
3.22. Puntos de replanteo durante la construcción 63
3.23. Curvas de transición 64
3.24. Longitud de transición 67
3.25. Determinación del punto de entrada en curva y de tangencia con la curva circular 67
3.26. Clotoide o espiral de transición 68
3.27. Lemniscata 71
3.28. Parábola cúbica 73
3.29. Determinación de la curva de transición 74
3.30. Lemniscata 76
3.31. Espiral 76
3.32. Resplanteo de la curva de transición para ángulos pequeños ... 80
3.33. Comparación de las distintas curvas de transición 83
3.34. Curva de transición circular 84
3.35. Radio por bajo del cual es precisa la curva de transición 84
3.36. Transición de peralte 86
3.36. Sobreancho de las curvas 89

Capítulo IV. — *El trazado en perfil.*

4.1. Consideraciones generales 92
4.2. Influencia económica de la pendiente 92
4.3. Influencia de la pendiente en la capacidad de la vía 96
4.4. Criterio para la elección de la pendiente máxima 98
4.5. Disminución de la pendiente en las curvas 99
4.6. La visibilidad en las curvas verticales 99

Páginas

4.7. Angulo máximo de las rasantes admisibles por razón de visibilidad 99
4.8. Angulo máximo de las rasantes admisibles por razón de estabilidad en la marcha 101
4.9. Curva vertical más conveniente 101
4.11. Criterio 103
4.12. Replanteo 103
4.13. Visibilidad en vaguada. Acuerdos cóncavos 105
4.14. Consideraciones a tener en cuenta en el proyecto en planta y perfil 108
4.15. El problema de las rasantes en calles 109
4.16. Intersecciones de calles 110

CAPÍTULO V. — *La sección transversal del camino.*

5.1. Generalidades 111
5.2. El firme 111
5.3. Separación de clases de tráfico 113
5.4. Separación de las direcciones de tráfico 115
5.5. Carreteras con menos de dos circulaciones 118
5.6. Pendiente transversal media 119
5.7. Pendiente transversal en rampa 119
5.8. Tipos de perfiles transversales de firme 120
5.9. Cambio de ancho de la calzada 121
5.10. Bordillo 122
5.11. Arcenes 124
5.12. Aceras 125
5.13. Cunetas 129
5.14. Perfil transversal del terreno. Taludes. Taludes de la explanación 136
5.15. Muros de sostenimiento 141
5.16. Zonas de parada y estacionamiento. Zonas de parada 143
5.17. Zonas de estacionamiento 144
5.18. Accesos a grandes poblaciones 152
5.20. Transportes públicos de superficies 155

CAPÍTULO VI. — *Cruce de caminos.*

6.1. Cruce de caminos 159
6.2. Señales luminosas 162
6.3. Preferencia de cruce 163
6.4. Vías de aceleración y deceleración 163
6.8. Intersección con circulación giratoria 171
6.9. Cruces a diferente nivel 174
6.10. Criterio para la elección del tipo de cruce más conveniente ... 178

Páginas

Capítulo VII. — *Estudio del trazado.*

7.1. El problema y el criterio 182
7.2. Puntos de paso forzoso 182
7.3. Tanteo del trazado 182
7.4. Factores a considerar en la elección del trazado 184
7.5. La naturaleza del terreno 184
7.6. Grandes obras de fábrica 186
7.7. Túneles 186
7.8. Expropiaciones 189
7.9. Consideraciones generales 189
7.10. El acondicionamiento de los viejos trazados 193
7.11. Fases que comprende la redacción de un proyecto 196
7.12. Documentos del proyecto 198

Capítulo VIII. — *Obras de tierra.*

8.1. Obras de tierra 200
8.2. Ancho de la zona ocupada 200
8.3. Area de ocupación 200
8.4. Area de los taludes 200
8.5. Determinación de las áreas de los perfiles transversales 201
8.6. Determinación del volumen de tierras a mover. Fórmula del prismoide 202
8.7. Fórmulas de la media de las secciones extremas 203
8.8. Fórmula de la sección media 204
8.9. Volumen entre dos perfiles: uno, en desmonte, y otro, en terraplén 204
8.10. Cálculo del volumen de tierras cuando el eje del camino es una curva 208
8.11. Métodos aproximados 209
8.12. Método de las secciones equidistantes 209
8.13. Método de la cota roja media 210
8.14. Curva de las áreas. Representación gráfica de los volúmenes ... 211
8.15. Transporte. Distancia media en horizontal 213
8.16. Entumecimiento de tierras 214
8.17. Compensación de tierras 215
8.18. Compensación longitudinal 216
8.19. Propiedad de la línea de volúmenes 219
8.20. Determinación gráfica de la distancia media de transporte 220
8.21. Línea horizontal, según la cual, el coste de la distribución es mínimo 221
8.22. Influencia de la pendiente del camino 223
8.23. Préstamos y caballeros 224

Capítulo IX. — *La construcción de la explanación.*

9.1. El problema de la excavación 225
9.2. Elementos para la excavación a mano 226

Páginas

9.3. Excavación con palas neumáticas y quebrantapavimentos 228
9.4. Excavadoras mecánicas 228
9.5. Excavadora normal 230
9.6. Retroexcavadora 233
9.7. Pala niveladora 234
9.8. Dragalina 236
9.9. Excavadora de mordazas 239
9.10. Excavadora de cangilones 240
9.11. Rendimiento de las excavadoras 243
9.12. Número de unidades de transporte necesarias 250
9.13. Equipos motorizados de excavación y distribución de tierras ... 251
9.14. Tractores 251
9.15. Consumo de carburante de los tractores 258
9.16. Explanadoras 258
9.16. Traíllas 266
9.17. Niveladoras 279
9.18. Complementos de la niveladora 284
9.19. Palas cargadoras 285
9.20. Cargadoras móviles 290
9.21. Escarificadoras 292
9.22. Excavación en roca 298
9.23. Explosivos 299
9.24. Pólvora negra y explosivos similares 300
9.25. Productos de explosión rápida 300
9.26. Polvorines 302
9.27. Formas de emplear los explosivos 303
9.28. Barrenos 303
9.29. Cámaras de explosión 304
9.30. Pozos 304
9.31. Rendimiento intermedio entre los sistemas anteriores y el barreno corriente 305
9.32. Cuarteo del escombro 305
9.33. Dispositivos para producir la explosión 306
9.34. Perforación de los barrenos 307
9.35. Perforación mecánica 308
9.36. Perforadoras neumáticas 308
9.37. Disposición de los barrenos. Sistemas recomendables, según el tipo de trabajo 320
9.38. Demoliciones 321
9.39. Coste de la excavación con explosivos 321
9.40. Transporte de los productos de la excavación 322
9.41. "Dumpers" 327

CAÍTULO X. — *El terreno y la construcción del camino.*

10.1. El terreno y la construcción del camino 335
10.2. Clasificación del terreno 335
10.3. Rocas: Clasificación y características geológicas 335
10.4. El coste de la excavación en roca 340
10.5. La roca como material utilizable para la construcción del camino 341

Páginas

10.6. Suelos 342
10.7. Origen y naturaleza de los suelos 343
10.8. El agua y el suelo 344
10.9. La arcilla 344
10.10. Materia orgánica 347
10.11. Toma de muestras 348
10.12. Muestras perturbadas a pequeña profundidad 348
10.13. Muestras no perturbadas a pequeña profundidad 349
10.14. Muestras a profundidad 350
10.15. Preparación de la muestra para los distintos ensayos 353
10.16. Análisis granulométrico 353
10.17. Peso específico del suelo 361
10.18. Proporción de huecos 362
10.19. Límites de Atterberg 362
10.20. Equivalente de arena 366
10.21. Prueba de consolidación. Ensayo de Proctor 367
10.22. Determinación de la humedad en obra 373
10.23. Determinación de la densidad 375
10.24. Método rápido para la determinación del grado de compactación en obra 378
10.25. Empleo de instrumentos nucleares para la medida de la densidad y la humedad en el suelo 378
10.26. Picnómetro para la determinación de la humedad 382
10.27. Consolidación de suelos compresibles 383
10.28. Resistencia a esfuerzo cortante 387
10.29. Permeabilidad y capilaridad 395
10.30. Clasificación de suelos 399
10.32. Clasificación de Casagrande, modificada 400
10.32. Identificación en el campo 404
10.33. Clasificación del Higway Research Board. Indice de grupo 406
10.34. Plano geotécnico de la zona afectada por el trazado 412

CAPÍTULO XI. — *Características de las obras de tierra.*

11.1. Cálculo de los taludes de desmontes y terraplenes 413
11.2. Taludes en tierra 413
11.3. Taludes en roca. Desmonte 422
11.4. Conocimientos del terreno 429

CAPÍTULO XII. — *Construcción de terraplenes*

12.1. La construcción de terraplenes 432
12.2. Grado de consolidación a alcanzar. Proporción de humedad. 432
12.3. Rodillos lisos 435
12.4. Cilindros de pata de cabra 437
12.5. Cilindros de neumáticos 440
12.6. Rodillos de superficie discontinua 442
12.7. Apisonado por percusión 443
12.8. Vibración 446

Páginas

12.9. Consolidación por inundación 451
12.10. Terraplenes sobre terrenos pantanosos 451
12.11. El vertido de las tierras 452
12.12. Comprobación de la densidad de la obra 452
12.13. Los distintos suelos en la construcción de terraplenes 453

CAPÍTULO XIII. — *El drenaje de la explanación.*

13.1. El agua en el terreno y en el camino 455
13.2. Efectos del agua en la explanación 456
13.3. Drenaje superficial 456
13.4. Drenaje de la plataforma 461
13.5. Drenaje profundo general 465
13.6. Consolidación del terreno mediante drenes verticales 469
13.7. Drenaje en vías urbanas 469

CAPÍTULO XIV. — *Túneles.*

14.1. Resumen histórico 470
14.2. Trazado en planta 475
14.3. Trazado de perfil 477
14.4. Sección transversal del túnel 477
14.5. Forma y dimensiones del revestimiento. Empujes del terreno ... 481
14.6. Terrenos flúidos 482
14.7. Terrenos con cohesión 482
14.8. Roca 487
14.9. El agua en la excavación 491
14.10. Características y peligros de los distintos tipos de roca 491
14.11. El estudio geológico del terreno 492
14.12. El revestimiento 492
14.13. Revestimientos metálicos 497
14.14. Hormigón armado 499
14.15. Hormigón armado premoldeado 499
14.16. Pozos 500
14.17. Accesos a los túneles 500
14.18. Defensa y evacuación del agua de filtraciones 501
14.19. Cunetas 502
14.20. Bocas de acceso 502
14.21. Ventilación 504
14.22. La temperatura en los túneles 512
14.24. Sistemas de ventilación durante la construcción 514
14.25. Ventilación durante la explotación 518
14.26. Lucha contra el polvo. Silicosis 522
14.27. Replanteo del túnel 523
14.28. Comprobación y medida de las secciones transversales 528
14.29. Características fundamentales 529
14.30. Los medios de excavación 530
14.31. El transporte 532
14.32. Entibación 541

Páginas

14.33. Sistemas de excavación 543
14.34. La excavación en terrenos coherentes 548
14.35. La excavación en terrenos poco coherentes 548
14.36. Excavación de pozos 555
14.37. Métodos especiales de excavación 556
14.38. Empleo del aire comprimido 561
14.39. Sistemas de consolidación del terreno 565
14.40. Excavación en trinchera a cielo abierto 565
14.41. Procedimientos especiales para la construcción de túneles bajo el agua 565
14.42. Problemas de explotación 571
14.43. Prevención de los accidentes durante la construcción 574
14.44. El coste de los túneles 575