



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

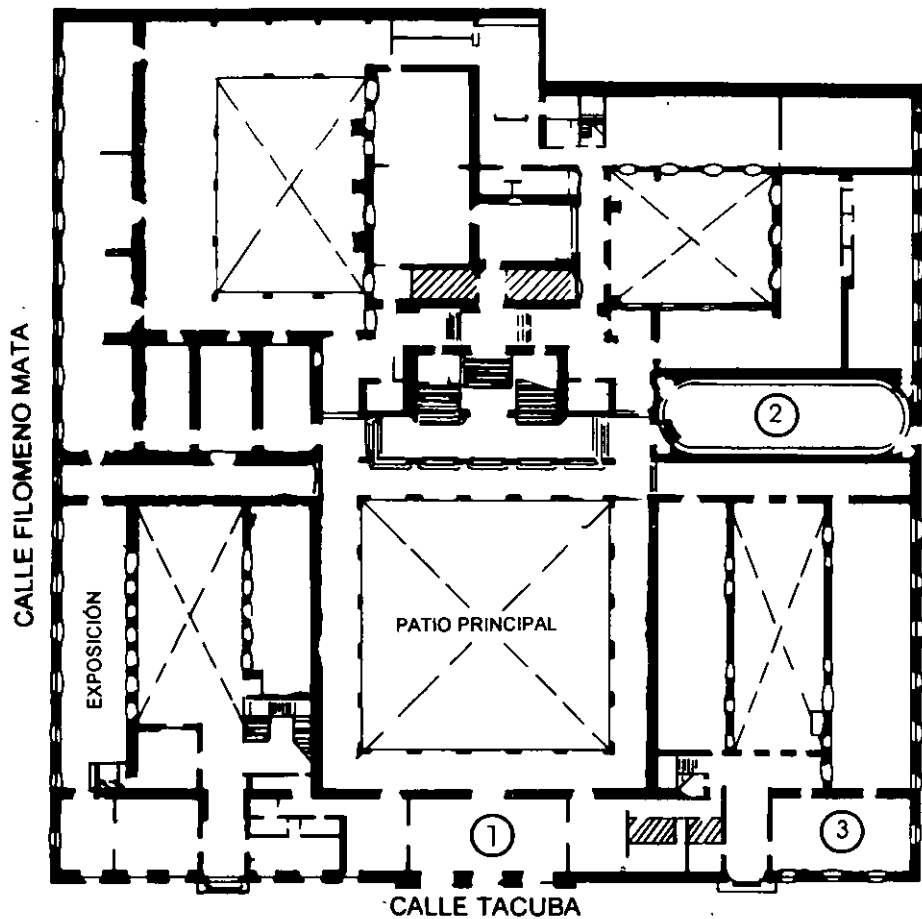
Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

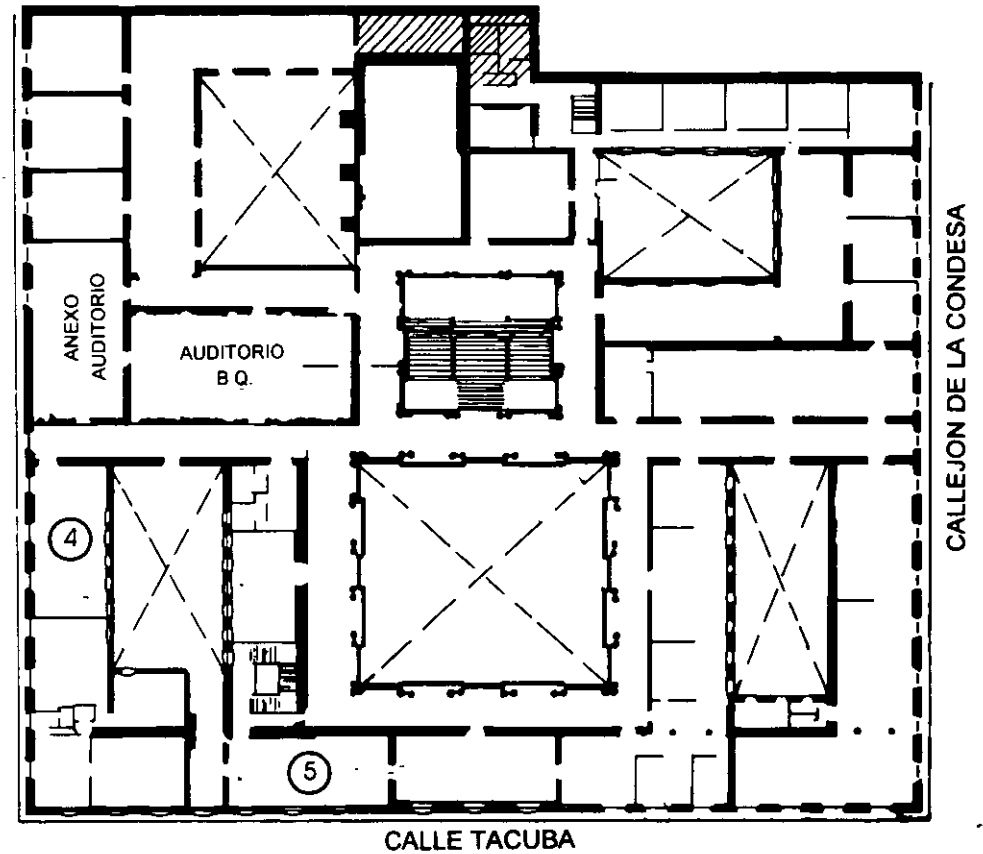
**Atentamente
División de Educación Continua.**



PALACIO DE MINERIA

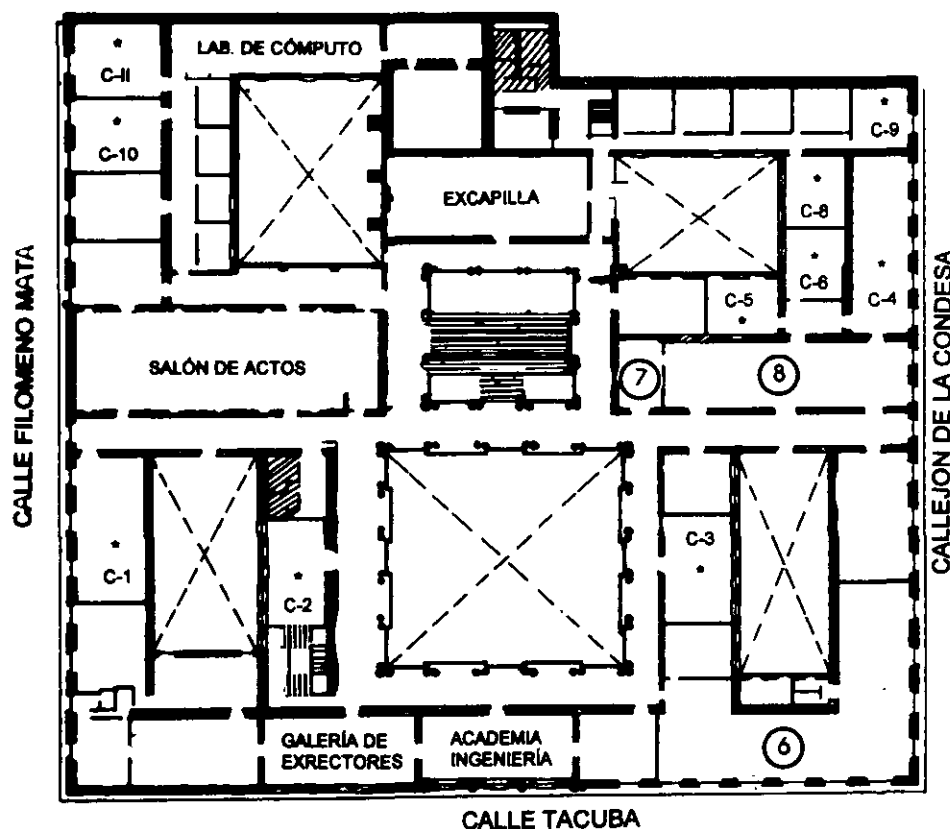


PLANTA BAJA



MEZZANINNE

PALACIO DE MINERÍA



GUÍA DE LOCALIZACIÓN

1. ACCESO
2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
3. LIBRERÍA UNAM
4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN "ING. BRUNO MASCANZONI"
5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
6. OFICINAS GENERALES
7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
8. SALA DE DESCANSO

SANITARIOS

* AULAS

1er. PISO



DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.
CURSOS ABIERTOS

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA







**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS INSTITUCIONALES

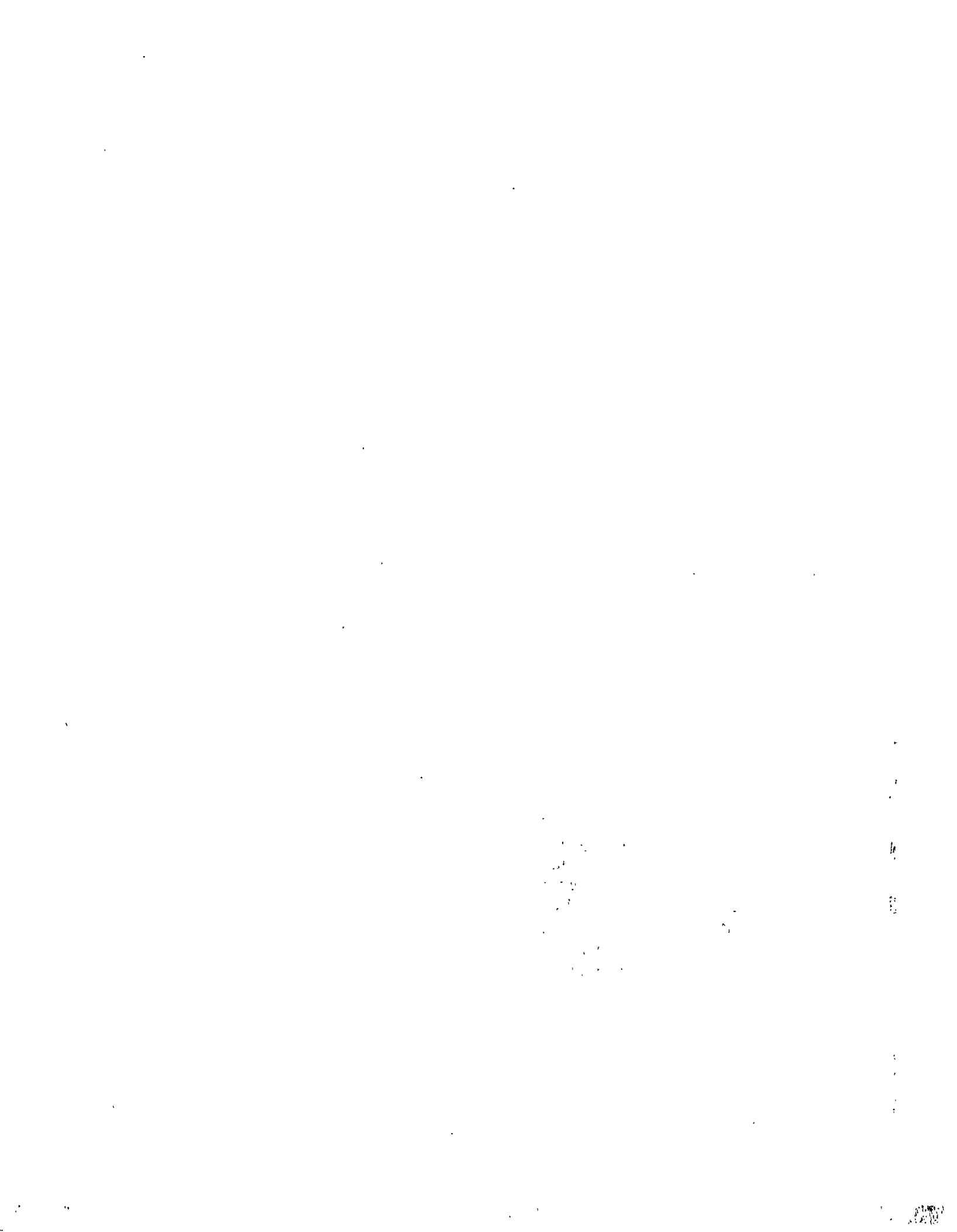
SECTOR COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

SUPERVISIÓN Y CONTROL DE LA CALIDAD EN CARRETERAS

Del 16 al 27 de Octubre del 2000

APUNTES GENERALES

**Ing. Antonio Silva Tonche
Centro S.C.T., Mor.
O c t u b r e / 2 0 0 0**



INTRODUCCION

Tradicionalmente la construcción ha sido concebida como una serie de técnicas y procedimientos que nos permiten la ejecución de cualquier obra de Ingeniería, sin embargo, en la actualidad no es suficiente estar preparado para poder realizar cualquier proyecto desde el punto de vista técnico, sino también hay que saber manipular hábilmente el factor económico inherente a dicho proyecto, y con esto lograr que el costo de la obra sea lo más bajo posible sin disminuir la calidad de la misma.

Así pues en la Industria de la Construcción, como en cualquier otra rama de la Ingeniería, el factor económico cobra especial importancia y dentro de éste la determinación de los Costos de Obra. En muchos casos el desconocimiento de los factores involucrados en esta actividad o el descuido en el manejo de los mismos acarrea grandes problemas a las empresas tales como demoras, pérdidas, o en los peores casos, la suspensión de la ejecución de las obras o la quiebra.

Es por esto que la determinación de los costos en la construcción requiere, por parte de los Ingenieros encargados de su evaluación, un conocimiento pleno de todos los elementos que intervienen así como habilidad y experiencia en la aplicación de metodologías que ayuden a obtener resultados confiables, prácticos y cercanos a la realidad.

Esta obra presenta los puntos más importantes a considerar para la integración de "LOS COSTOS EN LA CONSTRUCCION".

Existen diversos métodos para determinar el costo de una obra. Ya sea que se trate del costo de la obra ya terminada que se llama ESTIMACION o bien el costo total previo a su ejecución al que se denomina PRESUPUESTO.

Sea uno u otro caso para llevar a cabo esta determinación, en la industria de la Construcción suelen utilizarse los sistemas a base de Precios Unitarios a cuya obtención y manejo se centra el propósito de esta obra. Para poder definir el concepto de precio unitario es necesario en primera instancia señalar que para facilitar el manejo de todas las variables involucradas en el proceso constructivo de una obra, éste se divide convencionalmente en actividades claramente identificables conocidas como CONCEPTOS DE TRABAJO a cada uno de los cuales le corresponde una unidad de medición conocida como UNIDAD DE OBRA. (Estos dos conceptos serán ampliados en el desarrollo de este trabajo).

Ahora bien aclarados estos conceptos podemos definir **PRECIO UNITARIO** como remuneración total que el contratante (cliente) cubre al constructor (Prestador del Servicio) por unidad de obra y por concepto de trabajo que ejecute de acuerdo a las especificaciones previamente establecidas entre ambos.

El precio unitario, entonces, presenta la ventaja de facilitar la medición de las cantidades de obra y con ello su correcta remuneración, sin embargo no por ello el problema de los costos en la construcción está del todo resuelto. Existen numerosos factores involucrados en su determinación cuyo manejo cuidadoso es necesario por parte de los ingenieros de costos para llevar a cabo tan fundamental tarea.

En la industria de la Construcción hemos de considerar como elementos básicos del costo de producción, la Mano de Obra, los Materiales, la Maquinaria, la Herramienta y fletes. Otros costos gravan la producción en función de tiempos, cantidades o valores recogidos en aquellos. Por convención se ha recurrido a establecer una clasificación general en 2 tipos de costos. Directos e Indirectos.

Los costos directos representarán aquellos gastos y consumos llevados a cabo para la realización de cada concepto de trabajo dentro del proceso constructivo por existir una determinación concreta de cantidad y valoración, tanto en lo referente a consumo de materiales; como utilización de maquinaria y mano de obra.

El costo indirecto, por el contrario, no puede llevarse a una sola actividad por no poderse determinar precisamente la cantidad consumida o empleada en cada concepto de trabajo, por lo que es necesario entonces recurrir a la imputación indirecta valiéndose de métodos de distribución adecuados. Tal es el caso de los costos que se erogan para cubrir la administración, impuestos, fianzas, financiamiento, etc.

Dicho de otra manera llamaremos **COSTO DIRECTO** a la suma de todos aquellos cargos aplicables al concepto de trabajo, que se derivan de las erogaciones efectuadas exclusivamente para realizar dicho concepto de trabajo, y llamaremos **COSTO INDIRECTO** a todas aquellas erogaciones necesarias para la ejecución de una obra que no han sido consideradas dentro de los costos directos.

Hasta aquí se han considerado todas las erogaciones hechas por el constructor para llevar a cabo la ejecución de una obra. Sin embargo, acorde a la definición de Precio Unitario, falta añadir el elemento **UTILIDAD**; que es la ganancia que debe considerar el constructor como resultado de su actividad dentro del proceso constructivo.

Ahora si, integrando todo lo anteriormente expuesto diremos que el Precio Unitario de un concepto de trabajo es la suma de los costos directos más los costos indirectos y la utilidad.

Al aplicar un sistema de Precios Unitarios en la determinación de los Costos de una obra surgen las interrogantes: ¿Qué conceptos de Trabajo deberán ejecutarse para llevarla a cabo y por consiguiente se deberán determinar sus correspondientes Precios Unitarios? y ¿Qué cantidad de unidades de obra corresponderán a cada concepto?. La primera cuestión quedará resuelta en base a las Especificaciones de Construcción que, en general, deberán reunir todos los requerimientos para llevar a cabo la obra. Estas especificaciones cobran especial importancia ya que en ellas quedarán precisados con claridad los alcances de cada Concepto de Trabajo y servirán de base para la relación legal cliente-constructor al contratar una obra. En el capítulo III se tratará este tema haciendo especial énfasis en la importancia de contar con Especificaciones claras y precisas en cualquier obra de construcción.

Una vez conocidos la totalidad de los conceptos de trabajo a ejecutar faltará evaluar la cantidad de unidades de obra correspondiente a cada uno de estos conceptos. La cuantificación de volúmenes de obra es uno de los aspectos de la Ingeniería de Costos, que debe realizarse con sumo cuidado para obtener resultados confiables. En el capítulo II se ampliará esta cuestión dando en esbozo general de como llevar a cabo sistemáticamente dicha cuantificación.

Retomando todo lo anterior, a lo largo del presente trabajo se verá la manera de determinar los costos directos e indirectos previa explicación de algunos conceptos básicos así como la manera de aplicarlos a la integración de los precios unitarios. Se tratará también la manera de integrar los presupuestos y la aplicación del criterio de Costo en la selección de la mejor alternativa de construcción; se analizará el problema inflacionario y por último un panorama general del control de costos, y de la utilización de las computadoras como herramienta de análisis y control.

CAPITULO I

CONCEPTO DE TRABAJO

I. CONCEPTO DE TRABAJO

Cada obra de ingeniería tiene una denominación específica (carretera, puente, presa, etc.), pero a la vez cada una de ellas pueden subdividirse en varios grupos, tantos como la Ingeniería avanza, ya que existen por ejemplo carreteras de dos o más carriles, puentes de concreto o acero, tradicionales, prefabricados, atirantados, así como presas de almacenamiento con cortina de diferentes tipos; de materiales graduados, de gravedad, arco, bóveda, etc.

A su vez dentro de las obras existen lo que se conoce como "campos de construcción" que son trabajos divididos por alguna especialidad, y que se ejecutan en la mayoría de las obras por ejemplo: Movimiento de tierras, excavaciones en roca, fabricación y colocación de concretos hidráulicos, montajes, revestimientos, etc.

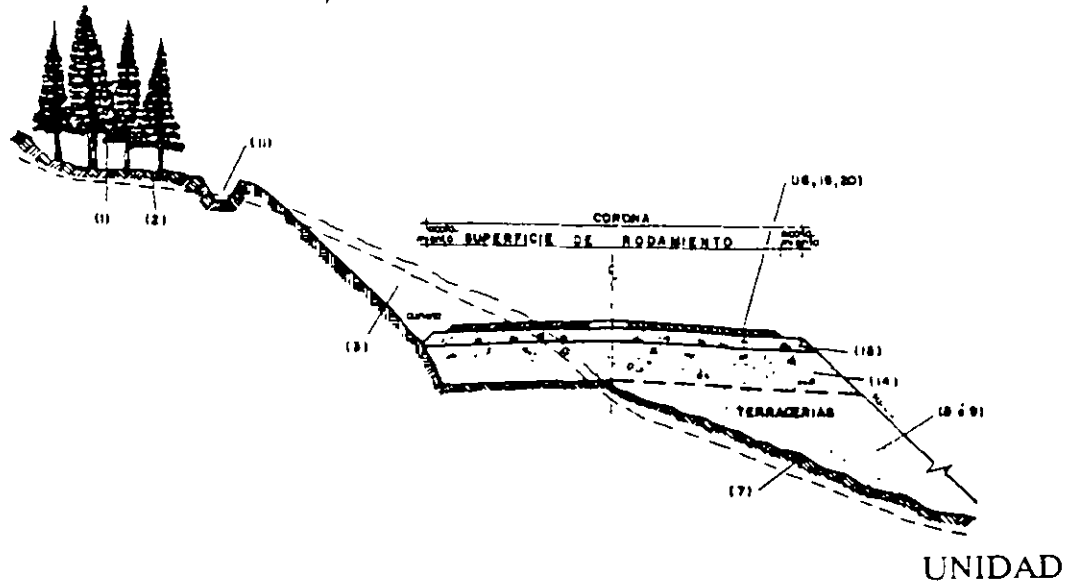
Debido a la necesidad de cuantificar los recursos humanos, materiales y equipo, además de llevar el control del avance de obra y poder conocer los costos, debemos detallar la denominación de estos campos, de tal manera que nos permita definir claramente el tipo de trabajo que estamos realizando. Por ejemplo, se entiende que no tendrá el mismo grado de dificultad y por ende el mismo costo fabricar y colocar concreto hidráulico de baja resistencia rodillado para la cortina de una presa, que la fabricación y colocación de concreto hidráulico de mayor resistencia y calidad para revestimiento de túneles, o un concreto para ser colado bajo el agua en puentes u obras marítimas.

Lo anterior resalta la importancia de definir adecuadamente los **CONCEPTOS DE TRABAJO**, que son el conjunto de operaciones bien definidas y diferentes de las demás, que se deben realizar durante la ejecución de una obra, divididas convencionalmente de acuerdo al campo que pertenezcan.

En cada tipo de obra existe ya, una relación de los conceptos de trabajo más importantes o de mayor uso.

A continuación se presentan dichos conceptos de trabajo de algunas obras que se consideraron representativas de los principales campos de la construcción, con el propósito de que sirvan como fuente de información básica para aquellos que se inicien en el análisis de costos.

RELACION DE CONCEPTOS PRINCIPALES DE TRABAJO PARA OBRAS
EN CAMINOS, FERROCARRILES Y AEROPUERTOS



1.- Desmónte en áreas de construcción

Ha

- a) En manglar
- b) En selva ó bosque
- c) En regiones áridas ó semi-áridas
- d) En regiones desérticas

EXCAVACIONES

2.- Despalmes en áreas de construcción desperdiciando material

m³

3.- Excavación en cortes

m³

4.- Excavación en cortes adicionales abajo de la subrasante

m³

5.- Excavación en abatimiento de taludes

m³

6.- Excavación en rebajes de la corona de cortes y/o de terraplenes

m³

Los incisos 3, 4, 5 y 6 pueden subdividirse en material I, II ó III y

- a) Cuando el material se utilice para la formación de terraplenes
- b) Cuando el material se desperdicie

TERRAPLENES

- 7.- Compactación del terreno natural en el área de desplante de los terraplenes m³
- a) Para "X" % de la prueba proctor
- 8.- Excavación de préstamos laterales para la obtención de material común que se utilice en la formación de terraplenes (volumen medido en terraplén) m³
- a) Dentro de una faja de "X" mts de acarreo.
- 9.- Excavación en bancos de préstamo para la obtención de material común que se utilice en la formación de terraplenes (volumen medido en terraplen). m³
- a) Del banco ubicado en
- 10.- Formación y compactación de terraplenes cotiguos a los estribos de puentes y estructuras de pasos a desnivel con sus cuñas de sobrecarreo m³
- a) Para "X" % de compactación
- 11.- Excavación para contracunetas en material común m³

SOBREACARREOS

- 12.- Sobrecarreo de materiales
- a) En distancias hasta "X" estaciones m³-est.
- b) En distancias hasta "X" hectómetros m³-hm
- c) En distancias de más de "X" kilómetros m³-km

Puede ser necesario tener un concepto de sobrecarreo para material III por problemas de abundamiento.

REVESTIMIENTOS

- 13.- Revestimiento para caminos compactado al "X" % de la prueba proctor con material obtenido de banco de préstamo m³
- a) Del banco ubicado en

PAVIMENTACION

14.- Sub base compactada al "X" % con material obtenido de banco de préstamo	m ³
a) Del banco ubicado en	
15.- Base compactada al "X" % con material obtenido de banco de préstamo	m ³
a) Del banco ubicado en	
16.- Materiales asfálticos empleados en estabilizaciones, en riegos - y construcción de carpetas	
a) Cementos asfálticos	kg
b) Asfalto	Litro
c) Emulsiones asfálticas	Litro
d) Aditivos	Litro
17.- Estabilización en la construcción de sub-bases o bases compactadas al "X" %	m ³
a) Del banco ubicado en	
18.- Materiales que se utilizan en la estabilización	
a) Cemento Portland.	kg
b) Cal Hidratada	kg
c) Puzolana	kg
19.- Riego de Impregnación	
a) Barrido de la superficie	Ha
b) Riego de impregnación	Litro
c) Arena para cubrir la base impregnada	m ³
d) Barrido de la base impregnada	Ha
20.- Carpeta asfáltica por el sistema de riegos	
A) De un riego	m ³
1.- Con material tipo "X" del banco ubicado en	
B) De dos riegos	m ³

1.- Con material "X" del banco ubicado eny
material "Y" del banco ubicado en

C) De tres riegos m³

1.- Con material "X" del banco ubicado en
material "Y" del banco ubicado eny
material "Z" del banco ubicado en

21.- Carpeta asfáltica por el sistema de mezcla en el lugar

A) Riego de liga Litro

B) Carpeta asfáltica compactada al "X" % m³

a) Del banco ubicado en

22.- Carpeta de concreto asfáltico fabricado en planta

A) Carpeta de concreto asfáltico compactada al "X" % m³

a) Del banco ubicado en

23.- Riego de sello

A) Riego de sello utilizando material pétreo tipo "X"

a) Del banco ubicado en m³

24.- Morteros asfálticos con materiales de banco m³

a) Del banco ubicado en

25.- Carpetas de concreto hidráulico

a) De concreto simple (para diversas resistencias f'c) m³

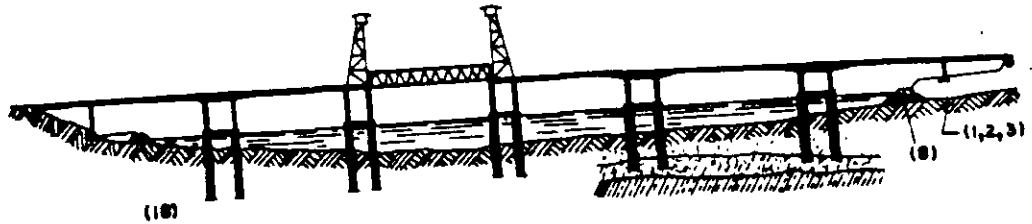
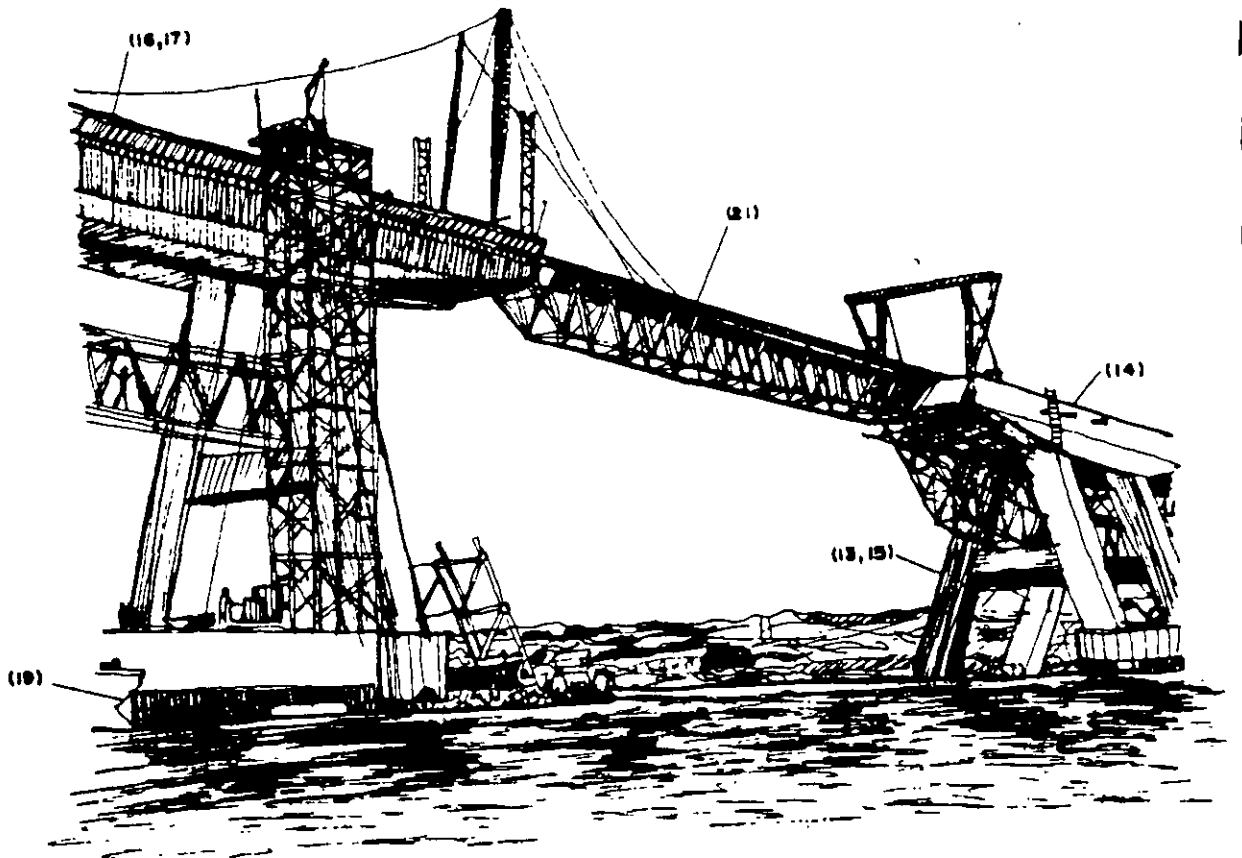
b) De concreto reforzado (para diversas resistencias f'c) m³

26.- Sobreacarreos para materiales asfálticos:

a) Por peso. ton-km

b) Por volumen. m³-km

RELACION DE CONCEPTOS PRINCIPALES DE TRABAJO PARA LA CONSTRUCCION DE PUENTES



UNIDAD

- 1.- Excavación a mano en seco
- 2.- Excavación con máquina en seco
- 3.- Excavación a mano cuando no se requiera bombeo

m³

m³

m³

4.- Excavación con máquina cuando se requiera bombeo m³

En los incisos anteriores se deberá especificar el tipo de material que predomina en la zona donde se va a excavar, de acuerdo a la siguiente clasificación:

Material tipo I (Suave)

Material tipo II (Intermedio)

Material tipo III (duro)

En caso de existir sobreacarreo deberá darse el mismo tratamiento que en caminos.

6.- Bombeo Hora

a) Bomba de diversas capacidades

7.- Relleno de estructuras compactadas al "X" % m³

a) Con material producto de la excavación

b) Con material del banco de préstamo ubicado en

8.- Mamposterías m³

a) Con piedra obtenida de banco de préstamo ubicado en

b) Con piedra obtenida de pepena

c) Con piedra obtenida de la excavación de estructuras

9.- Tubos de concreto para drenes ml
(Diferentes diámetros)

10.- Zampeado de mampostería de tercera m³
(Igual al 8)

11.- Zampeado Seco m³
(Igual al 8)

12.- Zampeado de suelo cemento m³

a) Con materiales mezclados en el lugar

b) Con materiales mezclados en planta

13.- Concreto hidráulico (Diferentes f'c y diversas partes de la estructura) m³

a) Colado en seco

b) Colado en presencia de agua

- c) Colado bajo el agua
- d) Ciclópeo

14.- Juntas de dilatación

m² ó ml

- a) Metálicas
- b) No metálicas

15.- Acero para concreto hidráulico

kg

- a) Varillas
- b) Varillas torcidas en frío
- c) Soleras, ángulos y otros perfiles
- d) Rieles
- e) Rejillas de alambre
- f) Metal desplegado
- g) Malla soldada

16.- Estructuras de concreto presforzado (Diversas partes de la estructura).

- a) Por volumen de concreto presforzado colado en el lugar
- b) Por pieza fabricada entregada en el lugar

m³
Pza

17.- Montaje de elementos estructurales presforzados

- a) Por peso del concreto presforzado
- b) Por elemento estructural

Ton.
Pza

18.- Suministro e hincado de pilotes (Diversos diámetros).

ml

- a) Pilotes de madera cruda
- b) Pilotes de madera preservada
- c) De concreto hidráulico (diferentes f'c)
- d) De concreto hidráulico colado en el lugar, incluyendo el suministro e hincado de tubos o forros
- e) De acero

19.- Suministro e hincado de tablaestacados (diversas secciones)

ml

- a) De madera cruda
- b) De madera preservada
- c) De concreto hidráulico (diferentes f'c)

- d) De concreto presforzado
- e) De acero estructural
- f) De lámina

20.- Cilindros y cajones de cimentación

I	Cuchillas (de diversos tipos)	kg
II	Forros (de diversos tipos)	kg
III	Concreto hidráulico (diferentes f'c)	m ³

21.- Fabricación y montaje de estructuras de acero (diferentes partes de la estructura).

kg

CAPITULO II

CUANTIFICACION DE OBRA

II. CUANTIFICACION DE OBRA.

De cada uno de los conceptos de obra en los que se pueda dividir un proyecto determinado, es necesario cuantificar la cantidad de dichos conceptos, ya que los costos, cantidades de materiales, cantidades de mano de obra, etc., se apoyan directamente en esta actividad.

Por lo tanto es muy importante poner especial interés en esta partida de Administración general de Obra, ya que al tenerla bien resuelta se tendrá un mayor y mejor control del costo total del proyecto en referencia.

Es necesario mencionar que para el análisis de costo de los conceptos involucrados se utilizan unidades específicas como pueden ser metro líneal (ML), metro cuadrado (M^2), metro cúbico (M^3), Tonelada (Ton), Kilogramo (Kg), Pieza (Pza), etc., por lo cual las unidades en las que se expresen las cantidades de obra, deben ser las mismas en las que se haya calculado el costo unitario.

Para poder realizar de una manera adecuada una cuantificación teniendo como antecedente los planos de proyecto y especificaciones técnicas, inicialmente se deberá formar el catálogo de conceptos si es que no se cuenta con él, tratando de enunciar estos, en forma ordenada de acuerdo a un proceso constructivo lógico y secuencial, cuidando que se cubran todas las actividades necesarias para llevar a cabo la ejecución de las obras, sin perder de vista que durante la ejecución de cualquier tipo de obra, resultarán conceptos que no fueron considerados en el catálogo original, conociendoseles como conceptos extras los cuales deben cuantificarse inmediatamente y en caso necesario efectuar el análisis de costo respectivo.

Actualmente existen formatos especiales para la realización de la cuantificación de obra, conocida también como números generadores, y cuyo objetivo es el de unificar el criterio para ejecución de esta actividad en cada uno de los conceptos de trabajo presentándolos con un planteamiento claro de las operaciones realizadas y en donde generalmente estos formatos cuentan con un espacio específico para presentar estos conceptos de una manera gráfica, por medio de un croquis ó dibujo tratando de formar una idea más clara de lo que se está cuantificando y evitar repeticiones o malos cálculos.

Debido a que hay cuantificaciones que requieren un gran número de hojas, éstas deberán enumerarse progresivamente anotandose también el total de hojas que componen dicha cuantificación.

Es necesario que durante la ejecución de la obra, se revisen periódicamente los números generadores, particularmente si han existido cambios de proyecto o se haya ejecutado obra complementaria, de manera que sea posible corregir a tiempo

EMPRESA:

OBRA: RESID. SAN SEBASTIAN

PLANO DE REF. CIMENTACION

ELABORO:

REVISO:

FECHA:

CONCEPTO:

02 EXCAVACION A MANO EN MATERIAL X

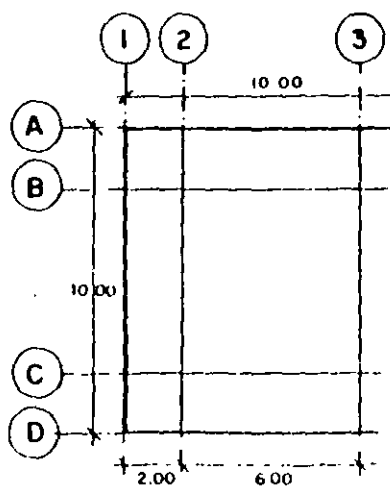
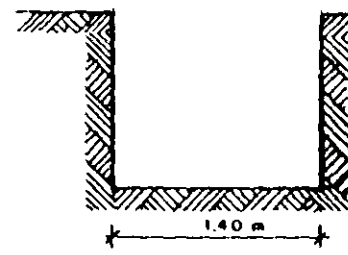
UNIDAD:

M³

HOJA: 2 DE: 6

CROQUIS:

CONCEPTO	LOCALIZACION			ANCHO	ALTO	LARGO	PZS.	TOTAL
	EJE	TRAMO	TIPO					
	2	A-D		1.40	1.15	10.00		16.10
	3	A-D		1.40	1.15	10.00		16.10
	B	1-4		1.40	1.15	10.00		16.10
	C	1-4		1.40	1.15	10.00		16.10
			(-)	1.40	1.15	1.40	4	9.01



NOTA: La elaboración de los croquis da una clara idea de lo que se está generando en este caso, se elaboran 2 el general y el específico de acuerdo al concepto que se está generando.

Vemos también que la cuantificación por ejes facilita los cálculos y la comprensión de éstos. En este caso aunque el plano nos marque zapatas de un ancho máximo de 1.20 mts. se deben excavar mínimo 1.40 mts. considerando 0.40 para maniobras posteriores tanto en el cimbrado como en el armado.

55.39 M³

OBRA: URBANIZACION RESID. SAN SEBASTIAN
 PLANO DE REF. CIMENTACION

REVISOR
 ELABORADO

REVISOR
 FECHA:

EMPRESA:

CONCEPTO:

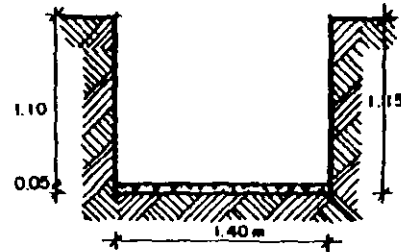
03 PLANTILLA DE CONCRETO $f_c = 100 \text{ kg./cm}^2$ DE 0.05 MTS. DE ESPESOR

UNIDAD:

M²

HOJA: 3 DE: 8

CROQUIS:



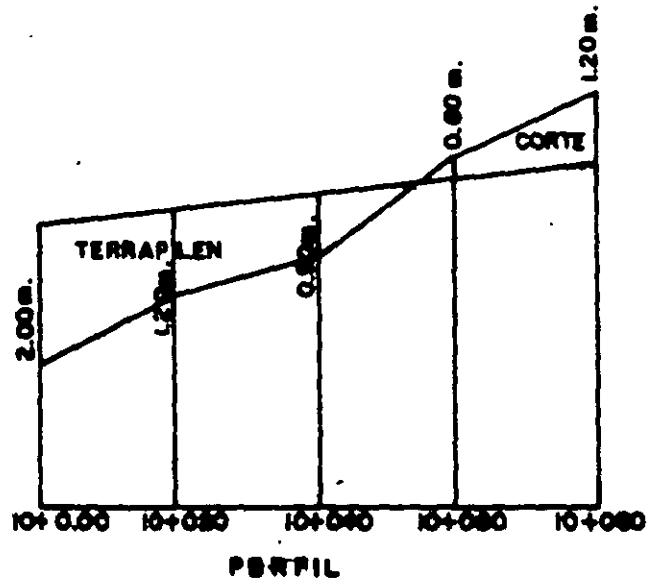
CONCEPTO	LOCALIZACION			ANCHO	ALTO	LARGO	PZS.	TOTAL
	EJE	TRAMO	TIPO					
	2	A - D		1.40		10.00		14.00
	3	A - D		1.40		10.00		14.00
	B	1 - 4		1.40		10.00		14.00
	C	1 - 4		1.40		10.00		14.00
								56.00 M ²
			(-)	1.40		1.40	4	7.84
								48.16 M ²
NOTA: Reiterando en lo dicho al principio del capítulo aunque bien se pudo medir el volumen de concreto colocado, se cuantificó la plantilla en unidades de superficie para de esta manera ser congruentes con la unidad del concepto de trabajo adoptada desde la formulación del catálogo de conceptos. Notese que el colado de plantilla se hace en todo lo ancho de la cepa incluso la zona de maniobras.								48.16 M ²

CALCULO DE CUBICACION EN TERRACERIAS.

Ejemplo:

Se entiende por terracerías el conjunto de cortes y terraplenes de una obra vial.

Los datos para calcular espesores (diferencia de cotas en un punto entre el terreno y la subrasante) y volúmenes de cortes y terraplenes se obtienen del dibujo del perfil del eje del proyecto.



Antes de ejecutar los cálculos del volumen de terracerías es necesario localizar el punto de paso (intersección del perfil del proyecto con el perfil del Terreno).

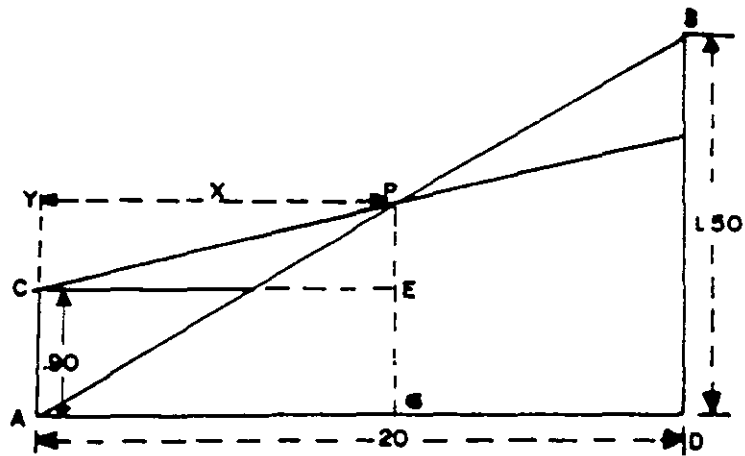
Los datos que tenemos son:

d = diferencia de cotas entre la subrasante y el terreno (espesor de Terraplén) en la estaca 10 + 040 0.90 m.

p = pendiente por metro 0.01

m = diferencia de cotas del terreno entre las estaciones 10 + 040 y 10 + 060 1.50 m.

l = distancia entre 10 + 040 y 10 + 060 20.00 m.



Como se conoce la pendiente por metro, de la línea de proyecto, es claro, que si para un metro, corresponde una pendiente p , para x metros corresponderá una pendiente total expresada por el producto $(x) X (p) \dots$ o sea "y", por consiguiente, podemos establecer la ecuación:

$$y = (x) X (p) = 0.01x$$

Los triángulos semejantes A, D, B, y A, G, P, nos dan.

$$\frac{1.50}{20} = \frac{0.90 + 0.01x}{x}$$

despejando x tendremos

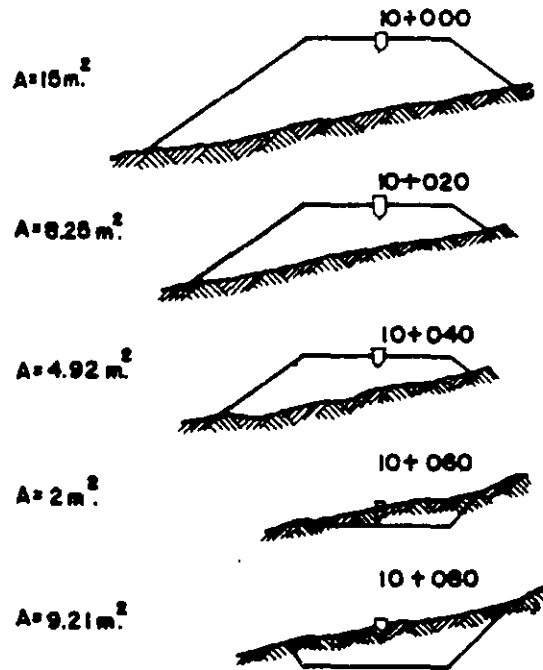
$$x = \frac{0.90}{0.075 - 0.01}$$

$$x = 13.85$$

Por lo que la distancia horizontal de la estaca 10 + 040 al punto de paso será 13.85 m.

Las secciones transversales de construcción son secciones o perfiles del terreno normales al eje proyectado en planta que se obtienen a cada determinada distancia (20 metros por lo general) y a veces también en puntos intermedios especiales. Sirven para obtener, el área en corte o terraplén correspondiente a cada estación completa o a cualquier punto intermedio que haya sido nivelado. Estas áreas pueden ser calculadas a través de un planímetro. En caso de que no se disponga éste se pueden utilizar métodos aproximados.

En este ejemplo las secciones transversales son las siguientes.



SECCIONES TRANSVERSALES

Conocidas las áreas de todas y cada una de las secciones, se anotan en una tabla y se procede a calcular volúmenes de terracerías ya sea en corte o terraplén.

El volumen de material se calculará tomando el promedio de las áreas de las secciones extremas y multiplicándolo por la distancia entre ellas.

$$V = \frac{A1 + A2}{2} d$$

donde

V = volumen de terracería

d = distancia entre las dos secciones extremas del prisma

A_1 = área de la primera sección

A_2 = área de la segunda sección

Terraplén 10 + 000 ----- 10 + 020

$$V = \frac{15 + 8.25}{2} 20 = 232.5 \text{ m}^3$$

Terraplén 10 + 020 ----- 10 + 040

$$V = \frac{8.25 + 4.92}{2} 20 = 131.70 \text{ m}^3$$

Terraplén 10 + 040 ----- 10 + 053.85

$$V = \frac{4.92 + 0.00}{2} 13.85 = 34.07 \text{ m}^3$$

Corte 10 + 053.85 ----- 10 + 060

$$V = \frac{0.00 + 2.00}{2} 6.15 = 6.15 \text{ m}^3$$

Corte 10 + 060 - 10 + 080

$$V = \frac{2.00 + 9.21}{2} \cdot 20 = 112.10 \text{ m}^3$$

Se deberá considerar el fenómeno de abudamiento ya que es el material abudado el que se acarrea para formar los terraplenes.

Haciéndolo en una tabla de registros, tenemos:

ESTACION	ESPEORES (m)		AREAS (m ²)		A1 + A2 (m ²)		SEMIDIS TANCIA (m)	VOLUMEN (m ³)		COEF. DE ABUND.		VOL. ABUND (m ³)	
	CORTE	TERRAP	CORTE	TERRAP	CORTE	TERRAP		CORTE	TERRAP	CORTE	TERRAP	CORTE	TERRAP
10 + 000		2.00		15.00									
10 + 020		1.20		8.27		23.35	10		232.500				232.500
10 + 040		0.90		4.92		13.19	10		131.190				131.190
10 + 053.85	8.00	0.00	0.00	0.00		4.92	6.925		34.071				34.071
10 + 060	0.40		2.00		2.00		3.675	6.150		1.2			7.38
10 + 080	1.20		9.21		11.21		10	112.100		1.2			134.52

CAPITULO III

0

ABUND. (m ³)
TERRAZ
232.900
131.190
34.071

NORMAS Y ESPECIFICACIONES

III. NORMAS Y ESPECIFICACIONES

NORMALIZACION:

El objeto de la normalización es procurar unificar los criterios y servir de parámetro comparativo sobre la calidad de los productos elaborados, así como seleccionar y simplificar los medios a diferentes tipos de fabricación de manera que se garanticen tanto los intereses del consumidor como los del industrial.

El 29 de diciembre de 1960 se expidió la Ley General de Normas de Pesas y Medidas, en la que se da el reconocimiento de obligatoriedad a las normas que rigen el Sistema General de Pesas y Medidas que fije la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial.

Estas normas industriales hacen referencia a los materiales, procedimientos o productos que afecten la vida o la integridad física de las personas, también dichas normas señalan, los requerimientos de las mercancías destinadas a la exportación o al consumo nacional que específicamente señale la propia secretaría, cuando así lo requiera la economía del país.

Para obtener un buen producto, es necesario estudiarlo y definirlo estableciendo una serie de especificaciones con sus respectivas magnitudes y tolerancias que garanticen las condiciones mínimas que debe reunir para que satisfaga las necesidades de uso a que esta destinado. Dichas características deben corresponder lo mas posible a normas de empresas, normas nacionales o normas internacionales.

ESPECIFICACIONES:

No es posible la ejecución de una obra, por pequeña o grande que sea, sin contar con las especificaciones necesarias que fijen los requisitos constructivos y de calidad que deben cumplirse.

Estos requisitos generan a su vez las especificaciones particulares de una obra, las cuales deben ser incluidas en el proceso de contratación, por lo cual, deben ser tan completas como sea necesario para eliminar toda posible duda sobre los conceptos que deben ser cumplidos.

La claridad es indispensable en las especificaciones para cotizar precios correctos y evitar controversias inoportunas por falta de comprensión.

ESPECIFICACIONES GENERALES Y PARTICULARES:

La función de las especificaciones generales, es: 1) Recomendar los procedimientos generales de construcción, 2) Señalar los límites de calidad comunmente aceptados y 3) Describir los métodos de prueba establecidos,

Las especificaciones particulares deben señalar los requisitos del proyecto, los límites especiales de calidad que se hayan fijado y los procedimientos especiales para la construcción de una obra en particular.

Como ejemplos de especificaciones generales, que tienen alcances internacionales, podemos mencionar las ISO (Internacional Standards Organization). También existen otras que, a pesar de ser locales por su prestigio, son utilizadas en otros países y así adquieren una función internacional. Como ejemplos destacan las siguientes: ASTM, ACI, AASHTO, DIN, etc.

En México existen especificaciones nacionales que han jugado un papel muy importante en la industria de la construcción. Tales como las de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), de la Secretaría de comunicaciones y Transportes (SCT), etc.

Como se puede observar en el ejemplo que sigue, una especificación se divide en varios subtítulos que son los siguientes:

DEFINICION.- Aquí precisamente se establecen con claridad los lineamientos y alcances del concepto de trabajo de que se está hablando.

REFERENCIAS.- En esta parte se habla sobre otros conceptos que pueden intervenir en el concepto principal y que son tratados en otro capítulo de las mismas Especificaciones, para que puedan ser localizadas con facilidad.

MATERIALES.- Se establece en este subtítulo, los materiales que deben de ser usados en el concepto, su almacenamiento, manejo, dosificación, normas de calidad y tolerancias.

EJECUCION.- En este apartado es donde se prevee el procedimiento de construcción que se debe seguir para la ejecución del concepto mencionado, el tipo de maquinaria, las tolerancias y lo que debe hacerse en caso de que existan cambios en el proyecto.

MEDICION.- Se indica la unidad en que será medido el concepto, (M2, M3, Ton., etc.). Se indica también en que forma será medido el trabajo ejecutado y que partes del trabajo serán pagados en otros conceptos.

BASE DE PAGO.- En esta parte de la Especificación se indica cuales son precisamente todas las operaciones que se realizan en el concepto y que estan consideradas en el precio unitario fijado en el contrato de Obra.

Como se puede observar, una buena especificación no debe dejar duda alguna sobre el procedimiento de construcción, los materiales a utilizar y todo lo relativo al pago de los trabajos ejecutados.

Posterior al ejemplo de especificación se presenta también un ejemplo de lo que es una norma, para dejar más clara la diferencia entre ambos conceptos.

EJEMPLO DE ESPECIFICACION:

" *CAPITULO LI*

SUB BASES Y BASES

51-01 DEFINICION

51-01.1 Capas sucesivas de materiales seleccionados que se construyen sobre la subrasante y cuya función es soportar las cargas rodantes y transmitir las a las terracerías, distribuyéndolas en tal forma que no se produzcan deformaciones perjudiciales en éstas.

51-02 REFERENCIAS

51-02.1 Existen algunos conceptos que intervienen o pueden intervenir en Sub-bases y Bases y que son tratados en otros capítulos de estas especificaciones, conceptos que deberán sujetarse, en lo que corresponda, a lo indicado en las cláusulas de Materiales, Ejecución, Medición y Base de Pago, que se asientan en la siguiente tabla y de los cuales ya no se hará más referencia en el texto de este capítulo.

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPÍTULO	PARTE	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Requisitos previos a la construcción de las sub-bases o de las bases, - - - cuando éstas se construyan sobre la sub-rasante.	SEGUNDA		9-04 11-04		
Materiales empleados - - para construcción de - - sub-bases y bases.	CUARTA	49-03	49-04	49-05	49-06
Definición y calidad de los materiales.	OCTAVA	91-03			
Acarreos de los despalmes y de los desperdicios de bancos.	SEGUNDA		14-04	14-05	14-06
Acarreos de los materiales aprovechables, de los desperdicios de tratamiento y del agua.	CUARTA		61-04	61-05	61-06

51-04 EJECUCION

51-04.1 La construcción de la sub-base o de la base se iniciará cuando las terracerías o la sub-base, según sea el caso, estén terminadas dentro de las tolerancias fijadas en estas especificaciones.

51-04.2 La descarga de los materiales que se utilicen en la construcción de sub-bases o bases deberá hacerse sobre la sub-rasante o la subrasante según sea el caso, en la forma y en los volúmenes por estación de veinte (20) metros que ordene la Secretaría.

51-04.3 La longitud máxima del tramo de carretera o aeropista, para descargar materiales de sub-base o base, será fijada por la Secretaría.

51-04.4 Los procedimientos de ejecución de las sub-bases y bases, así como sus proporcionamientos, serán fijados en el proyecto. En términos generales, la secuencia de éstas operaciones es la siguiente:

a) Cuando se empleen dos (2) o más materiales, se mezclarán en seco con objeto de obtener un material uniforme.

b) Cuando se empleen motoconformadoras para el mezclado y el tendido, se extenderá parcialmente el material y se procederá a incorporarle agua por medio

de riegos y mezclados sucesivos, para alcanzar la humedad que se fije y hasta obtener homogeneidad en granulometría y humedad. A continuación se extenderá el material en capas sucesivas de materiales sin compactar, cuyo espesor no deberá ser mayor de quince (15) centímetros.

c) Cuando se emplee otro equipo para mezclado y tendido, tanto el equipo como el procedimiento de construcción deberán ser previamente aprobados por la Secretaría.

d) Cada capa extendida se compactará hasta alcanzar un grado mínimo de noventa y cinco por ciento (95%) sobreponiéndose las capas hasta obtener el espesor y sección fijados en el proyecto y/o ordenados por la Secretaría, la cual podrá ordenar que cualquier capa ya compactada se escarifique superficialmente y se le agregue agua, si es necesario, antes de tender la siguiente capa, a fin de ligarlas debidamente. Podrá efectuarse la compactación en capas de espesores mayores que el indicado en el párrafo b) de este inciso, siempre que se obtenga la compactación fijada en el proyecto y/o ordenada por la Secretaría. Se darán riegos superficiales de agua, durante el tiempo que dure la compactación, únicamente para compensar la pérdida de humedad por evaporación.

e) En las tangentes, la compactación se iniciará de las orillas hacia el centro y en las curvas, de la parte interior de la curva hacia la parte exterior.

51-04.5 En la reconstrucción de carreteras o aeropistas, en términos generales, la secuencia de las operaciones necesarias en la ejecución de las sub-bases y bases será la siguiente:

a) Cuando el material de la carpeta asfáltica existente se vaya a aprovechar, primero se escarificará la carretera o aeropista en el ancho y espesor que fije el proyecto; se disgregará todo el material escarificado y se mezclará, después, hasta obtener un material homogéneo; cuando lo fije el proyecto y/o lo ordene la Secretaría, se añadirá material nuevo al ya disgregado y se mezclará en la forma antes indicada; el material homogéneo resultante se acamellonará para dejar descubierta toda la superficie de la sub-base o base correspondiente, la cual se conformará y se compactará al grado fijado en el proyecto y/o ordenado por la Secretaría; el material acamellonado se tenderá, por capas, sobre la superficie ya compactada, de manera de formar la nueva sub-base o base en la forma especificada en el inciso 51-4.4 hasta alcanzar el espesor y forma fijados en el proyecto y/o ordenados por la Secretaría. A continuación se procederá en la misma forma en el resto de la sección transversal de la carretera o aeropista.

b) Si el material de la carpeta asfáltica existente se va a desechar, se escarificará y recogerá, transportándolo al sitio que señale la Secretaría; a continuación se conformará y compactará la superficie descubierta y se procederá a la construcción de la nueva sub-base y/o base.

c) En caso de que solamente exista revestimiento y la Secretaría determine aprovecharlo como parte de la sub-base, se escarificará éste en el espesor y en el ancho que fije el proyecto; cuando lo fije el proyecto y/o lo ordene la Secretaría, se añadirá material de sub-base nuevo y se mezclará con el de revestimiento hasta obtener una mezcla homogénea, la cual se acamellonará para dejar descubierta la superficie de la terracería correspondiente, la que se conformará y se compactará al grado fijado en el proyecto y/o ordenado por la Secretaría; el material acamellonado se tenderá, por capas, sobre la terracería ya compactada, de manera de formar la sub-base en la forma especificada en el inciso 51-04.4 hasta alcanzar el espesor y forma fijados en el proyecto y/o ordenados por la Secretaría. A continuación se procederá en la forma anterior en el resto de la sección transversal de la carretera.

51-04.6 Para la verificación de la dosificación y de los volúmenes de material o materiales que se utilicen en la construcción de sub-bases o bases se hará, en términos generales, en tramos de la longitud que fije la Secretaría, lo siguiente:

a) Se acamellonará el material y se determinará su volumen utilizando el sistema del promedio de áreas extremas, y su peso volumétrico seco, aplicando el procedimiento indicado en el capítulo CIX de la parte novena.

b) Si se requiere añadir un segundo material, éste se acamellonará por separado, determinando su volumen y su peso volumétrico seco, de acuerdo con lo indicado en el párrafo a) de este inciso.

c) A partir de estos dos volúmenes se determinará si los porcentajes en relación con la suma de volúmenes sueltos, son los fijados por el proyecto y/o ordenados por la Secretaría.

d) Se acamellonará el material o mezcla de materiales y se le determinará su volumen y su peso volumétrico en el camellón, de acuerdo con lo indicado en el párrafo a) de este inciso.

e) Se determinará el coeficiente de variación volumétrica del material o mezcla de materiales, de material compactado a material acamellonado, de acuerdo con el procedimiento indicado en el capítulo CIX de la parte novena

f) El producto que resulte de multiplicar el volumen de proyecto por el coeficiente de variación volumétrica de material compactado a material acamellonado, se considerará como el necesario de material o mezcla de materiales sueltos que se requieran para integrar el volumen de proyecto.

g) Para determinar el volumen suelto de cada uno de los materiales constituyentes de la mezcla, deberá multiplicarse el volumen de la mezcla por el coeficiente de variación de materiales mezclados a materiales separados y adicionalmente por el porcentaje en que según el proyecto, debe intervenir el material de cada banco.

h) En caso de que sea necesario usar más de dos (2) materiales se procederá, para cada uno de ellos, en forma semejante a como se indica en los párrafos anteriores.

51-04.7 Para dar por terminada la construcción de la Sub-base y de la base, se verificarán el alineamiento, perfil, sección, compactación, espesor y acabado, de acuerdo con lo fijado en el proyecto y las siguientes tolerancias:

	<i>Sub-base</i>	<i>Base</i>
<i>a) Ancho de la sección, del eje a la orilla, para carreteras y aeropistas.</i>	<i>+ 10 cm</i>	<i>+ 10 cm</i>
<i>b) Nivel de la superficie, en sub-bases para losas de concreto hidráulico y en bases para carpetas asfálticas, para aeropistas.</i>	<i>± 1 cm</i>	<i>± 1 cm</i>
<i>c) Pendiente transversal, para carreteras.</i>	<i>± 1/2%</i>	<i>± 1/2 %</i>
<i>d) Profundidad de las depresiones, observadas -- colocando una regla de tres (3) metros de longitud para carreteras y de cinco (5) metros de longitud para aeropistas, paralela y normalmente al eje:</i>		
<i>Para carreteras, máximo,</i>	<i>2 cm</i>	<i>1 1/2 cm</i>
<i>Para aeropistas:</i>		
<i>1) Pavimento rígido, máximo.</i>	<i>1 cm</i>	
<i>2) Pavimento flexible, máximo.</i>	<i>1.5 cm</i>	<i>1 cm</i>
<i>e) En espesores para carreteras y aeropistas, la raíz cuadrada del promedio de los cuadrados de las diferencias calculadas restando al espesor real obtenido en cada punto de prueba el espesor real promedio correspondiente a todos los puntos de prueba, siempre deberá ser igual o menor que catorce centésimos (0.14) del espesor real promedio de la sub-base para el caso de pavimentos flexibles, igual o menor que doce centésimos (0.12) del espesor real promedio de la sub-base de pavimentos rígidos o de la base de pavimentos flexibles e igual o</i>		

menor que nueve centésimos (0.09) del espesor real promedio conjunto de sub-base más base de pavimentos flexibles; además, el valor absoluto de la diferencia entre los espesores real y de proyecto, correspondiente al ochenta y cuatro por ciento (84%) como mínimo, de las determinaciones realizadas para la sub-base de pavimentos flexibles y al noventa y cinco por ciento (95%) como mínimo, en el caso del conjunto de sub-base más base de pavimentos flexibles, siempre deberá ser igual o menor que el veinte por ciento (20%) de los espesores de proyecto. Lo anterior se puede expresar también de la siguiente manera:

$$\frac{(e_1 - e)^2 + (e_2 - e)^2 + \dots + (e_n - e)^2}{n} \quad 0.14 e$$

para sub-base de pavimentos flexibles;

$$\frac{(e_1 - e)^2 + (e_2 - e)^2 + \dots + (e_n - e)^2}{n} \quad 0.12 e$$

para sub-base de pavimentos rígidos o base de pavimentos flexibles; y

$$\frac{(e_1 - e)^2 + (e_2 - e)^2 + \dots + (e_n - e)^2}{n} \quad 0.09 e$$

para sub-base más base de pavimentos flexibles.

$$e_r - e \quad 0.2 e$$

en el ochenta y cuatro por ciento (84%) de los casos como mínimo, para sub-base de pavimentos flexibles;

$$e_r - e \quad 0.2 e$$

en el noventa por ciento (90%) de los casos como mínimo, para sub-base de pavimentos rígidos o base de pavimentos flexibles, y

$$e_r - e \quad 0.2 e$$

en el noventa y cinco por ciento (95%) de los casos como mínimo, para sub-base más base de pavimentos flexibles.

en donde:

e = Espesor de proyecto.

$e_1, e_2, \dots, e_n, e_r$ = Espesores reales encontrados al efectuar los sondeos y nivelaciones.

$$e = \frac{e_1 + e_2 + \dots + e_n}{n} = \text{Espesor real promedio correspondiente a todos los puntos de prueba.}$$

n = Número de verificaciones del espesor real hechas en el tramo. La longitud de cada tramo será de un (1) kilómetro o menos, con la distribución indicada en el inciso 51-04.8

51-04.8 La distribución de los puntos donde se lleven a cabo los sondeos para la verificación de espesor y compactación y aquellos en donde se determinen los niveles para fines de espesores y tolerancia, deberá ser la indicada en las figuras 52, 53, 54 y 55 respectivamente. Además, se harán los sondeos o se determinarán los niveles que ordene la Secretaría, como necesarios para controlar las fracciones de tramo comprendidas entre las separaciones indicadas y las que se originaron por razones de procedimiento de construcción o de interrupciones en la obra. Se tomará en cuenta adicionalmente lo siguiente:

a) Para los sondeos:

1) No deberá dañarse la parte contigua a los mismos.

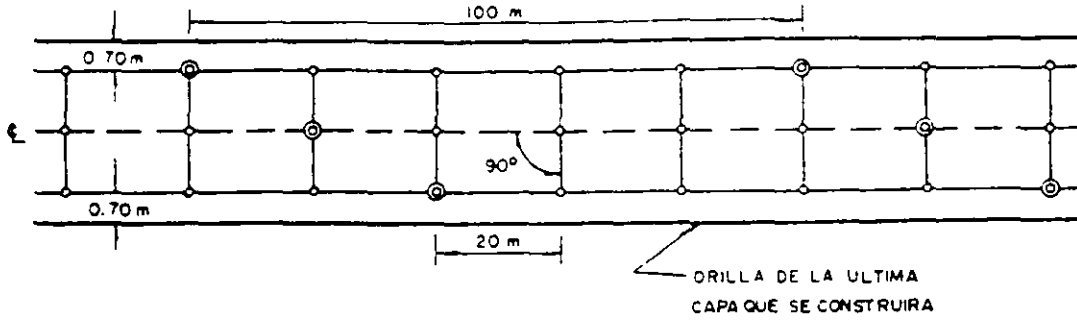
2) El espesor de la sub-base y/o base, determinado a partir de los sondeos realizados deberá ser igual al espesor fijado en el proyecto y/o ordenado por la Secretaría, con la tolerancia indicada en el párrafo e) del inciso 51-04.7

3) El contratista rellenará el hueco en cada uno de los sondeos, usando el mismo tipo de material de sub-base y/o base, compactando el material de relleno hasta obtener el grado fijado en el proyecto y deberá enrasar la superficie con la original de la sub-base y/o de la base.

b) En las nivelaciones para verificar los espesores:

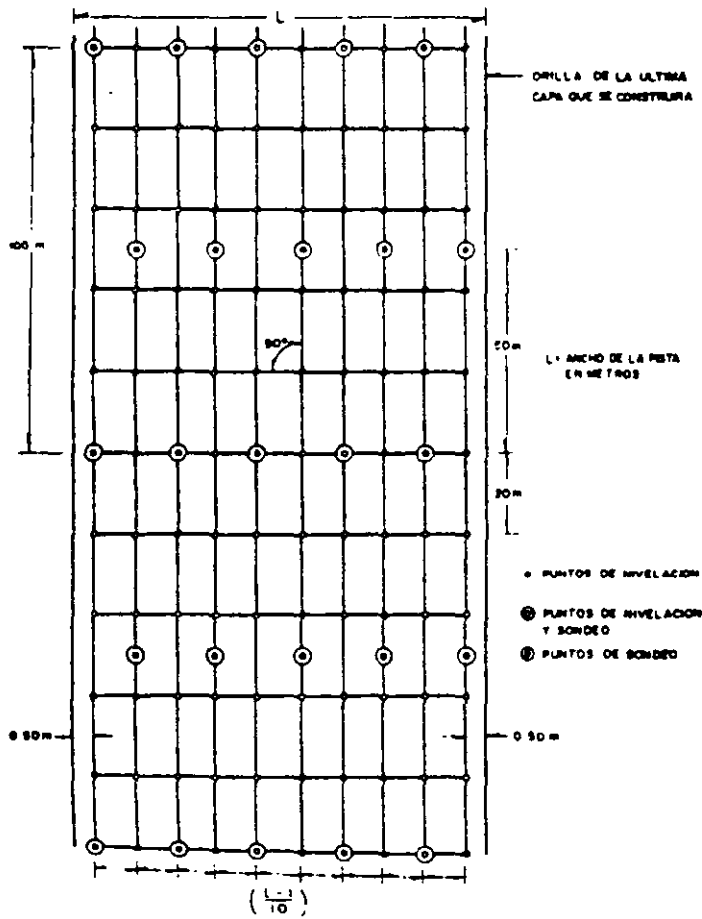
1) Se nivelará la corona de la terracería, o en su caso la sub-base, terminada, utilizando nivel fijo y comprobando la nivelación. Para cada sección transversal, que deberán estar, en el caso de carreteras, a una distancia máxima de veinte

PUNTOS DE VERIFICACION CARRETERAS

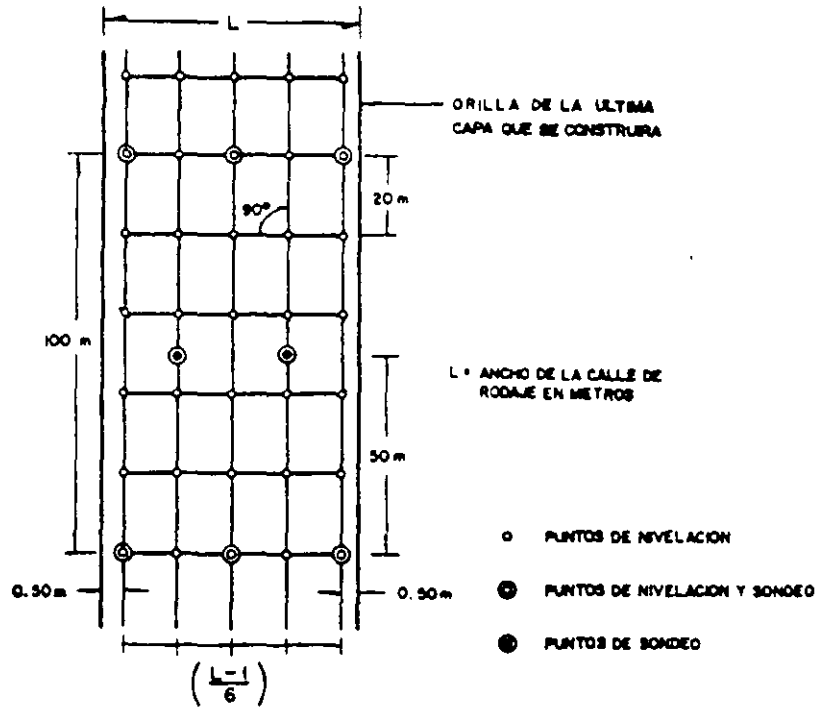


- PUNTOS DE NIVELACION
- ⊙ PUNTOS DE NIVELACION Y SONDEO

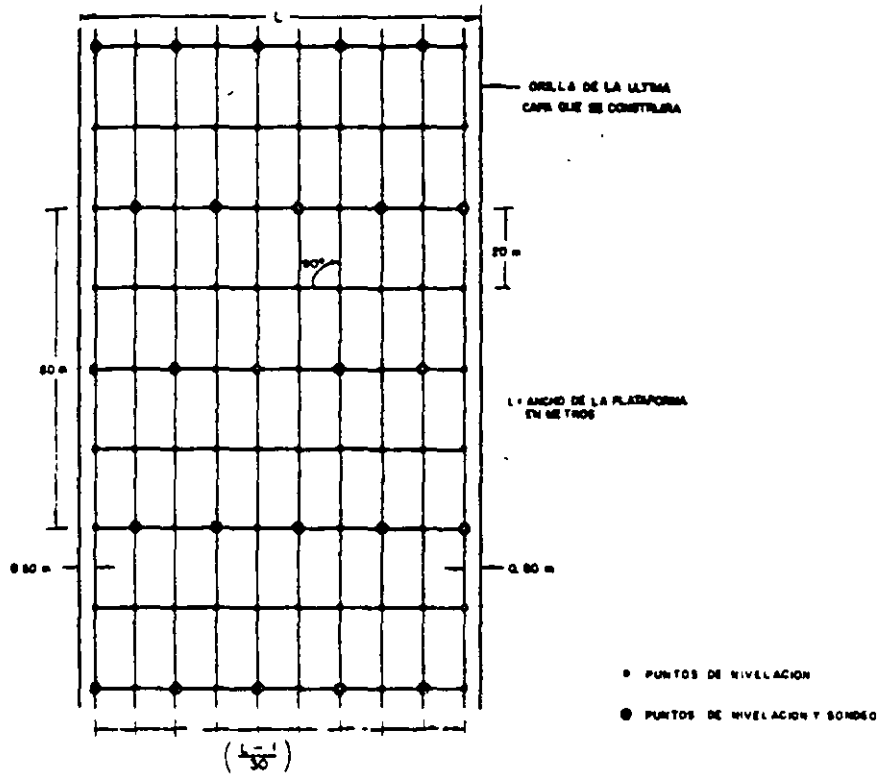
PUNTOS DE VERIFICACION PISTAS DE AEROPUERTOS



PUNTOS DE VERIFICACION CALLES DE RODAJE DE AEROPUERTOS



PUNTOS DE VERIFICACION PLATAFORMAS EN AEROPUERTOS



(20) metros una de la otra, se tomarán los puntos que se indican en las figuras a que se refiere este inciso.

2) Una vez terminada la sub-base o la base, se volverán a nivelar los mismos puntos y para las mismas secciones a que se refiere el sub-párrafo anterior.

3) A partir de las cotas de ambos seccionamientos, en todos los puntos antes indicados se obtendrán los espesores de la subbase o de la base, compactadas. Estos espesores deberán ser iguales al fijado en el proyecto y/o ordenado por la Secretaría, con las tolerancias indicadas en el párrafo e) del inciso 51-04.7

51-04.9 Los procedimientos de construcción de las sub-bases y bases serán fijados por el proyecto y/o por la Secretaría.

51-04.10 El equipo empleado en la construcción de las sub-bases y bases será previamente aprobado por la Secretaría.

51-04.11 Cuando en la construcción de sub-bases y bases, el pago se haga por unidad de obra terminada, la cantidad de materiales utilizados, los procedimientos de construcción y el equipo empleado, serán determinados por el contratista.

51-05 MEDICION

51-05.1 La operación de mezclado, tendido y compactación de materiales para sub-base o base, se medirá tomando como unidad el metro cúbico de material compactado en la sub-base o base, considerando el volumen que indique el proyecto y verificándolo de acuerdo con la sección en su forma, espesor, anchura, acabado y el grado de compactación fijados.

51-05.2 La operación de escarificación, disgregado en su caso, mezclado, acamelonado, tendido y compactación de materiales para la construcción de sub-bases o bases, se medirá tomando como unidad el metro cúbico de material compactado en la sub-base o base, considerando el volumen que indique el proyecto y verificándolo de acuerdo con la sección en su forma, espesor, anchura, acabado y el grado de compactación fijados.

51-05.3 El agua empleada en la compactación de sub-bases o bases, se medirá tomando como unidad el metro cúbico, de acuerdo con los volúmenes ordenados por la Secretaría. La verificación de los volúmenes se hará en los vehículos de transporte, en el lugar de aplicación.

51-05.4 En las sub-bases o bases que se paguen por unidad de obra terminada, se considerará el volumen resultante del espesor y las secciones transversales de proyecto,

con las modificaciones en más o en menos, ordenadas por la Secretaría y tomando como unidad el metro cúbico de material compactado en la sub-base o base, para cada banco en particular y según el grado de compactación. Cuando se empleen dos (2) o más materiales mezclados entre sí procedentes de dos (2) o más bancos diferentes, para obtener la cantidad de material correspondiente a cada banco, se multiplicará el volumen compacto de proyecto de la sub-base o la base por la proporción que, expresada en por ciento, fue fijada por el proyecto y/o ordenada por la Secretaría.

51-05.5 En trabajos de nivelación, las sub-bases o bases reconstruidas que se paguen por unidad de obra terminada, se medirán de acuerdo con lo indicado a continuación:

a) El material homogeneizado se acamellonará y se determinará su volumen suelto, seccionando el camellón y procediendo de acuerdo con el sistema de promedio de áreas extremas.

b) Se determinará el coeficiente de variación volumétrica del material acamellonado a material compactado, siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo CIX de la parte novena.

c) Se determinará el volumen compactado de las sub-bases o bases reconstruidas multiplicando el volumen suelto del camellón por el coeficiente de variación volumétrica del material suelto en dicho camellón a material compactado.

d) Cuando se empleen dos (2) o más materiales mezclados entre sí procedentes de dos (2) o más bancos diferentes, para obtener la cantidad de cada banco, se multiplicará en volumen compacto de proyecto de la sub-base o la base por la proporción que, expresada en por ciento, fue fijada en el proyecto y/o ordenada por la Secretaría.

51-05.6 No se hará la medición de conceptos parciales a que se refiere este capítulo, cuando el pago de las sub-bases y bases se haga por unidad de obra determinada.

51-06 BASE DE PAGO

51-06.1 La operación de mezclado, tendido y compactación se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cúbico de material de sub-base o base compactada. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: mezclado, tendido, compactación, incorporación del agua y afinamiento para dar el acabado superficial.

51-06.2 Las operaciones de escarificación, disgregado en su caso, mezclado, acamellonamiento, tendido y compactación en la reconstrucción de sub-bases y bases, se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cúbico de material de sub-base o base compactadas. Este precio unitario incluye lo que corresponda por:

escarificación, disgregación, mezclado, acamellonamiento, tendido, compactación, incorporación del agua y afinamiento para dar el acabado superficial.

51-06.3 El agua se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cúbico, Este precio unitario incluye lo que corresponda por: extracción, carga al vehículo de transporte, aplicación en el lugar de utilización y los tiempos de los vehículos empleados en su transporte durante la carga y la descarga.

51-06.4 Las sub-bases o bases, por unidad de obra terminada, se pagarán al precio fijado en el contrato para el metro cúbico de ellas, aplicando además, el que corresponda para cada banco en particular y según el grado de compactación. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: desmonte y despalme de bancos; extracción del material aprovechable y del desperdicio, cualquiera que sea la clasificación; disgregado; separación, recolección, carga y descarga en el sitio señalado, del desperdicio; instalaciones y desmantelamientos de la planta; alimentación de la planta; cribados y desperdicios de los cribados; trituración parcial o total; cargas y descargas de los materiales; todos los acarreos locales necesarios para los tratamientos y de los desperdicios de ellos; formación de los almacenamientos; extracción, carga, acarreo, aplicación e incorporación del agua; permisos de explotación de bancos de agua; operación de mezclado, tendido y compactación al grado fijado; reducción de volumen por compactación y, en su caso, por mezcla de dos (2) o más materiales; afinamiento para dar el acabado superficial; y los tiempos de los vehículos empleados en los transportes durante las cargas y las descargas.

51-06.5 Las sub-bases o bases reconstruidas, por unidad de obra terminada, se pagarán al precio fijado en el contrato para el metro cúbico de ellas, aplicando además, el que corresponda para cada banco en particular y según el grado de compactación. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: desmonte y despalme de bancos, escarificación; extracción del material aprovechable y del desperdicio, cualquiera que sea la clasificación; disgregado; separación, recolección, carga y descarga en el sitio señalado, del desperdicio; instalaciones y desmantelamientos de la planta; alimentación de la planta; cribados y desperdicios de los cribados; trituración parcial o total; cargas y descargas de los materiales; todos los acarreos locales necesarios para los tratamientos y de los desperdicios de ellos; acamellonado; formación de los almacenamientos; extracción, carga, acarreo, aplicación e incorporación del agua; permisos de explotación de bancos de agua; operaciones de escarificación, disgregado, mezclado, acamellonado, tendido y compactación al grado fijado; reducción de volumen por compactación y, en su caso, por mezcla de dos (2) o más materiales; afinamiento para dar el acabado superficial; y los tiempos de los vehículos empleados en los transportes durante las cargas y las descargas.

*Fuente: Especificaciones Generales de Construcción S.O.P. 1969

NOTA: Para dar una idea clara de la utilidad de la tabla de referencias que aparece en el punto 51-02.1 de este ejemplo así como de su manejo, a continuación mostramos un fragmento del punto 91-03 de la parte octava de las mismas especificaciones que, como se puede observar, corresponde a la primera referencia que aparece en la tabla y se refiere a la calidad de los materiales.

91-03.2 Los materiales que se mencionan en los párrafos A), B) y C) del inciso 91-02.1, cuando se empleen para sub-base en pavimento flexible de carreteras o aeropistas, deberán llenar los requisitos siguientes:

ZONAS DE ESPECIFICACIONES GRANULOMETRICAS

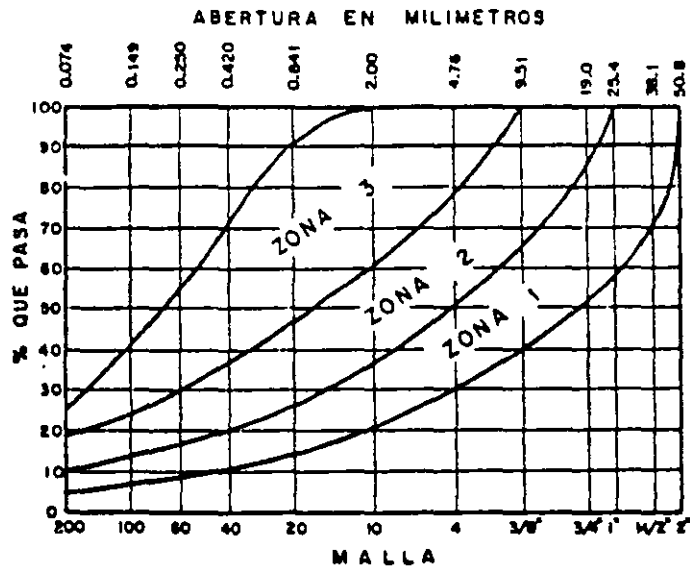


FIGURA NÚM. 2

A) De la granulometría de acuerdo con los métodos de prueba citados en el capítulo CIX de la parte novena:

1) La curva granulométrica del material deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona uno y el superior de la zona tres de la figura núm. 2 y deberá afectar una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, sin presentar cambios bruscos de pendiente. La relación del porcentaje en peso que pase la malla número 200 al que pase la malla número 40, no deberá ser mayor de setenta y cinco centésimos (0.75).

2) El tamaño máximo de las partículas del material no deberá ser mayor de cincuenta y un (51) milímetros (2").

B) De contratación líneal, valor cementante, valor relativo de soporte y equivalente de arena, los valores fijos en el siguiente cuadro, determinados con los métodos de prueba citados en el capítulo CIX de la parte novena:

CARACTERISTICAS	ZONA EN QUE SE CLASIFICA EL MATERIAL DE ACUERDO CON SU GRANULOMETRIA		
	1	2	3
Contracción lineal, en por ciento.	6.0 Máx.	4.5 Máx.	3.0 Máx.
Valor cementante para materiales angulosos, en kg/cm ²	3.5 Mín.	3.0 Mín.	2.5 Mín.
Valor cementante para materiales redondeados y lisos, en kg/cm ²	5.5 Mín.	4.5 Mín.	3.5 Mín.
Valor relativo de soporte estándar saturado, en por ciento.	50 Mín		
Equivalente de arena, en por ciento.	20 Mín. (Tentativo)		

Cuando la curva granulométrica del material se aloja en (2) zonas, en la parte correspondiente a la fracción comprendida entre las mallas números 40 y 200, la contracción lineal deberá considerarse para la zona en la cual quede alojada la mayor longitud de dicha parte de la curva, excepto cuando la fracción que pase la malla número 200 sea menor de quince por ciento (15%), en cuyo caso la zona considerada será aquella en la que se aloje la mayor longitud de la totalidad de la curva.

C) De grado de compactación en la carretera o aeropista. El material deberá compactarse a noventa y cinco por ciento (95%) mínimo de su peso volumétrico seco máximo, salvo que el proyecto fije un grado diferente de compactación. La compactación será determinada mediante uno (1) de los métodos de prueba citados en el capítulo CIX de la parte novena.

91-03.6 Los materiales que se mencionan en los párrafos A), B) y C) del inciso 91-02.1, cuando se empleen para bases en pavimentos flexibles en carreteras o aeropistas y para sub-bases en pavimentos rígidos para aeropistas, deberán llenar los requisitos siguientes:

A) De granulometría, de acuerdo con los métodos de prueba citados en el Capítulo CIX de la parte novena:

1) La curva granulométrica del material deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3 de la Figura Núm. 2. Preferentemente, deberán emplearse materiales cuya curva granulométrica se localice en las zonas 1 ó 2.

2) La curva granulométrica deberá afectar una forma semejante a las de las curvas que limitan las zonas, sin presentar cambios bruscos de pendiente y la relación del porcentaje en peso que pase la malla Núm. 200 al que pase la malla Núm. 40, no deberá ser mayor de sesenta y cinco centésimos (0.65).

3) El tamaño máximo de las partículas de material no deberá ser mayor de cincuenta (50) milímetros (2") para el material correspondiente al grupo A) o de treinta y ocho (38) milímetros (1 1/2") para el material correspondiente al grupo B), ambos del inciso 91-02.1.

B) De límite líquido, contracción lineal y valor cementante, los fijados en el cuadro siguiente, determinados de acuerdo con los métodos de prueba citados en el Capítulo CIX de la parte novena:

CARACTERISTICAS	ZONA EN QUE SE CLASIFICA EL MATERIAL DE ACUERDO CON SU GRANULOMETRIA		
	1	2	3
Límite líquido, en por ciento.	30 máx.	30 máx.	30 máx.
Contracción lineal, en por ciento. . .	4.5 mín.	3.5 mín	2.0 mín.
Valor cementante, para materiales angulosos, en kg/cm ²	3.5 mín.	3.0 mín.	2.5 mín.
Valor cementante, para materiales redondeados y lisos, en kg/cm ² . . .	5.5 mín.	4.5 mín	3.5 mín.

Cuando la curva granulométrica del material se aloje en dos o más zonas, en la parte correspondiente a las fracciones comprendidas entre las mallas Núms. 40 y 200, la contracción lineal deberá considerarse para la zona en la cual quede alojada la mayor longitud de dicha parte de la curva, excepto cuando la fracción que pase la malla Núm. 200 sea menor de quince por ciento (15%), en cuyo caso la zona considerada será aquella en la que se aloje la mayor longitud de la totalidad de la curva.

C) De valor relativo de soporte estándar, equivalente de arena e índice de durabilidad, los fijados en los cuadros que figuran a continuación, determinados de acuerdo con los métodos de prueba citados en el Capítulo CIX de la Parte Novena.

1) En carreteras:

INTENSIDAD DE TRANSITO EN AMBOS SENTIDOS	Valor relativo de soporte estandar	Equivalente de arena ---- (Tentativo)	Indice de durabilidad ---- (Tentativo)
Hasta 1 000 vehículos pesados al día	30 máx.	30 máx.	30 máx.
Más de 1 000 vehículos pesados al día	4.5 mín.	3.5 mín	2.0 mín.

Los vehículos pesados incluyen los autobuses y los camiones en todos sus tipos.

2) En aeropistas:

INTENSIDAD DE TRANSITO EN AMBOS SENTIDOS	Valor relativo de soporte estandar	Equivalente de arena ---- (Tentativo)	Indice de durabilidad ---- (Tentativo)
Hasta 20 toneladas	80 mín.	35 mín.	35 mín.
Más de 20 toneladas	100 mín.	50 mín	40 mín.

D) De afinidad con el asfalto, de acuerdo con lo fijado en la tabla del inciso 92-03.5.

E) De grado de compactación en la carretera o aeropista. El material deberá compactarse al noventa y cinco por ciento (95%) mínimo de su peso volumétrico seco máximo, salvo que el proyecto fije un grado diferente de compactación. La compactación será determinada mediante uno (1) de los métodos de prueba citados en el Capítulo CIX de la parte novena.

CAPITULO IV

COSTO DE OBRA DE MANO

IV. COSTO DE OBRA DE MANO

Generalidades

En algunos campos de la construcción la obra de mano representa un alto porcentaje del costo total de una obra; esto hace importante el estudio detallado y metódico de los factores que integran dicho costo, es decir todas aquellas erogaciones que el constructor tiene que realizar para remunerar la fuerza de trabajo aportada por un obrero.

Dicha remuneración podría llevarse a cabo por diversos métodos, pero sólo mencionaremos aquellos comunmente usados en nuestro medio:

1.- Remuneración por día

2.- Remuneración por destajo

1.- La Remuneración por día.- consiste en pagar al trabajador una cantidad de dinero fija por cada día (Jornal) trabajado. Este método de pago implica, que se debe llevar un control sobre la actividad de los trabajadores, esto, evidentemente, sólo se puede lograr analizando de antemano el número máximo de personas que pueden ser controladas de manera óptima por un supervisor, sin embargo, esto redundaría en un gasto administrativo mayor.

2.- La Remuneración por destajo.- consiste en que al trabajador se le paga una cantidad de dinero, anteriormente pactada, por cada unidad de trabajo que ejecute, es decir, mientras más unidades de trabajo se realicen en determinado tiempo, mayor será la cantidad de dinero recibida, el problema que este método de pago mal manejado ocasiona salta a la vista, ya que los trabajadores tienen la inclinación de realizar su labor en el menor tiempo posible y esto provoca una disminución de calidad en su trabajo, pero por otra parte con una buena organización, los trabajadores generalmente obtienen un mayor beneficio económico derivado de una planeación adecuada de las obras.

Por otra parte, este sistema ofrece la ventaja de que si se lleva una supervisión constante sobre la calidad del trabajo se pueden lograr avances de obra importantes en corto tiempo.

Es importante recalcar que cualquiera que sea el método de remuneración que se use, el trabajador siempre deberá percibir cuando menos el salario mínimo legal establecido por la institución gubernamental correspondiente.

En nuestro medio, el personal que labora en la industria de la construcción, está organizado en diversos niveles jerárquicos cuyas principales categorías son las que se observan en la tabla de la siguiente página:

ESPECIALIDADES EN LA CONSTRUCCION

Peón	Operador de excavadora
Peón concretero	Operador de tractor
Albañil	Operador de motoescrepa
Albañil especializado	Operador de motoconformadora
Cantero	Operador de compactador
Yesero	Operador de planta trituradora
Carpintero	Operador de planta mezcladora
Fierrero	Operador de compresora
Perforista	Operador de petrolizadora
Barretero	Operador de malacate
Poblador	Operador de cablevía
Pintor	Operador de bomba de concreto
Electricista	Operador de grúa
Plomero	Operador de equipo pesado de acarreo
Soldador	
Herrero	
Montador	

Sobrestante general
Sobrestante de albañilería
Sobrestante de carpintería
Sobrestante de concretos
Sobrestante de barrenación
Sobrestante de terracerías
Sobrestante de pavimentación
Sobrestante de túneles
Sobrestante de montajes

Jefe de campamento
Jefe de veladores
Velador
Almacenista
Bodeguero
Gasolinero
Checador de material
Tomador de tiempo
Jefe de mecánicos
Mecánico diesel
Mecánico gasolina
Mecánico electricidad
Engrasador
Chofer

NOTA: Algunas de las especialidades mencionadas anteriormente se auxilian con ayudantes específicos para cada área.

Como sabemos el costo de obra de mano es una de las partes principales en la integración de el costo directo de una obra, dicho costo está estrechamente ligado con el rendimiento del trabajador, el cual se analizará en un capítulo posterior.

Salario.

Estrictamente hablando, el salario es la remuneración que se entrega a un trabajador por el desempeño de su labor, sin embargo, es importante definir algunos conceptos referentes al salario que el Ingeniero Constructor debe manejar con soltura, ya que es muy importante que al contratar o ejecutar una obra, no pierda de vista a que tipo de salario se está refiriendo el convenio contractual o que tipo de salario está reportando en sus informes.

Por lo anterior se deberá tener muy clara la diferencia entre:

- a) Salario mínimo.
- b) Salario base o nominal.
- c) Salario real.

a).- Se deberá conocer como salario mínimo aquel salario estipulado por la institución gubernamental correspondiente, (en el caso de México, La Comisión Nacional de Salarios mínimos), dicho salario tiene un carácter de obligatoriedad avalado por nuestra legislación en materia laboral, es decir, ningún trabajador que mantenga una relación laboral con alguna Empresa o patrón podrá percibir un salario inferior al salario mínimo; este salario mínimo es el que se otorga a la menor categoría o capacidad del trabajador que es el denominado peón.

En nuestro país se ha optado por subdividir el territorio en zonas económicas que tienen diferentes salarios mínimos acordes al costo de la vida en cada una de ellas.

En los contratos colectivos de trabajo que se celebran en las organizaciones sindicales se establecen salarios mínimos para las distintas categorías de trabajadores que esten representados por dicha organización y es evidente que estos salarios son superiores a los salarios mínimos que para esa zona en particular establezca la Comisión de salarios mínimos, y se les denomina "salarios mínimos profesionales" que pueden derivarse también de dicha comisión. Puede suceder además que por condiciones de oferta y demanda de mano de obra, los salarios que tengan que pagarse sean superiores a los que establezca el contrato colectivo de trabajo.

De aquí surge el primer factor importante que el Ingeniero debe tener presente al contratar una obra ya que si pasa por alto este detalle su costo por mano de obra se va a incrementar de manera importante, y esto repercutirá directamente en un aumento en los precios unitarios.

b).- Salario base o nominal, es aquel por el cual se contrata al trabajador por cada día de trabajo transcurrido.

c).- Salario Real es aquel salario que reúne todos los conceptos que causen una erogación al patrón y que estén relacionados directa o indirectamente con el trabajador, es decir, el salario real es el costo total que un trabajador representa para la empresa, sea esta pública o privada.

Este salario real es superior al salario base en un porcentaje considerable (dependiendo de las prestaciones de cada empresa), por lo cual es muy importante saber calcularlo.

Consideraciones para la integración del salario real.

a).- *Días no laborales por fiesta de costumbre.*

Por tradiciones arraigadas en nuestro medio laboral, los días correspondientes a celebraciones religiosas más notables, como son: Viernes y Sábado Santos, 3 Mayo, 1o y 2 de Noviembre y 12 de Diciembre, el obrero no trabaja; es por eso que los constructores aceptan como no laborales, de acuerdo con su propia política, algunos de los días aquí mencionados.

b).- *Días no laborales por enfermedad no profesional.*

Cuando por enfermedad no profesional el obrero no trabaja, el patrón se ve obligado a cubrir su salario durante los 3 primeros días de ausencia, por lo que el Ingeniero deberá considerar a criterio, los días no laborales por esta causa.

c).- *Días no laborales por agentes físico- meteorológicos.*

Es indispensable que para la integración del salario del trabajador, en base al lugar donde se van a ejecutar las obras, el medio geográfico, la estación del año, la topografía local, etc., el Ingeniero analista de precios unitarios, realice una investigación estadística y la aplique en la definición de un número de días no laborales por causas fortuitas, como pudieran ser: lluvia, nieve, calor, frío; inundaciones y derrumbes.

d).- *Días no laborables por descanso obligatorio 7.17 días (Art. 74 L.F.T)*

De lo establecido en los incisos anteriores, podemos obtener ya conclusiones importantes aunque parciales, para la integración del salario real del trabajador.

Primero: Los trabajadores, de acuerdo con la ley, tienen derecho a recibir como compensación a su trabajo, los siguientes pagos mínimos anuales:

Por cuota diaria (Art. 83)	365 días
Por prima vacacional (Art. 76 y 80) 0.25 x 6 días de vacaciones mínimas	1.5
Por aguinaldo (Art. 87)	15
SUMA	<hr/> 381.5 días

Segundo: También de acuerdo con la ley, los trabajadores tienen derecho de descansar, con goce de salario, los siguientes días mínimos al año:

Por séptimo día (Art. 69)	52 días (domingos)
Por días festivos (Art. 74)	7.17
Por vacaciones (Art. 76)	6
SUMA	<hr/> 65.17 días.

Tercero: De acuerdo con la experiencia y la política de cada constructor, es necesario considerar también como inactivos algunos días del año, durante los cuales el trabajador goza de su salario íntegro, como pueden ser:

Por fiestas de costumbre	3 días
Por enfermedad no profesional.	1
Por mal tiempo y otros.	2
SUMA	<hr/> 6 días

En resumen, tenemos que los días pagados al trabajador por año, son: 381.5 días realmente trabajados son: $365 - 65.17 - 6 = 293.83$ días. Podemos entonces determinar el valor de un coeficiente de incremento, debido exclusivamente a prestaciones de la Ley Federal del Trabajo, que es:

$$\frac{381.5 \text{ días pagados}}{293.83 \text{ días laborados}} = 1.2984$$

Lo cual significa que, al integrar el salario real del trabajador, deberá considerarse un incremento del 29.84% sobre su salario base, por concepto de prestaciones de la Ley Federal del Trabajo.

Eventualmente, se llegan a presentar casos en que por necesidad de las obras o por convenir a los intereses del contratante y aún del contratista de la obra, se laboran jornadas de más de 8 y hasta 12 horas diarias de trabajo, constituyéndose lo que llamamos "jornada extraordinaria de trabajo". Existen también circunstancias en que, por urgencia, o por gran volumen de obra por realizar, se hace necesario establecer dos o tres turnos de trabajo.

Es importante también, mencionar los casos de obras foráneas donde la utilización de obra de mano especializada es indispensable y en cuyas localidades se carece de la misma, presentándose entonces la necesidad de pagar viáticos (ayuda para hospedaje y/o alimentos) al personal llevado de otros lugares. Estos importes, se deberán considerar adicionalmente a los del salario real, para las categorías correspondientes.

INFONAVIT

Con el fin de proporcionar a los trabajadores habitaciones cómodas, higiénicas y a un precio accesible; el 1o de Mayo de 1972, se creó el Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores (INFONAVIT).

Dicho fondo está formado por las aportaciones que en efectivo hacen las empresas, de 5% sobre los salarios integrados de los trabajadores a su servicio, de acuerdo a lo mencionado por el artículo 136 de la Ley Federal del Trabajo. Para efectos de integración del Salario real del trabajador, el Ingeniero deberá incluir en él, las cuotas que se deben cubrir por este concepto.

El factor que por este concepto modifica la integración del salario real del trabajador, será:

$$\frac{0.05 \times 381.5 \text{ días de salario ordinario}}{293.83 \text{ días laborados}} = 0.0649$$

Lo cual significa que, al integrar el salario real del trabajador, deberá considerarse un incremento del 6.49% sobre su salario base, por concepto de cuotas patronales al INFONAVIT.

En los concursos de obras públicas se dispone que: "en los análisis de precios unitarios, no debe figurar el 5% del importe de las percepciones de los trabajadores, que en los términos del artículo 136 de la Ley Federal del Trabajo, las empresas en su calidad de patronos, están obligados a aportar al Fondo Nacional de la Vivienda". Lo anterior significa, en este caso, que el Ingeniero deberá considerar tales erogaciones dentro del importe de su utilidad bruta, sin embargo lo seguiremos tomando en cuenta para ver en cuanto importan todas las prestaciones sobre el salario.

Seguro Social y Prestaciones.

De acuerdo a las dos posiciones legales vigentes emanadas de los principios constitucionales que nos rigen, todos los empresarios tienen la obligación ineludible de inscribir a sus trabajadores en el Instituto Mexicano del Seguro Social, el cual a cambio del pago de las primas de seguro correspondientes, se encarga de velar por la seguridad de los trabajadores y de impartirles la asistencia, servicios sociales y prestaciones señaladas por la propia Ley del Seguro Social, reformada el 12 de Marzo de 1973.

El régimen obligatorio de la Ley, comprende los siguientes seguros:

I Riesgos de trabajo:

II Enfermedades y maternidad:

III Invalidez, vejez, cesantía en edad avanzada y muerte

IV Guardería para hijos de asegurados.

La misma Ley establece cuotas o primas que cubren cada uno de los seguros anteriores. El Ingeniero analista deberá saber valorar el importe de esas cuotas o primas, y considerarlos en la integración del salario real del trabajador.

A continuación se presenta la tabla V.1 en la que se resúmen los importes de las cuotas vigentes que se deben pagar al Seguro Social, para distintos grupos de salario

diario, por concepto de seguro de enfermedades y maternidad (Arts. 121 183), de acuerdo con la Ley del Seguro Social.

PORCENTAJE DE APLICACION A LA PERCEPCION BASE DE COTIZACION, PARA EL CALCULO DE LAS CUOTAS BIMESTRALES.								
ENFERMEDADES Y MATERNIDAD			RAMAS DE SEGURO INVALIDEZ, VEJEZ, CESANTIA EN EDAD AVANZADA Y MUERTE			TOTAL		
Del patrón	Del asegurado	Cuota obrero patronal	Del patrón	Del asegurado	Cuota obrero patronal	Patrón	Asegurado	Suma
8.40%	3.00%	11.40%	4.200%	1.500%	5.700%	12.60%	4.50%	17.10%

TABLA IV.1

NOTAS IMPORTANTES:

A las cuotas señaladas deberán aumentarse:

A) La del seguro de riesgos de trabajo, que se calculará aplicando a la cuota bimestral del seguro de invalidez, vejez, cesantía en edad avanzada y muerte, la prima que corresponda a la clase y grado de riesgo que el Instituto haya asignado a la empresa.

B) La del Seguro de Guardería para hijos de asegurados, que se determinará aplicando la prima del 1% que establece el artículo 191 de la Ley del Seguro Social, a la cantidad que por salario en efectivo se pague a los trabajadores por concepto de cuota diaria (tomando en consideración los límites señalados en el artículo 33 del mismo ordenamiento).

Como complemento a la información indicada en la tabla No. 2 cabe mencionar que, de acuerdo al artículo 42 de la misma Ley, corresponde al patrón pagar íntegramente la cuota señalada para los trabajadores que sólo perciban el salario mínimo, lo cual significa que para este caso, el patrón deberá pagar la totalidad de cuotas obrero- patronales.

Para efectos de la fijación de cuotas patronales del seguro de riesgos de trabajo, el artículo 78 de la Ley del Seguro Social establece que éstas se determinarán en relación a la cuota obrero- patronales del seguro de invalidez, vejez, cesantía y muerte, conforme a los términos del "Reglamento de Clasificación Empresas y Grados de Riesgo para el Seguro de Accidentes de trabajo y Enfermedades Profesionales", que se expresan en forma condensada en la Tabla V.2.

Clase de empresa según el reglamento de clasificación de empresas en grado de riesgo.	GRADOS DE RIESGO			Primas correspondientes al grado medio de riesgo expresadas en por ciento del importe de las cuotas obrero-patronales del seguro de invalidéz, vejez, cesantía y muerte.
	Mínimo	Medio	Máximo	
I	1	3	5	5%
II	4	9	14	5%
III	11	12	43	740%
IV	30	45	69	75%
V	50	75	100	115.125 %

TABLA IV.2

El artículo 12 del reglamento mencionado, clasifica a las empresas relacionadas con la construcción de la Clase V, por lo que la prima por seguro de accidentes de trabajo es del 115.125% del importe de la cuota obrero-patronal del seguro de invalidéz, vejez, cesantía y muerte.

El mismo reglamento, prevé la posibilidad de modificar las primas por este seguro cuando las empresas adopten medidas de higiene y seguridad que disminuyan el riesgo. Las primas que procedan en tales casos nunca serán menores a las correspondientes al riesgo mínimo, ni mayores a las correspondientes al riesgo máximo para su clase.

La previsión de medidas de higiene y seguridad en una obra implica la generación de costos que el Ingeniero podrá considerar en la parte correspondiente a costos indirectos; sin embargo, esta práctica resulta siempre recomendable en cuanto a la salud y las vidas de los trabajadores que quedarán protegidas por estos medios. Ejemplo de estos conceptos son: el uso del casco, mascarillas, anteojos, botas, barandales en rampas, andamios de seguridad, redes e iluminación de áreas de circulación.

De acuerdo a lo mencionado en el presente inciso, y considerando además que la base de cotización para el pago de cuotas por concepto de seguro de riesgos de trabajo, seguro de enfermedad, maternidad y seguro de invalidéz, vejez, cesantía y muerte, es la totalidad de pagos al trabajador (Art. 32 de la Ley del Seguro Social); estamos en condiciones de determinar, por dichos conceptos, un coeficiente de incremento adicional para la integración del salario real, teniendo los siguientes casos:

a).- Para el trabajador de salario mínimo.

Enfermedades y maternidad (Tabla):	11.440 %.
Invalidez, vejez, etc (Tabla):	5.700 %.
Riesgo de trabajo 115.125 % de la cuota obrero-patronal de invalidez, vejez, cesantía y muerte.	6.5621 %
SUMA	<u>23.7021 %</u>
$\frac{.237021 \times 381.5 \text{ días pagados}}{293.83 \text{ días laborados}}$	= 0.3077

b).- Para los trabajadores de salarios mayores que el mínimo.

Enfermedades y maternidad (Tabla):	8.400 %
Invalidez, vejez, etc. (Tabla):	4.200 %
Riesgos de trabajo 115.125 % de la cuota obrero-patronal de invalidez, vejez, cesantía y muerte.	6.5621 %.
SUMA	<u>19.1621 %.</u>

$$\frac{0.191621 \times 381.5 \text{ días pagados}}{293.83 \text{ días laborados.}} = 0.2488$$

Lo cual significa que al integrar el salario real del trabajador, debemos considerar incrementos del 30.77% para el trabajador con salario mínimo, y de 24.88% para los trabajadores con salarios superiores, sobre sus respectivos salarios base, por concepto de cuotas patronales al Seguro Social correspondiente a los seguros antes mencionados.

Con el fin de que las trabajadoras dispusieran de lugares apropiados para el cuidado de sus hijos durante las horas de trabajo, el 1o de Abril de 1973, se creó el seguro de guarderías para hijos de aseguradas y de acuerdo a los artículos 190,191 de la

Ley del Seguro Social, los patrones cubrirán íntegramente el importe de la prima correspondiente, independientemente de que tengan o no trabajadoras a su servicio; además, el monto de dicha prima será del 1% sobre el salario integrado del trabajador.

El factor que por este concepto modifica la integración del salario real del trabajador, será:

$$\frac{0.01 \times 381.5 \text{ días pagados}}{293.83 \text{ días laborados}} = 0.0130$$

Lo que significa que debemos considerar un incremento del 1.30 % adicional al salario base del trabajador, debido a cuotas patronales al Seguro social por concepto de guarderías para hijos de aseguradas, en la integración del salario real.

Es importante hacer notar la responsabilidad que tiene un contratista ante el Seguro Social, del pago de las cuotas del personal de sus "subcontratistas", quienes se encargan de realizar los trabajos más especializados, como pueden ser: yeseros, pintores, instaladores, carpinteros, etc., lo anterior significa que el contratista deberá cubrir el importe de las primas; cuando los subcontratistas omiten los pagos correspondientes.

Impuestos sobre remuneraciones pagadas.

Por decreto presidencial, a, partir del 1o de Febrero de 1965 se creó el pago de un impuesto del 1% sobre diversas percepciones y erogaciones, que se dedica a la enseñanza media y superior, técnica y universitaria, actualmente integrado a la "Ley de Ingresos de la Federación". En la fracción I del artículo 2o. de dicho decreto se establece que son causantes del impuesto " quienes efectuan pagos por concepto de remuneraciones al trabajo personal".

El pago de dicho impuesto corresponde a una erogación real del patrón que repercute en el costo de la mano de obra, ya que deberá pagar el 1% del total de remuneraciones pagadas lo que modifica la integración del salario real del trabajador, en:

$$\frac{0.01 \times 381.5 \text{ días pagados}}{293.83 \text{ días laborados}} = 0.0130$$

Por tanto, deberá considerarse un incremento del 1.30% sobre el salario base del trabajador, por concepto del impuesto patronal sobre remuneraciones pagadas.

El IVA en los costos de Obra de Mano.

La remuneración de la mano de obra no incluye traslación de IVA (Impuesto al Valor Agregado) por los trabajadores al empleador; los pagos que éste hace por tal concepto no incluye, pues el porcentaje del IVA y en consecuencia éste no debe aparecer en los análisis ni formar parte de los precios unitarios.

Excepción de lo anterior, es el caso de un subcontrato por servicio de mano de obra, proporcionado por una persona moral, como es el ejemplo de un destajista formalmente constituido en Sociedad Anónima, que factura cumpliendo con todos los requisitos fiscales y debe trasladar el IVA a la empresa a quien prestó el servicio; sin embargo, de igual manera que lo mencionado para materiales, este IVA pagado por la empresa no debe incorporarse a los análisis de precios sino se manejará contablemente en cuentas especiales.

Integración del salario real del trabajador.

La determinación y valoración de los factores que intervienen en toda relación obrero-patronal, conducen a la integración del salario real del trabajador que, como se mencionó anteriormente, corresponde a la erogación total del patrón por cada día realmente laborado por el trabajador y que incluyen pagos directos, prestaciones en efectivo y en especie, pagos por impuestos y cuotas a instituciones de beneficio social.

En la práctica, dicha integración corresponde en realidad a la integración de un coeficiente, usualmente llamado "factor de salario real", que al ser multiplicado por el salario base del trabajador, dá por resultado el salario real por determinar. Este factor es variable para cada categoría pero, en general, se determinan: Uno para salario mínimo y otro para categorías de salarios mayores; así mismo es usual que tal factor se calcule en base a la erogación y los días trabajados durante un ciclo anual a efecto de considerar proporcionalmente todas las variaciones que se presenten durante ese ciclo.

La suma de los resultados de cada uno de los puntos anteriores nos ayudan a determinar el factor de salario real. Obtengamos pues el factor de salario real sumando los incrementos al salario base.

Tenemos:

Factor aplicable al salario base del trabajador por obligaciones y prestaciones marcadas por la Ley Federal del Trabajo	1.2984
Incremento al factor por cuotas al INFONAVIT.	0.0649
Incremento al factor por cuotas patronales al Seguro Social debidas a los Seguros de: riesgos profesionales, enfermedades y maternidad, e invalidez, vejez, cesantía y muerte.	
a).- Para categorías de salario mínimo.	0.3077
b).- Para categorías de salarios mayores al mínimo.	0.2488
Incremento al factor por cuotas patronales al Seguro Social debidas al Seguro de guarderías.	0.0130
Incremento al factor por impuestos sobre remuneraciones pagadas al trabajo.	0.0130
La suma de los incrementos anteriores nos determina el factor de salario real para:	
a).- Salario mínimo.	1.6970
b).- Salarios mayores al mínimo.	1.6381

EJEMPLO DE CALCULO PARA LA OBTENCION DEL SALARIO REAL.

A continuación presentamos un ejemplo numérico para la obtención del salario real del trabajador, basado en la aplicación del factor de salario real. También se muestra la forma de valorar el tiempo extraordinario y su integración al salario real del trabajador.

Ejemplo. Obtención del salario real para las categorías y salarios base enlistados.
I.- Considerando jornadas de trabajo normales, de 8 horas.

II.- Considerando jornadas de trabajo ordinarias de 10 horas diarias.

CATEGORIAS	SALARIO BASE
Peón (salario mínimo).	10,080.00 UM
Oficial de albañilería.	14,720.00 UM
Carpintero de obra negra.	13,695.00 UM
Fierrero.	14,170.00 UM
Operador de tractor.	15,470.00 UM
Chofer de camión.	15,060.00 UM
Operador de cargador, motoconformadora y compactador.	14,990.00 UM

En esta caso únicamente tenemos que multiplicar los salarios base por los factores de salario real correspondientes. Por lo que ahora tenemos:

CATEGORIAS	SALARIO BASE	F.S.R.	SALARIO REAL
Peón (salario mínimo)	10,080.00	1.6970	17,105.76
Oficial de albanilería.	14,720.00	1.6381	24,112.83
Carpintero de obra negra	13,695.00	1.6381	22,433.78
Fierrero	14,170.00	1.6381	23,211.88
Operador de tractor	15,470.00	1.6381	25,341.41
Chofer de camión	15,060.00	1.6381	24,669.79
Operador de cargador -- Motoconformadora y com pactador	14,990.00	1.6381	24,555.12

TABLA IV.3

II.- Considerando jornadas de trabajo extraordinarias.

A.- Determinación del tiempo extra semanal.

Horas trabajadas a la semana en jornada extraordinaria: 6 días x 10 H. = 60 horas

Horas trabajadas a la semana en jornada normal: 6 días x 8 H. = 48 horas

Horas extras a la semana, que deberán pagarse como lo establecen los artículos 66, 67 y 68 de la Ley Federal de Trabajo = 12 horas.

B.- Equivalencia del tiempo extra en horas normales.

Horas extras dobles (Art. 67 LFT) 9 H. extras = 18 H. normales

Horas extras triples (Art. 68 LFT) 3 H. extras = 9 H. normales

S U M A 12 H. extras = 27 H. normales

Lo anterior significa que las 60 horas trabajadas a la semana, le costarán al patrón, por pagos directos al trabajador, lo correspondiente a:

48 horas normales + 27 equivalentes = 75 horas normales.

Asimismo el patrón tendrá la obligación de pagar la cuota obrero-patronal, al Seguro Social y el impuesto educacional correspondiente al tiempo extraordinario, de acuerdo a cada categoría; entonces tendremos que para:

a).- Salario mínimo:

Por Seguro Social: $0.237021 \times 27 \text{ H.}$ = 6.40 H. normales

Por impuesto educacional: $0.01 \times 27 \text{ H.}$ = 0.27

6.67 H. normales

b).- Salarios mayores:

$$\text{Por Seguro Social: } 0.191621 \times 27 \text{ H.} = 5.17 \text{ H. normales}$$

$$\text{Por impuesto educacional: } 0.01 \times 27 \text{ H.} = 0.27$$

$$5.44 \text{ H. normales}$$

c).- Cálculo del sobrecosto.

Ya que los pagos al trabajador por concepto de tiempo extra se obtiene a partir de su salario base, se podrá calcular el sobrecosto por este concepto, con base a un incremento de salario real, que será.

a).- Para salario mínimo:

$$\text{Incremento al F.S.R.} = \frac{(27 + 6.67) \text{ H. equivalentes}}{48 \text{ H. normales}} = 0.7015$$

b).- Para salarios mayores:

$$\text{Incremento al F.S.R.} = \frac{(27 + 5.44) \text{ H. equivalentes}}{48 \text{ H. normales}} = 0.6768$$

Con estos factores obtendremos los sobrecostos de salario real.

CATEGORIA	FACTORES DE SALARIO REAL				SALARIO GENERAL		
	S. BASE	T. NORMAL	T. EXTRA	TOTAL	T. NORMAL	T. EXTRA	TOTAL
Peón (salario mínimo)	10,080.00	1.6970	0.7015	2.3985	17,105.76	7,071.12	24,176.88
Oficial de albañilería	14,720.00	1.6381	0.6768	2.3149	24,112.83	9,947.78	34,075.33
Carpintero de obra negra	13,695.00	1.6381	0.6768	2.3149	22,433.78	9,335.08	31,702.55
Fierrero	14,170.00	1.6381	0.6768	2.3149	23,211.88	9,576.09	32,802.13
Operador de tractor	15,470.00	1.6381	0.6768	2.3149	25,341.41	10,454.65	35,811.50
Chofer de camión	15,060.00	1.6381	0.6768	2.3149	24,669.79	10,177.55	34,862.39
Operador de cargador motoconformadora y compac.	14,990.00	1.6517	0.6768	2.3275	25,555.12	10,130.24	34,700.35

Observando los resultados de la tabla podemos concluir que un incremento en la jornada de trabajo de 25% (10 horas en lugar de 8), que indudablemente abatiría el tiempo de ejecución de una obra, tendrá un sobrecosto aproximado:

$$\frac{0.7015}{1.6970} = \frac{0.6758}{1.6381} = 41\%$$

TABLA IV.4

Hasta aquí se han considerado los diferentes conceptos que son comunes en cualquier parte de nuestro país para determinar el Salario Real en la Industria de la Construcción, sin embargo, existen conceptos que no lo son y que deben considerarse en cada caso particular que se presente, estos son entre otros:

a) Impuestos Estatales.- Cada Estado de la República tiene diferentes tasas de impuestos que gravan las remuneraciones pagadas por el patrón a sus trabajadores, ejemplo en el Estado de México la tasa es del 1.15 %, en el D.F. 2%.

b) Prestaciones Extras que obtienen los diferentes sindicatos con los que se tiene que firmar el Contrato de Trabajo, tales como, ayuda alimenticia, vacaciones, primas vacacionales y aguinaldos superiores a los de la Ley, días festivos especiales no comprendidos en la Ley, etc.

CAPITULO V

RENDIMIENTO
DE LA OBRA DE MANO

V. RENDIMIENTO DE LA OBRA DE MANO

Desde la aparición del hombre, este tiene que utilizar sus manos para satisfacer sus necesidades y las de los demás. Prueba de esto es que la mayor parte de las obras realizadas hasta antes de la revolución industrial, fueron hechas por la mano del hombre.

Hoy en día, a pesar del desarrollo tecnológico, existen aún muchos trabajos que sólo pueden ser ejecutados por la mano del hombre; y otros muchos que resultan más económicos con empleo de ella que con maquinaria.

Puede existir además una política oficial que promueva la ocupación de la obra de mano a través de la inversión en ciertos programas de obra pública.

De ahí surge la necesidad de conocer o investigar su rendimiento para poder establecer programas de construcción, programas de recursos humanos, programas financieros, organización de cuadros de mandos intermedios y cálculo de precios unitarios.

Quizá el mayor problema al cual se enfrenta un Ingeniero es el de determinar el rendimiento de la obra de mano, ya que se debe tener en cuenta que su rendimiento nunca será constante, puesto que el trabajador no puede ni debe ser comparado con una máquina, y su capacidad de producción puede ser afectada principalmente por los siguientes factores, ajenos a la voluntad humana.

FACTORES FISICO-GEOGRAFICOS.- La fatiga, el clima, las variaciones atmosféricas, los accesos a la obra y al lugar de trabajo, la iluminación y la ventilación adecuada.

FACTORES SOCIO-ECONOMICOS.- La educación, el tipo, abundancia y calidad de la alimentación, e incluso los orígenes étnicos, así como el salario, las prestaciones, los incentivos y la acción de los Sindicatos.

FACTORES TECNICOS.- La capacitación, la experiencia, la herramienta, el equipo, el procedimiento constructivo, y la dirección.

FACTORES PSICOLOGICOS.- La inseguridad, el peligro, la competencia y el bienestar mental, entre otros.

El trabajo que puede desarrollar un ser humano en condiciones normales, depende fundamentalmente de dos factores que varían de región a región geográfica.

- 1.- La dificultad o laboriosidad del trabajo a realizar (por condiciones propias de la obra o del trabajo).
- 2.- El grado de capacitación de hombre (habilidad innata o capacitación obtenida).

Uno de los errores en que con más frecuencia se incurre, reside en tomar rendimientos iguales de obra de mano, y aplicarlos indiscriminadamente a todas las regiones, zonas geográficas y obras del País. El criterio correcto, se fundamenta en establecer rendimientos índice promedio representativos de condiciones ideales, y afectarlos por una serie de coeficientes que conjugados vienen a formar el Factor de Rendimiento de Obra de Mano que es el equivalente al factor de rendimiento de trabajo usado en las máquinas.

El medir el rendimiento de un trabajador, de una cuadrilla de trabajadores, etc., es un proceso muy complejo dada la variedad de factores que mencionamos.

Dentro de la Edificación, dichos rendimientos son relativamente más fáciles de valuar, no así en la construcción pesada, donde a pesar de que el componente de obra de mano es reducida, comparada con el componente de maquinaria, es más difícil poder establecer rendimientos, es por ello que casi no es posible encontrar manuales donde se indique en este tipo de construcción, sus rendimientos promedio.

Desde luego, la experiencia del personal técnico directivo de una obra, es decisiva para el manejo de los rendimientos, ya que de esto dependerá en gran parte el éxito o el fracaso económico de la obra.

Existen sistemas modernos que utilizan la fotografía, la cinematografía o la televisión entre otros, para realizar con detalle estudios de "Tiempos y Movimientos", que están basados en las suposiciones de que para cualquier trabajo existe siempre, "una forma mejor" de realizarlo, y que un método científico es la forma más segura de determinar esta "forma mejor".

En operaciones muy repetitivas éstos estudios dan resultados altamente positivos. Se realizan para economizar segundos o fracciones de segundos en cada fase de operaciones y para que éstas sean realizadas con ritmo y coordinación, con lo que también se evita el cansancio de los operarios y, sobre todo, se logran mayores volúmenes de producción en el mismo tiempo.

El Estudio del Trabajo abarca técnicas de estudio de métodos y de la medida del trabajo para asegurar la mejor utilización posible de los recursos humanos y materiales con el fin de alcanzar un elevado nivel de productividad industrial.

El Estudio del Trabajo es específicamente:

- a) Un medio para aumentar la productividad con POCOS GASTOS.
- b) Un método sistemático de analizar las operaciones.
- c) Un buen medio para establecer normas de acción.
- d) Algo adaptable a todo tipo de industrias.
- e) Un instrumento por demás penetrante para el análisis y la investigación propias a la dirección.

El Estudio del Trabajo abarca dos técnicas fundamentales:

- Estudio de métodos.
- Medida del trabajo.

1.- Estudio de métodos.

- Los métodos surten grandes efectos en la productividad.
- El esfuerzo extra no aumenta la productividad en forma tan notable como lo hace un método mejorado.

El estudio de métodos sirve para crear y aplicar métodos más fáciles y efectivos para reducir costos. Es el registro, análisis y examen crítico, en forma sistemática, de los métodos existentes y propuestas para hacer el trabajo.

Los objetivos del estudio de métodos son los siguientes:

- 1.- Mejoramiento de procesos y procedimientos.

- 2.- Mejoramiento del lugar de trabajo.
- 3.- Mejoramiento del diseño del equipo de la obra.
- 4.- Economía en el uso de materiales, máquinas, mano de obra.
- 5.- Disminución de la fatiga y el esfuerzo.
- 6.- Mayor seguridad para el personal.
- 7.- Mejoramiento del medio ambiente material para el trabajo.

El estudio de métodos se ocupa de: los operarios, las máquinas, los materiales, las operaciones, los artículos acabados, el manejo y manipulación, disposición de locales, condiciones de trabajo, el tiempo del ciclo de fabricación, los requisitos de calidad, las herramientas, el papeleo, los sistemas.

El estudio de métodos sigue un procedimiento fundamental de seis pasos: Seleccionar, registrar, examinar, desarrollar, adoptar y mantener.

- 1.- Escoger la tarea a estudiar.
- 2.- Registrar todos los hechos pertinentes mediante observación directa.
- 3.- Examinar críticamente estos hechos y su orden de secuencia.
- 4.- Desarrollar el método más práctico y efectivo.
- 5.- Adoptar éste método como práctica uniforme.
- 6.- Mantener esta práctica uniforme por medio de comprobaciones rutinarias y periódicas.

2.- Medida del trabajo.

Es la aplicación de las técnicas destinadas a establecer el contenido de trabajo de una tarea específica, mediante la determinación del tiempo que necesita para llevar a cabo un obrero calificado, con arreglo a una norma de rendimiento preestablecida.

Los objetivos son:

- 1.- Investigar, disminuir y eliminar el tiempo improductivo.
- 2.- Ayudar al estudio de métodos.
- 3.- Fijar normas de rendimiento congruentes y equitativas.
- 4.- Proporcionar datos fieles para utilizarlos en componer diagramas y fórmulas.
- 5.- Completar la normalización de una tarea dada.

Existen dos técnicas fundamentales de medidas del trabajo:

- Estudio de tiempos, o estudio cronometrado de tiempos.
- Estudio de producción.

1.- Estudio de Tiempos.

Es la técnica empleada para determinar, con la mayor precisión posible y basándose en un número limitado de observaciones, el tiempo que se necesita para llevar a cabo una actividad dada y al que se ha definido como norma de actuación.

2.- Estudio de Producción.

Es un estudio de tiempo llevado a cabo durante un período determinado de tiempo (por lo general un turno), con el fin de saber la frecuencia y duración de las actividades y/o el tiempo improductivo que se dan irregularmente o con poca frecuencia. También sirve para comprobar las normas de tiempo existentes.

En las siguientes páginas se consigna una serie de tablas conteniendo rendimientos óptimos de diversos trabajos de ejecución manual; todos los valores que aparecen en las mismas, son promedios estadísticos, y el lector deberá emplearlos, ajustándolos a valores reales, con la aplicación de los diversos factores que para cada caso corresponda, que son los que se enunciaron con anterioridad.

En todas las tablas de referencia, los valores consignados implican que el personal encargado de los trabajos se encontrará suficiente y adecuadamente equipado con todas las herramientas, dispositivos e incluso equipo mecánico manual que sus labores requieran. Así mismo, dichos promedios implican que los diversos materiales que serán empleados en la ejecución de los trabajos, se encontrarán al alcance de los operarios, dentro de las zonas distanciadas no más de lo especificado, y en todo caso, cuando los acarreos sean de cierta importancia, cada cuadrilla deberá tener incorporado un número de operarios en cantidad necesaria y suficiente para que las operaciones se conduzcan en forma normal, armónica, balanceada y racional, evitándose los tiempos ociosos derivados de falta de materiales o equipo, así como los que una mala organización llegaría a crear en forma de interferencias mutuas y congestionamientos injustificados.

Los sobreacarros locales realizados por cuadrillas al efecto destinadas, deberán estimarse por separado, de los rendimientos correspondientes a los trabajos propiamente de ejecución de obra o partes de la obra.

Nota: Los jornales considerados en las tablas que a continuación se presentan, son de 8 horas.

RENDIMIENTO
EN JORNALES

UNIDAD

CONCEPTO

RENDIMIENTO
EN JORNALES

UNIDAD

CONCEPTO

CONCEPTO	UNIDAD	RENDIMIENTO EN JORNALES CATEGORIA (*)	CONCEPTO	UNIDAD	RENDIMIENTO EN JORNALES CATEGORIA (*)
Despalme de terreno a mano.	m ²	0.2000 (1)	Acarreo en bote de 18L, tierra, arena, agua, escombros o concreto Primera estación. Incluye carga.	m ³	0.1685 (1)
Limpieza de terreno incluye: Deshierbe y retiro de material producto de éste a 20 m.	m ²	0.0209 (1)	Acarreo en carretilla de tierra, grava escombros o concreto sin fraguar. Primera estación. Incluye carga.	m ³	0.9140 (1)
Trazo de ejes constructivos sin pasar nivel.	m ²	0.0060 (1) 0.0030 (3)	Acarreo en carretilla material producto de excavación compactado con pison de mano en capas de 20 cm.	m ³	0.1755 (1)
Excavación a mano en cepa, material tipo I de 0 a 2 m. de profundidad.	m ³	0.2500 (1)	Traspaleo de 1 a 3 m.	m ³	0.0950 (1)
Excavación a mano en cepa, material tipo I de 2 a 4 m. de profundidad.	m ³	0.2860 (1)	Registro de tabique asentado con mortero, cemento-arena; con 12 cm. de espesor, 40 x 60.	pza	0.8333 (1) 0.8333 (3)
Excavación en cepa, material tipo II de 0 a 2 metros de profundidad.	m ³	0.4000 (1)	Tendido de tubo de albañal de concreto de 20 cm., junteado con mortero, cemento arena.	ml	0.0500 (1) 0.0500 (3)
Excavación en cepa, material tipo II de 2 a 4 m. de profundidad.	m ³	0.5000 (1)	Tendido de tubo de concreto de 10 cm. junteado con mortero, cemento, arena.	ml	0.0450 (1) 0.0450 (3)
Excavación a mano en cepa, material tipo III de 0 a 2 m. de profundidad.	m ³	0.1000 (1)			
Acarreo en bote de 18L, material producto de excavación medido en banco; Primera estación incluye carga.	m ³	0.2263 (1)			

CONCEPTO	UNIDAD	RENDIMIENTO EN JORNALES CATEGORIA (*)	CONCEPTO	UNIDAD	RENDIMIENTO EN JORNALES CATEGORIA (*)
Elaboración de concreto con revolvedora.	m ³	0.4208 (1) 0.9526 (3)	Cimbra y descimbra en muros y perfiles con altura máxima de 3 metros	m ²	0.1457 (2) 0.1457 (4)
Elaboración de concreto a mano.	m ³	0.6665 (1)	Cimbra y descimbra en losa para altura de 3 metros sin nivel de apoyo.	m ²	0.0928 (1) 0.0928 (4)
Fabricación y colocación de concreto ciclopeo.	m ³	1.0499 (1) 0.3200 (3)	Cimbra y descimbra en trabes, altura máxima 3 metros sin nivel de apoyo.	m ²	0.1226 (2) 0.1226 (4)
Colocación de concreto en cimentación; incluye acarreo, vaciado, vibrado, acabado y curado.	m ³	0.6480 (1) 0.1620 (3)	Cimbra y descimbra en rampa de escalera.	m ²	0.1481 (2) 0.1481 (4)
Colocación de concreto en columnas de muros; vaciado, vibrado, acabado y curado.	m ³	0.9520 (1) 0.2380 (3)	Cimbra y descimbra en contra trabes con peralte máximo de 1.50 metros	m ²	0.1111 (2) 0.1111 (4)
Colocación de concreto en trabes y losas; incluye acarreo, vaciado, vibrado, acabado y curado.	m ³	0.9068 (1) 0.2267 (3)	Cadena de concreto sección 20 x 20 cm. reforzado c/4 varillas de 1/2" de pulgadas.	ml	0.1050 (1) 0.1050 (3)
Cimbra y descimbra columnas rectangulares o cuadradas con altura máxima de 3 metros.	m ²	0.1329 (1) 0.1321 (4)	Cadena de concreto sección 15 x 15 c/3 varillas de 3/8" y estribos de 1/4" c/30 cm.	ml	0.0833 (1) 0.0833 (3)

CONCEPTO	UNIDAD	RENDIMIENTO EN JORNALES CATEGORIA (*)	CONCEPTO	UNIDAD	RENDIMIENTO EN JORNALES CATEGORIA (*)
Castillo de concreto ahogado en muro block armado c/2 varillas #2.5	ml	0.500 (1) 0.600 (3)	Habilitado y armado de acero con refuerzo del #8 en estructura.	ton	4.6459 (2) 4.6459 (5)
Castillo de concreto sección 15 x 15 cm. reforzado c/4 varillas de 3/8" y estribos de 1/4" c/25 cm.	ml	0.0910 (1) 0.0910 (3)	Mampostería de piedra brava, asentada con mortero - de 0 a 2 m. de profundidad	m ³	0.5000 (1) 0.4000 (3)
Castillo de concreto sección 28 x 28 reforzados c/4 varillas de 1/2" y estribos de 1/4" c/25 cm.	ml	0.1330 (1) 0.1330 (3)	Mampostería de piedra brava, asentada con mortero - de 0 a 4 m. de profundidad	m ³	0.6500 (1) 0.6500 (3)
Habilitado y armado de acero de refuerzo del #2 en cimentación	ton	7.9499 (2) 7.9499 (5)	Aplanado en muros con mortero a plomo de regla, acabado con plana de madera.	m ²	0.0910 (1) 0.0910 (3)
Habilitado y armado de acero de refuerzo del # 10 en cimentación.	ton	4.2968 (2) 4.2968 (5)	Muro de tabique hueco de 6 x 12 x 24, 2 cm. de espesor, asentado con mortero	m ²	0.1280 (1) 0.1280 (3)
Habilitado y armado de acero de refuerzo del #2.5 en estructura.	ton	6.0129 (2) 6.0129 (5)	Muro de block hueco de cemento de 15 cm. de espesor, tipo intermedio.	m ²	0.1000 (1) 0.1000 (3)
Habilitado y armado de acero de refuerzo #4 en estructura.	ton	5.2989 (2) 5.2989 (5)	Muro de tabique recocado de 15 cm. de espesor asentado con mortero, de 0 a 3 - metros.	m ²	0.1250 (1) 0.1250 (3)

CONCEPTO	UNIDAD	RENDIMIENTO EN JORNALES CATEGORIA (*)	CONCEPTO	UNIDAD	RENDIMIENTO EN JORNALES CATEGORIA (*)
Colocación de tubería de asbesto-cemento de 4".	ml	0.0143 (10) 0.0451 (1) 0.0143 (2)	Colocación de herrería con mortero, incluye plomeado y anclaje.	m ²	0.1131 (1) 0.1131 (3)
Colocación de tubería de asbesto-cemento de 6".	ml	0.0182 (10) 0.5860 (1) 0.0182 (2)	Colocación de marcos de lámina para puertas con mortero; incluye plomeado y rezanado.	ml	0.0660 (1) 0.0660 (3)
Colocación de poliducto de 1/2" para línea alimentadora de poste.	ml	0.0150 (14) 0.0150 (2)	Piso de concreto acabado, pulido o escobeteado, 5 cm. de espesor.	m ²	0.0949 (1) 0.0949 (3)
Tendido de tubería de fierro galvanizado de 13 mm., incluye, conexiones.	ml	0.0160 (10) 0.0160 (2)	Piso de piedra bola asentada sobre firme de concreto, de 5 cm. de espesor.	m ²	0.2000 (1) 0.2000 (3)
Tendido de tubería de fierro galvanizado de 51 mm. de diámetro incluye conexiones.	ml	0.0360 (10) 0.0360 (2)	Colocación de malla electro soldada, calibre 6 x 6 10/10 en pisos.	m ²	0.0083 (2) 0.0083 (5)
Tendido de tubo sanitario PVC de 100 mm. de diámetro incluye conexiones.	ml	0.0360 (10) 0.0360 (2)	Piso de mosaico liso de 20 x 20 cm. asentado con mortero.	m ²	0.0986 (2) 0.0986 (6)
Aplanado de yeso en muros, aplomo y regla, 1.5 cm. de espesor.	m ²	0.0777 (11) 0.0777 (2)	Enladrillado asentado con mortero, acabado, escobillado con lechada de cemento gris.	m ²	0.0500 (1) 0.0500 (3)

RENDIMIENTO EN JORNALES EN JORNALES CATEGORIA (*)			RENDIMIENTO EN JORNALES EN JORNALES CATEGORIA (*)		
CONCEPTO	UNIDAD	CONCEPTO	UNIDAD	CONCEPTO	UNIDAD
Aplanado fino a plomo y regla con mortero de 2.5 cm. de espesor	m ²	0.0825 (1) 0.0825 (3)	Tirol en muros y plafones, acabados, fino y rústico.	m ²	0.0313 (11) 0.0313 (2)
Azulejo en muros asentado con mortero y lechado con cemento blanco.	m ²	0.2000 (1) 0.2000 (6)	Tirol planchado, muros y plafones.	m ²	0.0585 (11) 0.0585 (2)
Martelinado en superficie de concreto.	m ²	0.2360 (1)	Aplanado de yeso en plafones a nivel y regla para recibir tirol.	m ²	0.0655 (11) 0.0655 (2)
Demolición de cimientos de piedra braza asentada con mortero.	m ²	0.6660 (1)	Suministro y aplicación de pintura esmalte en muros de mezcla, en superficie nueva.	m ²	0.0496 (7) 0.0496 (2)
Demolición de concreto armado con recuperación de acero.	m ²	2.0393 (1)	Aplicación de pintura vinílica en muros y plafones aplanados con mezcla.	m ²	0.0280 (7) 0.0280 (2)
Cimbra y descimbra en guardaciones de concreto en tramo curvo usando moldes metálicos.	m ²	0.0230 (1) 0.0460 (2) 0.0460 (3) 0.0667 (5)	Aplicación de pintura vinílica en muros y plafones de yeso.	m ²	0.0320 (7) 0.0320 (2)
Cimbra y descimbra en guardaciones de concreto en tramo recto, usando molde metálico.	m ²	0.0200 (1) 0.0400 (2) 0.0400 (3) 0.0058 (5)	Voladura (barrenación primaria). Profundidad de barrenado 2.30 m; taco 0.50 m. Altura de explosivo 1.80 m. Diámetro de barrenado 32 mm.	m ³	0.0111 (12) 0.0111 (2)

CONCEPTO	UNIDAD	RENDIMIENTO EN JORNALES CATEGORIA (*)
Barrenación por prefractura para una cepa de -- 1.50 x 2.00 m. de profundidad. Profundidad de barro no 2.0C + 0.30 m. de foque, separación 0.75 m.	m ³	0.0111 (12) 0.0111 (2)
Fabricación de estructuras de acero formadas con perfiles semipesados (de 12 a 60 Kg/m)	kg	0.0111 (13) 0.0055 (2)
Fabricación de estructuras de acero formada con perfiles pesados (de mas de 60 kg/m)	kg	0.0167 (13) 0.0083 (2)
Montaje de estructura de acero hasta 20 m. de altura formada en perfiles ligeros	kg	0.0087 (13) 0.0087 (2)
Montaje de estructura de acero hasta 20 m de altura formada en perfiles pesados.	kg	0.0119 (13) 0.0119 (2)
Elaboración y colado de -- concreto en pilotes con cemento tipo I.	m ³	0.0078 (1)

CONCEPTO	UNIDAD	RENDIMIENTO EN JORNALES CATEGORIA (*)
Elaboración y colado de concreto hidráulico para pavimento de muelle.	m ³	0.0832 (3) 0.1664 (2) 0.0624 (1)
Alineado y soldado a tope de tubería, procedimiento manual.	ml	0.9090 (2) 7.2727 (13)
Afine de taludes y fondo a mano.	m ²	0.0240 (1)

CATEGORIAS (*)

- 1.- Peón
- 2.- Ayudante
- 3.- Albañil
- 4.- Carpintero
- 5.- Fierro
- 6.- Azulejero
- 7.- Pintor
- 8.- Herrero
- 9.- Plomero
- 10.- Tubero
- 11.- Yesero
- 12.- Poblador
- 13.- Soldador
- 14.- Eléctricista

CAPITULO VI

COSTO DE MATERIALES

CONCEPTO

UNIDAD

RENDIMIENTO
EN %

VI. COSTO DE MATERIALES.

Generalidades.

Es requisito indispensable del Ingeniero constructor el conocer ampliamente los materiales en todos sus aspectos. Este conocimiento le será de enorme utilidad para seleccionar los materiales óptimos, adecuados a las condiciones de trabajo, y de acuerdo con sus especificaciones, composición, resistencia, calidad, etc., así como las limitaciones económicas.

Precio de adquisición.

El precio del material que se toma como base para integrar el precio unitario de un concepto, es el "Costo del material en obra", en cual esta integrado por el precio de adquisición en fábrica (lugar de origen) más el costo de transporte incluyendo carga y descarga, más los desperdicios tanto en la transportación y maniobras como en su utilización.

Existen gran variedad de precios de adquisición de un mismo tipo de material: en base a la calidad (por ejemplo: Block de concreto con distintas calidades debido a su diferente composición o proceso de fabricación,) también depende de la cercanía del consumidor con respecto a la fuente de origen del material, ya que en determinados casos es más conveniente fabricar el material en obra que traerlo desde lugares lejanos; el precio también varía con el volumen del consumo ya que si es muy grande se obtendrán mejores precios y condiciones de pago, las cuales nos determinan que comprar y cuando comprar.

Abundancia y escasez.

La abundancia y la escasez depende directamente de la demanda en el mercado.

Un material puede ser escaso porque la demanda sea muy elevada o muy ocasional (no conviene en general usar materiales "raros"), es muy conveniente siempre utilizar materiales de la región.

Un material puede ser abundante o escaso en determinado lugar dependiendo de la abundancia o escasez de la materia prima o ingredientes que lo compongan.

Aunque en las obras de construcción pesada se suelen fabricar u obtener los materiales en el sitio (Rocas, grava, arena, suelos, etc) deberán cuidarse la casi totalidad de los aspectos que aquí se tratan para los materiales que se adquieran.

FLUCTUACION.

Es evidente que existe en el mercado la fluctuación, tanto del precio de adquisición, como de la disponibilidad misma de un material.

Puede suceder que la fluctuación de precio se deba a la propia existencia del material, ésta a su vez, puede fluctuar por diversas causas: Condiciones climáticas, problemas laborales que afectan la producción, escasez periódica de materia prima, etc.

El precio fluctúa generalmente con las variaciones de la oferta y la demanda.

Podemos citar como ejemplo de lo anterior, los siguientes casos:

a).- Debido a la época de lluvia, el mercado de tabique recocido presenta la siguiente secuela: Por dificultades de secado, se alarga el proceso productivo y se incrementa el costo unitario de producción. Al disminuir la oferta de tabique en el mercado, mientras continúa la demanda por los consumidores, se incrementa el precio de adquisición, tanto por el incremento en el costo de producción, como por el desequilibrio entre la oferta y la demanda. Esto, además origina pérdida de calidad aunada a la dificultad de conseguir buen material.

b).- Por el incremento en el volúmen de construcciones en un periodo determinado, hay aumento en el consumo de cemento lo que origina su escasez en el mercado, incrementándose la demanda y el precio de adquisición.

c).- El precio de adquisición puede incrementarse por una escasez ficticia provocada por los fabricantes, lo cual incrementa la demanda del material.

d).- Los acaparadores de materiales aprovechan las épocas de escasez para vender los materiales que sólo ellos poseen a precios extraordinarios, estableciendo el llamado "Mercado negro".

Transporte, carga y descarga de material.

El monto del costo de las operaciones de carga, descarga y transportación (flete), dependen primordialmente de la distancia de la fuente de suministro a la fuente de consumo del material, y de los procedimientos que siga para la carga y descarga del mismo.

El costo debe integrarse al precio de adquisición para obtener el costo de material en obra.

El costo del flete puede estar dentro del precio de venta del fabricante cuando este es "precio de material puesto en obra" o puede ser cargado al consumidor por separado mediante ciertas tarifas, que pueden estar basadas en volúmenes, peso o número de piezas por kilómetro o bien, por "flete cerrado", como es el caso de materiales de naturaleza delicada o de difícil transportación, tales como elementos de concreto presforzado, transformadores, etc.

Existe transportación externa (de la fuente de producción al sitio de la obra), y transportación interna o local. El suministro de materiales a la obra puede hacerse por medio de ferrocarril, camiones, etc., la transportación local o los comunmente llamados, "acarreos", pueden ser horizontales o verticales, los acarreos horizontales pueden llevarse a cabo con vagonetas, bandas transportadoras, bogues, carretillas, camiones y camionetas, en los verticales con malacates, grúas, torres elevadoras y cangilones.

Debe tenerse en cuenta para efectos de determinar el costo de material en obra, el efecto que en el mismo pueden tener los desperdicios en todas estas etapas de transportación. Estos desperdicios se expresan como un porcentaje del costo del material, se determinan por experiencias anteriores al análisis directo de las condiciones particulares de transportación, y dependen fundamentalmente del tipo de material, del tipo de transporte y de las condiciones en que deban realizarse las operaciones de carga, descarga y transportación.

Derechos y regalías.

Ocasionalmente y por diversas circunstancias, el costo de un material se ve afectado del pago de ciertos derechos y regalías, como pueden ser: Derechos de importación, derecho de pago y regalías de explotación.

Así por ejemplo habrá que pagar los derechos de importación correspondientes por la utilización de materiales del extranjero, como en el caso de mármol de Carrera, aceros especiales, etc., en el caso de querer explotar y extraer cierto material localizado en una propiedad privada, habrá de pagar "regalías de explotación" al propietario de dicho predio.

Generalmente el monto de los derechos y regalías está regido por normas o lineamientos legales.

Almacenamiento de materiales.

El costo que origina el concepto "almacenamiento de materiales" debe aplicarse a los costos indirectos, y dentro de ellos, específicamente al aspecto "administración de obra" y no ser aplicado al costo del material ya que, el costo en sí, de almacenes o bodegas, tanto en el caso de que alberguen varios materiales o inclusive en el caso de almacenar uno solo, tendría que prorratearse entre todos éstos, o afectar a todos los conceptos en que éste o éstos materiales fuesen utilizados, lo cual además de muy laboriosos, sería impráctico o inexacto.

Sin embargo cabe mencionar, que podría darse el caso en que por circunstancias especiales, fuese conveniente considerar el costo de almacenamiento incluido dentro del costo del material. Ejemplo de lo anterior sería el almacenamiento transitorio e intermedio entre dos etapas de transportación de ferrocarril o de puerto, en la que el material deba ser almacenado, mientras es transportado en camión al sitio de la obra. Otro ejemplo es el de una fosa para almacenamiento de asfalto cuyo costo total debe afectar al costo directo del asfalto.

No debemos olvidar que hay ciertos materiales que requieren para su conservación y correcta utilización, condiciones especiales de almacenamiento, adquiriendo este aspecto importancia capital en estos casos. Ejemplo típico de estos materiales lo constituyen el cemento y la dinamita.

RIESGOS.

Los diversos materiales que se emplean en una obra, están sujetos a distintos riesgos durante las diferentes etapas, desde su transportación hasta su utilización. El riesgo generalmente se traduce en un mayor desperdicio que el normal, considerando las condiciones de empleo de un material

Los riesgos podemos clasificarlos en dos grupos; normales y extraordinarios.

Los riesgos normales se reflejan en un desperdicio del material considerado aceptable. Se expresa como un porcentaje del costo del material y de las condiciones de su utilización. Afectan directamente al costo del material.

Los riesgos extraordinarios se traducen en un desperdicio mayor que el considerado como normal, como puede ser la pérdida total o parcial, o el deterioro de un material. Son cubiertos generalmente por seguros específicos, cuyo costo debe ser cargado directamente al costo del material. Uno de los ejemplos más comunes de este tipo de seguro lo constituye el seguro de transportación.

EL I. V. A. en los costos de materiales.

En la integración del costo directo por concepto de materiales no se incluyen los importes acumulados por pago de IVA en las diferentes etapas de dicha integración (adquisición, fletes, manejos, almacenamientos, etc.).

Los importes de los IVA pagados por el constructor a sus prestadores de servicios, se maneja contablemente en cuentas especiales que registran: IVA pagado (por acreditar), IVA trasladado al cliente (adicional al precio unitario pero no integrado a él), e IVA enterado a S H y C P, que viene siendo la diferencia entre el IVA pagado y el IVA trasladado al cliente.

La Construcción de Casa Habitación de Interés Social se encuentra exenta de IVA (Art. 9-II de la Ley del IVA).

En los casos de construcción de obras de este tipo, el IVA sí se integra al costo.

Es importante tener siempre presente en la elaboración de precios unitarios que el costo de un material no es aquel que nos cotiza un determinado proveedor sino que involucra toda una serie de costos adicionales que si se olvidan se pueden traducir en grandes pérdidas dependiendo del tamaño de la obra.

A continuación se presenta un ejemplo para la integración del costo directo de un material.

EJEMPLO:

Determinar el costo por tonelada de cemento que deberá considerarse para la integración de costos para la remesa mensual en los siguientes frentes de una presa: Vertedor de excedencias, túneles de desvío y obra de toma, contando con los siguientes datos:

Demanda en el vertedor = 4000 ton/mes

Demanda en túneles = 3000 ton/mes

Demanda en obra de toma = 2500 ton/mes

Estas demandas se determinaron por las especificaciones propias de la obra que señalan que debe tenerse una provisión de material suficiente para un mes, para evitar cualquier problema de escasez o desabasto del material.

La Compañía cuenta con un almacén destinado exclusivamente para el cemento cuyo costo de operación es de 5000 UM/día y está ubicado a una distancia de 10 km de la presa y a 25 km de la estación de ferrocarril más próxima.

Debido a que en las cercanías no se encontró a ningún proveedor disponible, se recurrió a una fábrica que suministra el cemento a un precio de 20,000 UM/ton, el cual incluye la transportación hasta la estación del ferrocarril anteriormente mencionada, donde se recibe el material en un almacén cuya renta es de 800 UM/ton.día

Para el transporte local del cemento se cuenta con 4 camiones con capacidad de 30 ton y 3 más con capacidad de 8 ton, cuyos costos horarios son de 9000 UM/hr y 4000 UM/hr respectivamente.

Las operaciones de carga y descarga serán realizadas directamente desde las tolvas de almacenamiento por lo cual, solo se considera por mano de obra un operador de las tolvas, cuyo salario esta incluido en el costo de almacenamiento.

SOLUCION:

$$\text{Demanda bruta} = 4000 + 3000 + 2500 = 9500 \text{ ton/mes}$$

Considerando desperdicios por carga y descarga de 1% por cada movimiento, tenemos:

$$\begin{array}{rcl} \text{Desperdicio en almacén de la estación} & = & 2\% \\ \text{Desperdicio en almacén General} & = & 2\% \\ \text{Desperdicio de 1\% en cada obra} & = & 3\% \\ \hline \text{Desperdicio total} & = & 7\% \end{array}$$

$$\text{Por lo tanto el pedido de cemento total} = 9500 \times 1.07 = 10165 \text{ ton/mes}$$

$$\text{Costo bruto del cemento} = 10,165 \times 20,000 = 203'300,000. \text{ UM}$$

Para reducir el costo por almacenamiento en la estación se debe transportar todo el material al almacén propiedad de la compañía; utilizando la flotilla de camiones a toda su capacidad, para lo cual se obtienen sus rendimientos de la manera más aproximada posible. Una vez que se han calculado los rendimientos se deben considerar los tiempos muertos y la eficiencia con que trabajará el equipo, para fines del ejemplo éstos serán los datos:

$$\begin{array}{rcl} \text{Rendimiento para camión de 30 ton} & = & 40 \text{ ton/hr} \\ \text{Rendimiento para camión de 8 ton} & = & 16 \text{ ton/hr} \end{array}$$

Rendimiento de la flotilla $4 \times 40 + 3 \times 16 = 208$ ton/hr. Trabajando 18 hrs/día (por tiempos muertos) el rendimiento es $208 \times 18 = 3744$ ton/día.

Para determinar el número de días que necesita trabajar la flotilla se realiza la siguiente operación:

$$\frac{10165}{3744} = 2.71 \text{ días, es decir, } 2.71 \times 18 = 48.78 = 49 \text{ hrs.}$$

Ahora ya podemos considerar en cuanto se incrementa el costo por el almacenamiento en la estación,

El primer día: $10165 \text{ ton} \times 1 \text{ día} \times 800 \text{ UM/ton día} = 8'132,000 \text{ UM}$.

El segundo día: $(10165 - 3744) \times 1 \text{ día} \times 800 \text{ UM/ton. día} = 5'136,800 \text{ UM}$

El tercer día: $(6421 - 3744) \times 1 \text{ día} \times 800 \text{ UM/ ton. día} = 2'141,600 \text{ UM}$

Por lo tanto el costo por almacenamiento en estación es:

$$8'132,000 + 5'136,800 + 2'141,600 = 15'410,400 \text{ UM}$$

El costo de transporte al almacén general

$$(49 \text{ hr} \times 9000 \text{ UM/hr} \times 4) + (49 \text{ hr} \times 4000 \text{ UM/hr} \times 3) = 2'352.000 \text{ UM}$$

Ahora se debe determinar el costo del transporte del almacén general a la obra, y el costo de almacenamiento. Considerando que la demanda de cemento en las obras es proporcional, se obtiene la demanda diaria como sigue:

$$\text{Demanda en el vertedor} \frac{4000 \text{ ton/mes}}{25 \text{ días/mes}} = 160 \text{ ton/día}$$

$$\text{Demanda en túneles} \frac{3000 \text{ ton/mes}}{25 \text{ días/mes}} = 120 \text{ ton/día}$$

$$\text{Demanda en obra de toma} \frac{2500 \text{ ton/mes}}{25 \text{ días/mes}} = 100 \text{ ton/día}$$

$$\text{DEMANDA DIARIA TOTAL} = 380 \text{ ton/día}$$

Es decir se tienen que transportar a los diferentes frentes 380 ton/día en un lapso máximo de 2 hrs, con el fin de que las plantas cuenten con el cemento para la fabricación del concreto antes de iniciar las labores del día.

Debido a que la distancia y las condiciones del camino cambian, se deben volver a obtener los rendimientos de los camiones disponibles:

Rendimiento para camión de 30 ton = 60 ton/hr

Rendimiento para camión de 8 ton = 20 ton/hr

Si consideramos una flotilla compuesta por 2 camiones del 1er grupo y 4 camiones del 2º grupo se tiene:

$2 \times 2 \text{ hr} \times 60 \text{ ton/hr} + 4 \times 2 \text{ hr} \times 20 \text{ ton/hr} = 400 \text{ ton.}$ que cubren el requerimiento diario en el tiempo especificado.

Una vez conocido lo anterior podemos determinar el costo de éste transporte al día $2 \times 2 \text{ hr} \times 9000 \text{ UM/hr} + 4 \times 2 \text{ hr} \times 4000 \text{ UM/hr} = 68,000 \text{ UM}$ y el costo por mes es $68,000 \text{ UM/día} \times 25 \text{ días/mes} = 1'700,000 \text{ UM.}$

El costo del almacenaje es $50,000 \text{ UM/día} \times 30 \text{ días/mes} = 1'500,000 \text{ UM.}$

En este último concepto se manejan 30 días/mes debido a que el almacenamiento también se realiza en domingos.

Así el costo del cemento puesto en planta es de:

Costo bruto	203'300,000 UM
Costo del 1er. almacenaje	15'410,400 UM
Costo por 1er transporte	2'352,000 UM
Costo del 2o. almacenaje	1'500,000 UM
Costo del 2o. transporte	<u>1'700,000 UM</u>
TOTAL	224'262,400 UM

Por lo tanto el costo por tonelada que deberá considerarse en ese mes para el cemento es:

$$224'262,400/9500 = 23606.57 \text{ UM/Ton}$$

so
la

es

to
o.

fa
es

to

CAPITULO VII

COSTO DE MAQUINARIA

VII. COSTO DE MAQUINARIA

Antes de entrar a la teoría de costos del equipo es necesario definir algunos conceptos.

VALOR DE ADQUISICION.

Se ha llamado valor de adquisición de una máquina a su precio promedio actual en el mercado.

Cuando el valor de adquisición de la máquina incluye el valor de las llantas y/u otros accesorios de desgaste rápido, estos valores deberán ser descontados del valor de adquisición original, ya que el desgaste y costo de reposición de dichos accesorios se considera en un inciso del análisis del costo horario de la máquina.

VALOR DE RESCATE.

Se entiende por valor de rescate de una máquina el valor comercial que tiene la misma al final de su vida económica.

Toda máquina usada, aún en el caso de que sólo amerite considerársele como chatarra, siempre tiene un cierto valor de rescate. Se acostumbra considerar el valor de rescate, como un porcentaje del valor de adquisición de la máquina, que puede variar entre 5% y 20%. Como regla general se usa un 10%.

VIDA ECONOMICA.

La vida económica de una máquina es el tiempo durante el cual ésta se mantiene operando y produciendo trabajo y con un mantenimiento de acuerdo a lo previsto por el fabricante.

Cabe mencionar que existen numerosos criterios para la determinación de la vida económica de una máquina. El criterio de determinación más empleado es el estadístico, siendo en nuestro medio las estadísticas norteamericanas las más comúnmente aceptadas, debido fundamentalmente a que la mayoría de la maquinaria disponible proviene de dicho mercado; más no olvidemos que en América Latina se presentan factores de orden económico, social y cultural que influyen en la eficiencia, y economía de los trabajos de construcción en general, y que difieren en mucho a los factores determinantes de la vida económica de los equipos en el medio norteamericano tales factores hacen que en constructores tengan que seguir prácticas tendientes a crear estadísticas más fieles de nuestra realidad y a unificar la diversidad de criterios de vidas económicas existentes en nuestro medio.

A continuación presentamos una tabla que muestra la variación de periodos de vida económica en años y horas de algunos de los equipos más usuales de la industria de la construcción y aplicables en nuestro medio.

PERIODOS DE VIDA ECONOMICA DE DIVERSAS FUENTES							
MAQUINA	SRIA. DE HDA. Y CRED PUB.	ASOC. DE PALAS Y DRAGAS	LIBRO AMARILLO	SRIA. DE AGRI. Y RECURSOS HIDR.	PEURIFOY	CAM. NAL IND CONST.	SCT
Camiones 5 ton. motor gasolina	5 AÑOS	----	5 AÑOS 7040 Hrs.	5 AÑOS 10 000 Hrs	5 AÑOS 10 000Hr.	5 AÑOS 8000 Hrs.	8000 Hrs.
Cargador frontal oruga de mas de 8 hp.	5 AÑOS	----	5 AÑOS 5280Hrs.	5 AÑOS 10 000 Hrs	5 AÑOS 7000 Hrs.	5 AÑOS 6000 Hrs.	10 000 Hrs.
Compactadores vibratorios autopropulsados	5 AÑOS	----	4 AÑOS 5632 Hrs	----	----	4 AÑOS 6400 Hrs	10 000 Hrs.
Compresores portatiles 210-1200 p.c.m.	5 AÑOS	----	5 AÑOS 6000 Hrs	5 AÑOS 6000 Hrs	5 AÑOS 6000 Hrs	5 AÑOS 6000 Hrs	8600 Hrs.
Dragas orugas 2x2 - 3 yd ³	5 AÑOS ----	16 AÑOS 28,800 Hrs	625 AÑOS 7700 Hrs	8 AÑOS 16 000 Hrs	588 AÑOS 9408 Hrs	625 AÑOS 8750 Hrs	13 400 Hrs.
Motoconformadoras	5 AÑOS	----	5 AÑOS 7040 Hrs	5 AÑOS 10 000 Hrs	5 AÑOS 10 000 Hrs	5 AÑOS 8000 Hrs	10 000 Hrs
Motoescrepas	5 AÑOS	----	5 AÑOS 7040 Hrs	5 AÑOS 10 000 Hrs	5 AÑOS 10 000 Hrs	5 AÑOS 8000 Hrs	12 000 Hrs.
Tractor oruga con power shift	5 AÑOS	----	5 AÑOS 6160 Hrs	5 AÑOS 10 000 Hrs	5 AÑOS 10 000 Hrs	5 AÑOS 7000 Hrs	12 000 Hrs.

TABLA VII.1

COSTO HORARIO DE OPERACION DE MAQUINARIA:

La práctica de muchos años ha enseñado la conveniencia de estructurar todos los análisis de costos sobre la base del costo de operación por hora de las máquinas, ya que a su vez los rendimientos de las mismas se ha acostumbrado expresarlos en función de cada hora de trabajo.

El costo horario por equipo es el que se deriva del uso correcto de las máquinas adecuadas y necesarias para la ejecución de los conceptos de trabajo conforme a lo estipulado en las especificaciones y en el contrato y se integra mediante los siguientes cargos:

Cargos fijos

Cargos de consumo

Cargos por operación

calculados por hora efectiva de trabajo.

CARGOS FIJOS:

Son los que se derivan de los correspondientes al:

Cargo por depreciación

Cargo por inversión

Cargo por seguros

Cargo por mantenimiento mayor

CARGO POR DEPRECIACION.- Este cargo que podría llamarse también "cargo para reposición de equipo". Es el que resulta por la disminución en el valor original de la maquinaria, como consecuencia de su uso durante el tiempo de su vida económica. Existen muchas formas para valorar este concepto, pero las más comúnmente empleadas son:

A) METODO DE DEPRECIACION LINEAL.

Este método considera que la disminución del valor original de la maquinaria como consecuencia de su uso sigue una depreciación lineal, es decir que la maquinaria se deprecia una misma cantidad por unidad de Tiempo.

Se representa por la siguiente ecuación.

$$D = \frac{Va - Vr}{Ve}$$

en donde:

D = Depreciación por hora efectiva de trabajo

Va = Representa el valor inicial de la máquina considerándose como tal el precio comercial de adquisición de la máquina nueva en el mercado nacional, descontándose el valor de las llantas en su caso, y de algunos aditamentos adicionales.

Vr = Representa el rescate de la máquina

Ve = Representa la vida económica de la máquina expresada en horas de trabajo

En la actualidad, en el medio de la construcción la legislación fiscal en México considera que la depreciación total del equipo de construcción se completa en un periodo de 4 años, lo cual significa una depreciación anual del 25% del costo de adquisición de la máquina, esto es, siguiendo el criterio de depreciación lineal, y no considera valor alguno de rescate.

B) METODO DE CARGOS DECRECIENTES O DEL RESTO DECLINANTE

En este método se asume que la pérdida de valor del equipo durante un año dado, equivale a un porcentaje fijo del valor al principio de ese año. El valor calculado al principio de ese año es igual al costo total inicial menos la depreciación total durante los años anteriores.

Así por ejemplo, para un tractor D8 con un valor de 1'200,000.00 UM y suponiéndole una vida útil de 5 años y que se desprecia cualquier valor de rescate que se pueda tener al cabo de ese tiempo, la depreciación promedio será del 20% por año. Multipliquemos esta cantidad por 2 y el 40% que así obtenemos será el porcentaje

por el que hay que multiplicar el valor del equipo al principio de ese año, para obtener la depreciación al año en consideración. En la tabla siguiente se pueden ver los resultados obtenidos.

FIN DE AÑO	%DE DEPRECIACION	DEPRECIACION EN EL AÑO	VALOR DE LISTA
0	0	0	1 200,000
1	40	480,000	720,000
2	40	288,000	432,000
3	40	172,800	259,200
4	40	103,680	155,520
5	40	62,208	93,312

TABLA VII.2

Con este método y suponiendo que se deseará calcular el cargo correspondiente de depreciación para un trabajo que se vaya a ejecutar durante el 2º año de la vida útil y haciendo éste en la consideración de que la vida útil de la máquina es de 2000 horas por año, se tendría:

$$D = \frac{432\,000 - 93\,312}{2000} = 169.34 \text{ UM/hr}$$

Si el cargo por depreciación se desea calcular para el 4º año de vida útil, sería:

$$D = \frac{155\,520 - 93\,312}{2000} = 31.10 \text{ UM/hr}$$

Con este ejemplo se ve que no es fácil dar una aplicación práctica a este método para fines de integración de costos horarios de las diversas máquinas que participan en la ejecución de una obra, ya que cada uno de ellos tendría seguramente fechas distintas de adquisición.

C) METODO DE LA SUMA DE LOS DIGITOS

Consiste en ir sumando los dígitos correspondientes a todos los años de vida que se estima para la maquinaria. En el ejemplo del tractor esta suma sería igual a $1+2+3+4+5 = 15$. Entonces se deduce del costo total del equipo el valor de

rescate estimado. Durante el primer año, el costo de la depreciación será igual a 5/15 menos el valor de rescate. Durante el segundo año será 4/15 menos el valor de rescate y así sucesivamente hasta llegar al 5° año. Veamos los resultados en la siguiente tabla considerando un valor de rescate igual a 62,000.00 UM.

FIN DEL AÑO	PROPORCION DE LA DEPRECIACION	COSTO MENOS VALOR RECUPERACION	DEPRECIACION EN EL AÑO	VALOR DE LISTA
0	0	1'138,000.00	0	1 200,000.00
1	5/15	1'138,000.00	379,333.00	820,667.00
2	4/15	1'138,000.00	303,466.00	517,201.00
3	3/15	1'138,000.00	227,600.00	280,601.00
4	2/15	1'138,000.00	151,733.00	137,860.00
5	1/15	1'138,000.00	75,866.00	62,000.00

TABLA VII.3

Para calcular por este método la depreciación que debería considerarse para el final del 2° año de vida útil se tendría:

$$D = \frac{517\,201 - 62\,000}{2000} = 277.60 \text{ UM/hr}$$

Y para el final del 4° año sería:

$$D = \frac{137\,868 - 62\,000}{2000} = 37.93 \text{ UM/hr}$$

Como se observa, este método presenta las mismas dificultades que el anterior, pero queda a criterio del Ingeniero determinar el procedimiento que más se apegue a la realidad aunque sea para fines internos de control ya que fiscalmente solo se acepta la depreciación lineal.

CARGO POR INVERSION.- Cualquier organización, para comprar una máquina, adquiere los fondos necesarios en los bancos o mercados de capitales, pagando por ellos los intereses correspondientes; o bien, si el empresario dispone de fondos suficientes de capital propio, hace la inversión directamente esperando que la máquina le reditúe en cualquier momento cuando menos los intereses de su capital invertido en valores de renta fija. En síntesis podemos decir, que el "cargo por inversión", es el cargo equivalente a los intereses correspondientes al capital invertido en maquinaria.

Esta representado por la ecuación:

$$I = \frac{V_a + V_r}{2 H_a} i$$

en donde:

I = Cargo por inversión por hora efectiva de trabajo.

V_a = Valor inicial de la máquina

V_r = Valor de rescate de la máquina

$\frac{V_a + V_r}{2}$ = Valor medio de la máquina durante su vida económica

H_a = Número de horas efectivas que el equipo trabaja durante el año

i = Tasa promedio mínima de interés anual en vigor en valores de renta fija.

CARGO POR SEGUROS.- Se entiende como "Cargo por seguros" el necesario para cubrir los riesgos a que está sujeta la maquinaria de construcción durante su vida y por los accidentes que sufra. Este cargo existe tanto en el caso de que la maquinaria se asegure con una compañía de seguros, como en el caso de que la empresa constructora decida hacer frente a sus propios recursos, a los posibles riesgos de la maquinaria (autoaseguramiento).

Este cargo está representado por:

$$S = \frac{V_a + V_r}{2 H_A} s$$

S = Cargo por seguros por hora efectiva de trabajo

V_a = Valor inicial de la máquina

V_r = Valor de rescate de la máquina

$$\frac{V_a + V_r}{2} = \text{Valor medio de la máquina durante su vida económica}$$

Ha = Número de horas efectivas que el equipo trabaja durante el año.

s = Prima anual promedio, expresada en por ciento del valor de la máquina.

CARGOS POR MANTENIMIENTO.- Son los originados por todas las erogaciones necesarias para conservar la maquinaria en buenas condiciones, a efecto de que trabaje con rendimiento normal durante su vida económica. En el mantenimiento se consideran todas las erogaciones necesarias para efectuar reparaciones a la maquinaria en talleres especializados, o aquellas que puedan realizarse en el campo, empleando personal especialista y que requieran retirar la maquinaria de los frentes de trabajo por un tiempo considerable. Incluye: obra de mano, repuestos y renovaciones de partes de la maquinaria, así como otros materiales necesarios.

Esta representada por:

$$M = QD$$

En la presente ecuación:

M = Cargo por mantenimiento mayor por hora efectiva de trabajo

Q = Representa un coeficiente de mantenimiento. Se calcula con base en experiencias estadísticas; varía para cada tipo de máquina y las distintas características del trabajo.

D = Representa la depreciación de la máquina calculada en el inciso de cargo por depreciación.

En la tabla siguiente se presenta una relación de valores del coeficiente "Q" para diferentes tipos de maquinaria y equipo, considerando depreciación lineal de los mismos.

"COSTO DE LAS REPARACIONES DE DIFERENTES TIPOS DE MAQUINARIA Y EQUIPO, EXPRESADOS EN PORCIENTO POR LOS COSTOS DE DEPRECIACION LINEAL DE LOS MISMOS"

100 %

Q = 1.0

Aplanadoras, desgarradores, bombas de alta presión, de pistón o de sumidero, botes para concreto, equipo marino, escarificadores, motoescrepas, grúas de patas - fijas moldes de acero, motores de combustión interna y eléctricos, palas mecánicas, retroexcavadoras, rodillos "pata de cabra", soldadores de acetileno, tolvas para concreto, tractores con o sin cuchilla, transportadores portátiles.

80 %

Q = 0.8

Agitadores para concreto, bombas para concreto bombas centrífugas, botes de almeja, camiones de volteo, normales y fuera de carretera compresores, dosificadoras, dragas de arrastre, equipo bituminoso (exceptuando estufas), gatos hidráulicos, malacates eléctricos, martinets para clavar pilotes, mezcladoras de concreto de 1.5 m³ o mayores, mezcladoras montadas en camión, mezcladoras de mortero, motoconformadoras, pavimentadora, plantas trituradoras y clasificadoras soldadoras con motor de gasolina, tolvas para agregados, transportadores estacionarios, vagonetas de volteo, vibradores de concreto, zanjadoras.

60 %

Q = 0.6

Aguzadoras, camiones (exceptuando los de volteo), cañones neumáticos para concreto; cargadoras de canjilones, elevadores de canjilones, grúas móviles, malacates de gasolina, mezcladoras pequeñas perforadoras neumáticas, plantas de concreto, quebradoras, remolques, compactadores de rodillos, excepto "pata de cabra".

40 %

Q = 0.4

Herramienta eléctrica de mano, herramienta neumática, mezcladoras pequeñas de concreto.

TABLA VII.4

CARGOS POR CONSUMOS:

Las máquinas empleadas en la construcción son accionadas generalmente por motores de combustión interna, bien sean de gasolina o diesel.

El consumo de combustible de una máquina de combustión interna es proporcional a la potencia desarrollada por la misma. Toda máquina, al operar en condiciones normales, solamente necesita de un porcentaje de su potencia nominal total, lo cual se expresa aplicando a la potencia nominal máxima un coeficiente llamado "factor de operación", el cual varía entre 50% y 90% con respecto a la potencia nominal máxima.

La altura con respecto al nivel del mar, las variaciones de temperatura y las diversas condiciones climáticas, ejercen influencias adversas sobre el consumo de combustibles en las máquinas de combustión interna, ya que disminuyen la potencia del motor, pero esta disminución se considera involucrada, para efecto de cálculo, en el factor de operación.

Los cargos por consumos son los que se derivan de las erogaciones que resulten por el uso de:

Combustible

Otras fuentes de energía

Lubricantes, filtros, grasa

Llantas

Tren de rodaje

Elementos especiales de desgaste

CARGO POR CONSUMO DE COMBUSTIBLES.- Es el derivado de todas las erogaciones originadas por los consumos de gasolina o diesel para que los motores produzcan la energía que utilizan para desarrollar trabajo.

Esta representado por:

$$E = e P_c$$

En la presente ecuación:

E = Cargo por consumo de combustibles, por hora efectiva de trabajo.

e = Representa la cantidad de combustible necesaria, por hora efectiva de trabajo, para alimentar los motores de las máquinas a fin de que desarrollen su trabajo dentro de las condiciones medias de operación de las mismas. Se determina en función de la potencia del motor, del factor de operación de la máquina y de un coeficiente determinado por la experiencia, que variará de acuerdo con el combustible que se utilice.

P_c = Representa el precio de combustible que consume la máquina.

Para maquinaria de construcción dotada de motores de combustión interna, por procedimientos estadísticos, se ha determinado que tienen los siguientes consumos promedios de combustible, por cada hora de operación y referidos al nivel del mar:

Motores de gasolina = 0.24 litros por H. P. op/hora

Motores diesel = 0.20 litros por H. P. op/hora

Refiriéndose tales consumos a la potencia efectivamente desarrollada como promedio horario por los motores, lo que significa que para calcular los consumos reales de los mismos, deberá de multiplicarse el factor de consumo correspondiente arriba señalado, por la "potencia de operación" (H.P.o.p.). Así por ejemplo, una máquina de motor diesel de 100 H.P., cuyo factor de operación es 0.70 (promedio), tendrá un consumo combustible de:

$$0.20 \text{ litros} \times 100 \text{ H.P.} \times 0.70 = 14.0 \text{ litros/hora}$$

CARGOS DE CONSUMO DE OTRAS FUENTES DE ENERGIA.- Es el derivado de las erogaciones originadas por los consumos de energía eléctrica o de energéticos diferentes de los combustibles señalados anteriormente y representa el costo que tengan la energía consumida en la unidad de tiempo considerada.

El consumo de energía de un motor eléctrico depende fundamentalmente de su eficiencia para convertir la energía eléctrica que recibe en la energía mecánica que proporciona para ser utilizada. La ecuación fundamental que determina el costo de estos consumos es:

$$E_c = N \times E_m \times P_e$$

donde

E_c = Es el cargo por la energía consumida

N = Es la eficiencia del motor eléctrico

E_m = Es la energía mecánica utilizable

P_e = Es el precio de la unidad de energía eléctrica suministrada.

Los factores que determinan la eficiencia de un motor eléctrico son muy variados, pero en forma general podemos citar los siguientes:

- 1 - El porcentaje de potencia utilizada respecto a la potencia nominal.
- 2.- El diseño mecánico
- 3.- El diseño electromagnético
- 4.- La altitud del lugar de operación
- 5.- El tipo de motor
- 6.- Las características del par de arranque, y
- 7.- La edad de la máquina

En la práctica los fabricantes de motores eléctricos proporcionan la potencia nominal en caballos de potencia (H.P.), y la eléctrica se vende en kilowatt- hora (KWH). Para obtener el consumo horario de energía de un motor eléctrico en una hora de operación, considerando la disminución de eficiencia por la edad de la máquina, y también el factor de transformación de potencia nominal (HP) a unidades comerciales de energía eléctrica (KWH); se utiliza la fórmula.

$$E_c = 0.653 \text{ H.P.} \times P_e$$

donde:

Ec = Es la energía eléctrica consumida en KWH,

H.P. = Potencia nominal en H.P.,

Pe = Representa el precio de Kilowatt-hora puesto en la máquina.

CARGO POR CONSUMO DE LUBRICANTES.- Es el derivado de las erogaciones originadas por los consumos y cambios periódicos de aceites al cárter, la transmisión, los mandos finales, controles hidráulicos, filtros y grasa; y debe incluir todas las erogaciones necesarias para suministrarlos al pie de la máquina.

Este cargo se calcula de la siguiente manera:

LUBRICANTES, FILTROS, GRASA

	PRECIO UNITARIO	X	CONSUMO/HORA	=	COSTO/HORA
CARTER	_____	X	_____	=	_____
TRANSMISION	_____	X	_____	=	_____
MANDOS FINALES	_____	X	_____	=	_____
FUNCIONES HIDRAULICAS	_____	X	_____	=	_____
GRASA	_____	X	_____	=	_____
			TOTAL		_____

Los costos horarios de aceites lubricantes y grasas se pueden estimar con gran exactitud tomando los consumos indicados en las tablas proporcionadas por los fabricantes como la que se muestra a continuación.

CONSUMO HORARIO APROXIMADO DE LUBRICANTES PARA TRACTORES CATERPILLAR

	POTENCIA	CARTER	TRANSMISION	MANDOS FINALES	CONTROLES HIDRAULICOS	GRASA
	HP	Litros	Litros	Litros	Litros	Kg.
0-10						
D3B	65	.08	.04	.04	.04	.02
D4E	75	.08	.04	.04	.04	.02
D5B	105	.11	.04	.04	.08	.02
D6D	140	.15	.08	.04	.08	.02
D7G	200	.15	.08	.04	.08	.02
D8K	300	.27	.11	.08	.11	.02
D9H	410	.34	.11	.08	.15	.02
DD9H	820	.68	.23	.15	.15	.05
D10	700	.87	.23	.01	.19.	.01

(Cuando se trabaja mucho polvo, barro profundo o agua, aumente las cantidades en un 25%)
Para otros equipos deberán consultarse las tablas de los fabricantes

TABLA VII.5

**GUIA PARA LA ESTIMACION DE LOS COSTOS POR HORA
LOCALES DE LOS FILTROS**

INSTRUCCIONES.- Complete esta tabla utilizando los precios locales y después aplique los factores multiplicadores (mostrados en la tabla de factores multiplicadores), para el costo horario local aproximado de los filtros.

TIPO DE FILTRO No. DE PEZAS	PRECIO UNITARIO	CANTIDAD DE PIEZAS	COSTO TOTAL	FACTOR	PERIODO HORA	COSTO HORA
1P229 2 (Descartable)	_____	x _____	= _____	x _____	2000	= _____
8S5820 3 (Descartable)	_____	x _____	= _____	x _____	1000	= _____
1S9150 2 (Descartable)	_____	x _____	= _____	x _____	1000	= _____
1P8483 1	_____	x _____	= _____	x _____	1000	= _____
1P8482 1	_____	x _____	= _____	x _____	2000	= _____
9J750 1 (Descartable)	_____	x _____	= _____	x _____	500	= _____
5S485 2 (Descartable)	_____	x _____	= _____	x _____	250	= _____
4J6064 2 (Descartable)	_____	x _____	= _____	x _____	250	= _____
TOTAL						

TIPO DE FILTRO: Se refiere a los filtros usados por las máquinas, conviene aclarar que no siempre se usan todos en cada máquina.

FACTOR MULTIPLICADOR: Estos valores están determinados por el fabricante para cada tipo de máquina para esto se tendrán que consultar las tablas que estos editan.

TABLA VII.6

LLAR

GRASA

Kg.

.02

.02

.02

.02

.02

.02

.02

.05

.01

TABLA DE FACTORES MULTIPLICADORES PARA TRACTORES CATERPILLAR

D3B	.28
D4E	.29
D5B	.32
D6D	.36
D7G	.39
D8K	.65
D9H	1.00
DD9H	2.00
D10	1.05

NOTA: Los periodos de cambio se basan en las instrucciones de operación y conservación excepto para los elementos del filtro de aire y filtro de combustible en donde se utilizó un promedio.

TABLA VII.7

CARGO POR CONSUMO DE LLANTAS.- Las llantas del equipo de construcción, al igual que el propio equipo, sufren demérito derivado del uso de las mismas, por lo que es necesario, a más de repararlas y renovarlas periódicamente, reemplazarlas cuando han llegado al fin del período de vida económica.

La vida económica de las llantas varía en función de las condiciones de uso a que sean sometidas, de el cuidado y mantenimiento que se les imparta, de las cargas a que operen y de las superficies de rodamiento de los caminos en que trabajen.

Para llantas de equipo de construcción, que generalmente trabajan en caminos que presentan condiciones muy severas y adversas, resulta práctico expresar su vida económica en horas de trabajo.

Se considerará este cargo solo para aquella maquinaria en la cual, al calcular su depreciación, se haya reducido al valor de las llantas del valor inicial de la misma.

Este cargo está representado por:

$$Ll = \frac{VII}{Hv}$$

donde:

Ll = Representa el cargo por consumo de llantas, por hora efectiva de trabajo.

lique
multi
OS.

COSTO
HORA

se usan

máquina.

VII = Representa el valor de adquisición de las llantas, considerando el precio para llantas nuevas de las características indicadas por el fabricante de la máquina.

Hv = Representa las horas de vida económica de las llantas tomando en cuenta las condiciones de trabajo impuestas a las mismas. Se determina de acuerdo con la experiencia, considerando los factores siguientes: velocidades máximas de trabajo, condiciones relativas al camino en que transiten, tales como pendientes, curvaturas, rodamiento; posición en la máquina, cargas que soporten y climas en que se operen.

Estudios estadísticos sobre la observación del equipo de construcción pesada en presas, carreteras, canteras y minas, han establecido que la vida económica aproximada de una llanta es del orden de 80,000 Kilómetros o 5,000 horas de operación normal. Pero solamente en condiciones de obra excepcionales se presentan los factores más favorables a la vida óptima de las llantas, razón por la que, para determinar la vida económica real, es necesario introducir los factores indicados en la "Tabla para determinar la vida económica de las llantas" (tabla VIII.8), los que está en función de las condiciones que priven en las obras.

En la práctica se presentan múltiples condiciones adversas como por ejemplo: que en ciertos tramos de los caminos abunden piedras sobre las superficies de rodamiento, que por condiciones meteorológicas los caminos sufran notorio demérito sin que ello amerite la suspensión de los trabajos, etc. Para cada caso específico se deberán estudiar cuidadosamente las condiciones de las obras, para poder aplicar en forma justa y racional los factores consignados en la tabla de factores para determinar la vida económica de las llantas.

En base a todo lo antes expuesto, se adjunta la tabla de factores de conservación de las llantas del equipo de construcción y vida económica de las mismas (Tabla VIII.9), en la que se consignan los valores de los diversos factores para determinar la vida económica de las llantas, aplicados a cada tipo de maquinaria de construcción, así como la vida económica calculada para las llantas de la misma. En el subrenglón superior se suponen condiciones normales medias, en tanto que el subrenglón inferior, se consignan los valores correspondientes a condiciones adversas. Las vidas económicas se obtuvieron multiplicando la vida óptima de las llantas, considerada del orden de 5,000 horas, por el factor total resultante de multiplicar entre sí, todos y cada uno de los factores individuales correspondientes a cada una de las condiciones. Así por ejemplo: las horas de vida económica de las llantas de un camión pesado de acarreo de terracerías, para las condiciones normales, es el producto de:

$$Hv = 1.0 \times 0.90 \times 0.80 \times 0.95 \times 1.0 \times 0.85 \times 1.0 \times 5,000 = 0.5814 \times 5,000 \text{ horas.}$$

Hv = 2,900 horas, valor que está consignado en la última columna de la tabla de factores de conservación...

FACTORES PARA DETERMINAR LA VIDA ECONOMICA DE LAS LLANTAS

<i>CONDICIONES</i>	<i>FACTOR</i>
1.- DE MANTENIMIENTO	
Excelente	1.00
Medias	0.90
Deficientes	0.70
2.- VELOCIDAD DE TRANSITO (Máximas)	
16 Km. por hora	1.00
32 Km. por hora	0.80
48 Km. por hora	0.60
3.- CONDICIONES DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO	
Tierra suave sin roca	1.00
Tierra suave incluyendo roca	0.90
Camiones bien conservados con superficie de grava compactada	0.80
Caminos mal conservados con superficies de grava compactada	0.70
4.- POSICION DE LAS LLANTAS	
En los ejes traseros	1.00
En los ejes delanteros	0.90
En el eje de tracción:	
Vehículos de descarga trasera	0.80
Vehículos de descarga de fondo	0.70
Motoescrapas y similares	0.60
5.- CARGAS DE OPERACION	
Dentro del límite especificado por los fabricantes	1.00
Con 20% de sobrecarga	0.80
Con 40% de sobrecarga	0.50
6.- DENSIDAD Y GRADO DE CURVAS EN EL CAMINO	
No existen	1.00
Condiciones Medias	0.90
Condiciones Severas	0.80
7.- PENDIENTES DE LOS CAMINOS (aplicable a las llantas del eje tractor)	
A nivel	1.00
5% como máximo	0.90
10% como máximo	0.80
15% como máximo	0.70
8.- OTRAS CONDICIONES DIVERSAS	
Inexistentes	1.00
Medias	0.90
Adversas	0.80

TABLA VII.8

**FACTORES DE CONSERVACION DE LAS LLANTAS DEL EQUIPO DE CONSTRUCCION Y
VIDA ECONOMICA DE LAS MISMAS**

CONDICION:	1	2	3	4	5	6-7	8	Factor Total	Vida Económica
Camiones de carretera	1.0 0.9	0.90 0.90	0.90 0.80	0.95 0.95	1.0 1.0	0.90 0.70	1.0 0.9	69.26 438.783	3463 1940
Caiones pesados de terracerías	1.0 0.9	0.90 0.90	0.80 0.70	0.95 0.95	1.0 1.0	0.85 0.70	1.0 0.9	58.14 33.94	2900 1697
Escrepas y motoescrepas	1.0 0.9	1.00 1.00	0.80 0.70	0.75 0.75	1.0 1.0	0.85 0.70	1.0 1.0	51.0 33.07	2550 1650
Motoconformadoras	1.0 0.9	1.00 1.00	0.80 0.80	0.90 0.90	1.0 1.0	0.85 0.70	1.0 1.0	61.20 45.36	3060 2270
Palas cargadoras	1.0 0.9	1.00 1.00	0.80 0.80	0.90 0.90	1.0 1.0	0.85 0.85	1.0 0.9	61.20 49.57	3060 2480
Tractores	1.0 0.9	1.00 1.00	0.80 0.80	0.80 0.80	1.00 1.0	0.85 0.70	1.0 0.9	54.40 36.288	2720 1815
Apisonadoras	1.0 0.9	1.00 1.00	0.80 0.80	1.00 1.00	1.0 1.0	0.85 0.85	1.0 1.0	68.0 61.2	3400 3060

TABLA VII.9

TREN DE RODAJE.- Los costos del tren de rodaje constituyen una parte importante de los costos de operación de las máquinas de cadenas. Dichos costos pueden variar independientemente de los costos básicos de la máquina. En otras palabras, se puede emplear el tren de rodaje en un medio extremadamente abrasivo, ideal para el desgaste, mientras que para el resto de la máquina las condiciones son benignas y viceversa. Por esta razón, se recomienda que el costo por hora del tren de rodaje se considere como un artículo de desgaste rápido y que no se incluya en los cargos por mantenimiento, que no incluyen ningún fondo para reemplazar el tren de rodaje.

Hay tres condiciones primarias que influyen en la duración potencial del tren de rodaje de cadenas.

CARGAS DE CHOQUE.- El efecto más fácil de evaluar es estructural: doblamiento, descantilladuras, rajaduras, aplastamiento de las pestañas de los rodillos, rotura de aristas y desgaste de la tornillería y de los pasadores y bujes.

Evaluación de las cargas de choque:

Altas.- Superficies duras e impenetrables con protuberancias de 150 mm. (6 pulg.) o aún más altas.

Moderadas.- Superficies parcialmente penetrables con protuberancias de 75 a 150 mm. (3-6 Pulg.) de alto.

Bajas.- Superficies totalmente penetrables (proporcionan pleno soporte a las planchas de las zapatas) y de pocas protuberancias.

ABRACION.- La propiedad de las materias del suelo para desgastar las superficies sometidas a fricción en los componentes de las cadenas.

Evaluación de la abrasión:

Intensa.- Suelos muy húmedos que contengan gran proporción de arena o partículas de rocas duras, angulares o cortantes.

Moderada.- Suelos ligeramente mojados o de un modo intermitente, que tengan baja proporción de partículas duras, angulares o cortantes.

Baja.- Suelos secos o rocas con una proporción baja de arena angular o cortante, o esquirlas de roca. -

Las cargas de choque y la abrasión combinadas pueden intensificar el grado de desgaste con mayor intensidad que los efectos considerados separadamente, lo cual reduce aún más la duración de los componentes. Esto se debe tomar en cuenta al

estimar la evaluación de las cargas de choque y abrasión o se pueden incluir para elegir el factor "Z".

FACTOR "Z".- Representa los efectos combinados de muchas condiciones relativas al ambiente, así como a las operaciones y conservación con respecto a la duración de los componentes en un trabajo determinado.

ESTIMACION DEL COSTO DE RODAJE.- La guía siguiente da un factor básico para varios tipos de máquinas de cadenas y una serie de multiplicadores de condiciones para modificar el costo básico de acuerdo al impacto anticipado, abrasión y condiciones varias ("Z") en las que la unidad va a trabajar.

Paso 1. Elija la máquina y su correspondiente factor básico.

Paso 2. Determine la escala para cargas de choque, abrasión y condiciones "Z".

Paso 3. Añada multiplicadores de las condiciones elegidas y aplique la suma al factor básico para obtener la estimación por hora del tren de rodaje.

El resultado será un costo horario estimado para el tren de rodaje en tal aplicación.

FACTORES BASICOS DEL TREN DE RODAJE PARA TRACTORES CATERPILLAR	
MODELO	FACTOR BASICO
D10	14.5
D9,	11.0
D8,,	8.2
D7,	7.2
D6,	5.5
D5,	4.5
D4,	3.2
D3,	2.2

TABLA VII.10

MULTIPLICADORES DE CONDICIONES			
	IMPACTO	ABRASION	"Z"
Alto	0.3	0.4	1.0
Moderado	0.2	0.2	0.5
Bajo	0.1	0.1	0.2

TABLA VII.11

Ejemplo: Un D9 trabaja con material de alta carga de choque y sin abrasión en un factor moderado "Z".

Factor básico del D9 = 11.0
Multiplicador I = 0.3
A = 0.1
Z = 0.5

Costo horario del tren de rodaje = $(0.3 + 0.1 + 0.5) \times 11.0 = 9.90$ Dólares por hora.

NOTAS

1.- Se pueden elegir los multiplicadores de condiciones en cualquier combinación. Por lo tanto, un multiplicador de 0.4 (todos los multiplicadores de bajo alcance) representa lo óptimo, mientras que 1.7 (todos los multiplicadores de gran alcance) representan condiciones pésimas.

2.- El costo por hora del tren de rodaje estimado que se obtenga con este método, constituirá aproximadamente un 60% del costo de las piezas y un 40% de mano de obra. El costo de los componentes del tren de rodaje se basa en las Listas de Precios del Consumidor publicadas en E.U.A. y se pueden ajustar según sea necesario de acuerdo a los derechos de importación, tasas de cambio, etc., fuera de los Estados Unidos.

CONSUMO O POR ELEMENTOS ESPECIALES DE DESGASTE.- Finalmente, el último cargo por consumos es el relativo a piezas sujetas a continuas fuerzas abrasivas, a variaciones súbitas de presión, etc., y cuya vida económica es menor al resto del equipo. Y se calcula mediante la expresión.

$$Pe = \frac{Vp}{Hr}$$

donde:

Pe = Costo por piezas de desgaste rápido, por hora de operación del equipo.

Vp = Valor de adquisición de piezas especiales de desgaste rápido (costo).

Hr = Horas de vida económica de las piezas especiales de desgaste rápido (duración).

Para tener en cuenta este cargo se debe considerar las piezas de desgaste rápido que no estén sujetas a condiciones severas de trabajo que producen un deterioro superior al normal, como pudiera ser, por ejemplo: cuchillas y gavilanes de la hoja de un tractor que continuamente estuviera trabajando en roca o casquillos de un desgarrador en condiciones semejantes. Otros elementos de desgaste rápido, pudieran ser mangueras, brocas, acero de barrenación para equipos de perforación, bandas de hule, etc., siempre que estos elementos no hayan sido considerados en el precio unitario como consumo de materiales, o mantenimiento del propio equipo.

CARGOS POR OPERACION:

Es el que se deriva de las erogaciones que se hacen por concepto del pago de salarios de personal encargado de la operación de la máquina, por hora efectiva de la misma.

Este cargo está representado por:

$$O = \frac{St}{H}$$

En la presente ecuación:

O = Cargo por operación del equipo por hora efectiva de trabajo.

St = Representa los salarios por turno del personal necesario para operar la máquina. Los salarios deberán comprender: salario base, cuotas patronales por seguro social, impuesto sobre remuneraciones pagadas, días festivos, vacaciones y aguinaldo, o sea, el salario real de este personal.

H = Representa las horas efectivas de trabajo que se consideren para la máquina, dentro del turno.

El salario base a que se refiere el factor "St", es aquel señalado en el tabulador vigente para operadores de maquinaria, atendiendo a la clase de máquina, capacidad y responsabilidad delegada al operador, condiciones generales del trabajo, etc., sin olvidar que dicho salario base estará indudablemente afectado por la Ley de "oferta y demanda". En la práctica puede darse el caso de que se fije al operador un salario base reducido, pero incrementándosele por medio de bonificaciones por hora efectiva de trabajo de la máquina, con lo que se logrará además que el operador tenga interés en mantener constantemente su máquina en condiciones de trabajo.

Lo anterior está basado en que la función y responsabilidad de los operadores de maquinaria de construcción, comprende tanto la operación de las máquinas, como todos los cuidados que razonablemente se requieran para la conservación y mantenimiento de las mismas; incluso, es práctica comúnmente establecida por todas las empresas constructoras que, cuando las actividades directas de construcción decrecen, o que la maquinaria es retirada del servicio para concentrarla en los talleres de reparaciones mayores, sus operadores son los mejor avocados para vigilar que las reparaciones del equipo sean correctamente ejecutadas, puesto que ellos conocen íntimamente las deficiencias de la máquina a su cargo.

En la ejecución de cualquier trabajo, es prácticamente imposible que un operador labore en forma continua e ininterrumpida durante toda la jornada de trabajo. Es lógico que existan interrupciones, unas veces debidas a factores humanos, y otras debido a pequeñas reparaciones, ajuste y lubricación de las máquinas.

Debe tenerse en cuenta, así mismo, que especialmente en obras que presentan condiciones muy adversas, las pérdidas de tiempo o interrupciones en las actividades de la maquinaria, se incrementan en forma notable, bien sea por condiciones topográficas desfavorables, por fenómenos meteorológicos adversos, o porque la maquinaria de que se disponga no sea precisamente la más adecuada para las condiciones imperantes en la obra.

Así pues, por cada hora cronológica, solamente se trabaja efectivamente un porcentaje de la misma, el que está profundamente influido por las condiciones de la obra y por la calidad de la administración o gestión de la empresa constructora. Por lo antes dicho, para obtener los tiempos reales o efectivos de trabajo, es necesario

introducir en los cálculos los factores correspondientes, que se señalan en la sig. tabla.

FACTORES DE RENDIMIENTO DE TRABAJO EN FUNCION DE LAS CONDICIONES DE OBRA Y DE LA CALIDAD DE ADMINISTRACION				
CONDICIONES DE LA OBRA	COEFICIENTE DE ADMINISTRACION O GESTION			
	EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA
EXCELENTES	0.84	0.81	0.76	0.70
BUENAS	0.78	0.75	0.71	0.65
REGULARES	0.72	0.69	0.65	0.60
MALAS	0.63	0.61	0.57	0.52

TABLA VII.12

A continuación podemos ver un formato para el análisis del costo directo: Hora-Máquina.

sig.

FORMATO PARA EL ANALISIS DEL COSTO DIRECTO: HORA - MAQUINA .

AS
ON
ON

lora-

CONSTRUCTORA: _____ _____	Máquina: _____ Modelo: _____ Detos adic: _____	Hoja No _____ Calculó: _____ Revisó: _____ Fecha: _____
OBRA: _____		
DATOS GENERALES:		
Precio de adquisición: \$ _____ Equipo adicional: _____	Fecha de colocación: _____ Vida económica (Ve): _____ años Horas por año (Ha): _____ hr/año Motor: _____ de _____ HP	
Valor inicial (Vo): \$ _____ Valor de rescate (Vr): _____ % = \$ _____ Tasa de interés (i): _____ % Prima seguros (s): _____ %	Factor de operación _____ Potencia de operación: _____ HP op. Coeficiente de almacenaje (K): _____ Factor mantenimiento (Q): _____	
I- CARGOS FIJOS.		
a) Depreciación: $D = \frac{V_a - V_r}{V_a}$ _____	\$ _____	
b) Inversión: $I = \frac{V_a + V_r}{2 H_a}$ _____	\$ _____	
c) Seguros: $S = \frac{V_a + V_r}{2 H_a}$ _____	\$ _____	
d) Almacenaje: $A = K D$ _____	\$ _____	
e) * $M = Q D$ _____	\$ _____	
SUMA DE CARGOS FIJOS POR HORA		\$ _____
* Reservas para reparaciones (Multiplicador de uso prolongado por factor de reparación básicos.)		
II- COSTOS DE OPERACION. CONSUMO.		
a) Combustible: $E = e P_o$		
Diesel: $E = 0.20 x$ _____ HP. op. x \$ _____ /lt.	\$ _____	/lt.
Gasolina: $E = 0.24 x$ _____ HP. op. x \$ _____ /lt.	\$ _____	/lt.
b) Lubricantes, filtros, grasa: Precio unitario x Consumo = Costo/hora.		
Carter _____ x _____ = _____		
Transmisión _____ x _____ = _____		
Mandos finales _____ x _____ = _____		
Funciones hidráulicas _____ x _____ = _____		
Grasa _____ x _____ = _____		
SUBTOTAL (aceites y grasa) _____		
Filtros (anexar cada máquina de acuerdo al instructivo de operación)		
c) Manutención: Costo de reemplazo entre horas de uso. Costo/Duración = _____		
d) Tran de rodaje: (F. impacto + F. abrasividad + Factor Z) x Factor básico _____ x _____ = _____		
e) Elementos de desgaste especial: Costo/Duración Concepto Costo entre duración = Costo/hora		
1- _____ = _____		
2- _____ = _____		
3- _____ = _____		
Total _____		
SUMA CONSUMOS POR HORA		\$ _____
III- OPERACION.		
Salario: \$ _____		
Operador: _____		
Sal./Turno - prom.: _____		
Horas/Turno-prom.: (H)		
H = 8 horas x _____ (factor de rendimiento) = _____ horas.		
∴ Operación = O = S/H = \$ _____ hora. = \$ _____		
SUMA OPERACION POR HORA		\$ _____
COSTO DIRECTO HORA - MAQUINA (HMD) \$ _____		

CAPITULO VIII

COSTOS INDIRECTOS

VIII. COSTOS INDIRECTOS .

Tal y como se mencionó en la introducción, los costos indirectos aplicables a una obra o a los diversos conceptos de trabajo que forman parte de la misma, son todos aquellos gastos generales que por su naturaleza intrínseca, son de aplicación a todos y cada uno de los conceptos de trabajo que forman parte de una obra determinada, es decir, los gastos generales que ejerce la empresa constructora para hacer posible la ejecución de todas sus operaciones en las obras a su cargo.

Los indirectos propios de cada obra en particular, son perfectamente previsibles y se pueden analizar y estimar previamente por lo menos dentro del mismo orden de aproximación de los costos directos. Se pueden, por otra parte controlar durante la ejecución de la obra, para mantenerlos dentro de los límites prefijados.

Por no ser posible una determinación concreta en tiempo, cantidades o importes de los Trabajos que los producen, los cargos indirectos se expresan como un porcentaje del costo directo de cada concepto de trabajo.

A grandes rasgos, podemos clasificar los aspectos que dan lugar a los costos indirectos, dentro de los cinco grupos siguientes.

- a) Administración central
- b) Administración y gastos generales de obra
- c) Financiamiento
- d) Fianzas y Seguros
- e) Imprevistos

De una manera enunciativa y no limitativa, en las siguientes páginas se consignan los principales renglones, que por concepto de costos indirectos, integran los cinco grupos mencionados anteriormente.

a) ADMINISTRACION CENTRAL

Se refiere a los gastos generales inherentes a toda empresa permitiendo su normal desenvolvimiento.

Toda empresa constructora racionalmente organizada, deberá estar dotada de cuerpos administrativos que estén encargados de conducir, controlar y vigilar todas las operaciones de la propia empresa, así como de servir de enlace entre las diversas dependencias que forman parte de la misma.

Dentro de la administración central, algunos de los renglones de gastos más importantes son:

Honorarios de directivos y ejecutivos.

Honorarios y sueldos de personal técnico.

Honorarios y sueldo de personal administrativo.

Salario de personal de servicio.

Seguro Social e impuestos sobre remuneraciones pagadas.

Prestaciones que obliga la Ley Federal del Trabajo.

Pasajes y viáticos del personal de administración central.

Gastos de representación.

Consultorías y asesorías.

Estudio e investigación.

Iguala en asuntos jurídicos y fiscales.

Depreciación, rentas y mantenimiento de edificios, talleres, bodegas, etc.

Depreciación de muebles y enseres.

Amortización de gastos de organización.

Previsión para cuentas de cobro dudoso.

Previsión para periodos de inactividad.

Depreciación, renta y operación de vehículos.

Servicios médicos de emergencia.

Indemnizaciones.

Gastos de oficina: Papelería y útiles de escritorios, correos, Telégrafos, teléfonos, luz, gas, radio, situación de fondos, copias y duplicados otros consumos, suscripciones y cuotas conservación.

Preparación de concursos.

Publicidad y promoción.

Donativos.

El monto de los gastos correspondientes a la administración central es muy variable dependiendo de la magnitud de la empresa y debe ser calculado en base al costo directo total de cada obra.

b) ADMINISTRACION Y GASTOS GENERALES DE OBRA

Los conceptos que constituyen este grupo, los podemos desglosar en los siguientes aspectos:

- a).- Honorarios, sueldos y prestaciones
- b).- Instalaciones y obras provisionales
- c).- Transporte, fletes y acarreos
- d).- Gastos de oficina
- e).- Varios

HORARIOS, SUELDOS Y PRESTACIONES

Este concepto cubre todas las erogaciones originadas por el personal técnico-administrativo que en el campo, dirige y supervisa la ejecución de los trabajos. En dicha organización de dirección y superintendencia se incluye desde la máxima autoridad de la obra, que suele ser un Ingeniero Superintendente General, hasta sobrestante, cabos y todo el personal de campo que esté cumpliendo funciones administrativas.

Dentro de este concepto queda involucrados los siguientes renglones.

Honorarios de superintendentes e Ingenieros Auxiliares.

Honorarios de sueldos de personal administrativo y de servicios. (Jefe de Oficina, Secretarias, pagador, oficinistas, almacenistas, laboratoristas).

Sueldos y salarios de personal auxiliar (Bodegueros, mecánicos, soldados, choferes, veladores).

Seguro Social e impuestos sobre remuneraciones pagadas del personal técnico y administrativo en obra.

Pasajes y viáticos.

Sueldos de tránsito.

Compensaciones y gratificaciones.

INSTALACIONES Y OBRAS PROVISIONALES

Incluimos dentro de este aspecto, todas las erogaciones relativas a la construcción de obras e instalaciones auxiliares, necesarias para el desarrollo de la obra, tales como:

Campamento: Oficinas de obra, talleres, bodegas, almacenes, comedores, dormitorios, laboratorios de campo y patios de almacenamiento.

Conservación y mantenimiento de las estructuras anteriores.

Instalaciones eléctricas, hidráulicas, sanitarias, de gas, y su conservación.

Tapiales y cercas.

Muelles.

Señalamientos.

Casetas de vigilancia.

Instalaciones deportivas y recreativas.

Escuelas.

Iglesias.

Instalaciones para servicio médico.

TRANSPORTES, FLETES Y ACARREOS

Se agrupan los gastos originados por:

Consumos y amortización de vehículos del servicio general de la obra.

Fletes de materiales y equipo, etc. no incluidos en el costo directo.

GASTOS DE OFICINA

Papelería y útiles de escritorio.

Correo, telégrafos, teléfono, y otros medios de comunicación.

Gastos por movimientos bancarios.

Copias y duplicados de planos y documentos.

Consumo de luz, gas, etc.

Relaciones públicas, donativos, atenciones.

Suscripciones y cuotas.

Envíos.

Pasajes y transportes locales.

Amortización de equipo de ingeniería.

VARIOS

Aquí se involucran otras erogaciones, como pueden ser:

Amortización y consumo de equipo y herramienta de taller.

Control de calidad.

Riesgo de obras terminadas (reclamaciones posteriores).

Conservación de la obra hasta la entrega.

Derechos de pasos.

Letreros en general.

Servicios médicos de emergencia.

Intercomunicación.

Limpieza de obra en proceso y para entrega.

Desmantelamientos.

Ruptura y reposición (ductos, pavimentos, cables, etc.).

c) FINANCIAMIENTO.

Este es un factor de costo de vital importancia, cuya imprevisión puede tener graves consecuencias en los resultados finales de una obra, y aún ocasionar serias pérdidas.

El monto de los financiamientos dependerá en cada caso particular, de la relación que exista entre el programa previsto de erogaciones y el programa esperado de ingresos, dependiendo el primero del programa general de obra y el segundo de la forma de pago establecida en el contrato.

d) FLANZAS Y SEGUROS.

Involucra dentro de este grupo a todas las erogaciones motivadas por los aspectos de fianzas, seguros, multas, recargos, regalías por el uso de patentes, etc.

e) IMPREVISTOS.

Existen divergencias entre si se debe o nó, incluir dentro de los costos indirectos, el concepto de "imprevistos". Categóricamente hay que reconocer que existen en todo trabajo de construcción, causas o elementos de costo que no pueden ser evaluados.

No se puede suprimir totalmente los errores, tanto en estimación como en el proceso de ejecución. No se puede predecir la magnitud de un posible accidente; no se puede cubrir con seguros todas las posibles eventualidades, ni se puede prever las demoras que causarán en las operaciones. Elementos de este tipo constituyen el riesgo natural de la construcción, riesgo del mismo género que es inherente a cualquier otra orden de actividad económica.

El criterio correcto de estimación de imprevistos, consistirá pues, en tratar de presuponer con alguna base razonable, los cargas de previsión para el mayor número posible de contingencias reduciendo a un mínimo aceptable el factor marginal que se supone servirá para cubrir en alguna proporción los riesgos verdaderamente imprevisibles.

Las principales causas de los costos imprevistos son ciertas demoras y suspensiones de trabajo por conflictos obrero- patronales, atraso en suministro de materiales, obra de mano y equipo, o escasez de dichos elementos, accidentes, modificaciones al proyecto, erogaciones extras por extravíos, robos y pérdidas, errores y omisiones en presupuestos y programas, etc.

En resumen podemos concluir que el porcentaje con que se exprese en efecto de los imprevistos dentro de los costos indirectos, dependerá del grado de certidumbre que se tenga respecto a todos y cada uno de los factores de costo de una obra.

es
is.

ón
le
la

os

os,
en
er

el
e;
er
en
a

CAPITULO IX

PRECIO UNITARIO

IX. PRECIO UNITARIO.

Se define como la suma de los costos directos más los costos indirectos de un concepto de trabajo, incluyendo la utilidad del constructor.

El costo directo es la suma de los costos parciales de la mano de obra, la maquinaria y los materiales.

Los costos indirectos son tratados en otro capítulo.

La utilidad del contratista es la percepción a que tienen derecho por los trabajos ejecutados y riesgo de la inversión, generalmente es entre un 10% y un 15%.

Para poder analizar correctamente un costo directo es necesario:

- Conocer y/o diseñar cuidadosamente todos los pasos que deben realizarse para ejecutar un concepto de trabajo (Ejemplo: Si construimos un terraplén debemos saber si es un préstamo lateral ó de banco, que tipo de material vamos a colocar, si lleva o no compactación y desde luego con que tipo de maquinaria se va a realizar.
- Conocer los rendimientos de la obra de mano y su costo real.
- Establecer los costos horarios de la maquinaria y estudiar sus rendimientos.
- Cuantificar los materiales que lleve el concepto, conocer sus costos, sus fletes, su desperdicio y los costos de almacenamiento.

En las páginas siguientes se observan algunos análisis de costos tanto de edificación como de construcción pesada. En edificación, ya es costumbre usar el formato llamado "MATRIZ" porque regularmente son conceptos muy conocidos y repetitivos. En construcción pesada pueden manejarse matrices, pero en problemas importantes es preferible hacer todo el desarrollo del análisis del precio unitario.

EJEMPLOS DE PRECIOS UNITARIOS USANDO MATRICES

PRECIO UNITARIO:

Colado de concreto en losas, rampas de escaleras, incluye: Acarreo, vaciado a bote, vibrado, curado con agua, perfilado, artesa y desperdicio.

UNIDAD: m³

Descripción del Concepto	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	Totales	%/cu
MATERIALES						
Agua	m ³	0.22600	197.80	44.70		1.236 %
Madera de pino 3a.	pt	1.00000	250.50	250.50		6.925 %
		Subtotal		295.20	295.20	8.161 %
MANO DE OBRA						
Peón	jo	0.03500	2,662.88	93.20		2.576 %
Peón	jo	0.55500	2,662.88	1,477.90		40.855 %
Of. albañil	jo	0.11110	3,878.16	430.86		11.911 %
		Subtotal		2,001.96	2,001.96	55.343 %
HERRAMIENTA Y EQUIPO						
Mando intermedio	% m.o.	8.00000	2,001.96	160.16		4.427 %
Herramienta menor	% m.o.	2.00000	2,001.96	40.04		1.107 %
Costo horario vibrador elba Mod. V.G.A.	hr	0.66670	629.79	419.88		11.607 %
		Subtotal		620.08	620.08	17.142 %
		Total costo directo			2,917.24	
		24% INDIRECTOS			700.14	
		Total precio unitario/m³			3,617.38 UM	

S

m³

%/cu

36 %

25 %

61 %

76 %

55 %

11 %

43 %

27 %

07 %

07 %

42 %

PRECIO UNITARIO:

Cimbra y descimbra en columnas con duela para acabado común, medido por superficie de contacto incluye: - materiales, habilitado, nivelado, resacas, perfilado cambio a la siguiente posición.

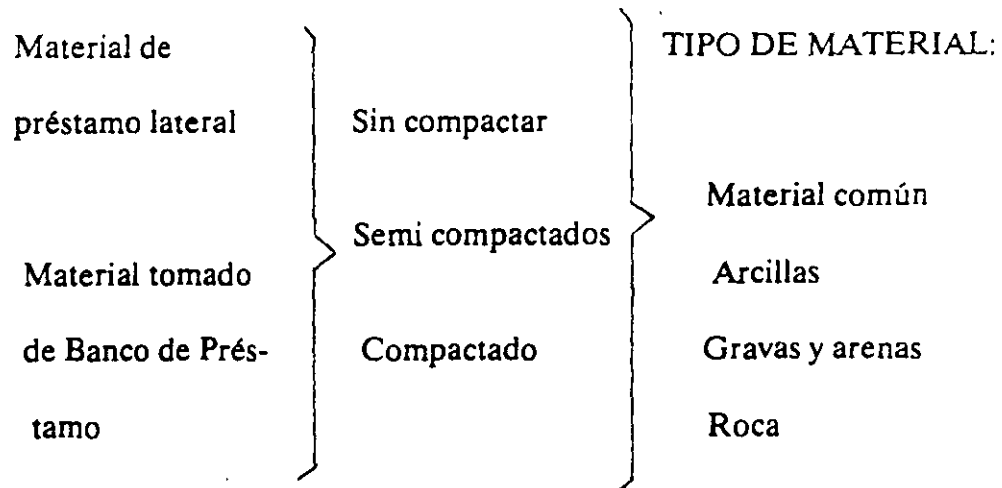
UNIDAD: m²

Descripción del Concepto	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	Totales	%/cu
MATERIALES						
Alambre recocido # 18	kg	0.1	270.00	27.00		1.307 %
Clavo	kg	0.22	300.00	67.50		3.268 %
Diesel	lt	0.5	72.6	36.30		1.757 %
Duela de pino 3a	pt	1.47000	250.50	368.24		17.825 %
Madera de pino 3a	pt	3.22000	250.50	806.61		39.046 %
		Subtotal		1,305.65	1,305.65	63.203 %
MANO DE OBRA						
Peón	jo	0.04000	2,662.88	106.52		5.156 %
Ayudante	jo	0.08330	2,770.11	230.75		11.170 %
Carpintero de obra negra	jo	0.08330	4,247.05	353.78		17.126 %
		Subtotal		691.04	691.04	33.452 %
HERRAMIENTA Y EQUIPO						
Mando intermedio	% m.o.	8.00000	691.05	55.28		2.676 %
Herramienta menor	% m.o.	2.00000	691.05	13.82		0.669 %
		Subtotal		69.11	69.11	3.345 %
Total costo directo					1,065.79	
24% INDIRECTOS					495.79	
Total precio unitario/m²					2,561.59 UM	

EJEMPLOS DE PRECIOS UNITARIOS ANALIZADOS ABARCANDO LA MAYOR PARTE DE LOS CAMPOS DE LA CONSTRUCCION

TERRAPLENES

1. Variantes.



2. Algunos conceptos de trabajo aplicables a diferentes tipos de obra y cuyos análisis de costo son similares y pueden agruparse bajo la denominación de "terraplenes"

2.1 Vías de comunicación.

Excavación en bancos de préstamo para la obtención de material común que se utilice en la formación de terraplenes.

Formación y compactación de terraplenes contiguos a los estribos de puentes.

Formación y compactación de terraplenes en la ampliación de la corona adicionada con sus cuñas de sobreancho.

Sub-bases o bases compactadas con material obtenido de banco de préstamo.

2.2 Presas.

Obtención, acarreo y colocación de material impermeable para el corazón de la cortina ó diques.

ICANDO LA
ACION

Obtención, acarreo y colocación de material permeable para zonas de filtros ó zonas de transición.

2.3 Urbanización.

Plataforma de tepetate compactado para desplante de edificios.

2.4 Obras Marítimas.

Explotación en banco, acarreo y colocación de piedra natural para la capa secundaria de escolleras.

3. Especificación Prototipo

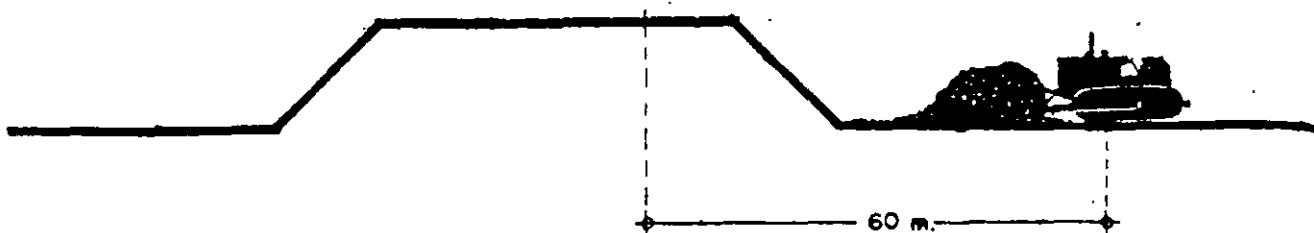
Formación de Terraplenes compactados al 95% de la prueba proctor con rodillo "pata de cabra" vibratorio autopropulsado, con material producto del banco de préstamo ubicado a 450 m. a la izquierda de la estación 3 + 450, transportado con motoescrepa.

El precio unitario para este concepto que se pagará en metros cúbicos medidos en el terraplén comprende todas las operaciones siguientes: Excavación del material en el banco de préstamo con empleo de motoescrepas y tendido de material con la misma maquinaria y motoconformadora, adaptación del espesor a las necesidades del proceso de compactación; aplicación de la humedad en el grado que se requiera, escarificación del material si es necesario para lograr este grado de humedad y compactación a base de pasadas de rodillo de especificaciones apropiadas.

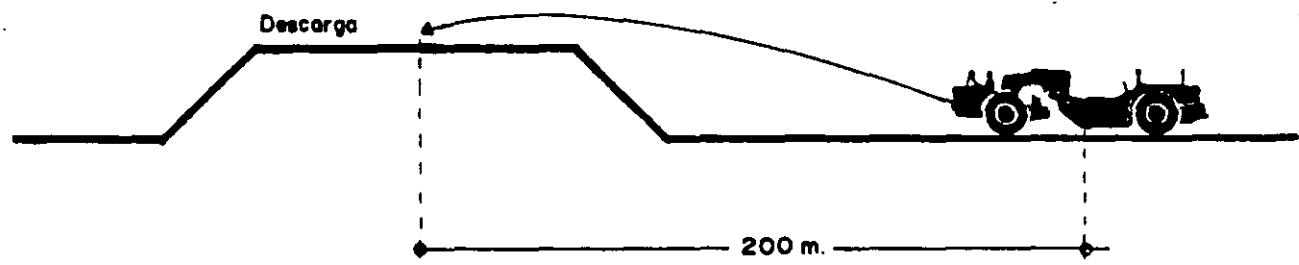
4. Proceso Constructivo.

4.1 Obtención del material y su acarreo.

Material obtenido de préstamo lateral. El equipo utilizado puede variar según la distancia de recorrido y necesidades del proyecto. En distancias cortas, usualmente no mayores de 60 mts. puede utilizarse un tractor empujador.

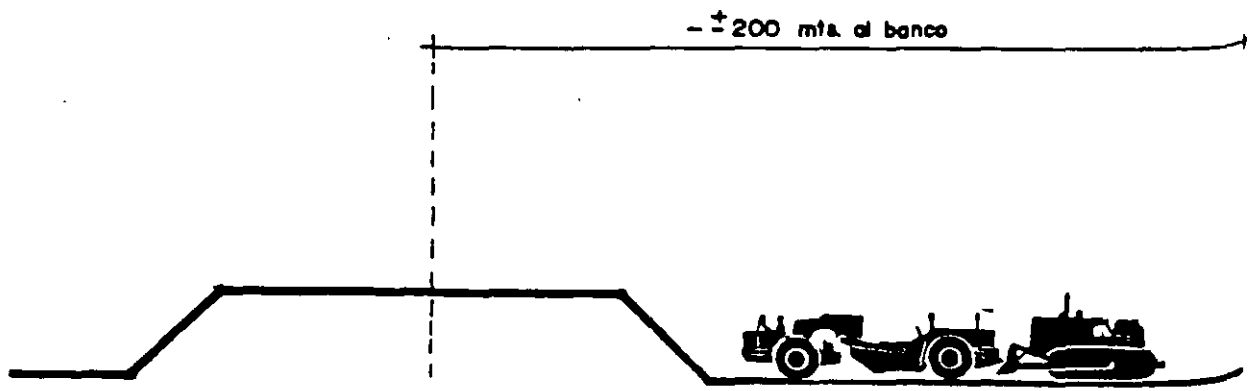


Para distancias mayores (hasta 200 m. se considera préstamo lateral) suele usarse la motoescrepa.



Material producto de banco de préstamo.

La excavación y carga puede hacerse con tractor y cargador frontal ó pala mecánica ó con motoescrepas empujadas.



Se tiene la opción de utilizar para el acarreo camiones de volteo, camiones fuera de carretera, motoescrepa o vagonetas, dependiendo de las distancias, de las características del terraplén, del costo y de la disponibilidad del equipo.

Cuando el terraplén está formado por roca, el equipo de extracción esta compuesto por compresores y equipo de barrenación y el manejo de explosivos. Este proceso se analiza en el inciso de excavaciones a cielo abierto.

Un precio unitario puede analizarse considerando la longitud de los acarrees si se conocen y se tiene la seguridad de que no sufran modificaciones o en su defecto incluir solamente lo que se le conoce como acarreo libre (2 estaciones, 5 hectómetros, un kilómetro) y la diferencia analizada por separado en un concepto que se llama sobreacarreos (estaciones subsecuentes, hectómetros subsecuentes, kilómetros subsecuentes). esto último es lo mas usual motivado por los cambios de bancos o proyectos y por lo tanto las modificaciones en las distancias de acarreo.

4.2 Formación de terraplén.

Puede realizarse con tractores empujadores, motoconformadoras o las motoescrepas que esparcen el material cuando lo vacían.

4.3 Compactación.

Dependiendo de las especificaciones de compactación puede bastar con el simple paso del equipo o ser necesario utilizar equipos compactadores como rodillos simples o vibratorios lisos o pata de cabra.

EJEMPLO: Sub-bases compactadas al 100% de la prueba proctor con material obtenido de banco de préstamo con una distancia de acarreo al centro de gravedad del tramo de 10 kms.

ESPECIFICACIONES: Las sub-bases son capas sucesivas de materiales seleccionados que se construyen sobre la subrasante de caminos y aeropuertos y cuya función es soportar las cargas rodantes y transmitir las a la terracería.

El concepto incluye la extracción del material, trituración si es necesaria, acarreo al tramo y acamellonamiento, incorporación del agua necesaria, mezclado tendido y compactación a los niveles y con las tolerancias que indique el proyecto.

MEDICION Y PAGO: La Construcción de bases y sub-bases se pagará de acuerdo a las secciones de proyecto con las tolerancias marcadas en las especificaciones.

EQUIPO:

Tractor D-8 o similar	150,000.00 UM/h.e.
Cargador frontal 2 1/2 yd ³	75,000.00 UM/h.e.
Planta de trituración con trituradora primaria, secundaria y cribas.	135,000.00 UM/h.e.
Motoconformadora operando	55,000.00 UM/h.e.
Motoconformadora en reserva	46,000.00 UM/h.e.
Compactador autopropulsado liso operando	30,000.00 UM/h.e.
Compactador autopropulsado en reserva	24,000.00 UM/h.e.
Camión volteo operando	28,000.00 UM/h.e.
Camión volteo en reserva	16,000.00 UM/h.e.
Camión pipa 5000 lts. operando	20,000.00 UM/h.e.
Camión pipa 5000 lts. en reserva	15,000.00 UM/h.e.
Bomba centrífuga 2"	2,000.00 UM/h.e.

ANALISIS DEL CONCEPTO.

a) Extracción del material.

Utilizamos un tractor tipo D-8 con un rendimiento de 122 m³/hora medido en banco.

$$\frac{150,000 \text{ UM/h.e.}}{122 \text{ m}^3/\text{h.}} = 1229.50 \text{ UM/m}^3$$

Si mediante pruebas de laboratorio se ha medido que un metro cúbico en banco se convierte en 0.87 m³ compactado en el terraplén, el cargo será.

$$\frac{1229.50}{0.87} = 1413.22 \text{ UM/m}^3$$

b) Cargo del material.

Utilizamos un cargador frontal de 2 1/2 yd³ con producción de 93 m³/hora medidos sueltos.

Mediante pruebas de laboratorio se ha determinado que el material de banco se abunda 22%. Debemos calcular la producción medida en el terraplén que será:

V/h.e.
V/h.e.
A/h.e.
A/h.e.
A/h.e.
A/h.e.
A/h.e.
A/h.e.
A/h.e.
A/h.e.
A/h.e.

$$\frac{93 \text{ m}^3/\text{h}}{1.22 \text{ m}^3/\text{h}} = 76.22 \text{ m}^3/\text{h. (banco)}$$

$$76.22 \times 0.87 = 66.31 \text{ m}^3/\text{h (terraplén)}$$

Luego entonces el cargo por la carga del material medido en el terraplén será:

$$\frac{75,000 \text{ UM/h.e.}}{66.31 \text{ m}^3/\text{h.e.}} = 1,131.05 \text{ UM/m}^3$$

c) Acarreo local a la planta de trituración localizada a 500 mts. del banco de préstamo.

o en

Cálculo del ciclo:

Se ha determinado que el cargador frontal tarda en la carga 2.96 min. Tiempo de recorrido del camión en la ida a 30 km/hora:

$$\frac{60 \text{ min/h} \times 0.5 \text{ km.}}{30 \text{ km/h} \times 0.67 \text{ (eficiencia)}} = 1.49 \text{ min.}$$

o se

Tiempo de recorrido del camión en el regreso a 50 km/hora.

$$\frac{60 \text{ min/h} \times 0.5 \text{ km.}}{50 \text{ km/h} \times 0.67} = 0.89 \text{ min.}$$

los

Tiempo de viraje, descarga y acomodos = 2.00 min.

Tiempo total del ciclo 7.34 min.

se
t:

No. de camiones para abastecer eficientemente al cargador frontal.

$$N = \frac{7.34}{2.96} = 2.47 = 3 \text{ camiones}$$

El rendimiento de los tres camiones será el mismo que el del cargador. En los análisis de precios unitarios suele considerarse un 25 ó 30% de camiones en reserva especialmente cuando se analizan trabajos en que el abastecimiento de material es la actividad crítica. Si hacemos esta consideración el cargo por este acarreo sería.

$$\begin{array}{rcl}
 3 \text{ camiones volteo operando} & = & 3 \times 21,000 \text{ UM/h.e.} & = & 63,000 \text{ UM/h.e.} \\
 1 \text{ camión volteo reserva} & = & 1 \times 16,000 \text{ UM/h.e.} & = & 16,000 \text{ UM/h.e.} \\
 & & & & \hline
 & & & & 79,000 \text{ UM/h.e.}
 \end{array}$$

$$\text{Cargo} \quad \frac{79,000 \text{ UM/h.e.}}{66.31 \text{ m}^3/\text{h.e.}} = 1,191.37 \text{ UM/m}^3$$

d) Trituración y cribado.

$$\frac{135,000 \text{ UM/h.e.}}{66.31 \text{ m}^3/\text{h.e.}} = 2,035.89 \text{ UM/m}^3$$

e) Carga y acarreo a 10 km.

$$\begin{array}{r}
 \text{Análisis del ciclo} \\
 \text{Carga} \\
 \text{Tiempo de recorrido en la ida}
 \end{array}
 \quad = 2.96 \text{ min.}$$

$$\frac{60 \text{ min/hora} \times 10 \text{ km.}}{30 \text{ km/h} \times 0.67} = 29.85 \text{ min.}$$

Tiempo de recorrido en el regreso.

$$\frac{60 \text{ min/h} \times 10 \text{ km}}{50 \text{ km/h} \times 0.67} = 17.91 \text{ min.}$$

$$\text{Viraje, descarga y acomodo.} \quad = 2.00 \text{ min.}$$

$$\text{Tiempo total del ciclo.} \quad = \underline{52.72 \text{ min.}}$$

los
erva
al es
ría.

$$\text{No de camiones} = \frac{52.72}{2.96} = 17.8 = 18$$

Costo de la carga y acarreo.

$$\begin{array}{rcl} \text{Cargador} & \times 75,000.00 \text{ UM/h.e.} & = 75,000.00 \text{ UM/h.e.} \\ 18 \text{ camiones operando} & \times 21,000.00 \text{ UM/h.e.} & = 378,000.00 \text{ UM/h.e.} \\ 5 \text{ camiones en reserva} & \times 16,000.00 \text{ UM/h.e.} & = 80,000.00 \text{ UM/h.e.} \\ & & \hline & & 533,000.00 \text{ UM/h.e.} \end{array}$$

$$\frac{533,000 \text{ UM/h.e.}}{66.31 \text{ m}^3/\text{h}} = 8,038.00 \text{ UM/m}^3$$

ñ) Incorporación del agua. Supongamos que la fuente de abastecimiento se encuentra a 15 km del centro de gravedad del tramo que se está construyendo y que se utilizan 150 lts de agua por metro cúbico de material compacto.

Gasto medio de una bomba de 2" ----- 600 lts/min.
Eficiencia 0.67 Gasto real ----- 402 lts/min.

$$\text{Tiempo de llenado de una pipa: } \frac{5000}{402} = 12.43 \text{ min.}$$

Cálculo del ciclo:

Recorrido de la pipa en el viaje de ida.

$$\frac{60 \text{ min/h.} \times 15 \text{ km}}{30 \text{ km/h.} \times 0.67} = 44.77 \text{ min.}$$

Recorrido de la pipa en el viaje de regreso.

$$\frac{60 \text{ min/h.} \times 15 \text{ km}}{50 \text{ km/h.} \times 0.67} = 26.86 \text{ min.}$$

Descarga de la pipa en el tramo (500 lts/min)

$$\frac{5000 \text{ lts.}}{500 \text{ lts/min.}} = 10.00 \text{ min.}$$

$$\text{TIEMPO TOTAL} = 81.63 \text{ min.}$$

Costo del inciso "metro cúbico de agua"

$$\text{Carga por bomba} \quad \frac{2,500 \text{ UM/h.e.} \times 12.43 \text{ min.}}{60 \text{ min/h.} \times 5 \text{ m}^3} = 103.58 \text{ UM/m}^3$$

$$\text{Carga por pipa parada} \quad \frac{15,000 \text{ UM/h.e.} \times 12.43 \text{ min.}}{60 \text{ min/h.} \times 5 \text{ m}^3} = 621.50 \text{ UM/m}^3$$

$$\text{Carga por pipa trabajando} \quad \frac{20,000 \text{ UM/h.e.} \times 81.63 \text{ min.}}{60 \text{ min/h.} \times 5 \text{ m}^3} = 5,442.00 \text{ UM/m}^3$$

$$6,167.08 \text{ UM/m}^3$$

$$\text{Carga al concepto: } 6167.08 \text{ UM/m}^3_{\text{agua}} \times 0.15 \text{ m}^3_{\text{agua/m}^3} = 925.06 \text{ UM/m}^3$$

g) Mezclado y tendido de materiales.

Se utilizará una motoconformadora con un rendimiento de 93 m³/hora medidos en el terraplén.

Aquí se observa que: La producción necesaria para el tramo no es compatible o múltiplo de la producción que obtenemos en el equipo de extracción, carga, acarreo

y trituración; la motoconformadora está desbalanceada, entonces el análisis correcto sería considerarla una parte del equipo operando y otra en reserva.

$$\frac{66.31 \text{ m}^3/\text{h.}}{93 \text{ m}^3/\text{h.}} = 0.71 = 71\%$$

Cargo por el inciso

Costo horario promedio de la motoconformadora

$$\begin{array}{rcl} & 55,000 \text{ UM/h.e.} \times 0.71 & = 39,050.00 \text{ UM/h.e.} \\ + & 46,000 \text{ UM/h.e.} \times 0.29 & = 13,340.00 \text{ UM/h.e.} \\ & & \hline & & 52,390.00 \text{ UM/h.e.} \end{array}$$

$$\text{Cargo: } \frac{52,390 \text{ UM/h.e.}}{66.31 \text{ m}^3/\text{h.}} = 790.07 \text{ UM/m}^3$$

Para comparar obtengamos el costo sin tomar en cuenta el equipo balanceado.

$$\frac{55,000 \text{ UM/h.e.}}{93 \text{ m}^3/\text{h.}} = 591.39 \text{ UM/m}^3$$

Esta diferencia (entre 790.07 UM y 591.39 UM) no está considerando el tiempo que necesariamente están costando las máquinas ociosas o en reserva.

h) Compactación.

El compactador autopropulsado que se utiliza tiene un rendimiento de 164 m³/hora, luego entonces.

$$\frac{66.31 \text{ m}^3/\text{h.}}{164 \text{ m}^3/\text{h.}} = 0.40 = 40\%$$

Costo horario promedio del compactador.

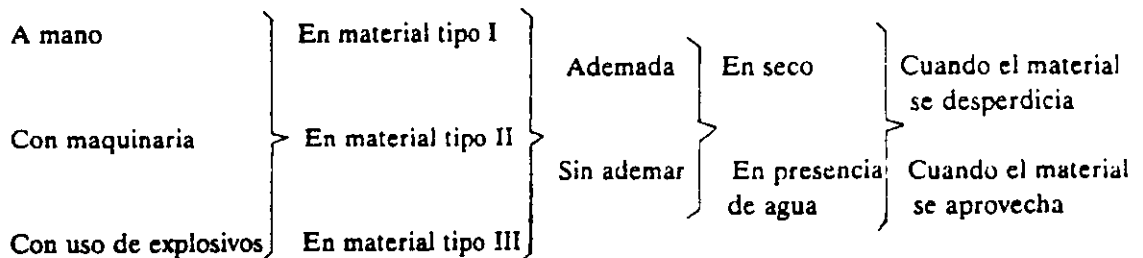
$$\begin{array}{rcl} & 30,000 \text{ UM/h.e.} \times 0.4 & = 12,000.00 \text{ UM/h.e.} \\ & 24,000 \text{ UM/h.e.} \times 0.6 & = \underline{14,400.00 \text{ UM/h.e.}} \\ & & 26,400.00 \text{ UM/h.e.} \\ \text{Cargo:} & \frac{26,400 \text{ UM/h.e.}}{66.31 \text{ m}^3/\text{h.e.}} & = 398.13 \text{ UM/m}^3 \end{array}$$

RESUMEN DE CARGOS:

a) Extracción del material	1413.22 UM/m ³
b) Carga de material	1131.05 UM/m ³
c) Acarreo local a la planta	1191.37 UM/m ³
d) Trituración y Cribado	2,035.89 UM/m ³
e) Carga y acarreo a 10 kms.	8,038.00 UM/m ³
f) Incorporación de agua	925.06 UM/m ³
g) Mezclado y tendido del material	790.07 UM/m ³
h) Compactación.	398.13 UM/m ³
	<hr/>
COSTO DIRECTO	15,922.99 UM/m ³
INDIRECTOS (45%)	7,165.26 UM/m ³
PRECIO UNITARIO	<hr/>
	23,158.05 UM/m ³

EXCAVACIONES

1.- Variantes



2.- Algunos conceptos de trabajo aplicables a diferentes tipos de obra y cuyos análisis de Costo son similares y pueden agruparse bajo la denominación de "Excavaciones".

2.1 Vías de comunicación.

- Excavación en cortes.
- Despalmes en áreas de construcción.

2.2 Presas.

- Excavación en el cauce del río, en presencia de agua, para la cimentación de ataguías.
- Excavación para limpia de áreas de cimentación de la cortina o diques.
- Excavación para el vertedor.

2.3 Zonas de riego.

- Excavación en tajos.
- Excavación para formar la cubeta del canal.

2.4 Centrales Hidroeléctricas.

- Excavación subterránea de la bóveda y cuerpo principal de la casa de máquinas.
- Excavación subterránea en galerías de oscilación.

3.- Especificación prototipo

Excavación en material común en excavación de zanjas, con acarreo libre de un Kilómetro.

El concepto incluye todas las operaciones y materiales necesarios para realizar las excavaciones, incluyendo las operaciones de ademe y/o amacice y afine, las operaciones necesarias para la carga del material producto de la excavación en las unidades de Transporte, el acarreo de este material dentro de un Kilómetro de acarreo libre y su descarga, pudiendo ser esta descarga en bancos de desperdicio, bancos de almacenamiento para el aprovechamiento posterior del material, o en la obra para su utilización inmediata.

Los volúmenes de obra ejecutada con cargo a este concepto se medirá directamente en el sitio de excavaciones, de acuerdo con las secciones del proyecto y se expresarán en metros cúbicos.

4.- Proceso Constructivo.

Para iniciar la excavación se debe tener en el terreno el trazo topográfico definitivo de los ejes y secciones de la excavación y definir las tolerancias máximas que se permitirán. La excavación se podrá realizar a máquina, con retroexcavadora; y a mano. Cuando la excavación se realice con máquina en material tipo III se deben hacer pruebas para determinar la velocidad sísmica si la roca es desgarrable o se tendrán que usar explosivos.

Se diseñará la voladura que incluye la plantilla de barrenación y tronado y el consumo de explosivos de acuerdo con los métodos usuales (Ej. Método sueco) y en donde se requiere se deberá diseñar y construir el ademe necesario para evitar derrumbes.

EJEMPLO: Excavación para limpia de las áreas de cimentación de la cortina o diques, en roca fija en presas.

ESPECIFICACIONES.

Excavación de las área de cimentación de la cortina, especialmente en los taludes de la boquilla, para retirar el material fracturado, intemperizado, etc., hasta descubrir la roca sana, dejando una superficie adecuada para servir de desplante a la cortina o diques de una presa.

Acarreo de material producto de la excavación, hasta una distancia no mayor de 1.0 (uno) kilómetro, para depositarlo en los tiraderos del banco de desperdicio.

EQUIPO:

Pala de 2-1/2 yd ³ de capacidad	190,000.00 UM/h.e.
Tractor D-8 o similar	150,000.00 UM/h.e.
Perforadora neumática de mano RH656-4W	5,000.00 UM/h.e.
Compresora de 600 p.c.m.	35,000.00 UM/h.e.
Camión Euclid R - 35	95,000.00 UM/h.e.

ANALISIS DEL CONCEPTO.

1.- Aflojado de la roca.- Previamente a su excavación, la roca deberá ser aflojada por medio de barrenación y empleo de explosivos.

a).- Barrenación.- La barrenación, será realizada empleando perforadoras neumáticas de mano Mod. RH655-4W, que tienen un pistón de 2-1/2" de diámetro y las cuales, tienen un consumo de aire, barrenando en seco, del 99 p.c.m.

El consumo real será de (estimamos 7 pistolas alimentadas por un compresor).

$$99 \text{ p.c.m.} \times 1.05 \text{ (USOS)} \times 0.72 \text{ (diversidad)} \times 1.05 \text{ (fugas)} = 78 \text{ p.c.m.}$$

$$\text{Considerando 7 pistolas } 7 \times 78 \text{ p.c.m.} = 546 \text{ p.c.m.}$$

Consecuentemente, una compresora de 600 p.c.m., podrá alimentar a 7 pistolas.

b).- Rendimiento de barrenación.- El trabajo se realizará en riolitas compactadas y homogéneas, pero que superficialmente se encontrarán alteradas y fracturadas por intemperismo adoptamos un rendimiento de barrenación de 4.5 m. por hora, perforando a 1-1/4" de diámetro.

c).- Rendimiento por metro lineal de barrenación. Consideramos que la excavación se realizará disparando los explosivos con detonadores eléctricos con intervalos de milisegundos, para obtener un resultado óptimo, de acuerdo con los propósitos buscados.

Ahora bien, en la zona de limpia, el espesor variará ampliamente de un sitio a otro, por lo que tentativamente consideramos un trabajo de banqueo que en promedio tendrá 2.0 metros de profundidad.

Perforación de 1 - 1/4 de diámetro.

Profundidad media de los barrenos: 2.40 m.

Separación frontal: 1.20 m. (normal).

Espaciamiento entre barrenos: $1.20 \times 1.25 = 1.50$ m.

Carga específica de explosivos a 0.300 kg/m^3 .

Por tanto:

$$\frac{\text{Volumen tronado por barreno}}{\text{m. barrenados/barreno.}} = \frac{2.00 \times 1.20 \times 1.50}{2.40 \text{ m.}} = 1.5 \text{ m}^3/\text{ml}$$

Es decir 2.00 m^3 por barreno.

d).- Consumo de acero integral de barrenación.- Puesto que se trata de riolita, obtenemos una vida índice del orden de 1000 metros, por considerar el material fracturado.

Empleando acero integral de barrenación $7/8''$ con cincel de $1-1/4''$ los cambios serán a incrementos de 0.80 m.; por consiguiente se tendrán los siguientes cambios de acero de barrenación:

$$2.40/0.80 = 3$$

$$K = \frac{3 + 1}{2} = 2$$

Por consiguiente, la vida efectiva del acero sería del orden de:

$$\frac{1000 \text{ m}}{2} = 500 \text{ metros.}$$

Esto último puede explicarse también con la siguiente figura:

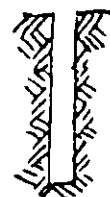
PRIMERA PARTE
DEL BARRENO
(0.80 M.)



SEGUNDA PARTE
DEL BARRENO
(1.60 M.)



TERCERA PARTE
DEL BARRENO
(2.40 M.)



Longitud de acero por usar $(0.80 + 1.60 + 2.40) = 4.80$
 Longitud del barreno 2.40

Si para perforar un barreno se necesita usar el doble de longitud de acero, la vida útil efectiva de barrenación, será la mitad. Es decir, en este caso aunque el acero dure 1000 mts. sólo dura 500 m.l. de barrenación.

e).- Consumo de brocas.- Queda incluido en el acero seccional, así como la afilación.

2.- Costo directo por barrenación.

Por compresora: $\frac{35,000.00 \text{ UM/hora}}{7 \times 4.5 \text{ m/h.} \times 1.5 \text{ m}^3/\text{m.}} = 740.74 \text{ UM/m}^3$

Por pistola: $\frac{5,000.00 \text{ UM/hora}}{4.5 \text{ m/h.} \times 1.5 \text{ m}^3/\text{m.}} = 740.74 \text{ UM/m}^3$

Por acero de barrenación:

$\frac{600,000.00/\text{juego de barras hasta 2.40}}{500 \text{ m.} \times 1.50 \text{ m}^3/\text{metro de barrenación.}} = 800.00 \text{ UM/m}^3$

Afilación y mantenimiento del acero:

30% del cargo por acero $800.00 \text{ UM m}^3 \times 0.30 = 240.00 \text{ UM/m}^3$

COSTO DIRECTO POR BARRENACION $2,521.48 \text{ UM/m}^3$

3.- Costo directo por explosivos, artificios y accesorios.

Consideramos una mezcla de 30% de tovox 100-45% y 70% de supermexamón "G" con un consumo de 0.300 kg/m^3 .

Cargo por dinamita: Tovex.

$$3,500.00 \text{ UM/kg} \times 0.300 \text{ kg/m}^3 \times 0.3 = 315.00 \text{ UM/m}^3$$

Cargo por Supermexamón "G"

$$700.00 \text{ UM/kg} \times 0.300 \text{ kg/m}^3 \times 0.7 = 147.00 \text{ UM/m}^3$$

Consideramos un estopin eléctrico por barreno,

$$\frac{3,000.00 \text{ UM/pza}}{3.00 \text{ m}^3/\text{barreno.}} = 1,000.00 \text{ UM/m}^3$$

Accesorios.- Estimamos 3.0 metros de alambre de conexión:

$$\frac{3 \times 7,380.00 \text{ UM}}{100 \text{ m.} \times 3.00 \text{ m}^3/\text{barreno.}} = 73.80 \text{ UM/m}^3$$

Alambre de conducción.

$$\frac{3 \times 17,490.00 \text{ UM}}{100 \text{ m.} \times 3.0 \text{ m}^3/\text{barreno.}} = 174.90 \text{ UM/m}^3$$

COSTO DIRECTO POR EXPLOSIVOS ARTIFICIOS, ETC. 1,710.70 UM/m³

4.- Cargo unitario por carga, poblado y tronado. Una cuadrilla integrada como sigue, rinde 60 m³/hora de trabajo.

1 Poblador	19,000.00 UM/día
1 Cargador	17,000.00 UM/día
1 Ayudante cargador	14,000.00 UM/día
S U M A	50,000.00 UM/día

$$\text{Carga unitario: } \frac{50,000.00 \text{ UM/día.}}{8 \times 60 \text{ m}^3/\text{hora}} = 104.17 \text{ UM/m}^3$$

5.- Cargo unitario por excavación:

La pala mecánica, sólo tiene acceso por las banquetas y los caminos de construcción que cruzan la zona de limpia, y es por ello que una vez tronado el material, un tractor lo empuja para amontonarlo en el sitio más próximo de la banqueta o camino en que se ubica la pala.

El rendimiento de una pala mecánica de 212 yd³, si trabaja con una carrera óptima, es del orden de 235.8 m³/h. de material abundado, o sea 235.8 m³/1.65 = 143 m³ (roca) medidos en la excavación con una eficiencia del 70% serán: 143 x 0.7 = 100.10 m³/h.

Consecuentemente, el tractor deberá hacer los recorridos que resulten necesarios para amontonar el material en sitios adecuados para que la pala trabaje en condiciones favorables.

Cargo por pala:

$$\frac{190,000.00 \text{ UM/h.e.}}{100.10 \text{ m}^3/\text{h.}} = 1,898.10 \text{ UM/m}^3$$

Suponemos que se ha determinado de acuerdo a la distancia de acarreo que se requieren 4 camiones Euclid R-35.

Cargo por camiones:

$$\frac{4 \times 95,000.00 \text{ UM}}{100.10/\text{m}^3/\text{h.}} = 3,796.20 \text{ UM/m}^3$$

Considerando que el tractor que empujará el material hará movimientos o recorridos con longitud media de 30 m., de las gráficas en los apuntes de rendimiento obtenemos un rendimiento teórico igual a 600 m³/hora y los siguientes factores de corrección:

no sigue,

Operador bueno	0.75
Material (roca)	0.70
Eficiencia 50 min/h	0.84
Cuchilla angulable	0.60

Rendimiento real =

$$600 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.75 \times 0.7 \times 0.84 \times 0.6 = 159 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Observamos que el tractor puede abastecer a la pala que requiere de 143 m³/hora. Para el cálculo del cargo correspondiente (del tractor), es importante anotar que cuando existen operaciones de trabajo simultáneas, se debe considerar el rendimiento menor que en este caso es el de la Pala Mecánica, luego:

$$\text{Cargo por tractor excavador : } \frac{150,000.00 \text{ UM}}{100.10 \text{ m}^3/\text{h}} = 1,498.50 \text{ UM}/\text{m}^3.$$

COSTO DIRECTO:

Barrenación	2,521.48 UM/m ³
Explosivos	1,710.70 UM/m ³
Tronado	104.16 UM/m ³
Carga con pala	1,898.10 UM/m ³
Acarreo	3,796.20 UM/m ³
Tractor apoyo	1,498.50 UM/m ³
	<hr/>
SUMA	11,529.14 UM/m ³
INDIRECTO (45%)	5,188.11 UM/m ³
	<hr/>
PRECIO UNITARIO.	16,717.25 UM/m ³

CONCRETOS HIDRAULICOS

1.- Algunos conceptos de trabajo aplicables a diferentes tipos de obra y algunos conceptos de trabajo cuyos análisis de costos son similares y pueden agruparse bajo la denominación "Concretos Hidráulicos".

1.1 Vías de Comunicación.

- Carpetas de concreto hidráulico $f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$ Reforzado con acero $f'y = 4000 \text{ kg/cm}^2$.
- Fabricación y colocación de concreto ciclopeo simple en cajones de cimentación del puente.

1.2 Presas.

- Fabricación y colocación de concreto en el cimacio y plantilla del vertedor.
- Fabricación y colocación de concreto en la estructura de entrada y estructura de rejillas de la obra de toma.
- Fabricación y colocación de concreto en el revestimiento de túneles de desvío.

1.3 Zonas de riego

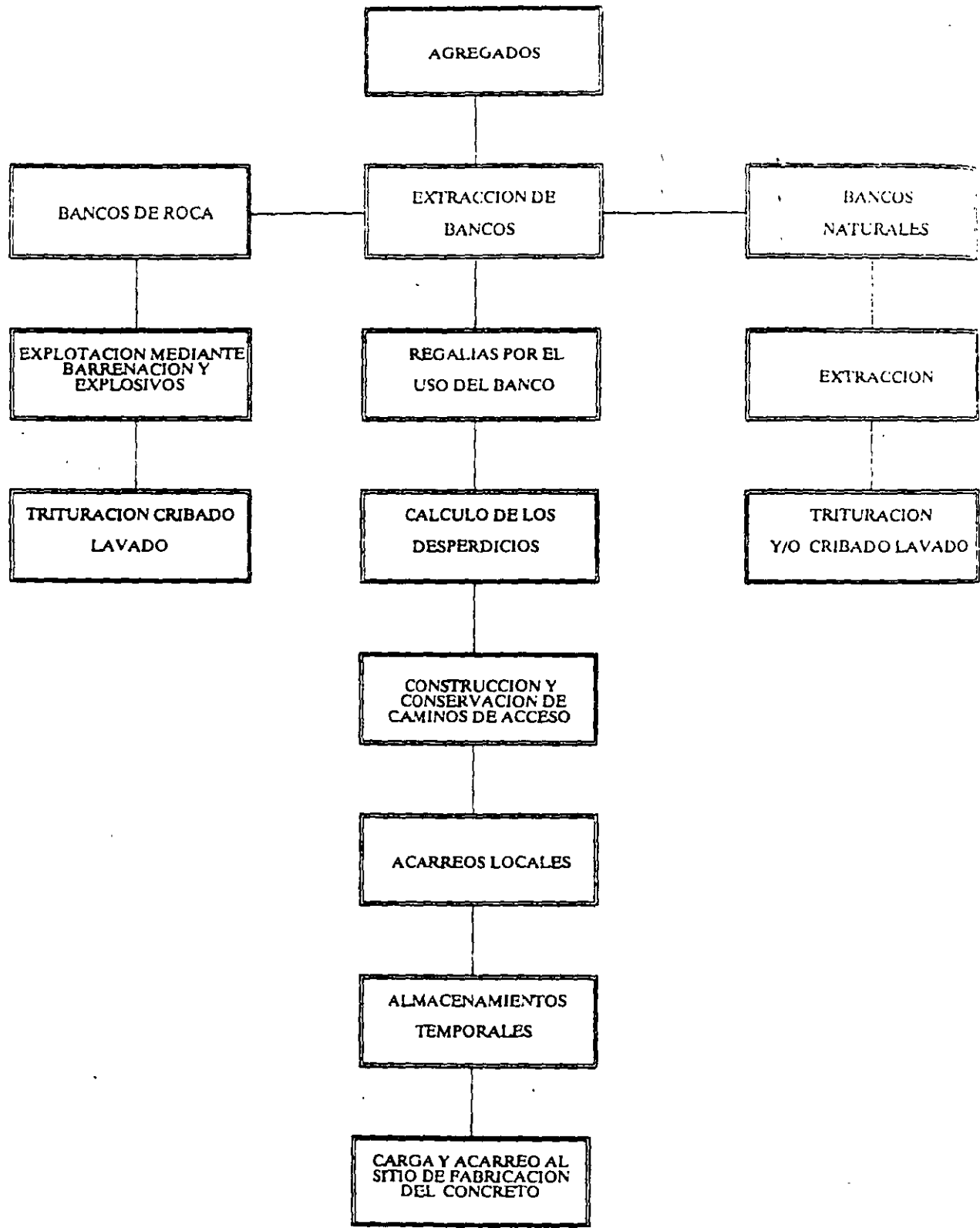
- Fabricación y colocación de concreto en el revestimiento de canales.

1.4 Obras Marítimas y portuarias.

- Fabricación y colocación de tetrapodos de concreto simple en escolleras.
- Fabricación y colocación de concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ en superestructura del muelle.

2.- Fabricación y colocación de concreto hidráulico.

El procedimiento constructivo de estructuras de concreto involucra un sinnúmero de actividades que van desde la adquisición de los materiales hasta el acabado final y cuyas variantes son numerosas dependiendo del campo, tipo de obra y concepto de que se trate. En los cuadros que se presentan a continuación se muestra este proceso con sus principales actividades y consideraciones las cuales deberá tener plenamente presente el analista de costos al elaborar un precio unitario referente a concreto.



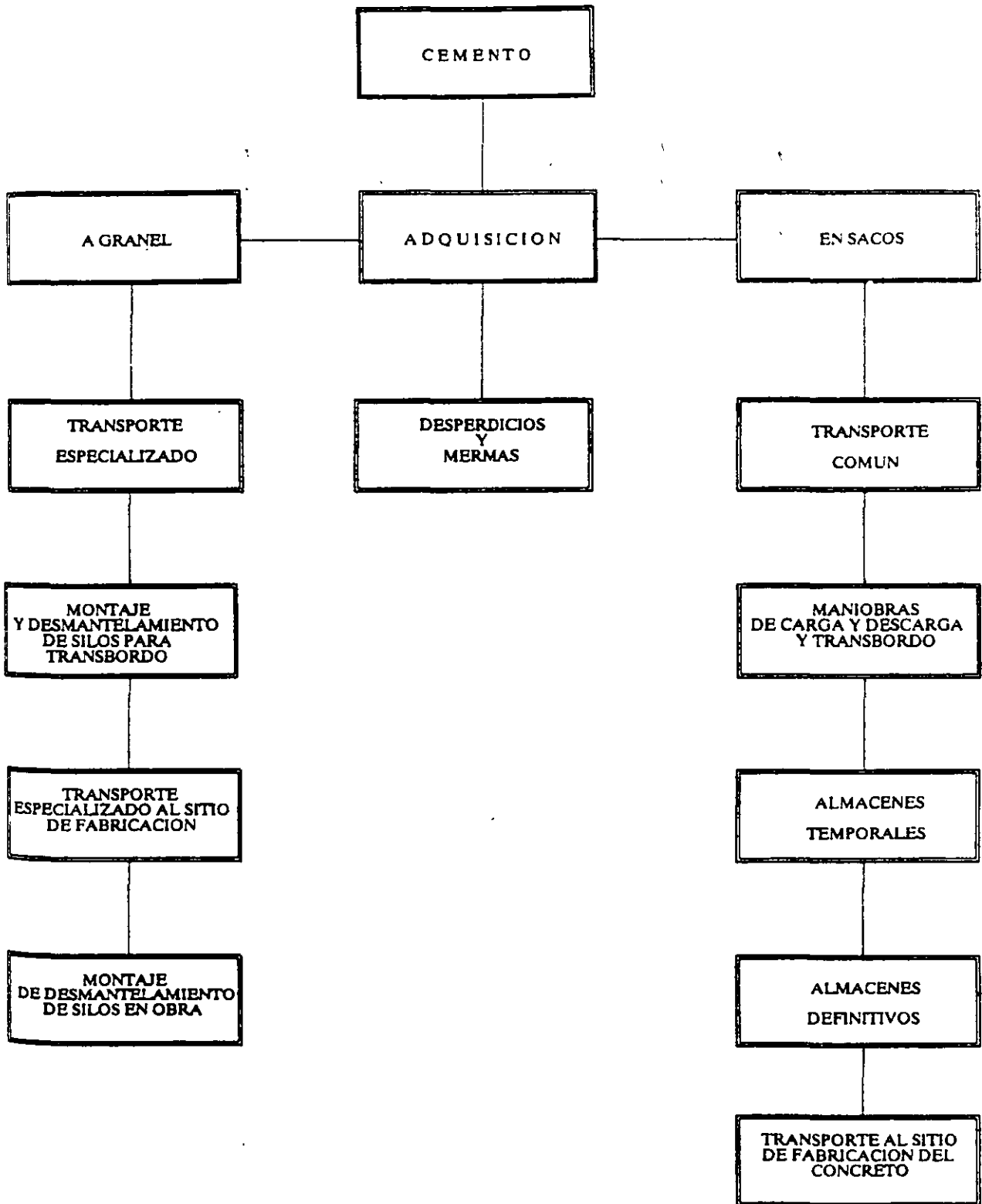
[

[

Y D

ESI

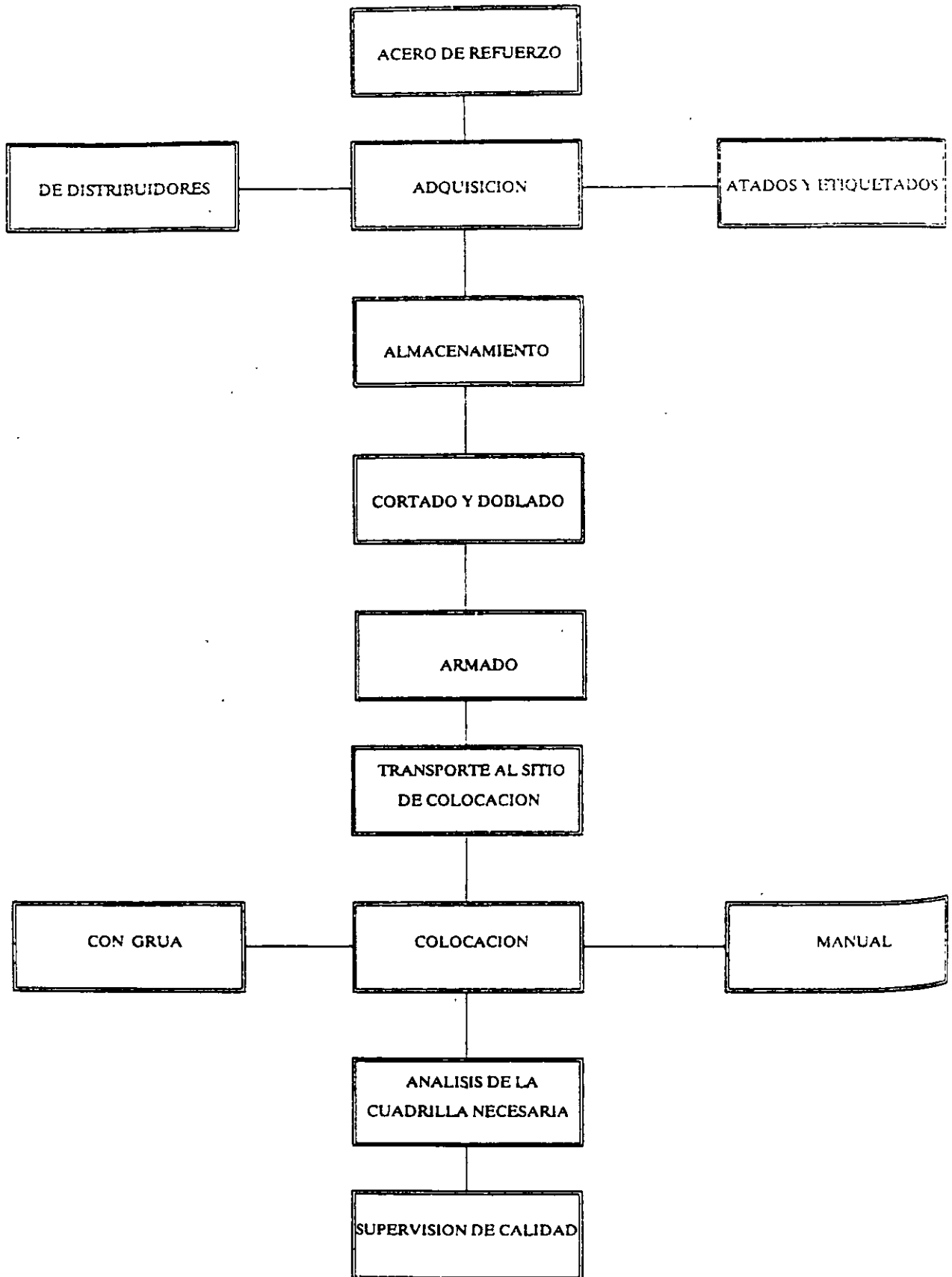
DI



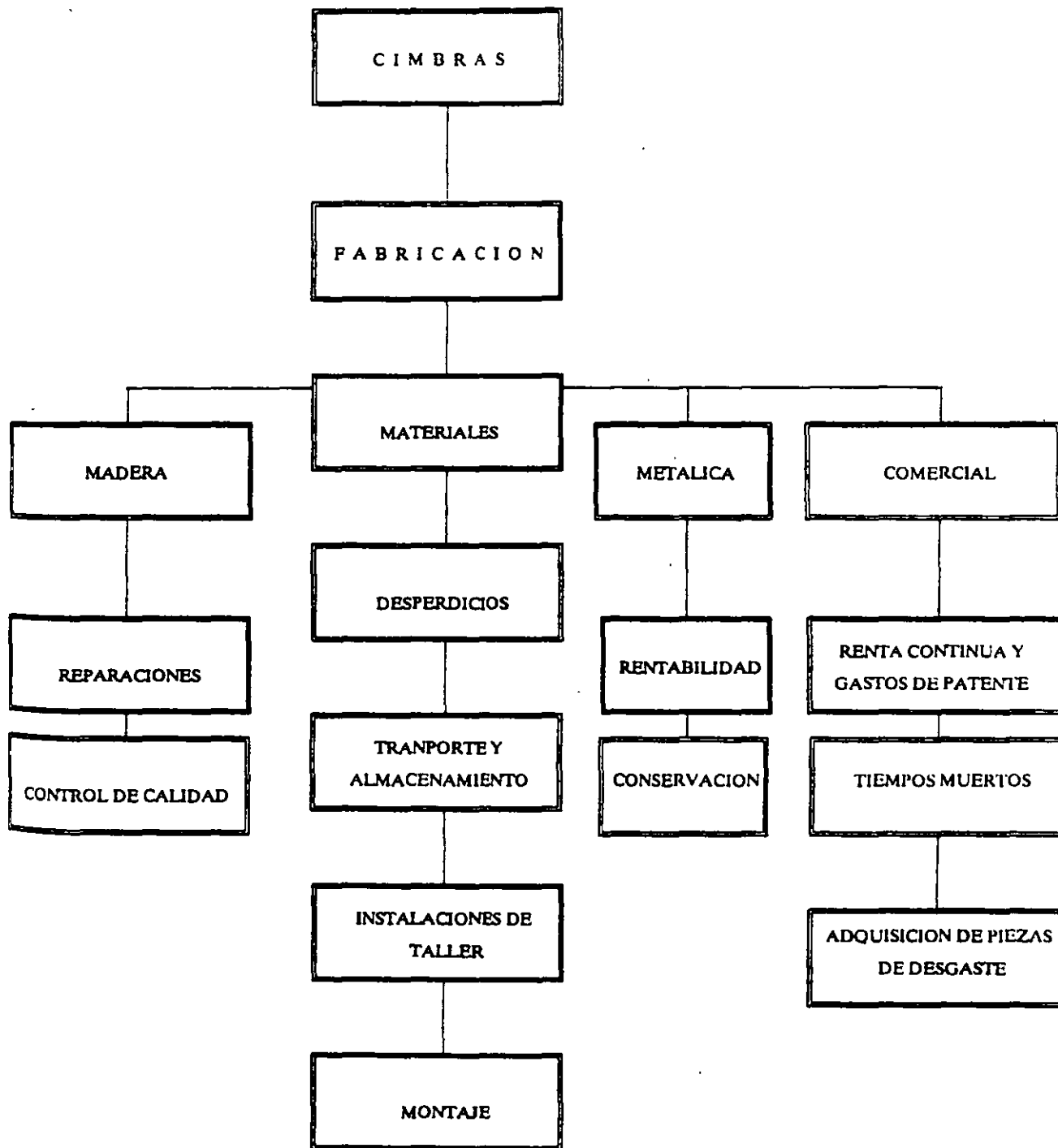
S
ES

ON

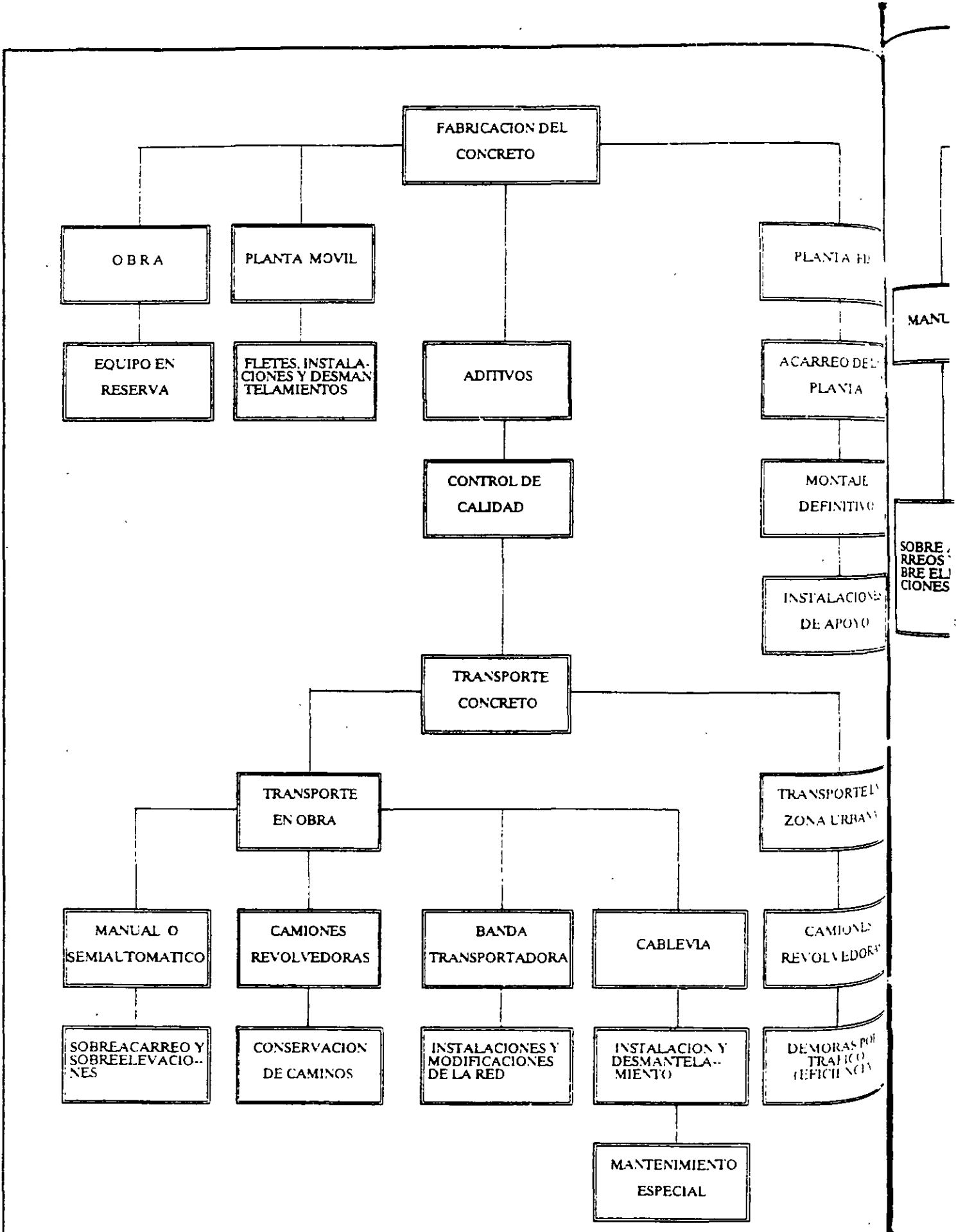
ON
VADO



QUETADOS



UAL



FABRICACION DEL CONCRETO

OBRA

PLANTA MOVIL

PLANTA FIJA

EQUIPO EN RESERVA

FLETES, INSTALACIONES Y DESMANTELAMIENTOS

ADITIVOS

ACARREO DE LA PLANTA

CONTROL DE CALIDAD

MONTAJE DEFINITIVO

INSTALACIONES DE APOYO

TRANSPORTE CONCRETO

TRANSPORTE EN OBRA

TRANSPORTE EN ZONA URBANA

MANUAL O SEMIAUTOMATICO

CAMIONES REVOLVEDORAS

BANDA TRANSPORTADORA

CABLEVIA

CAMIONES REVOLVEDORAS

SOBRECARRERO Y SOBREELEVACIONES

CONSERVACION DE CAMINOS

INSTALACIONES Y MODIFICACIONES DE LA RED

INSTALACION Y DESMANTELAMIENTO

DEMORAS POR TRAFICO EFICIENCIA

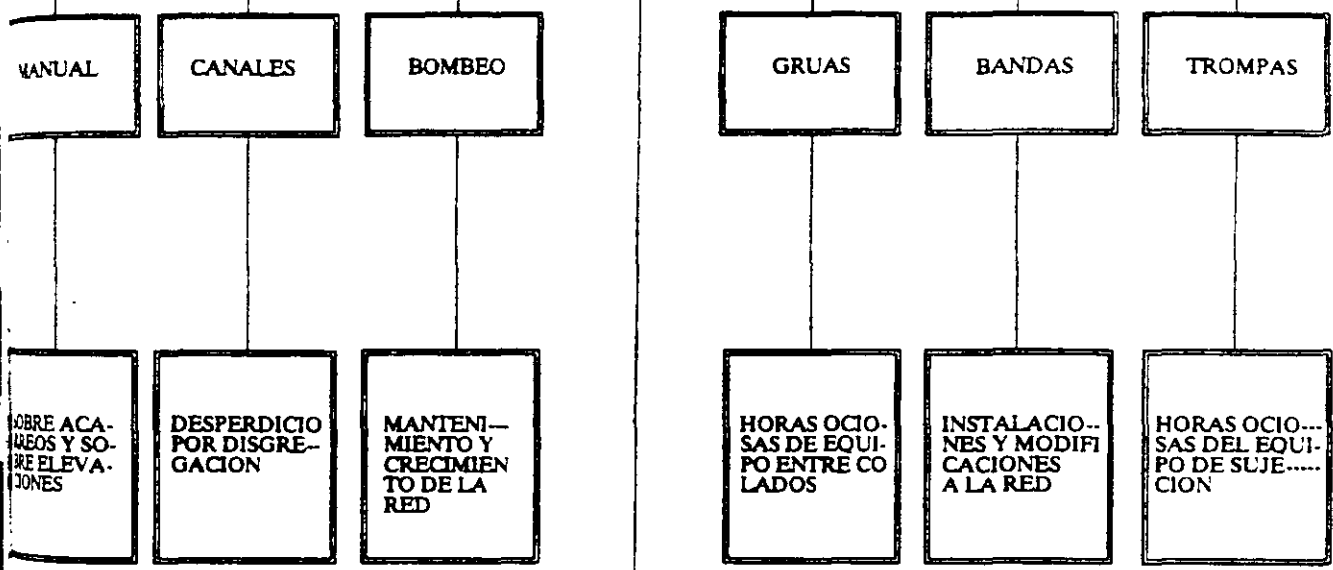
MANTENIMIENTO ESPECIAL

MANTENIMIENTO

SOBRECARREROS SOBRE EL CANTONAMIENTO

ESTADÍSTICA
REO DE LA
ANTIA
MONTAJE
INITIVO
RELACIONES
APOYO
DEPORTE LA
A URBANA
CAMIONES
DEVEDORA
HORAS POR
RATICO
EFICIENCIA

COLOCACION DE
CONCRETO



ANALISIS DE LA
CUADRILLA NECESARIA

TIPO DE CURADO

SUPERVISION
DE
CALIDAD

EJEMPLO: Fabricación y colocación de concreto armado en estructuras.

ESPECIFICACIONES: El precio unitario analizado para este concepto incluye:

- Fabricación de grava y arena por trituración con acarreo a un kilómetro.
- Suministro de arena de bancos naturales en caso de no ser suficiente la obtenida por trituración con acarreo a un kilómetro.
- Suministro de cemento incluyendo adquisición, fletes, maniobras, almacenamiento y acarreo de un kilómetro dentro de la obra.
- Suministro del agua necesaria con acarreo a un km.
- Suministro y colocación de fierro de refuerzo incluyendo adquisición, fletes, maniobras, almacenamiento y acarreo de un kilómetro dentro de la obra.
- Suministro, fabricación, colocación y remoción de formas de madera para la cimbra del concreto.
- Los desperdicios de todos los materiales anteriores.
- Fabricación y colocación del concreto.
- Curado del concreto.

ANALISIS DEL EQUIPO BASICO: Por tratarse de un problema interesante de analizar conjuntamente procedimientos de construcción, rendimiento de maquinaria, selección de los equipos y análisis de precios unitarios, vamos a suponer en esta oportunidad un caso de estudio:

Se trata de colocar $100,000 \text{ m}^3$ de concreto $f'c = "X" \text{ kg/cm}^2$ en una serie de estructuras importantes en un periodo de 29 meses. El rendimiento necesario a partir del cual buscaremos los equipos adecuados será:

$$R = \frac{100,000 \text{ m}^3}{29 \text{ meses} \times 200 \text{ horas/mes}} = 17.24 \text{ m}^3/\text{hora}$$

D).- Selección de la planta dosificadora:

Considerando un factor de eficiencia de 0.75 y que es conveniente que la planta tenga una capacidad instalada del orden de 1.20 de la máxima demanda instantánea, necesitaremos que tenga una capacidad de:

$$\frac{17.25 \text{ m}^3/\text{hora} \times 1.20}{0.75} = 27.58 = 28 \text{ m}^3/\text{hora}$$

Una planta dosificadora con especificaciones de 40-60 yd³/hora es la que necesitamos ya que:

$$40 \text{ yd}^3/\text{hora} \times 0.765 \text{ m}^3/\text{yd}^3 = 30.60 \text{ m}^3/\text{hora}$$

El personal requerido para operarla es:

En silo de cemento y su dosificador.

1 Operador y 1 ayudante.

En las tolvas de agregados y su dosificador.

1 Operador y 2 ayudantes.

El costo horario de este equipo se calculó en: 218,000.00 UM/h.e.

2).- Selección de la planta de trituración.

Puesto que tenemos considerada una producción necesaria de concreto de 28 m³/hora y se requiere aproximadamente 2 tons. de agregados por m³., la producción de la planta de trituración deberá ser igual a:

$$28 \text{ m}^3/\text{hora} \times 2 \text{ tons./m}^3 = 56 \text{ tons./hora.}$$

Para un concreto de f'c = 210 kg/cm² se pide la siguiente granulometría:

MALLA DE	AGREGADOS NATURALES % RETENIDO	MATERIALES TRITURADOS % RETENIDO
3"	1	210
2"	2	218
1-1/2"	3	526
1"	44	34
3/4"	58	44
3/8"	64	54
No. 4	6	963
No. 30	9	590
No. 100	10	0100

El material en grña del río de donde se va a obtener tiene la siguiente granulometría:

MATERIAL COMPREN DIDO ENTRE:	PORCENTAJE INDIVIDUAL	PORCENTAJE ACUMULADO
8" y 3"	9.3	9.3
3" y 1-1/2"	17.4	26.7
1-1/2" y 3/4"	21.6	48.3
3/4" y 3/8"	13.6	61.9
Arena menos de 3/8"	38.1	100.0

De un estudio entre ambas condiciones se obtuvo una planta que está compuesta básicamente por una trituradora primaria de quijadas 15x24 misma que es manejada por un operador, un ayudante y 5 peones y tiene un costo horario de 135,000.00 UM/h.e.

EQUIPO CONSIDERADO:

Draga de arrastre de 2-1/2 yd ³ .	190,000.00 UM/h.e.
Cargador frontal de 1.34 m ³ .	40,000.00 UM/h.e.
Planta de trituración equipada con cribas y lavado.	135,000.00 UM/h.e.
Camión volteo 6m ³ operando.	21,000.00 UM/h.e.
Camión volteo en reserva.	16,000.00 UM/h.e.
Planta dosificadora (940-60 yd ³ /hora).	218,000.00 UM/h.e.
Bomba de concreto (incluye tubería).	36,000.00 UM/h.e.
Vibrador de gasolina.	1,500.00 UM/h.e.
Camión de redilas de 10 tons.	
Operando.	25,000.00 UM/h.e.
En reserva.	20,000.00 UM/h.e.
Camión de pipa de 5000 lts.	
Operando.	20,000.00 UM/h.e.
En reserva.	15,000.00 UM/h.e.
Bomba centrífuga de 2".	2,000.00 UM/h.e.

ANALISIS DEL CONCEPTO.

I).- AGREGADOS

La extracción del material en greña del lecho del río se hará con una draga de 2-1/2 yd³ de capacidad, cuyo rendimiento óptimo con giro de 90°, 100% de corte óptimo excavando material constituido por arena y grava mezcladas que dan un factor de llenado de cucharón de 0.9 es de:

$$295 \text{ yd}^3/\text{h} \times 0.90 \times 0.765 = 203 \text{ m}^3/\text{hora (medido en banco)}$$

Como el material se encuentra saturado de agua, el rendimiento se reduce en proporción inversa a los pesos volumétricos del material seco y húmedo y suponiendo además una eficiencia de 75%, el rendimiento real será:

$$0.75 \times 203 \text{ m}^3/\text{hora} \times \frac{1540 \text{ kg/m}^3}{1900 \text{ kg/m}^3} = 124 \text{ m}^3/\text{hora (medido en banco)}$$

Cargo por extracción con draga:

$$\frac{190,000.00 \text{ UM/h.e.}}{123.46 \text{ m}^3/\text{hora}} = 1,538.90 \text{ UM/m}^3$$

Acarreo a un kilómetro de descarga:

Capacidad de los camiones:

$$6 \text{ m}^3 \times 1.9 = 11.4 \text{ tons.}$$

Capacidad por peso = 10 tons. = $10/1.9 = 5.26 \text{ m}^3$ (limitación por peso)

Ciclo de camiones:

$$\text{Carga } \frac{5.26 \text{ m}^3 \times 60 \text{ min./hora.}}{124 \text{ m}^3/\text{hora.}} = 2.56 \text{ min.}$$

Ida a 15 Km/h, ya considerada como velocidad media con coeficiente de eficiencia.

$$\frac{1 \text{ Km} \times 60 \text{ min./h.}}{15 \text{ Km/h.}} = 4.00 \text{ min}$$

Regreso a 30 Km/h (Idem)

$$\frac{1 \text{ Km} \times 60 \text{ min./h.}}{30 \text{ Km/h.}} = 2.00 \text{ min}$$

Viraje y descarga = 1.00 min.

Acomodo en la carga = 0.50 min.

SUMA: = 10.04 min.

No. de camiones para balancear:

$$\frac{10.04}{2.54} = 3.95 = 4 \text{ camiones.}$$

Costo de los camiones.

4 camiones operando	x	21,000.00 UM	=	84,000.00 UM/h.e.
1 camiones en reserva	x	16,000.00 UM	=	16,000.00 UM/h.e.
SUMA				<u>100,000.00 UM/h.e.</u>

Cargo por acarreo a un kilómetro y descarga:

$$\frac{100,000.00 \text{ UM/h.e.}}{123.46 \text{ m}^3/\text{hora.}} = 809.97 \text{ UM/m}^3$$

Cargo unitario por extracción, carga y acarreo a un kilómetro

$$1,532.00 + 809.97 = 2,341.97 \text{ UM/m}^3$$

Como un metro cúbico de material seco tiene un peso volumétrico de 1.54 ton/m³, y un metro cúbico de concreto, requiere de 2 toneladas, el cargo por este concepto por metro cúbico de concreto será igual a:

$$\frac{2,341.97 \text{ UM/m}^3 \times 2 \text{ ton/m}^3}{1.54 \text{ ton/m}^3} = 3,041.52 \text{ UM/m}^3 \text{ concreto}$$

Trituración, lavado y clasificación:

El rendimiento de la planta es de 56 tons/hora, por lo tanto con las mismas consideraciones anteriores:

$$\frac{135,000.00 \text{ UM/h.e.} \times 2 \text{ tons/m}^3}{56 \text{ ton/hora}} = 4821.43 \text{ UM/m}^3 \text{ concreto}$$

$$\text{Desperdicio en la trituración (5\%)} = 241.07 \text{ UM/m}^3 \text{ concreto}$$

Se debe tener un cargador de 1.34 m³ permanentemente para cargarla:

$$\frac{40,000.00 \text{ UM/h.e.} \times 2 \text{ ton/m}^3}{56 \text{ ton/hora}} = 1,428.56 \text{ UM/m}^3 \text{ concreto}$$

Acarreo de la trituradora a la planta dosificadora (para no repetir, utilizamos el análisis anterior). = 3,036.00 UM/m³ concreto

Cargo unitario del concepto (I) agregados = 12,568.58 UM/m³ concreto

II).- SUMINISTRO DE CEMENTO:

Precio de adquisición puesto LAB en la estimación de ferrocarril distante 1 km. de la obra = 100,000.00 UM/ton.

1a. Maniobra.- Descarga del furgón y carga al camión.

Una cuadrilla de 6 peones y un cabo pueden mover 6 ton/hora por lo que:

6 peones	x	12,000.00 UM	=	72,000.00 UM
1 cabo	x	18,000.00 UM	=	<u>18,000.00 UM</u>
				90,000.00 UM

$$\frac{90,000.00 \text{ UM/día}}{8 \text{ horas/día} \times 6 \text{ ton/hora}} = 1,875.00 \text{ UM/ton.}$$

El costo del camión parado será:

$$\frac{20,000.00 \text{ UM/h.e.}}{6 \text{ ton/hora}} = 3,333.00 \text{ UM/ton.}$$

Acarreo a 1 km

Ida a 20 km/h.	3.0 min.
Regreso a 30 km/h.	<u>2.0 min.</u>
	5.0 min.

Por lo que:

$$\frac{25,000.00 \text{ UM/h.e.} \times 5,0 \text{ min.}}{10 \text{ ton} \times 60 \text{ min.}} = 208.33 \text{ UM/ton.}$$

$$\text{Sub total 1a maniobra} = 5,416.33 \text{ UM/ton.}$$

2a Maniobra: Almacén de la obra:

$$\text{Descarga del camión (igual a la carga)} = 1,875.00 \text{ UM/ton.}$$

$$\text{Camión parado en la descarga} = 3,333.00 \text{ UM/ton.}$$

Almacenamiento.- Supongamos un consumo de 0.3 ton/m^3 de concreto y la necesidad de tener guardado por seguridad el consumo de una semana.

$$\frac{100,000 \text{ m}^3 \times 0.3 \text{ ton/m}^3}{29 \text{ meses} \times 4 \text{ semanas}} = 258.6 \text{ ton/semana.}$$

Suponiendo un área de bodega necesaria de $4 \text{ m}^2/\text{ton}$ que debe amortizarse en toda la obra y cuyo costo por m^2 es de $= 25,000.00 \text{ UM/m}^2$

$$\frac{258 \text{ ton} \times 4 \text{ m}^2/\text{ton} \times 25,000.00 \text{ UM/m}^2}{100,000 \text{ m}^3 \times 0.3 \text{ ton/m}^3} = 862.00 \text{ UM/ton.}$$

$$\text{Sub total 2a maniobra} = 6,070.00 \text{ UM/ton.}$$

RESUMEN

Adquisición	100,000.00 UM/ton.
1a maniobra	5,416.00 UM/ton.
2a maniobra	6,070.00 UM/ton.

$$\hline 111,486.00 \text{ UM/ton.}$$

$$3\% \text{ Desperdicio} \quad 3,344.50 \text{ UM/ton.}$$

$$\text{SUMA} \quad \hline 114.830.00 \text{ UM/ton.}$$

Cargo unitario por el concepto (II) suministro de cemento.

$$114,830.00 \text{ UM/ton.} \times 0.3 \text{ ton/m}^3 = 34,448.22 \text{ UM/m}^3 \text{ concreto.}$$

III).- SUMINISTRO DE AGUA.

Se ha visto la forma de analizar el concepto de suministro de agua en el concepto TERRAPLENES cuyo costo resultó de 6,167 UM/m³ de agua. Supongámoslo igual para este caso, suponiendo un consumo de 175 lts. de agua por m³ de concreto.

Cargo unitario por el concepto (III) suministro de agua.

$$6,167 \times 0.175 = 1,079.22 \text{ UM/m}^3 \text{ concreto.}$$

IV).- SUMINISTRO Y COLOCACION DE FIERRO DE REFUERZO.

Se supone para nuestro caso de estudio un consumo de 0.2 ton/m³ de concreto.

precio de adquisición puesto (como el cemento) LAB. en la estación de ferrocarril
= 650,000.00 UM/ton.

Como para efectos de conocer la forma de análisis ya se manejaron las diferentes maniobras en el concepto suministro de cemento, aquí suponemos que se analizó y su costo es de:
= 18,000.00 UM/ton.

Suma: = 668,000.00 UM/ton.

Desperdicio (3%) = 20,040.00 UM/ton.

SUMA = 688,040.00 UM/ton.

Colocación:

Corte y doblado de varillas.- 1 Fierrero y 7 peones rinden 1 tonelada por día.

1 Fierrero	x	16,000 UM/día	=	16,000.00 UM/día
7 Peones	x	12,000 UM/día	=	84,000.00 UM/día
				<u>100,000.00 UM/día</u>

$$\frac{100,000.00 \text{ UM/día}}{1 \text{ ton/día}} = 100,000.00 \text{ UM/ton.}$$

Colocación y amarre.- Un fierrero y 7 peones pueden colocar y amarrar 1.5 ton/día, por lo tanto:

$$\frac{100,000.00 \text{ UM/día}}{1.5 \text{ ton/día}} = 66,666.67 \text{ UM/ton.}$$

Alambre de amarre.- Se requiere aproximadamente 25 kg/ton. con un precio de 800,000.00 UM/ton por lo tanto

$$800,000.00 \text{ UM/ton.} \times 0.025 \text{ ton/ton} = 20,000.00 \text{ UM/ton.}$$

$$\text{SUMA} = \underline{874,706.67 \text{ UM/ton.}}$$

Cargo unitario por el concepto (IV) Suministro y colocación de fierro de refuerzo.

$$874,706.67 \text{ UM/ton.} \times 0.25 \text{ ton/m}^3 \text{ concreto} = 218,676.67 \text{ UM/m}^3 \text{ concreto.}$$

V).- CIMBRA DE MADERA

Consideraciones:

- Se requieren 30 pies tablón de madera entre tableros pies derechos, madrinas, etc., para cubrir un metro cuadrado de contacto con el concreto.

- En este proyecto se requiere en un gran promedio cimbrar 2.5 m² por cada metro cúbico de concreto.

ANALISIS.-

Materiales: Supongamos el millar de pies tablón puestos en obra, incluyendo fletes, maniobras, almacenamiento y pérdidas en 700,000.00 UM

Consideramos 4 usos para la madera y un 40% la cantidad por reponer para reparaciones.

$$\frac{30 \text{ P. T. /m}^2 \times 700.00 \text{ UM/P.T.}}{4 \text{ usos}} = 5,250.00 \text{ UM/m}^2$$

$$40\% \times 5,250.00 \text{ UM/m}^2 = 2,100.00 \text{ UM/m}^2$$

Se requieren 0.25 kg. de herrajes por metro cuadrado.

$$0.25 \text{ kg/m}^2 \times 1500 \text{ UM/kg} = 375.00 \text{ UM/m}^2$$

Se requieren 0.10 Lts. de aceite quemado por m²

$$0.10 \text{ Lt/m}^2 \times 120.00 \text{ UM/lit.} = 12.00 \text{ UM/m}^2$$

$$\text{SUMA DE MATERIALES} = 7,737.00 \text{ UM/m}^2$$

Mano de obra:

La cuadrilla de carpintería, estará compuesta por:

1 Oficial de carpintería	x	19,000.00 UM/día	=	19,000.00 UM/día
3 Carpinteros	x	16,000.00 UM/día	=	48,000.00 UM/día
3 Ayudantes.	x	14,000.00 UM/día	=	42,000.00 UM/día
1 Peón	x	12,000.00 UM/día	=	12,000.00 UM/día

$$\text{SUMA} \quad \underline{\underline{121,000.00 \text{ UM/día}}}$$

Fabricación y ensamble.- Rendimiento teórico de la cuadrilla 30 m²/día. Suponiendo una eficiencia de 0.75

$$\frac{121,000.00 \text{ UM/día}}{0.75 \times 30 \text{ m}^2/\text{día} \times 4 \text{ usos}} = 1,344.44 \text{ UM/m}^2$$

Cimbrado.- rendimiento teórico: 55 m²/día.

$$\frac{121,000.00 \text{ UM/día}}{0.75 \times 55 \text{ m}^2/\text{día}} = 2933.33 \text{ UM/m}^2$$

Descimbrado y limpieza.- Rendimiento teórico de la cuadrilla 65 m²/día.

$$\frac{121,000.00 \text{ UM/día}}{0.75 \times 65 \text{ m}^2/\text{día}} = 2,482.00 \text{ UM/m}^2$$

Reparaciones.- Rendimiento teórico de la cuadrilla 48 m²/día

$$\frac{121,000.00 \text{ UM/día}}{0.75 \times 48 \text{ m}^2/\text{día}} = 3,361.00 \text{ UM/m}^2$$

$$\text{SUMA DE MANO DE OBRA:} = 7,187.00 \text{ UM/m}^2$$

$$+ 3\% \text{ herramienta.} = 216.00 \text{ UM/m}^2$$

$$\text{SUMA} = 15,140.00 \text{ UM/m}^2$$

SUMA DE MATERIALES Y MANO DE OBRA:

Cargo unitario por el concepto (V) Cimbra Madera.

$$15,140.00 \text{ UM/m}^2 \times 2.5 \text{ m}^3/\text{m}^3 \text{ Concreto} = 37,850.00 \text{ UM/m}^2 \text{ concreto.}$$

VI) FABRICACION Y COLOCACION DEL CONCRETO.

- Fabricación.- Esta será hecha en la planta dosificadora con una producción de 17.25 m³/hora por lo tanto:

$$\text{Cargo por dosificadora} \frac{218,000.00 \text{ UM/h.e.}}{17.25 \text{ m}^3/\text{h}} = 12,637.68 \text{ UM/m}^3$$

- Transporte.

Tiempo de carga

$$\frac{4 \text{ yd}^3 \times 0.765 \text{ m}^3/\text{yd}^3 \times 60 \text{ min/h}}{17.25 \text{ m}^3/\text{h}} = 10.64 \text{ min.}$$

Ida a 15 km

$$\frac{1.0 \text{ km} \times 60 \text{ min/h.}}{15 \text{ km/h}} = 4.00 \text{ min.}$$

Regreso a 30 km/h.

$$\frac{1.0 \text{ km} \times 60 \text{ min/h.}}{30 \text{ km/h}} = 2.00 \text{ min.}$$

Tiempo de descarga = tiempo de carga = 10.64 min.

Maniobras de vuelta, acomodo y lavado de la revolvedora = 3.00 min.

SUMA 30.28 min.

No. de camiones para balancear.

$$\frac{30.28}{10.64} = 2.84 = 3 \text{ camiones}$$

Cargo por acarreo en camiones revolvedora:

$$\frac{3 \times 30,811.00 \text{ UM/h.e.}}{17.25 \text{ m}^3/\text{h}} = 5,358.00 \text{ UM/m}^3$$

- Colocación del concreto.

$$\text{Cargo por bomba } \frac{36,000.00 \text{ UM/h.e.}}{17.25 \text{ m}^3/\text{h}} = 2,087.00 \text{ UM/m}^3$$

Se necesita además la siguiente cuadrilla

15 peones	x	12,000.00 UM/día	=	180,000.00 UM/día
2 cabos conc.	x	14,000.00 UM/día	=	28,000.00 UM/día
2 carpinteros	x	16,000.00 UM/día	=	32,000.00 UM/día
		Suma	=	<u>240,000.00 UM/día</u>
		+ 3% herramienta	=	<u>7,200.00 UM/día</u>
		SUMA	=	247,200.00 UM/día

$$\text{Carga por cuadrilla} \quad \frac{247,200.00 \text{ UM/día}}{8 \text{ hrs/día} \times 17.25 \text{ m}^3/\text{h}} = 1,791.03 \text{ UM/día}$$

- Vibrado: Supongamos que necesitaremos dos vibradores permanentes en los colocados.

$$\text{Carga por vibrado} \quad \frac{1,500.00 \text{ UM/h.e.} \times 2}{17.25 \text{ m}^3/\text{h.}} = 173.09 \text{ UM/m}^3$$

- Acabados de superficies: Se supone una cuadrilla de 3 albañiles y 3 peones.

3 albañiles	x	14,000.00 UM/día	=	42,000.00 UM/día
3 peones	x	12,000.00 UM/día	=	36,000.00 UM/día
		Suma	=	<u>78,000.00 UM/día</u>
		+ 3% herramienta	=	2,340.00 UM/día
		SUMA	=	<u>80,340.00 UM/día</u>

$$\text{Carga por acabados} \quad \frac{80,340.00 \text{ UM/día}}{8 \text{ hrs/día} \times 17.25 \text{ m}^3/\text{h}} = 582.00 \text{ UM/m}^3$$

- Curado del concreto:

El curado del concreto se hará con curacreto cuyo precio es de 1,200.00 UM/litro y se colocará a mano con bomba aspersora mediante un peón que rinde 300 m², por cada día. El curacreto se pone a razón de 1 litro por 3.5 m² de concreto.

Si suponemos un espesor promedio del concreto de 0.25 m, el cargo por material será:

$$\frac{1,200.00 \text{ UM/litro}}{3.5 \text{ m}^2/\text{litro} \times 0.25 \text{ m}} = 1,371.43 \text{ UM/m}^3$$

El cargo por colocación será:

$$\frac{12,000.00 \text{ UM/día}}{300 \text{ m}^2/\text{día} \times 0.25} = 160.00 \text{ UM/m}^3$$

$$\text{Cargo por curado} = 1,531.43 \text{ UM/m}^3$$

$$\text{Cargo unitario del concepto (VI) fabricación y colocación del concreto.} = 24,164.00 \text{ UM/m}^3 \text{ concreto.}$$

RESUMEN

I).- Obtención, trituración, lavado y clasificación de agregados.	12,568.58 UM/m ³ concreto.
II).- Suministro de cemento.	34,449.00 UM/m ³ concreto.
III).- Suministro de agua.	1,079.00 UM/m ³ concreto.
# IV).- Suministro y colocación de fierro de refuerzo	218,676.67 UM/m ³ concreto.
# V).- Cimbra de madera	37,850.00 UM/m ³ concreto.
VI).- Fabricación y colocación de concreto	24,164.00 UM/m ³ concreto.
COSTO DIRECTO	328,787.25 UM/m³ concreto.
INDIRECTOS 38%	124,939.15 UM/m³ concreto.
TOTAL	453,726.40 UM/m³ concreto.

(#) NOTA: Estos conceptos por ser variables en cada colado suelen analizarse por separado, pero aquí se trató de integrar todos los que intervienen en la fabricación y colocación de concreto.

EJEMPLO: Elaboración y colocación de pilotes de concreto de 45 cm. x 45 cm x 5 m.

ESPECIFICACION.

El precio estipulado para este concepto comprende el suministro de materiales, mano de obra y equipo necesario para la fabricación y colocación de pilotes de concreto incluyendo el acero de refuerzo. El concreto deberá ser de $f'c = "X"$ kg/cm^2 .

EQUIPO.

Máquina soldadora 300 Amp.	=	3,000.00 UM/h.e.
Grúa 30 ton.	=	110,000.00 UM/h.e.
Martinete.	=	36,000.00 UM/h.e.

ANALISIS DEL CONCRETO.

D.- Fabricación y colocación de concreto. En vista de la sección ($0.45 \times 0.45 = 0.20 \text{ m}^2$), un metro cúbico de concreto se logrará con 5 ml. de pilote.

MATERIALES.

Acero Estructural (placa)	1.80 Kg.	x	1,400.00 UM/kg	=	2,520.00 UM
tubo de 2" diámetros	5.00 m.	x	4,800.00 UM/m	=	24,000.00 UM
Madera	3.00 P.T.		700.00 UM/pt.	=	2,100.00 UM
Clavo	0.15 kg	x	3,000.00 UM/kg	=	450.00 UM
Soldadura	0.90 kg	x	6,500.00 UM/kg	=	5,850.00 UM
Viga acero H. de 6"	1.20 kg	x	1,400.00 UM/kg	=	1,680.00 UM
Sub-total materiales.					= 36,600.00 UM/pza.

MANO DE OBRA

Una cuadrilla formada por:

0.1 Cabo	x	18,000.00 UM	=	1,800.00 UM
1 Soldador	x	16,000.00 UM	=	16,000.00 UM
1 Ayudante	x	14,000.00 UM	=	14,000.00 UM
SUMA				= 31,800.00 UM/día

Tiene un rendimiento diario de 4.5 piezas.

$$\text{Costo de la mano de obra} = \frac{31,800.00 \text{ UM/jor}}{4.5 \text{ pza/jorn.}} = 7,066.66 \text{ UM/pza}$$

$$\text{Costo de la soldadora: } \frac{3,000.00 \text{ UM/h.e.} \times 8 \text{ horas/jorn}}{4.5 \text{ pzas/jorn}} = 5,333.33 \text{ UM/pza}$$

Herramienta.-

$$\text{Se considera un 2\% de la mano de obra } 7,066.66 \times 0.02 = 141.33 \text{ UM/pza.}$$

Para presentación de la secuela de análisis suponemos que se han analizado por separado cada uno de los siguientes conceptos.

CONCRETO:

Cimbra en pilotes	4.50 m ² /pza. x 7,200.00 UM/m ²	= 32,400.00 UM/pza
Concreto Fc = 250 kg/cm ²	1.05 m ³ /pza. x 99,000.00 UM/m ³	= 103,950.00 UM/pza
Colocación del concreto	1.05 m ³ /pza. x 25,000.00 UM/m ³	= 26,250.00 UM/pza
		= 162,600.00 UM/pza
	Importe del Concreto	

RESUMEN DEL COSTO DEL CONCRETO :

Materiales	36,600.00 UM/pza
Mano de obra	7,066.66 UM/pza
Soldadora	5,333.33 UM/pza
Herramienta	141.33 UM/pza
Concreto	<u>162,600.00 UM/pza</u>
Sub-Total (1)	211,741.32 UM/pza

II).- Suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo grado duro en pilotes.

Cada pilote lleva aproximadamente 2.10 m³. de concreto y 840 kg. de fierro.

MATERIALES.

Compra, transporte y mermas de:

Varilla G. D.	0.84 Ton. x 938,400.00 UM/ton	= 788,256.00 UM/pza
Alambre recocido.....	0.03 kg/kg varilla x 840 kg varilla/pza x 1200.00 UM/kg	= 30,240.00 UM/pza
	Materiales	= <u>818,496.00 UM/pza</u>

MANO DE OBRA.

Personal:		
Cabo	0.1 x 18,000.00 UM/día	1,800.00 UM
Fierrero	1 x 16,000.00 UM/día	16,000.00 UM
Ayudante	1 x 14,000.00 UM/día	14,000.00 UM
	Total por día	<u>31,800.00 UM</u>
	Herramienta 2%	636.00 UM
	S U M A	<u>32,436.00 UM</u>

Rendimiento diario = 500 kg
Carga por mano de obra:

$$\frac{32,436.00 \text{ UM} \times 840 \text{ kg/pza.}}{500 \text{ kg/día}} = 54,492.48 \text{ UM/pza}$$

RESUMEN.

MATERIALES	818,496.00 UM/pza
MANO DE OBRA	<u>54,492.48 UM/pza</u>
SUB-TOTAL (II)	<u>872,988.48 UM/pza</u>

III).- Manejo de hincado de pilotes.

Mano de obra:

1 Cabo	x	18,000.00 UM	18,000.00 UM
1 Piloteador	x	17,000.00 UM	17,000.00 UM
4 Ayudantes.	x	14,000.00 UM	56,000.00 UM
			<u>91,000.00 UM</u>
		Herramienta (2%)	1,820.00 UM
		S U M A	<u>92,820.00 UM</u>

Rendimiento diario = 27 mts.

Cargo por pilote.

$$\frac{92,820.00 \text{ UM} \times 10 \text{ ml/pza.}}{27 \text{ m}} = 34,377.77 \text{ UM/pza}$$

EQUIPO:

Grúa	110,000.00 UM/h.e.	x 8 horas	=	880,000.00 UM
Martinete	36,000.00 UM/h.e.	x 8 horas	=	288,000.00 UM
		SUMA		<u>1'168,000.00 UM</u>

RENDIMIENTO DIARIO - 27 mts.

$$\text{Cargo por pilote} = \frac{1'168,000.00 \text{ UM} \times 10 \text{ ml/pza.}}{27 \text{ m}} = 432,592.59 \text{ UM/pza}$$

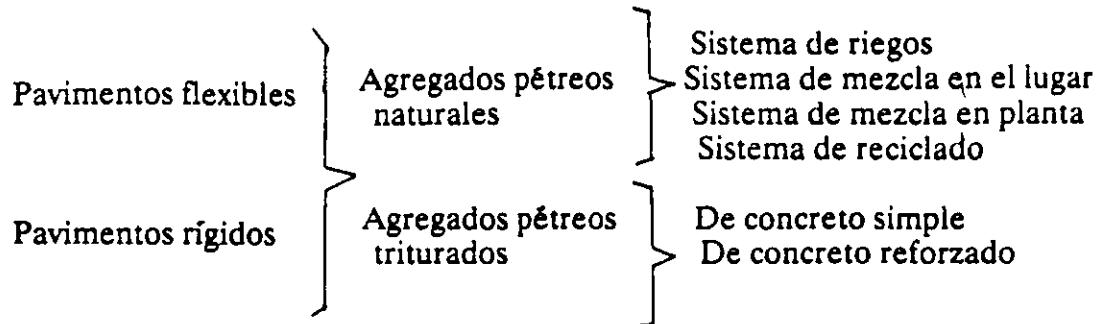
SUB-TOTAL (III) 466,970.36 UM/pza

RESUMEN.

I).- Fabricacion y colocacion de concreto.	211,741.32 UM/pza
II).- Fierro de refuerzo.	872,988.48 UM/pza
III).- Manejo e hincado de pilotes	466,970.36 UM/pza
COSTO DIRECTO	<u>1'551,700.16 UM/pza</u>
INDIRECTOS (45%)	698,265.07 UM/pza
PRECIO UNITARIO.	<u>2'249,965.23 UM/pza</u>

CARPETAS DE CONCRETO

1. Variantes.



2. Algunos conceptos de trabajo aplicables a diferentes tipos de obra y cuyos análisis de costos son similares y pueden agruparse bajo la denominación "Carpetas de Concreto".

2.1 Vías de comunicación.

- Construcción de carpetas asfálticas para caminos ó aeropuertos.

2.2 Urbanización.

- Construcción de pavimentos con concreto hidráulico para calles y avenidas.

3. Especificación Prototipo

Construcción de carpeta asfáltica por el sistema de 2 riegos con material pétreo del número 2 del banco ubicado a 1050 m de la estación 4 + 450 y material pétreo del número 3b del banco ubicado a 430 m. de la estación 3 + 250.

El concepto incluye el barrido de la base, las operaciones de tendido, planchado, rastreo y remoción de material excedente así como el desmonte y despalme de los bancos, la extracción del material petreo aprovechable y sus desperdicios, instalación y desmantelamiento de la planta de trituración y su operación, incluyendo el cribado y/o lavado y/o eliminación de polvo superficial; carga y descarga de los materiales y acarreo locales así como los materiales asfálticos utilizados incluyendo almacenamiento, desperdicios y las operaciones de riego con petrolizadoras:

La construcción de la carpeta se medirá en m³ colocados.

4. Procedimiento Constructivo.

4.1 *Carpetas asfálticas por el sistema de riegos.*

Se construyen mediante uno, dos o tres riegos de materiales asfálticos, cubiertos sucesivamente con capas de materiales pétreos de diferentes tamaños triturados y/o cribados.

Antes de proceder a la construcción de la carpeta se procede a un barrido de la superficie de la base con objeto de eliminar todo el polvo y materias extrañas que se encuentren en la superficie; y posteriormente se aplica un riego de impregnación con material asfáltico con objeto de impermeabilizar y luego de éste un riego de liga para favorecer la adherencia entre la base y la carpeta. Esta operación se realiza por medio de petrolizadoras que permiten distribuir el material asfáltico en la cantidad y proporciones indicadas uniformemente y a la temperatura adecuada.

Las carpetas se pueden construir desde un riego asfáltico cubierto con arena, hasta tres riegos de material asfáltico, cubierto cada riego con un producto pétreo que puede variar desde 1 1/2" hasta 3/8". El número de los riegos cubiertos respectivamente con material pétreo determina la denominación de la carpeta. Cualquiera que sea el caso, después de aplicar el material asfáltico con una petrolizadora se tiende el material pétreo especificado y se rastrea y plancha antes de colocar la siguiente capa.

4.2 *Carpetas asfálticas por el sistema de mezcla en el lugar.*

Se construyen en la carretera, aeropista o plataforma de trabajo mediante el mezclado, tendido y compactación de materiales pétreos y un material asfáltico.

Las operaciones que se siguen para su construcción son:

- Impregnación de la base con material asfáltico.
- Barrido de la base impregnada.
- Aplicación de un riego de liga con material asfáltico
- Tendido del material pétreo por medio de motoconformadoras
- Secado, si el material pétreo se encuentra demasiado húmedo.
- Mezclado del material pétreo y el material asfáltico con motoconformadora.
- Esparcido de la mezcla con motoconformadoras.
- Compactación de la mezcla con rodillos neumáticos y lisos.

4.3 *Carpetas asfálticas por el sistema de planta estacionaria.*

Son las que se construyen mediante el tendido y compactación de mezclas elaboradas en caliente, en una planta estacionaria, utilizando cementos asfálticos.

Las operaciones que se siguen para su construcción son:

- Impregnación de la base con material asfáltico.
- Barrido de la base impregnada.
- Aplicación del riego de liga de material asfáltico.
- Acarreo de la mezcla desde la planta central.
- Esparcido de la mezcla por medio de máquinas pavimentadoras.
- Compactación con rodillos neumáticos y lisos.

En algunos casos posterior a la compactación es necesario aplicar un riego de sello el cual consiste en la aplicación de un material asfáltico, cubierto con una capa de material pétreo, para impermeabilizar la carpeta, protegerla del desgaste y proporcionar una superficie antiderrapante.

4.4 Carpetas de pavimentos rígidos.

Se construyen a base de losas de concreto hidráulico por lo que su tratamiento para análisis de costos es similar a los mencionados en el inciso referente a "Concretos hidráulicos".

EJEMPLO: Riego de impregnación.

ESPECIFICACIONES.

Aplicación de un asfalto rebajado sobre una superficie o base terminada con objeto de impermeabilizarla y/o estabilizarla para favorecer la adherencia entre ella y la carpeta asfáltica.

El concepto incluye el barrido de la base así como el suministro y regado del asfalto.

EQUIPO:

Petrolizadora SEAMAN con capacidad de 4300 lts. y barra de riego de 3,66 m. operando.	41,000.00 UM/h.e.
En reserva	34,000.00 UM/h.e.

ANALISIS DEL CONCEPTO.

a).- **Barrido de la superficie.**

Una cuadrilla formada por un cabo y 10 peones pueden barrer 2,000 m² por turno

1 cabo	x 18,000.00 UM	= 18,000.00 UM
10 Peones	x 12,000.00 UM	= 120,000.00 UM
	Costo del turno	= <u>138,000.00 UM</u>

Cargo: $\frac{138,000.00 \text{ UM/turno}}{2000 \text{ m}^2/\text{turno}} = 69.00 \text{ UM/m}^2$

b).- Costo del material.

Se utiliza asfalto rebajado FM-1 cuyo costo puesto en obra puede suponerse de 150,000.00 UM/litro y se utilizan 1.5 litros por metro cuadrado. Consideremos además un desperdicio de 5%.

Cargo: $150.00 \text{ UM/litro} \times 1.5 \text{ lts./m}^2 \times 1.05 = 236.25 \text{ UM/m}^2$

c).- Aplicación.

El rendimiento teórico de una petrolizadora puede suponerse transitando a una velocidad de 10 km/hora. Esto quiere decir que con un ancho de barra de 3.66 m. puede hacer 36,600 m². por hora o sea 292.800 m² por turno de 8 horas. Suponiendo una eficiencia del 50% por los tiempos de carga y limpia del equipo serían 146,400 m². por turno o sea aproximadamente 18 kilómetros de camino. Como esto no acontece en la realidad puesto que se tienen que impregnar los tramos terminados durante el turno, la maquinaria permanece ociosa una parte importante del mismo.

Vamos a suponer que el tramo por impregnar sea de 18,000 m²., esto quiere decir que la máquina trabajará 1 hora y permanecerá ociosa 7 horas, luego entonces el cargo sería:

1 hora operando	x 41,000.00 UM/hora	41,000.00 UM
7 horas ociosa	x 34,000.00 UM/hora	238,000.00 UM
	S U M A:	<u>279,000.00 UM</u>

Cargo: $\frac{279,000.00 \text{ UM/turno}}{18,000 \text{ m}^2} = 15.50 \text{ UM/m}^2$

RESUMEN.

a).- Barrido de la base.	69.00 UM/m ²
b).- Material asfáltico.	236.25 UM/m ²
c).- Aplicación.	15.50 UM/m ²
COSTO DIRECTO	320.75 UM/m²
INDIRECTOS (45%)	144.34 UM/m²
PRECIO UNITARIO	465.09 UM/m²

EJEMPLO: Carpetas de concreto asfáltico compactadas al 95%

ESPECIFICACION.

Se construyen mediante el tendido y compactación de mezclas elaboradas en caliente en una planta estacionaria utilizando materiales pétreos y cementos asfálticos.

El concepto incluye un barrido, la aplicación de un riego de liga sobre la superficie previamente impregnada, utilizando para ello cementos asfálticos, asfaltos rebajados ó emulsiones de rompimiento rápido; la extracción carga y acarreo del material a la planta de trituración y/o cribado, sus desperdicios, lavado, secado de los materiales pétreos, clasificación y dosificación, calentamientos, suministro del cemento asfáltico y su mezclado con los materiales, acarreo de la mezcla al tramo, tendido y compactación y la aplicación de un riego de sello con material 3A o 3E y cemento asfáltico, asfalto rebajado de fraguado rápido o emulsión de rompimiento rápido.

EQUIPO:

Tractor CAT D-8 o similar.	150,000.00 UM/h.e.
Cargador frontal 2-1/2 yd ³ .	75,000.00 UM/h.e.
Cargador frontal 1 1/2 yd ³ .	50,000.00 UM/h.e.
Planta de trituración con primaria 15 x 36 secundaria y cribas.	135,000.00 UM/h.e.
Camión F-600 operando.	21,000.00 UM/h.e.
Camión F-600 en reserva.	16,000.00 UM/h.e.
Planta de asfalto de 3000 lbs.	195,000.00 UM/h.e.
Finisher SB-111.	85,000.00 UM/h.e.
Aplanadora 8 tons.	24,000.00 UM/h.e.
Rodillo neumático autopropulsado.	30,000.00 UM/h.e.
Espaciador de arena.	12,000.00 UM/h.e.
Aplanadora tandem 4-6 ton.	16,000.00 UM/h.e.

ANALISIS DEL CONCEPTO

a).- Barrido y riego de liga (igual a riego de impregnación). = 465.09 UM/m^2

Como la carpeta asfáltica es de 5 cm. de espesor, tenemos $0.05 \text{ m}^3/\text{m}^2$ por lo tanto el cargo por metro cúbico de carpeta será:

$$\frac{465.09 \text{ UM/m}^2}{0.05 \text{ m}^3/\text{m}^2} = 9,301.08 \text{ UM/m}^3$$

b).- Extracción y carga del material.

Se considera igual al concepto de Sub-Bases y bases solo que para este caso existe un 30% del desperdicio.

$$\text{Cargo: } \frac{(2,000.00 \text{ UM/m}^3 + 3,010.00 \text{ UM/m}^3)}{0.7 \text{ (volumen real)}} = 7,157.14 \text{ UM/m}^3$$

c).- Acarreo local a la planta de trituración. = $2,750.00 \text{ UM/m}^3$

d).- Trituración y cribado.

Se utiliza la misma planta pero como el material es menor, disminuye su producción a 40 ton. cortas/hora.

$$P = \frac{40 \text{ ton. cortas/h.} \times 0.907 \text{ ton/ton. corta}}{1.6 \text{ ton/m}^3} = 22.67 \text{ m}^3/\text{h.}$$

El volumen medido en terraplén será:

$$22.67 \text{ m}^3/\text{hora} \times 0.9 = 20.40 \text{ m}^3/\text{h}$$

Cargo por trituración y cribado.

$$\frac{135,000.00 \text{ UM/h.e.}}{20.40 \text{ m}^3/\text{h.e.}} = 6,617.65 \text{ UM/m}^3$$

e).- Acarreo local a la planta de asfalto. = 620.00 UM/m³

f).- Elaboración de la mezcla en la planta
Producción de la planta 20 m³/hora.

Cargo horario.	Planta	195,000.00 UM/h.e.
	Cargador 1-1/2 yd ³ .	50,000.00 UM/h.e.

245,000.00 UM/h.e.

Cargo por equipo:

$$\frac{245,000.00 \text{ UM/h.e.}}{20 \text{ m}^3/\text{hora}} = 12,250.00 \text{ UM/m}^3$$

Cemento asfáltico

$$100 \text{ lts/m}^3 \times 160.00 \text{ UM/lt.} = 16,000.00 \text{ UM/m}^3$$

$$\text{S U M A} = 28,250.00 \text{ UM/m}^3$$

Como el material se reduce al 90% del volumen, el cargo real será:

$$\frac{28,250.00 \text{ UM/m}^2}{0.9} = 31,388.89 \text{ UM/m}^3$$

g).- Acarreo al centro de gravedad del tramo suponiendo que se encuentre a 10 km.

Por facilidad y no repetir cálculos hechos varias veces, tomemos el valor obtenido en el concepto sub-bases y bases.

$$= 8,038.00 \text{ UM/m}^3$$

h).- Extendido de la mezcla

Se emplea un finisher SB-111 que tendrá un rendimiento igual al de la planta (20 m³/hora)

$$\text{Cargo: } \frac{85,000.00 \text{ UM/h.e.} \times 0.9}{20 \text{ m}^3/\text{hora.}} = 3,825.00 \text{ UM/m}^3$$

Cuadrilla auxiliar.

$$\begin{array}{r} 1 \text{ cabo} \times 18,000.00 \text{ UM} = 18,000.00 \text{ UM} \\ 6 \text{ peones} \times 12,000.00 \text{ UM} = 72,000.00 \text{ UM} \\ \hline 90,000.00 \text{ UM/turno} \end{array}$$

Rendimiento $160 \text{ m}^3/\text{turno}$.

$$\text{Cargo: } \frac{90,000.00 \text{ UM/turno} \times 0.9}{160 \text{ m}^3/\text{turno.}} = 506.25 \text{ UM/m}^3$$

i).- Compactación.

Se emplea una aplanadora de 8 ton. con un rendimiento igual a $20 \text{ m}^3/\text{hora}$.

$$\text{Cargo: } \frac{24,000.00 \text{ UM/h.e.} \times 0.9 \text{ m}}{20 \text{ m}^3/\text{hora.}} = 1,080.00 \text{ UM/m}^3$$

j).- Riego de sello

$$\text{Barrido y riego de sello (igual a impregnación)} = 465.09 \text{ UM/m}^3$$

Obtención de material 3A ó 3E

Extracción y carga. $7,157.14 \text{ UM/m}^3$

Acarreo local a la planta. $2,750.00 \text{ UM/m}^3$

Trituración.

El rendimiento baja a $20 \text{ ton. cortas/hora}$.

$$p = \frac{20 \text{ ton. cortas/h.} \times 0.907 \text{ ton/ton. corta} \times 0.9}{1.6 \text{ ton/m}^3} = 10.20 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Cargo por trituración y cribado.

$$\frac{135,000.00 \text{ UM/h.e.}}{10.20 \text{ m}^3/\text{hora.}} = 13,235.29 \text{ UM/m}^3$$

$$\text{SUMA} = 23,142.43 \text{ UM/m}^3$$

$$\text{Como se utilizan } 10 \text{ lts/m}^2 = 231.42 \text{ UM/m}^2$$

$$\text{SUMA} = 696.51 \text{ UM/m}$$

$$\text{Cargo} \frac{696.51 \text{ UM/m}^2.}{0.05 \text{ m}^3/\text{m}^2} = 13,930.22 \text{ UM/m}^3$$

RESUMEN.

a).- Barrido y riego de liga.	9,301.08 UM/m ³
b).- Extracción y carga del material.	7,157.14 Um/m ³
c).- Acarreos locales.	2,750.00 UM/m ³
d).- Trituración y cribado.	6,617.65 UM/m ³
e).- Acarreo a planta de asfalto.	620.00 UM/m ³
f).- Elaboración de mezcla en planta.	31,388.89 UM/m ³
g).- Acarreo al tramo.	8,038.00 UM/m ³
h).- Extendido de la mezcla.	4,331.25 UM/m ³
i).- Compactación.	1,080.00 UM/m ³
j).- Riego de sello.	13,930.22 UM/m ³

COSTO DIRECTO	85,214.23 UM/m ³
INDIRECTO (45%)	38,346.40 UM/m ³

PRECIO UNITARIO	123,560.63 UM/m ³
-----------------	------------------------------

CAPITULO XIII

LOS COSTOS EN LA
CONSTRUCCION ANTE UN
PROBLEMA INFLACIONARIO

XIII. LOS COSTOS DE LA CONSTRUCCION ANTE UN PROBLEMA INFLACIONARIO

Cuando en un país se aumenta la emisión del billetes más allá de los límites convertibles, esta acción trae como consecuencia que el circulante pierda valor efectivo, y por lo tanto decrece su poder adquisitivo con el consecuente aumento del costo de la vida, además de esto se produce un aumento en la emisión de la deuda de dicho país. A este fenómeno se le conoce con el nombre de INFLACION.

Por otra parte, si el aumento de la deuda externa se enfoca únicamente a abrir el déficit presupuestal, descuidando otros aspectos como podría ser la inversión en otros rubros como la industrialización del país o la infraestructura adecuada para producción, el problema inflacionario se ve aún más acentuado.

Otra repercusión del fenómeno de la Inflación se observa en los salarios, pues debido a la falta de control de precios, la gran mayoría de las mercancías suben de valor, teniendo entonces la necesidad de aumentar dichos salarios, lo cual contribuye a complicar en mayor grado el problema, puesto que está vinculado a un nuevo aumento en el costo de la vida.

Para detener el fenómeno inflacionario se han planteado algunas posibles soluciones como son, entre otras, la restricción de las emisiones de billetes, disminución de los gastos del estado, aumento de las exportaciones, devaluación monetaria, etc., aunque dichas soluciones no son fáciles de implementar, sobre todo a corto plazo.

En lo que respecta a la industria de la construcción en México, está tuvo un periodo de auge hasta el año de 1972, debido principalmente a que el incremento de costos era uniforme, y hasta cierto punto predecible.

La Camara Nacional de la Industria de la Construcción proporciona los siguientes índices para el periodo de 1954 a 1972:

Indice de materiales	1972 = 193.70
Indice de mano de obra	1972 = 490.60
Indice de materiales + mano de obra	1972 = 245.81
Los índices anteriores, con base a	1954 = 100

De acuerdo con los datos anteriores se puede observar que en un periodo de 18 años, los costos de los materiales tuvieron un incremento medio de aproximada-

mente 5% anual, la mano de obra del orden del 22% anual, mientras que materiales y mano de obra ponderados observaron un incremento del 8% anual sobre 1954.

A raíz de los diversos trastornos económicos vividos en el mundo, México no fue la excepción, y desde 1973 se comenzó a sentir la presión inflacionaria, lo cual afectó gravemente a la Industria de la Construcción. A partir de esto, Constructores y Contratantes se avocaron a encontrar mecanismos que sirvieron de base para ajustar los costos de Construcción en los contratos, tanto en la Obra Pública como en la Privada.

Además, durante los años de 1972 y 1973, la industria de la Construcción tuvo grandes crecimientos, del orden del 17% y 15.8 respectivamente en relación a 1960, y precisamente en estos dos años dicho crecimiento coincidió con la explosión inflacionaria, lo que provocó una grave escasez de insumos y el consecuente incremento en los costos de una obra.

Por otro lado, las empresas se descapitalizaron rápidamente, además comenzaron a surgir diferencias entre contratantes y contratistas en lo que se refiere a los contratos de obra que se encontraban en proceso, ya que en ellos no se contemplaba el ajuste de los costos.

A causa de todo lo anterior, la actividad constructora decayó notablemente, registrándose un crecimiento durante 1974 de únicamente 5.9% a valores constantes de 1960.

Fue hasta entonces que la Industria de la Construcción empezó a reaccionar, comenzaron a hacerse ajustes a los costos de las obras en proceso, pero estos ajustes fueron inadecuados, y por tanto muy ineficientes, esto se tradujo en una situación incierta y caótica, tanto para contratantes como para contratistas.

Como consecuencia de la situación que se presentaba, en el año de 1975 fué reconocida la necesidad de incluir en los contratos de Obra Pública, los ordenamientos de tipo legal necesarios para el ajuste de los costos de construcción. El gobierno Federal creó entonces una comisión intersecretarial para tratar este asunto, lo que desembocó en la creación de una "Clausula de Ajuste", la cual se presenta a continuación:

CLAUSULA DE AJUSTE: Cuando los costos que sirvieron de base para calcular los precios unitarios del presente contrato, hayan sufrido variaciones originadas en incrementos en los precios de materiales, salarios, equipo y demás factores que integren dichos costos, que impliquen un aumento superior al 5% del valor total de la obra aún no ejecutada y amparada por este contrato, el contratista podrá solicitar por escrito a la Dependencia el ajuste de los precios unitarios proporcionando los elementos justificativos de su dicho.

Con base en la solicitud que presente el contratista, la Dependencia llevará a cabo los estudios necesarios para determinar la procedencia de la petición, en la inteligencia de que dicha solicitud sólo será considerada cuando los conceptos de obra que sean fundamentales estén realizándose conforme al programa de trabajo vigente en la fecha de solicitud, es decir, que no exista en ellos demora imputable al contratista.

De considerar procedente la petición del contratista, después de haber evaluado los razonamientos y elementos probatorios que este haya presentado, la dependencia ajustará los precios unitarios, los aplicará a los conceptos de obra que conforme a programa se ejecuten a partir de la fecha de presentación de la solicitud del contratista.

Si los costos que sirvieron de base para calcular los precios unitarios del presente contrato han sufrido variaciones originales en la disminución de los precios materiales, salarios, equipos y demás factores que integran dichos costos, que impliquen una reducción superior al 5% del valor de la obra aún no ejecutada, el contratista acepta que la dependencia, oyéndolo, para lo cual le concederá un plazo de 30 días a fin de que manifieste lo que a su derecho convenga, ajuste los precios unitarios como corresponda. Los nuevos precios se aplicarán a la obra que se ejecute a partir de la fecha de la notificación.

Retomando lo anterior tenemos que cuando una obra de construcción se realiza en la época de condiciones inflacionarias, es necesario la corrección periódica de los costos, ajustándolos a los aumentos generales del mercado.

Para llevar a cabo estos ajustes pueden utilizarse diversos métodos dependiendo de factores como la importancia y magnitud tanto de la obra, las partes que la componen, el criterio que se establezca entre contratante y contratista, etc.

Sea cual sea el método que se utilice, hay que recordar que el costo de una obra, esta compuesto fundamentalmente por salarios, materiales y uso de la maquinaria, y que cada uno de estos conceptos se comporta de manera diferente en el fenómeno inflacionario, puesto que ninguno de los tres sufre el mismo porcentaje de incremento, ni entre ellos mismos existen las mismas variaciones. Esto quiere decir que en el caso de los salarios, el incremento correspondiente a un peón de la construcción no necesariamente es igual al incremento de salario para los operadores de maquinaria pesada o para el personal directivo de una obra. Así mismo, el incremento en el costo de los materiales, no necesariamente será igual para el cemento, el acero, los explosivos, etc., como tampoco el incremento en el costo del equipo será igual para cualquier tipo de máquina.

Un sistema para hacer los ajustes de costos, es mediante el uso de algunas fórmulas como las que se verán más adelante, cuyo lapso de aplicación (mensual, trimestral, semestral o anual) dependerá fundamentalmente de la magnitud de la inflación,

por lo tanto de la necesidad de la pronta recuperación de las inversiones reales efectuadas en la obra. Una consideración importante que se deberá tener es la del volumen de trabajo que supone el realizar todos estos ajustes si la obra en cuestión se maneja con una cantidad importante de precios unitarios.

El criterio para la aplicación de cualquiera de las fórmulas que se utilizan, dependerá de la importancia de la variación de los conceptos ya mencionados de mano de obra, materiales y maquinaria y así puede utilizarse una fórmula sencilla como la a) en donde sólo se toman en cuenta los conceptos globales ya mencionados, ó con una fórmula más complicada como la b) en donde como se explicará más adelante, se toman en cuenta diferentes tipos de salarios, diferentes tipos de materiales y diferentes tipos de máquinas.

La fórmula más simple es la siguiente:

$$a).- PF = Pi \left(0.55 \frac{Sf}{Si} + 0.30 \frac{Mf}{Mi} + 0.15 \frac{Ef}{Ei} \right)$$

en donde:

Pf = el nuevo valor obtenido en el costo o precio unitario del concepto que se esté analizando.

Pi = costo o precio unitario inicial o de la última revisión si esta es periódica.

$\frac{Sf}{Si}$ = la relación que existe entre el salario inicial al momento de la revisión (Sf) y el salario inicial (Si)

$\frac{Mf}{Mi}$ = La relación que existe entre el costo actualizado de los materiales (Mf) y el costo inicial de los mismos (Mi)

$\frac{Ef}{Ei}$ = El valor actualizado de la maquinaria considerada en forma de renta, depreciación, o valor de adquisición actualizado (Ef) al valor original (Ei)

La fórmula anterior, quiere decir que el costo y precio revisado está afectado en un 55% por salarios, 30% por materiales y un 15% por el uso de la maquinaria, porcentajes que pueden ser fácilmente determinados en cualquier análisis de costos.

Si existen diferencias importantes en los incrementos de salarios, materiales, maquinaria y el uso de alguno de ellos en el concepto que se analice, reviste especial importancia, se puede llegar a fórmulas tan complicadas como la siguiente:

$$\begin{aligned} \text{b).- Pf} = & \text{Pi} \left(0.05 \frac{\text{Spf}}{\text{Spi}} + 0.10 \frac{\text{Sof}}{\text{Soi}} + 0.05 \frac{\text{Saf}}{\text{Sai}} + 0.03 \frac{\text{Mcf}}{\text{Mci}} + 0.07 \frac{\text{Mef}}{\text{Mei}} + \right. \\ & \left. + 0.08 \frac{\text{Maf}}{\text{Mai}} + 0.07 \frac{\text{Mcef}}{\text{Mcei}} + 0.20 \frac{\text{Epf}}{\text{Epi}} + 0.25 \frac{\text{Eaf}}{\text{Eai}} + 0.10 \frac{\text{Ebf}}{\text{Ebi}} \right) \end{aligned}$$

donde:

spf = Salario actual de los peones

Spi = Salario inicial de los peones

Sof = Salario actual de los operadores de maquinaria pesada

Soi = Salario inicial de los operadores de maquinaria pesada

Saf = salario actual de los empleados que están en la administración de la construcción.

Sai = Salario inicial de los empleados que están en la administración de la construcción.

Mcf = Precio actual de los combustibles

Mci = Precio inicial de los combustibles

Mef = Valor actual de los explosivos

Mei = valor inicial de los explosivos

Maf = Valor actual del acero

Mai = Valor inicial del acero

M_{cef} = Valor actual del cemento

M_{cei} = Valor inicial del cemento

E_{pf} = Valor actual del equipo pesado

E_{pi} = Valor inicial del equipo pesado

E_{af} = Valor actual del equipo de acarreo

E_{ai} = Valor inicial del equipo de acarreo

E_{bf} = Valor actual del equipo de barrenación

E_{bi} = Valor inicial del equipo de barrenación

En caso de que se este realizando una obra en un país extranjero, existe la necesidad de dividir los análisis de costos en dos grupos que son:

Los pagos que deben hacerse en moneda local y por otro lado los pagos que deben hacerse en divisas extranjeras que generalmente es el dolar americano.

Para ilustrar lo anterior, se transcriben las especificaciones relativas a un proyecto real que se ejecutó en la República de Colombia.

Los reajustes al valor en moneda nacional y dólares de las estimaciones mensuales del Contrato para compensar los incrementos en costo de mano de obra, equipos y materiales para el trabajo, se harán a las estimaciones mensuales para todos los frentes de trabajo y por grupos, según se define a continuación.

Los ítemes de pago se presentan reunidos por frentes de trabajo así:

I Generales

II Excavaciones

III Concretos y aceros

Las fórmulas que se aplicarán son las siguientes:

1.- Para el frente de trabajo "Generales" la componente en moneda local se reajustará mediante la siguiente fórmula:

$$P_i = P_o \left(0.45 \frac{S_i}{S_o} + 0.32 \frac{M_i}{M_o} + 0.13 \frac{G_i}{G_o} + 0.10 \right)$$

La componente en dólares se reajustará mediante la siguiente fórmula:

$$D_i = D_o \left(0.15 \frac{E_i}{E_o} + 0.70 \frac{U_i}{U_o} + 0.15 \right)$$

2.- Para los grupos II "Excavaciones" la componente en moneda local se reajustará mediante la siguiente fórmula:

$$P_i = P_o \left(0.44 \frac{S_i}{S_o} + 0.23 \frac{C_i}{N_o} + 0.15 \frac{G_i}{G_o} + 0.08 \frac{M_i}{M_o} + 0.10 \right)$$

La componente en dólares se reajustará mediante la siguiente fórmula:

$$D_i = D_o \left(0.15 \frac{E_i}{E_o} + 0.38 \frac{M_{mi}}{M_{mo}} + 0.07 \frac{S_{pi}}{S_{to}} + 0.25 \frac{U_i}{U_o} + 0.15 \right)$$

3.- Para los grupos III "Concreto y aceros" la componente en moneda local se reajustará mediante la siguiente fórmula:

$$P_i = P_o \left(0.45 \frac{S_i}{S_o} + 0.13 \frac{C_i}{C_o} + 0.18 \frac{A_i}{A_o} + 0.09 \frac{M_i}{M_o} + 0.05 \frac{G_i}{G_o} + 0.10 \right)$$

La componente en dólares se reajustará mediante la siguiente fórmula:

$$D_i = D_o \left(0.15 \frac{E_i}{E_o} + 0.70 \frac{U_i}{U_o} + 0.15 \right)$$

Los símbolos en las fórmulas anteriores tienen el siguiente significado.

P_i = Valor ajustado de la componente en moneda local de cada uno de los pagos mensuales que deban hacerse por trabajo ejecutado.

P_o = Valor liquidado a los precios unitarios del contrato de la componente en moneda local de cada uno de los pagos mensuales que deban hacerse por trabajo ejecutado.

S = Índice ponderado de mano de obra calculado en la siguiente proporción: diez por ciento (10%) del índice de mano de obra para maestros de obra, cuarenta y cinco por ciento (45%) del índice para oficiales y cuarenta y cinco por ciento (45%) del índice para ayudantes, que aparecen en el "Boletín Mensual de Estadística", publicado por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE) en Bogotá y que durante el año de 1976 han aparecido en la Sección de precios y Salarios, Cuadro 4.6.2 Índice de Costos de materiales y Mano de Obra en la Construcción para la Ciudad de Medellín.

M = Índice total de precios de los materiales de construcción en Bogotá, que aparece en la "Revista de Banco de República", publicado mensualmente por dicho Banco en Bogotá, y que durante el año de 1976 ha aparecido en el Cuadro 8.6.1, Índice de Precios de los materiales de construcción en Bogotá columna: resumen total.

G = Precio por galón de una mezcla de combustibles y lubricantes constituida en la siguiente forma: noventa por ciento (90%) de aceite combustible (ACPM), ocho por ciento (8%) de gasolina corriente y dos por ciento (2%) de aceite para Carter SAE 30. El precio para la gasolina y el ACPM será el vigente el último día de un mes determinado en una planta distribuidora de Medellín. Para el aceite será el precio al por mayor de una distribuidora de Medellín.

N = Precio de venta por un kilo de dinamita Flexabel del sesenta por ciento (60%) en cartuchos de 2.5 cm (1 pulgada) de diámetro producida por la Fábrica de Explosivos Antonio Riquarte de INDUMIL en Bogotá, para cantidades de 10 toneladas o más, en el último día de un mes determinado. El precio será el de venta en el Almacén.

C = Índice de precios del cemento gris (toneladas) en Bogotá, que aparece en la "Revista del Banco de la República", publicada mensualmente por dicho Banco en Bogotá y que durante el año de 1976 ha aparecido con el Cuadro 8.6.1., Índice de Precios de los materiales de construcción en Bogotá, columna minerales no metálicos y sus productos, cemento gris (toneladas).

A = Índice de precios de las varillas de hierro de 1/2" (toneladas) en Bogotá, que aparece en la "Revista del Banco de la República", publicada mensualmente por dicho Banco en Bogotá, que durante el año de 1976 ha aparecido en el Cuadro 8.6.1., índice de los Precios de los Materiales de Construcción en Bogotá, columna: hierro y artículos metálicos, varillas 1/2" (toneladas).

Di = Valor ajustado de la componente en moneda extranjera de cada uno de los pagos mensuales que deban hacerse por trabajo ejecutado.

Do = Valor liquidado a los precios unitarios del Contrato, de la componente en moneda extranjera de cada uno de los pagos mensuales que deban hacerse por trabajo ejecutado.

U = Índice para maquinaria y equipo de construcción: Construcción "Machinery and Equipment" (Code 112), tomado de la publicación "Wholesale Prices and Price Indexes", United States Department of Labor, Bureau of Labor Statistics.

E = Índice oficial de salarios de empleados en el País de origen del CONTRATISTA. se elegirá de común acuerdo la publicación en donde deberán tomarse estos índices, con base en la información solicitada en la Sección II.2.12 de estos documentos, pero tal índice se afectará mensualmente por la relación que exista entre la tasa de cambio para un dólar de los Estados Unidos de América y moneda del País de origen del Contratista, en tal forma que se obtenga un índice ponderado con relación al dólar de los Estados Unidos de América.

Mn = Índice para "Mining Machinery and Equipment" (Code 1192). Este índice se tomará de la publicación "Wholesale prices and Price Indexes", United States, Department of Labor, Bureau of Labor Statistics.

St = Índice para "Steel Mill Products" (Code 1013) tomado de "Wholesale prices and Price Indexes".

o = Corresponde a los índices al fin del mes calendario anterior a aquel durante el cual se cierra la Licitación.

i = Corresponde al mes calendario para el cual se hace el ajuste.

INDICES DE COSTOS

Otro sistema comunmente aceptado para la corrección periódica de costos en épocas inflacionarias es el que se basa en la utilización de Indices de costos, cuyo manejo debe ser cuidadoso, ya que cada uno de los insumos de la construcción puede tener Indices diferentes que no siempre es conveniente agrupar en un solo Índice General.

Se conoce como índice a un número cualquiera de una serie el cual sirve de indicador de los cambios con respecto al tiempo que se producen en una variable, con referencia a una base arbitraria (comunmente se toma como dicha base el 100), y representa el valor de la variable mencionada en un periodo especifico previo.

Resumiendo podemos definir al número índice como una medida estadística utilizada para mostrar los cambios sufridos por una variable o grupo de ellas con respecto al tiempo, y en ocasiones en respecto a otros factores que afectan también a dicha variable.

Por lo tanto el índice de costo es la relación entre el costo de un determinado bien o servicio en un periodo dado y el costo del mismo bien pero en otro periodo tomado como base.

$$Ic = \frac{Cn}{C1} \times 100$$

donde:

Ic = Índice de costo.

Cn = Costo de un periodo (n) dado.

$C1$ = Costo en el periodo base.

Por ejemplo, tenemos que para octubre de 1987 la varilla del No. 3 (3/8"), tenía un costo de 5,215.00, UM dado que en octubre de 1986 su costo era de 1,807.00 UM el índice correspondiente en base 1986 sera:

$$Ic = \frac{5251.00}{1807.00} \cdot 100 = 288.60\%$$

De aquí podemos concluir que este producto tuvo un incremento de 288% en el transcurso de un año, es decir casi se triplicó su valor.

Hablando de índices de costos de construcción, por el momento sólo diremos que lo mismo nos podemos referir a los cambios en el costo de algún tipo de obra o de una máquina, vistos éstos como elementos aislados e independientes o bien vistos de manera general.

PROPIEDADES DE LOS INDICES.-

Los índices tienen algunas limitaciones, para poder entender éstas con mayor claridad así como sus posibilidades es conveniente conocer sus propiedades.

llamaremos $C_1, C_2, C_3, \dots, C_n$ a los costos de un determinado bien o servicio en los períodos 1, 2, 3 ..., n.

1.- Propiedad de identidad Un índice de costo en un período dado, con base en el mismo período, es igual a 100.

$$I_c = \frac{C_1}{C_1} \cdot 100 = 100$$

Esta propiedad se puede ejemplificar en la tabla XIII.2 en la cual se cambió la base de 1974 a 1980 (operación que se verá más adelante), por lo que todos los datos fueron divididos por 336.9 dato correspondiente al mes de Enero de 1980, una vez cambiada la base, el primer dato observado es 100 porque se dividió por sí mismo:

$$\frac{336.9}{336.9} \cdot 100 = 100$$

2.- Propiedad de tiempo inverso. Cuando dos periodos se intercambian, índices de costo correspondientes son recíprocos entre sí.

$$\frac{C_1}{C_2} \cdot \frac{C_2}{C_1} = 1$$

Aplicando datos de la tabla XIII.2 tenemos:

$$C_2 \text{ mes febrero base 1974} = 342.50$$

ambos para el año de 1980.

$$C_1 \text{ mes febrero base 1980} = 101.66$$

$$\frac{101.66}{342.50} \cdot \frac{342.50}{101.66} = \frac{34,818.55}{34,818.55} = 1$$

3.- **Indices en cadena o enlazados.** El índice de costo para un periodo dado, con respecto a otro periodo tomado como base. Siempre puede expresarse en términos de enlaces relativos entendiéndose por tales a la relación entre un costo y el costo del periodo precedente. O dicho de otra manera, como el producto de todos los índices de costos dividido cada uno de ellos entre el inmediato anterior.

$$\frac{C_n}{C_{n-1}} \cdot \dots \cdot \frac{C_4}{C_3} \cdot \frac{C_3}{C_2} \cdot \frac{C_2}{C_1} = \frac{C_n}{C_1}$$

donde

C_n = sigue siendo una observación en el periodo n

C_1 = es la observación en el periodo base

Todo esto se puede apreciar más fácilmente en la tabla XIII.1

INDICE NACIONAL DEL COSTO DE EDIFICACION DE LA VIVIENDA DE INTERES SOCIAL

	1974 = 100	INDICES EN CADENA O ENLAZADOS(*)
1980		
ENE	336.9	1.016622
FEB	342.5	1.018102
MAR	348.7	1.006595
ABR	356.1	1.014529
MAY	356.1	1.009828
JUN	359.6	1.009828
JUL	368.3	1.024193
AGO	375.9	1.020635
SEP	380.0	1.010907
OCT	383.7	1.009736
NOV	387.4	1.009642
DIC	389.4	1.005162

(*)Esta columna se obtuvo de aplicar la formula:
 DIC/NOV * NOV/OCT * FEB/ENE
 que corresponde a los indices en cadena o enlazados.
 Ahora bien nos falta demostrar que:
 DIC/NOV * NOV/OCT * FEB/ENE = DIC/ENE
 haciendo las operaciones correspondientes obtenemos:
 1.155832 = 1.155832

FUENTE: INDICADORES ECONOMICOS DEL BANCO DE MEXICO.
 TABLA XIII.1

4.- Operación de índices entre distintos periodos. Cuando ya se tienen calculados y tabulados los índices de costo para un cierto periodo base, puede ser necesario por alguna razón conocer los índices de costos de la misma serie respecto a otro periodo base, distinto al tomado originalmente.

Supongamos que:

$$I_{C(n,1)} \cdot I_{C(n-1,1)} \cdot \dots \cdot I_{C(4,1)} \cdot I_{C(3,1)} \cdot I_{C(2,1)}$$

Son los índices de costos para un cierto artículo, en los periodos 2,3,4, ..., n-1,n, habiendo sido calculados todos con base 1.

Si establecemos que:

$$I_{C(n,3)} \cdot I_{C(n-1,3)} \cdot \dots \cdot I_{C(4,3)} \cdot I_{C(2,3)} \cdot I_{C(1,3)}$$

Son los índices de costos para el mismo artículo, en los periodos 1,2,4, ..., n-1,n, calculados con base 3, tenemos que:

$$I_{C(n,3)} = \frac{I_{C(n,1)}}{I_{C(3,1)}} \cdot 100$$

$$I_{C(n-1,3)} = \frac{I_{C(n-1,1)}}{I_{C(3,1)}} \cdot 100$$

$$I_{C(1,3)} = \frac{I_{C(1,1)}}{I_{C(3,1)}} \cdot 100$$

Para tener más claro lo anterior observemos la Tabla XV.2 en donde x tiene que la base 1 es 1974 = 100 (primera columna) y se desea cambiar a base 3, que es 1980 = 100. Entonces:

$$\text{Para Dic. 1982} \quad I_c(n, 1, 3) = \frac{887.6}{336.9} \cdot 100 = 263.46$$

$$\text{Para Nov. 1982} \quad I_c(n-1, 3) = \frac{862.9}{336.9} \cdot 100 = 256.13$$

$$\text{Para Ene. 1979} \quad I_c(1, 3) = \frac{258.7}{336.9} \cdot 100 = 76.79$$

Como se puede observar toda la columna de base 3 se construyó de igual manera. Es muy importante tener en cuenta que los índices de costos nunca deben sumarse o restarse entre sí. Deben multiplicarse o dividirse según lo que se desee obtener.

EN
FE
M/
AE
M/
JU
JU
AC
SE
OC
NC
DI

EN
FE
M.
AI
M
JU
JU
A
SI
O
N
D

E
FI
M
A
M
JU
A
S
O
N
D

E
F
M
A
M
J
J
A
S
O
N
I

F

**INDICE NACIONAL DEL COSTO DE EDIFICACION DE VIVIENDA DE
INTERES SOCIAL**

		BASE (1) 1974 = 100	BASE (3) 1980 = 100	
ENE	1979	258.7	76.79	OBSERVACION 1, BASE (3) (1980)
FEB		267.4	79.37	
MAR		271.4	80.56	
ABR		274.5	81.48	
MAY		279.4	82.93	
JUN		282.8	83.94	
JUL		285.0	84.59	
AGO		289.5	85.93	
SEP		291.5	86.52	
OCT		294.3	87.36	
NOV		297.2	88.22	
DIC		300.8	89.28	
ENE	1980	336.9	100.00	PERIODO BASE (3)
FEB		342.5	101.66	
MAR		348.7	103.50	
ABR		351.0	104.19	
MAY		356.1	105.70	
JUN		359.6	106.74	
JUL		368.3	109.32	
AGO		375.9	111.58	
SEP		380.0	112.79	
OCT		383.7	113.89	
NOV		387.4	114.99	
DIC		389.4	115.58	
ENE	1981	433.4	128.64	
FEB		444.2	131.85	
MAR		447.6	132.86	
ABR		450.3	133.66	
MAY		461.7	137.04	
JUN		466.8	138.56	
JUL		472.9	140.37	
AGO		482.3	143.16	
SEP		485.7	144.17	
OCT		489.4	145.27	
NOV		506.2	150.25	
DIC		511.0	151.68	
ENE	1982	579.4	171.98	
FEB		596.7	177.11	
MAR		615.9	182.81	
ABR		675.5	200.50	
MAY		692.8	205.64	
JUN		712.0	211.34	
JUL		723.3	214.69	
AGO		775.3	230.13	
SEP		801.2	237.82	
OCT		824.1	244.61	
NOV		862.9	256.13	
DIC		887.6	263.46	

FUENTE: INDICADORES ECONOMICOS DEL BANCO DE MEXICO

TABLA XIII.2

METODO PARA LA INTEGRACION DEL VALOR FINAL O PRECIO DE VENTA DE UNA OBRA EN UN PROCESO INFLACIONARIO.

Existen ciertos criterios para la integración de un precio de venta cuando se está en un proceso inflacionario, a continuación se presenta uno de los más comunes.

Para realizar una modificación en el valor final de una obra, ocasionado por este fenómeno y para este procedimiento en especial; se requiere contar con los siguientes datos:

- 1.- Debemos contar con el programa de obra final, autorizado por la parte contratante o supervisión en su caso, donde se incluirán los avances mes a mes.
- 2.- Se requieren números generadores de volúmenes de obra ejecutados.
- 3.- Dependiendo del procedimiento que se realice para el cálculo de precios unitarios, se necesitarán algunos de los siguientes datos; tabulador de precios unitarios los cuales deben tener un periodo de vigencia determinado, o bien, índices inflacionarios establecidos o pronósticos de incrementos en los costos.

Una vez que contamos con estos datos, podemos desarrollar el siguiente procedimiento:

I) Realizar un presupuesto con los volúmenes totales de obra, tomando como base los precios unitarios del mes de inicio de los trabajos, el cual se denomina presupuesto de origen (Po).

II) Elaborar presupuestos mes a mes, considerando los volúmenes totales de obra ejecutados con los precios unitarios del mes en cuestión, esto nos arrojará un presupuesto actualizado (Pa) para cada uno de los meses.

III) Por último se elabora una tabla para facilitar el cálculo del monto final del precio de venta. Esta tabla debe contener los principales datos referentes a la obra como son: Nombre del frente, número de registro, localidad, descripción breve de los trabajos efectuados, plazo de ejecución, prórrogas o reprogramaciones autorizadas, etc. Además la tabla debe presentar los montos correspondientes a los siguientes conceptos:

a) Proyecto de inversión (Pi) que es la autorización del financiamiento primario que la Dependencia contratante estima que costará la obra según sus propios estudios.

b) Monto contratado (MC) que es el monto estipulado en el contrato que celebran ambas partes, el constructor y el contratante, dicho monto generalmente es igual al (Pi).

c) Presupuesto de origen (Po) cuya obtención se mencionó anteriormente y,

c') Presupuestos de actualización (Pa) con precios unitarios a cada mes del programa de obra.

d) Anticipo (A), el cual es otorgado por la parte contratante al constructor.

Una vez estipulados estos montos se calcula un factor de incremento (f), que regula los incrementos en función del anticipo, mediante la fórmula:

$$f = 1 - \frac{A}{Po}$$

Este factor es necesario porque el anticipo que se da al inicio de la obra, en un proceso inflacionario, no corresponde al porcentaje fijado en el contrato sobre el presupuesto inicial (Po).

En algunos casos se establece que la fórmula anterior debe ser afectada por un factor que compense la parte del anticipo utilizada para los gastos de inicio de obra y no para la adquisición de materiales que es el fin primordial del mismo.

Con estos cálculos preliminares, podemos iniciar la construcción de la tabla:

I.- PROCEDIMIENTO:

En esta columna se escribe el tipo de procedimiento usado para el cálculo de precios unitarios que puede ser; como ya se mencionó anteriormente, por medio de tabuladores o índices.

II.- MES:

Se presentan los meses que componen la duración total de la obra.

III.- PORCENTAJE DE AVANCE:

Se escribe el porcentaje de avance de obra de cada uno de los meses indicados en la columna anterior.

IV.- PRESUPUESTOS PARCIALES AL INICIO (Ppo):

Los cuales se obtienen de multiplicar el (Po) por cada uno de los renglones de la columna III, y la suma final de estos valores debe ser igual a (Po).

V.- PRESUPUESTO PARCIAL DE ACTUALIZACIÓN (Ppa):

Se obtiene de multiplicar el porcentaje de avance por el (Pa) correspondiente a cada mes y al final se obtiene la suma total.

VI.- INCREMENTOS TOTALES:

Se obtiene de restar en cada mes el (Ppo) del (Ppa).

VII.- PORCENTAJE DE INCREMENTO O AFETACION DEL ANTICIPO:

Es el factor (f) ya calculado anteriormente.

VIII.- INCREMENTO REAL

Son los incrementos totales afectados por (f).

Después de haber realizado las sumas correspondientes, se resume la integración del precio final de la obra como sigue:

$$\text{Valor final ó Precio de venta} = (\text{Po}) + \text{Incremento real} + \text{Obra extra (si existe)}$$

Nota: Si existe obra extra, se pone su valor total con precios unitarios al mes de ejecución de los trabajos; sin que se vea afectado por el anticipo, ya que son obras autorizadas posteriores a la fecha de contratación por las cuales normalmente no se da anticipo.

A continuación se presenta un ejemplo de una tabla de cálculo; haciendo notar que dicha tabla debe estar acompañada de todos los datos necesarios que avalen su veracidad.

2,138,012,000
3,206,911,229
534,503,000

VI
MC
PO
A

Contrato:
Contratista:

Localidad:

Localidad: Frente:	Contrato: Contratista:	MC PO A 0.8A	2,138,012,000 3,206,911,229 534,503,000 427,602,400
Tipo de Obra: Fecha Calc.:	F Inicio: F Termino: Plazo: Prorrogas:	1-(0.8A/PO)	0.866662

PROCEDIMIENTO	A V A N C E MES	%	1 PRES. PARC. AL INICIO Ppo	2 PRES. PARC. ACTUALIZADO Ppa	3 INC. TOTALES (2-1): 1	4 % A INC	5 INC. REAL (3X4) : iR
TABULADOR	JUN/89	0.0850	272,587,454	272,587,454	0	0.866662	0
TABULADOR	JUL/89	0.0103	33,031,186	33,452,647	421,461	0.866662	365,265
TABULADOR	AGO/89	0.0237	76,003,796	77,153,722	1,149,926	0.866662	996,597
TABULADOR	SEP/89	0.0385	123,466,082	126,947,161	3,481,079	0.866662	3,016,920
TABULADOR	OCT/89	0.1074	344,422,266	356,104,112	11,681,846	0.866662	10,124,215
TABULADOR	NOV/89	0.0579	185,680,160	191,977,915	6,297,755	0.866662	5,458,026
TABULADOR	DIC/89	0.0000	0	0	0	0.866662	0
TABULADOR	ENE/90	0.1372	439,988,221	465,929,702	25,941,481	0.866662	22,482,502
TABULADOR ENE/90	FEB/90	0.0239	76,645,178	81,164,139	4,518,961	0.866662	3,916,413
TABULADOR ENE/90	MAR/90	0.0879	281,887,497	298,507,440	16,619,943	0.866662	14,403,877
TABULADOR ENE/90	ABR/90	0.1882	603,540,693	639,125,145	35,584,452	0.866662	30,839,700
TABULADOR ENE/90	MAY/90	0.1470	471,415,951	499,210,395	27,794,444	0.866662	24,088,395
TABULADOR ENE/90	JUN/90	0.0930	298,242,744	315,826,985	17,584,240	0.866662	15,239,597
	SUMA CON TABULADOR	1.00	3,206,911,229	3,357,986,817	151,075,588		130,931,506

RESUMEN:
PRESUPUESTO AL INICIO (PO)
INCREMENTO REAL (i)

3,206,911,229
130,931,506

\$3,337,842,735

MONTO MAXIMO DE OBRA (P. V.)

CAPÍTULO 1.000

SALARIOS Y SUELDOS

El salario se define como una retribución de servicios personales y en México se aplica a los operarios de la construcción en pago semanal. (ARTÍCULO # 88 L.F.T.) .

El sueldo se define como una remuneración por el desempeño de un cargo o servicio profesional, en la industria de la construcción se acostumbra pagarlo en forma bisemanal o quincenal (ARTÍCULO # 88 L.F.T.) .

La Comisión Nacional de los Salarios Mínimos y Mínimos Profesionales se reúne periódicamente, para definirlos, actualmente en tres zonas y para 86 salarios mínimos profesionales.

A continuación presentamos los Salarios Mínimos y Mínimos Profesionales vigentes para el mes de enero de 1996, haciendo notar que el Factor de Demanda de la Zona Metropolitana en algunos casos se decrementó, tal como se detalla en el inciso 1.130.

Adicionalmente se consignan los cambios de cuotas del pago Obrero-Patronal al IMSS, para 1996.

* L.F.T. Ley Federal del Trabajo.

1.100 Salarios mínimos y mínimos profesionales vigentes usados comúnmente en la construcción

O F C #	SALARIOS	ZONA A	ZONA B	ZONA C	Area.metrop.
	SALARIOS MÍNIMOS GENERALES	PESOS DIARIOS			F.D.
		20.15	18.70	17.00	ENERO 96 2.0577
	SALARIOS MÍNIMOS PROFESIONALES:				
1	Albañilería oficial de	29.40	27.30	24.80	2.6235
2	Archivista clasificador en oficina	28.05	26.05	23.65	1.6801
4	Buldozer, operador de	30.90	28.70	26.05	4.2785
5	Cajero (a) de máquina registradora	26.10	24.25	22.05	1.8033
8	Carpintero de obra negra	27.35	25.40	23.10	3.1521
13	Colocador de mosaicos y azulejos oficial	28.70	26.70	24.25	3.3216
14	Contador, ayudante de	28.30	26.30	23.90	2.4613
15	Construcción de edificios y casas habitación yesero en	27.20	25.30	22.95	2.6803
16	Construcción, herrero en	28.30	26.30	23.90	2.7255
21	Chofer de camión de carga en general	30.05	27.95	25.40	2.5668
22	Chofer de camioneta de carga en general	29.15	27.05	24.55	2.0690
23	Chofer operador de vehículos con grúa	27.90	25.90	23.55	2.5867
24	Draga, operador de	31.30	29.10	26.40	4.3020
25	Ebanista en fabricación y reparación de muebles, oficial	29.25	27.20	24.70	2.6370
26	Electricista instalador y reparador de instalaciones eléctricas, oficial	28.70	26.70	24.25	2.6875
27	Electricista en reparación de automóviles y camiones, oficial	29.00	26.95	24.45	2.6603
30	Encargado de bodega y/o almacén	26.50	24.65	22.40	1.9913
53	Mecánico en reparación de automóviles y camiones, oficial	30.50	28.35	25.75	2.5288
55	Mecanógrafo (a)	26.10	24.25	22.05	2.1960
61	Perforista con pistola de aire	29.00	26.95	24.45	2.6603
63	Pintor de casas, edificios y construcciones en general, oficial	28.05	26.05	23.65	2.4338
65	Plomero en instalaciones sanitarias, oficial	28.15	26.15	23.75	2.7400
70	Recepcionista en general	26.25	24.40	22.15	1.7933
77	Soldador con soplete o con arco eléctrico	29.00	26.95	24.45	2.6597
82	Taquimecanógrafo (a) en español	27.50	25.55	23.20	2.1931
84	Traxcavo neumático y/o oruga, operador de	29.95	27.80	25.25	4.4970
86	Velador	26.00	24.15	21.95	2.3196

Tabla I-1 Salarios Mínimos y Mínimos Profesionales

1.110 Tabla I.M.S.S.*

De acuerdo al Reglamento para la clasificación de empresas y determinación del grado de riesgo expedido en 1981, reformado el 21 de enero de 1987 y con los incrementos para invalidez, vejez, cesantía y muerte en 1988, 1990, 1991, 1992, 1993, 1994 y 1995, a continuación presentamos en forma tabular las cuotas OBRERO-PATRONALES en Clases I al V y en riesgos máximos, medio y mínimo (Ver tabla I-2).

A partir de 1992, se establece un 2% para fondo de retiro y para 1993 se deroga el ISRP a partir del 1° de agosto.

Es importante hacer notar que de acuerdo con nuestra Legislación, el personal de salario mínimo no puede aceptar ningún descuento en su salario, por lo cual, la parte correspondiente a la Cuota Obrera del I.M.S.S deberá ser cubierta por el patrón (Artículos No 90 y 97, L.F.T.).

Por otra parte y dado que en la República Mexicana normalmente el sueldo del trabajador se negocia arriba del mercado por la ley y neto, no existe salario mínimo, por lo cual el cargo patronal sería la suma de la cuota obrera y la patronal así como también el ISPT que debería pagar el trabajador y que la empresa absorbe en ocasiones.

En este ejemplo se consideran sueldos netos, es decir todos los pagos del trabajador correrán por cuenta del patrón.

En el programa COMCOEL VI, se dejan dos columnas para que el usuario valúe y considere sueldos con cargo al trabajador o con cargos a la empresa, como en este ejemplo.

- * I.M.S.S. Instituto Mexicano del Seguro Social.
- * I.S.P.T. Impuesto Sobre Productos del Trabajo
- * I.S.R.P. Impuesto Sobre Remuneraciones Pagadas

10

INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL
CUOTAS OBRERO PATRONALES A PARTIR DE:
1° BIMESTRE DE 1996
ENERO DE 1996

CLASIFICACION DE EMPRESAS SEGÚN RIESGO	SEGUROS DE ENFERMEDADES GENERALES Y MATERNIDAD			SEGURO DE INVALIDEZ, VEJEZ, CESANTIA EN EDAD AVANZADA Y MUERTE			SEGURO RIESGO DE TRABAJO	TOTAL DE CUOTAS OBRERO PATRONALES			VARIACIÓN PORCENTUAL DE CUOTAS PATRONALES
	DEL PATRON	DEL ASEGURADO	TOTAL OBRERO PATRONAL	DEL PATRÓN	DEL ASEGURADO	TOTAL OBRERO PATRONAL	DEL PATRÓN 100%	DEL PATRÓN	DEL ASEGURADO	TOTAL OBRERO PATRONAL	
CLASE V											
Riesgo Máximo	8.7500%	3.1250%	11.8750%	5.9500%	2.1250%	8.0750%	10.03500%	24.73500%	5.25000%	29.98500%	100.00000%
Medio	8.7500%	3.1250%	11.8750%	5.9500%	2.1250%	8.0750%	7.58875%	22.28875%	5.25000%	27.53875%	91.84175%
Mínimo	8.7500%	3.1250%	11.8750%	5.9500%	2.1250%	8.0750%	5.14250%	19.84250%	5.25000%	25.09250%	83.68351%
CLASE IV											
Riesgo Máximo	8.7500%	3.1250%	11.8750%	5.9500%	2.1250%	8.0750%	6.12100%	20.82100%	5.25000%	26.07100%	86.94681%
Medio	8.7500%	3.1250%	11.8750%	5.9500%	2.1250%	8.0750%	4.65325%	19.35325%	5.25000%	24.60325%	82.05186%
Mínimo	8.7500%	3.1250%	11.8750%	5.9500%	2.1250%	8.0750%	3.18550%	17.88550%	5.25000%	23.13550%	77.15691%
CLASE III											
Riesgo Máximo	8.7500%	3.1250%	11.8750%	5.9500%	2.1250%	8.0750%	3.87045%	18.57045%	5.25000%	23.82045%	79.44122%
Medio	8.7500%	3.1250%	11.8750%	5.9500%	2.1250%	8.0750%	2.59840%	17.29840%	5.25000%	22.54840%	75.19893%
Mínimo	8.7500%	3.1250%	11.8750%	5.9500%	2.1250%	8.0750%	1.32635%	16.02635%	5.25000%	21.27635%	70.95664%
CLASE II											
Riesgo Máximo	8.7500%	3.1250%	11.8750%	5.9500%	2.1250%	8.0750%	1.61990%	16.31990%	5.25000%	21.56990%	71.93563%
Medio	8.7500%	3.1250%	11.8750%	5.9500%	2.1250%	8.0750%	1.13065%	15.83065%	5.25000%	21.08065%	70.30399%
Mínimo	8.7500%	3.1250%	11.8750%	5.9500%	2.1250%	8.0750%	0.64140%	15.34140%	5.25000%	20.59140%	68.67234%
CLASE I											
Riesgo Máximo	8.7500%	3.1250%	11.8750%	5.9500%	2.1250%	8.0750%	0.73925%	15.43925%	5.25000%	20.68925%	68.99867%
Medio	8.7500%	3.1250%	11.8750%	5.9500%	2.1250%	8.0750%	0.54355%	15.24355%	5.25000%	20.49355%	68.34601%
Mínimo	8.7500%	3.1250%	11.8750%	5.9500%	2.1250%	8.0750%	0.34785%	15.04785%	5.25000%	20.29785%	67.69335%

Tabla I-2: Cuotas Obrero-Patronales 1996

11

11

11

11

1.120 Tabla de sueldos

Para facilidad de planeación y control de los sueldos, en adelante referiremos todos ellos al salario mínimo general.

En la siguiente tabla, corresponde por cada columna:

a) Sueldo mensual = sueldo diario x 365 días / 12 meses

b) Prima vacacional

Se considera una antigüedad de un año, por lo que y de acuerdo al Artículo 76 de la Ley Federal del Trabajo, para dicha antigüedad se señalan 6 días laborales por año y de acuerdo al Artículo 80, se señala una prima vacacional no menor de 25%, por lo que la prima vacacional es $25\% \times 6 \text{ días} / 365 = 0.41\%$.

c) Aguinaldo

De acuerdo al Artículo 87, los trabajadores tendrán derecho a un aguinaldo anual correspondiente a un mínimo de quince días de salario, por lo cual $15/365 = 4.11\%$

d) Sueldo integrado

El sueldo integrado corresponderá entre otros, y para la industria de la construcción, a la suma del salario mensual, más la prima vacacional más el aguinaldo.

e) Cuota Patronal I.M.S.S.

La industria de la construcción está incluida en la clase V, y cada empresa de acuerdo a su índice de siniestralidad, podrá quedar clasificada en el riesgo:

Riesgo	Cuota Patronal	Cuota Obrero Patronal *
** Máximo	24.73500 %	29.98500 %
Medio	22.28880 %	27.53880 %
Mínimo	19.84250 %	25.09250 %

* Cuotas a considerar en el caso de salarios mínimos o netos

** Los ejemplos subsecuentes se desarrollan suponiendo una empresa de clase V Riesgo Máximo

f) Impuesto Sobre Remuneraciones Pagadas (ISRP derogado con fecha 1° de agosto 1993).

Este impuesto era del 1% sobre las remuneraciones pagadas

g) INFONAVIT***

Actualmente el 5% sobre el salario integrado y reconocido por la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas a partir del 1° de julio de 1994 en el Factor de Sobrecosto y después de la Utilidad.

h) Guarderías.

A partir del 30 de diciembre de 1988 corresponde al 1% sobre el salario integrado.

i) Impuesto sobre nóminas

A partir de enero de 1988 se implantó un impuesto del 2% sobre sueldos y salarios pagados en el Distrito Federal.

j) Sistema de Ahorro para el Retiro

A partir de 1992, se establece un 2% para fondo de retiro sobre salario mensual integrado y reconocido por la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas a partir del 1° de julio de 1994 en el Factor de Sobrecosto y después de la Utilidad

k) Total Mensual

Que representa el costo mensual de cada empleado para la empresa, en el Distrito Federal.

l) Total Anual

Que representa el costo anual de cada empleado para la empresa, en el Distrito Federal.

Cada Estado de la República Mexicana, al igual que en el Distrito Federal, tiene la posibilidad de implantar impuestos Estatales sobre los sueldos y salarios, los cuales tendrán que investigarse en cada Estado.

*** INFONAVIT Instituto Nacional de Fomento a la Vivienda de los Trabajadores

199

Categoría	Sueldo Neto mensual en Pesos	Diario S.M.	Mensual S.M.	Prima Vacacional 0.411%	Aguinaldo 4.11%	Salario Integrado S M	IMSS Patronal Riesgo Máximo 29.985% / 24.735% SSDI	INFONAVIT 5.00% SSDI	Gurderías 1.00% SSDI	S.A.R. 2.00% SSDI	I.S.N. 2.00% SSDI	Total Mensual S.M.	Total Anual S.M.
1	612.90	1.00000	30.41667	0.12501	1.25013	31.79181	9.53277	1.58959	0.31792	0.63584	0.63584	44.50377	534.04524
2	643.54	1.05000	31.93750	0.13126	1.31263	33.38139	8.25689	1.66907	0.33381	0.66763	0.66763	44.97642	539.71704
3	704.83	1.15000	34.97917	0.14376	1.43764	36.56057	9.04326	1.82803	0.36561	0.73121	0.73121	49.25989	591.11868
4	766.12	1.25000	38.02083	0.15627	1.56266	39.73976	9.82963	1.98699	0.39740	0.79480	0.79480	53.54338	642.52056
5	827.41	1.35000	41.06250	0.16877	1.68767	42.91894	10.61600	2.14595	0.42919	0.85838	0.85838	57.82684	693.92208
6	888.70	1.45000	44.10417	0.18127	1.81268	46.09812	11.40237	2.30491	0.46098	0.92196	0.92196	62.11030	745.32360
7	980.63	1.60000	48.66667	0.20002	2.00020	50.86689	12.58193	2.54334	0.50867	1.01734	1.01734	68.53551	822.42612
8	1,103.21	1.80000	54.75000	0.22502	2.25023	57.22525	14.15467	2.86126	0.57225	1.14451	1.14451	77.10245	925.22940
9	1,225.79	2.00000	60.83333	0.25002	2.50025	63.58360	15.72740	3.17918	0.63584	1.27167	1.27167	85.66936	1,028.03232
10	1,470.95	2.40000	73.00000	0.30003	3.00030	76.30033	18.87289	3.81502	0.76300	1.52601	1.52601	102.80326	1,233.63912
11	1,716.11	2.80000	85.16667	0.35004	3.50035	89.01706	22.01837	4.45085	0.89017	1.78034	1.78034	119.93713	1,439.24556
12	1,838.69	3.00000	91.25000	0.37504	3.75038	95.37542	23.59111	4.76877	0.95375	1.90751	1.90751	128.50407	1,542.04884
13	1,961.27	3.20000	97.33333	0.40004	4.00040	101.73377	25.16385	5.08669	1.01734	2.03468	2.03468	137.07101	1,644.85212
14	2,083.85	3.40000	103.41667	0.42504	4.25043	108.09214	26.73659	5.40461	1.08092	2.16184	2.16184	145.63794	1,747.65528
15	2,206.43	3.60000	109.50000	0.45005	4.50045	114.45050	28.30933	5.72253	1.14451	2.28901	2.28901	154.20489	1,850.45868
16	2,329.00	3.80000	115.58333	0.47505	4.75047	120.80885	29.88207	6.04044	1.20809	2.41618	2.41618	162.77181	1,953.26172
17	2,451.58	4.00000	121.66667	0.50005	5.00050	127.16722	31.45481	6.35836	1.27167	2.54334	2.54334	171.33874	2,056.06488
18	2,574.16	4.20000	127.83333	0.52506	5.25056	133.53111	33.02015	6.67629	1.33536	2.67052	2.67052	180.00000	2,158.87200
19	2,696.74	4.40000	134.00000	0.55007	5.50063	139.90240	34.58548	6.99422	1.39905	2.79740	2.79740	188.66667	2,261.67912
20	2,819.32	4.60000	140.16667	0.57508	5.75069	146.27369	36.15081	7.31215	1.46274	2.92428	2.92428	197.33333	2,364.48624
21	2,941.90	4.80000	146.33333	0.60009	6.00076	152.64500	37.71614	7.62928	1.52643	3.05116	3.05116	206.00000	2,467.29336
22	3,064.48	5.00000	152.50000	0.62510	6.25083	159.01631	39.28147	7.94641	1.59012	3.17804	3.17804	214.66667	2,570.10048
23	3,187.06	5.20000	158.66667	0.65011	6.50090	165.38762	40.84680	8.26354	1.65381	3.30492	3.30492	223.33333	2,672.90760
24	3,309.64	5.40000	164.83333	0.67512	6.75096	171.75893	42.41213	8.58067	1.71750	3.43180	3.43180	232.00000	2,775.71472
25	3,432.22	5.60000	171.00000	0.70013	7.00103	178.13024	43.97746	8.89780	1.78119	3.55868	3.55868	240.66667	2,878.52184
26	3,554.80	5.80000	177.16667	0.72514	7.25110	184.50155	45.54279	9.21493	1.84488	3.68556	3.68556	249.33333	2,981.32896
27	3,677.38	6.00000	183.33333	0.75015	7.50116	190.87286	47.10812	9.53206	1.90857	3.81244	3.81244	258.00000	3,084.13608
28	3,800.00	6.20000	189.50000	0.77516	7.75123	197.24417	48.67345	9.84919	1.97226	3.93932	3.93932	266.66667	3,186.94320
29	3,922.62	6.40000	195.66667	0.80017	8.00129	203.61548	50.23878	10.16632	2.03595	4.06620	4.06620	275.33333	3,289.75032
30	4,045.24	6.60000	201.83333	0.82518	8.25136	210.00000	51.81411	10.48345	2.10000	4.19308	4.19308	284.00000	3,392.55744
31	4,167.86	6.80000	208.00000	0.85019	8.50143	216.38551	53.38944	10.80058	2.16419	4.31996	4.31996	292.66667	3,495.36456
32	4,290.48	7.00000	214.16667	0.87520	8.75150	222.77100	54.96477	11.11771	2.22830	4.44684	4.44684	301.33333	3,598.17168
33	4,413.10	7.20000	220.33333	0.90021	9.00157	229.15650	56.54010	11.43484	2.29241	4.57372	4.57372	310.00000	3,700.97880
34	4,535.72	7.40000	226.50000	0.92522	9.25164	235.54200	58.11543	11.75197	2.35652	4.70060	4.70060	318.66667	3,803.78592
35	4,658.34	7.60000	232.66667	0.95023	9.50171	241.92750	59.69076	12.06910	2.42063	4.82748	4.82748	327.33333	3,906.59304
36	4,780.96	7.80000	238.83333	0.97524	9.75178	248.31300	61.26609	12.38623	2.48474	4.95436	4.95436	336.00000	4,009.40016
37	4,903.58	8.00000	245.00000	1.00025	10.00185	254.70350	62.84142	12.70336	2.54885	5.08124	5.08124	344.66667	4,112.20728
38	5,026.20	8.20000	251.16667	1.02526	10.25192	261.09400	64.41675	13.02049	2.61296	5.20812	5.20812	353.33333	4,215.01440
39	5,148.82	8.40000	257.33333	1.05027	10.50199	267.48450	65.99208	13.33762	2.67707	5.33500	5.33500	362.00000	4,317.82152
40	5,271.44	8.60000	263.50000	1.07528	10.75206	273.87500	67.56741	13.65475	2.74118	5.46188	5.46188	370.66667	4,420.62864
41	5,394.06	8.80000	269.66667	1.10029	11.00213	280.26550	69.14274	13.97188	2.80529	5.58876	5.58876	379.33333	4,523.43576

Tabla I-3: Relación de Sueldos

200

1.130 Tabla de salarios en la construcción

La Ley Federal del Trabajo en sus artículos 90 y 91, fija la obligación de retribuir al trabajador con el mínimo señalado en el subcapítulo 1.100.

Desafortunadamente, cuando la demanda de la mano de obra se incrementa, por exceso de obras, y/o por cercanía a otras, cuyos sindicatos tienen salarios y prestaciones muy superiores a los de la Ley, o bien cuando el salario mínimo oficial no es justo, no se consiguen trabajadores con el sueldo oficial

Adicionalmente la C.N S.M.G. , considera erróneamente al albañil como el operario que recibe el mayor salario en la construcción, cuando en realidad los carpinteros, los soldadores, los colocadores de azulejo y otros perciben mayor salario.

En adelante proponemos al lector corregir estos desajustes, a través de un FACTOR DE DEMANDA que considere los efectos anteriores.

En la tabla de salarios se consignan los factores de demanda correspondientes al mes de enero de 1996, en la Zona Metropolitana.

Los salarios se determinan en adelante en forma semejante a la de los sueldos, aclarando que para obra Pública de acuerdo al Diario Oficial del 13 de junio de 1994, los cargos patronal de INFONAVIT y SAR se deberán incluir después de la utilidad.

Por último y motivado por los Artículos 80 y 80-A de la Ley de Impuesto Sobre la Renta vigente, será indispensable considerar las desgravaciones al impuesto sobre el producto del trabajo según el factor de ajuste de empresa que en adelante se ejemplifica.

El cálculo del "Factor Empresa" para efectos del ajuste al cálculo del subsidio al ISPT de los trabajadores, se igualó para los tres tipos de empresa de los ejemplos aunque deberá de determinarse para cada empresa de acuerdo a sus consideraciones particulares:

Factor de ajuste Empresa (para 1996 con datos de 1995)	
Sueldos y Salarios Gravados en 1995.	N\$ 258,726.17
<small>Partes Gravadas de Salarios, Sueldos, Gratificaciones, Vacaciones, Prima Vacacional, Premios Puntualidad, Aguinaldo, PTU, etc., etc.</small>	
Prestaciones Exentas (de Sueldos y Salarios Gravados en 1995)	N\$25,939.29
<small>Tiempo extra (para salario mínimo, hasta 9 horas semanales y las distintas de salario mínimo al 50% del total de horas), Indemnizaciones por riesgo o enfermedades (al 100%) Jubilaciones y Pensiones (hasta el monto de 9 veces el salario mínimo por día), Gastos médicos y funerarios (al 100%), Previsión social (al 100%, becas, guarderías, vales de despensa, etc.), Seguridad Social y cuota patronal (IMSS, al 100%) aportaciones al INFONAVIT (al 100%), Caja y Fondo de Ahorros (al 100%); Prestamos (hasta el equivalente de un salario mensual a un periodo no mayor de 3 meses), primas de antigüedad, retiro e indemnización (hasta 90 veces el salario mínimo por cada año de servicio), Gratificaciones y prima vacacional (hasta 30 días de salario mínimo), Prima dominical (hasta un día de salario mínimo por cada domingo laborado); gastos de fin de año, etc.</small>	
Determinación de	
Proporción Empresa =	
<u>Sueldos y Salarios Gravados</u>	= <u>N\$ 258 726 17</u> = <u>N\$258 726 17</u> = 0.9089 = 90.89% **
(Sueldos y Sal Gravados) + (Prestaciones Exentas)	N\$258 726 17 + 25 939 29 N\$284 665 46
Ajuste del Subsidio (Artículos 80 y 80-A)	
Ajuste = (1-0.9089) x 2 = (0.0911) x 2 = 0.1822	
Factor de Ajuste Empresa (Subsidio no Acreditable)	18.22**

Por lo tanto se utilizaría la tabla al 90.89- 91% de los artículos 80 y 80A que se actualiza semestralmente.

* C.N S.M.G. Comisión Nacional de los Salarios Mínimos Generales

** Si esta proporción es igual o menor que el 50%, no proceda el subsidio del ISPT a los trabajadores

102

Claves CNSM	CATEGORIA	Salario Oficial M N A	Salario Oficial Semanal B	Sal Mercado Semanal Neto C	Retenciones del Trabajador I S R D	Retenciones del Trabajador IMSS E	Sal Mercado Semanal Bruto F	Factor de Demanda G	Salario Diario Base (SDB) H	Agonaido 4 11% I	Prima Vacacional 0 41% J	Salario Diario Total K	Factor Dias Inhabiles L	Salario Diario Base de Cotización M	Cuota IMSS 24 735% N	GUARD S/SDBC 1 00% O	INPONA VI S/SDBC 5 00% P	IS N S/SDBC 2 00% Q	SAR S/SDBC 2 00% R	Salario Individual Real S
SMG	Peón	20 15	141 05	275 00	0 00	15 24	290 24	2 0577	41 46	1 70	0 17	43 33	1 2492	54 13	13 39	0 54	2 71	1 08	1 08	72 93
SC	Ayudante General	20 15	141 05	300 00	0 00	16 62	316 62	2 2447	45 23	1 86	0 19	47 28	1 2492	59 06	14 61	0 59	2 95	1 18	1 18	79 57
SC	Cabo	20 15	141 05	300 00	0 00	16 62	316 62	2 2447	45 23	1 86	0 19	47 28	1 2492	59 06	14 61	0 59	2 95	1 18	1 18	79 57
1	Oficial Albañil	29 40	205 80	500 00	10 29	29 63	539 92	2 6235	77 13	3 17	0 32	80 62	1 2492	100 71	24 91	1 01	5 04	2 01	2 01	135 69
16	Oficial Fierro	28 30	198 10	500 00	10 29	29 63	539 92	2 7255	77 13	3 17	0 32	80 62	1 2492	100 71	24 91	1 01	5 04	2 01	2 01	135 69
8	Carpintero Obra Negra	27 35	191 45	550 00	20 36	33 11	603 47	3 1521	86 21	3 54	0 35	90 10	1 2492	112 55	27 84	1 13	5 63	2 25	2 25	151 65
65	Oficial Plomero	28 15	197 05	500 00	10 29	29 63	539 92	2 7400	77 13	3 17	0 32	80 62	1 2492	100 71	24 91	1 01	5 04	2 01	2 01	135 69
26	Oficial Electricista	28 70	200 90	500 00	10 29	29 63	539 92	2 6875	77 13	3 17	0 32	80 62	1 2492	100 71	24 91	1 01	5 04	2 01	2 01	135 69
77	Oficial Soldador	29 00	203 00	500 00	10 29	29 63	539 92	2 6597	77 13	3 17	0 32	80 62	1 2492	100 71	24 91	1 01	5 04	2 01	2 01	135 69
13	Colocador Especialista	28 70	200 90	600 00	30 70	36 61	667 31	3 3216	95 33	3 92	0 39	99 64	1 2492	124 47	30 79	1 24	6 22	2 49	2 49	167 70
25	Oficial Ebanista	29 25	204 75	500 00	10 29	29 63	539 92	2 6370	77 13	3 17	0 32	80 62	1 2492	100 71	24 91	1 01	5 04	2 01	2 01	135 69
SC	Oficial Vidriero	29 40	205 80	500 00	10 29	29 63	539 92	2 6235	77 13	3 17	0 32	80 62	1 2492	100 71	24 91	1 01	5 04	2 01	2 01	135 69
SC	Topógrafo	0 00	0 00	600 00	30 70	36 61	667 31	3 3216	95 33	3 92	0 39	99 64	1 2492	124 47	30 79	1 24	6 22	2 49	2 49	167 70
SC	Cadenero	20 15	141 05	350 00	0 00	19 39	369 39	2 6189	52 77	2 17	0 22	55 16	1 2492	68 91	17 04	0 69	3 45	1 38	1 38	92 85
63	Oficial Pintor	28 05	196 35	450 00	1 66	26 22	477 88	2 4338	68 27	2 81	0 28	71 36	1 2492	89 14	22 05	0 89	4 46	1 78	1 78	120 10
15	Oficial Yesero	27 20	190 40	475 00	7 32	28 00	510 32	2 6803	72 90	3 00	0 30	76 20	1 2492	95 19	23 55	0 95	4 76	1 90	1 90	128 25
SC	Oficial Tablarroquero	27 20	190 40	475 00	7 32	28 00	510 32	2 6803	72 90	3 00	0 30	76 20	1 2492	95 19	23 55	0 95	4 76	1 90	1 90	128 25
SC	Operador Eq Menor	20 15	141 05	300 00	0 00	16 62	316 62	2 2447	45 23	1 86	0 19	47 28	1 2492	59 06	14 61	0 59	2 95	1 18	1 18	79 57
SC	Operador Eq Intermedio	30 05	210 35	500 00	10 29	29 63	539 92	2 5668	77 13	3 17	0 32	80 62	1 2492	100 71	24 91	1 01	5 04	2 01	2 01	135 69
4	Operador Equipo Mayor	30 90	216 30	800 00	74 67	50 78	925 45	4 2785	132 21	5 43	0 54	138 18	1 2492	172 61	42 70	1 73	8 63	3 45	3 45	232 57
SC	Maestro "A" General	29 40	205 80	1 000 00	136 09	65 96	1 202 05	5 8409	171 72	7 06	0 70	179 48	1 2492	224 21	55 46	2 24	11 21	4 48	4 48	302 08
SC	Maestro "B" Especialista	29 40	205 80	750 00	62 08	47 14	859 22	4 1750	122 75	5 04	0 50	128 29	1 2492	160 25	39 64	1 60	8 01	3 21	3 21	215 92
22	Chofer	29 15	204 05	400 00	0 00	22 17	422 17	2 0690	60 31	2 48	0 25	63 04	1 2492	78 75	19 48	0 79	3 94	1 58	1 58	106 12
82	Taquimecanografía	27 50	192 50	400 00	0 00	22 17	422 17	2 1931	60 31	2 48	0 25	63 04	1 2492	78 75	19 48	0 79	3 94	1 58	1 58	106 12
30	Bodeguero	26 50	185 50	350 00	0 00	19 39	369 39	1 9913	52 77	2 17	0 22	55 16	1 2492	68 91	17 04	0 69	3 45	1 38	1 38	92 85
86	Velador	26 00	182 00	400 00	0 00	22 17	422 17	2 3196	60 31	2 48	0 25	63 04	1 2492	78 75	19 48	0 79	3 94	1 58	1 58	106 12
Operación Columnas		As7					C+D+E	F/B	F/7	Hx4 11%	Hx0 41%	H+I+J		KxL	Mx24 735	Mx1 00%	Mx5 00%	Mx2 00%	Mx2 00%	M+H+O+P+Q+R

Tabla I-4 (a) Integración del Salario Real del 1° de enero al 31 de Octubre de 1996 para Obra Privada sin cambio de salario

Claves CNSM	CATEGORIA	Salario Oficial "ona" A	Salario Oficial Semanal B	Sal Mercado Semanal Neto C	Retenciones del Trabajador I S R D	Retenciones del Trabajador IMSS E	Sal Mercado Semanal Bruto F	Factor de Demanda G	Salario Diario Base (SDB) H	Agonaido 4 11% I	Prima Vacacional 0 41% J	Salario Diario Total K	Factor Dias Inhabiles L	Salario Diario Base de Cotización M	Cuota IMSS 24 735% N	GUARD S/GDI 1 00% O	INPONA VI S/SDI ** 0 00% P	IS N S/SDI ** 2 00% Q	SAR S/SDI ** 0 00% R	Salario Individual Real S
SMG	Peon	20 15	141 05	275 00	0 00	15 24	290 24	2 0577	41 46	1 70	0 17	43 33	1 2492	54 13	13 39	0 54	0 00	1 08	0 00	69 14
SC	Ayudante General	20 15	141 05	300 00	0 00	16 62	316 62	2 2447	45 23	1 86	0 19	47 28	1 2492	59 06	14 61	0 59	0 00	1 18	0 00	75 44
SC	Cabo	20 15	141 05	300 00	0 00	16 62	316 62	2 2447	45 23	1 86	0 19	47 28	1 2492	59 06	14 61	0 59	0 00	1 18	0 00	75 44
1	Oficial Albañil	29 40	205 80	500 00	10 29	29 63	539 92	2 6235	77 13	3 17	0 32	80 62	1 2492	100 71	24 91	1 01	0 00	2 01	0 00	128 64
16	Oficial Fierro	28 30	198 10	500 00	10 29	29 63	539 92	2 7255	77 13	3 17	0 32	80 62	1 2492	100 71	24 91	1 01	0 00	2 01	0 00	128 64
8	Carpintero Obra Negra	27 35	191 45	550 00	20 36	33 11	603 47	3 1521	86 21	3 54	0 35	90 10	1 2492	112 55	27 84	1 13	0 00	2 25	0 00	143 77
65	Oficial Plomero	28 15	197 05	500 00	10 29	29 63	539 92	2 7400	77 13	3 17	0 32	80 62	1 2492	100 71	24 91	1 01	0 00	2 01	0 00	128 64
26	Oficial Electricista	28 70	200 90	500 00	10 29	29 63	539 92	2 6875	77 13	3 17	0 32	80 62	1 2492	100 71	24 91	1 01	0 00	2 01	0 00	128 64
77	Oficial Soldador	29 00	203 00	500 00	10 29	29 63	539 92	2 6597	77 13	3 17	0 32	80 62	1 2492	100 71	24 91	1 01	0 00	2 01	0 00	128 64
13	Colocador Especialista	28 70	200 90	600 00	30 70	36 61	667 31	3 3216	95 33	3 92	0 39	99 64	1 2492	124 47	30 79	1 24	0 00	2 49	0 00	158 99
25	Oficial Ebanista	29 25	204 75	500 00	10 29	29 63	539 92	2 6370	77 13	3 17	0 32	80 62	1 2492	100 71	24 91	1 01	0 00	2 01	0 00	128 64
SC	Oficial Vidriero	29 40	205 80	500 00	10 29	29 63	539 92	2 6235	77 13	3 17	0 32	80 62	1 2492	100 71	24 91	1 01	0 00	2 01	0 00	128 64
SC	Topógrafo	0 00	0 00	600 00	30 70	36 61	667 31	3 3216	95 33	3 92	0 39	99 64	1 2492	124 47	30 79	1 24	0 00	2 49	0 00	158 99
SC	Cadenero	20 15	141 05	350 00	0 00	19 39	369 39	2 6189	52 77	2 17	0 22	55 16	1 2492	68 91	17 04	0 69	0 00	1 38	0 00	88 02
63	Oficial Pintor	28 05	196 35	450 00	1 66	26 22	477 88	2 4338	68 27	2 81	0 28	71 36	1 2492	89 14	22 05	0 89	0 00	1 78	0 00	113 86
15	Oficial Yesero	27 20	190 40	475 00	7 32	28 00	510 32	2 6803	72 90	3 00	0 30	76 20	1 2492	95 19	23 55	0 95	0 00	1 90	0 00	121 59
SC	Oficial Tablarroquero	27 20	190 40	475 00	7 32	28 00	510 32	2 6803	72 90	3 00	0 30	76 20	1 2492	95 19	23 55	0 95	0 00	1 90	0 00	121 59
SC	Operador Eq Menor	20 15	141 05	300 00	0 00	16 62	316 62	2 2447	45 23	1 86	0 19	47 28	1 2492	59 06	14 61	0 59	0 00	1 18	0 00	75 44
SC	Operador Eq Intermedio	30 05	210 35	500 00	10 29	29 63	539 92	2 5668	77 13	3 17	0 32	80 62	1 2492	100 71	24 91	1 01	0 00	2 01	0 00	128 64
4	Operador Equipo Mayor	30 90	216 30	800 00	74 67	50 78	925 45	4 2785	132 21	5 43	0 54	138 18	1 2492	172 61	42 70	1 73	0 00	3 45	0 00	220 49
SC	Maestro "A" General	29 40	205 80	1 000 00	136 09	65 96	1 202 05	5 8409	171 72	7 06	0 70	179 48	1 2492	224 21	55 46	2 24	0 00	4 48	0 00	286 39
SC	Maestro "B" Especialista	29 40	205 80	750 00	62 08	47 14	859 22	4 1750	122 75	5 04	0 50	128 29	1 2492	160 25	39 64	1 60	0 00	3 21	0 00	204 70
22	Chofer	29 15	204 05	400 00	0 00	22 17	422 17	2 0690	60 31	2 48	0 25	63 04	1 2492	78 75	19 48	0 79	0 00	1 58	0 00	100 60
82	Taquimecanografía	27 50	192 50	400 00	0 00	22 17	422 17	2 1931	60 31	2 48	0 25	63 04	1 2492	78 75	19 48	0 79	0 00	1 58	0 00	100 60
30	Bodeguero	26 50	185 50	350 00	0 00	19 39	369 39	1 9913	52 77	2 17	0 22	55 16	1 2492	68 91	17 04	0 69	0 00	1 38	0 00	88 02
86	Velador	26 00	182 00	400 00	0 00	22 17	422 17	2 3196	60 31	2 48	0 25	63 04	1 2492	78 75	19 48	0 79	0 00	1 58	0 00	100 60
Operación Columnas		As7					C+D+E	F/B	F/7	Hx4 11%	Hx0 41%	H+I+J		KxL	Mx24 735	Mx1 00%	Mx0 00%	Mx2 00%	Mx0 00%	M+H+O+P+Q+R

Tabla I-4 (b) Integración del Salario Real del 1° de enero al 31 de Octubre de 1996 para Obra Publica sin cambio de salario

** El monto relativo a Infonavi y SAR se calculará después de la unidad en los casos de Obra Pública
 CNSM Comisión Nacional de los Salarios Mínimos
 SM Salario Mínimo

262

1.140 Factor de Días Inhábiles.

La Ley Federal del Trabajo, la costumbre y el medio ambiente reducen el tiempo efectivo de trabajo, por lo cual, recomendamos valorar esta incidencia, para cada obra y para cada lapso de construcción según.

$$\text{Factor de Días Inhábiles} = \frac{\text{Período considerado Total}}{\text{Período trabajado Real}}$$

Donde Período Trabajado Real es igual, al Período considerado total, menos los días no trabajados.

Los días no trabajados para la República Mexicana son:

a) Domingos (52 por año).

La Ley Federal en su Artículo 69, señala que por cada 6 días de trabajo corresponde un día de descanso, que en la industria de la construcción es costumbre sea el domingo

b) Días Festivos (7.17 por año).

La Ley Federal del Trabajo, en su Artículo 74, señala como días de descanso obligatorios:

- 1° de enero
- 5 de febrero
- 21 de marzo
- 1° de mayo
- 16 de septiembre
- 20 de noviembre
- 25 de diciembre
- 1° de diciembre de cada 6 años, cuando corresponda a la transmisión del Poder Ejecutivo

c) Días de Costumbre (6 a 8 por año)

La costumbre en la industria de la construcción en ocasiones más arraigada que la Ley, señala según la ubicación geográfica de la obra, diferentes días de descanso tales como.

- | | |
|-----------------|------------------------------|
| 3 de mayo | Día de la Santa Cruz |
| Varía | Jueves Santo |
| Varía | Viernes Santo |
| Varía | Sábado de Gloria. |
| 1° de noviembre | Todos los Santos. |
| 2 de noviembre | Fieles Difuntos |
| 12 de diciembre | Virgen de Guadalupe |
| Varía | Santo Patrón de la Población |

d) Vacaciones (6 a 22 días por año)

Según el Artículo 76 de la Ley Federal del Trabajo, los trabajadores tendrán derecho a 6 días laborales por cada año de servicio que aumentará en 2 días hasta llegar a 12 días por cada año de servicio, después de 4 años el período de vacaciones se aumentará en 2 días por cada 5 años de servicio.

Cabe mencionar que los operarios de la industria de la construcción, desafortunadamente no toman vacaciones, empero durante la construcción solicitan o toman días, que en nuestra experiencia, rebasan en suma, el período vacacional

203

Manual de costos y precios en la construcción

e) Mal tiempo (VARÍA)

Es indudable que el mal tiempo afecta a la productividad y su importancia radica en el tipo de la obra y en la etapa constructiva en la cual se presenta el fenómeno, en resumen, este concepto corresponde a la suma de los tiempos en los cuales el fenómeno meteorológico, paraliza la actividad.

Una lluvia torrencial que ocurra en la etapa final de una edificación, le afectará en forma mínima, en cambio este mismo fenómeno en la etapa de cimentación la podrá afectar en forma muy importante.

En adelante se analizará una obra de 366 días de duración, considerando una antigüedad de los trabajadores de 1 año (Ver Tabla I-5) y para el desarrollo de los ejemplos, otra con duración de 305 días (Ver Tabla I-6).

FACTOR DE DÍAS INHÁBILES DE LA OBRA DE MANO PARA LA CONSTRUCCIÓN

CONCEPTO	FECHAS		PCT
INICIO	1ro enero de 1996		366
TERMINACIÓN	31 de diciembre de 1996		
CONCEPTO	DETALLE	D N T	
Domingos		52	
Festivos	1° enero 1996	1	
	5 febrero 1996	1	
	21 marzo 1996	1	
	1° mayo 1996	1	
	16 septiembre 1996	1	
	20 de noviembre 1996	1	
	25 diciembre 1996	1	
Costumbre	4 abril 1996	1	
	5 abril 1996	1	
	6 abril 1996	1	
	3 mayo 1996	1	
	1° noviembre 1996	1	
	2 noviembre 1996	1	
	12 diciembre 1996	1	
Vacaciones	(366/366)6	6	
Mal Tiempo	Lluvias	3.85	
Sumas		75.85	366

$$FDI = \frac{PCT}{PCT - DNT} = \frac{366}{366 - 75.85} = 1.2614$$

1.2614

$$PCT - DNT = 366 - 75.85$$

Tabla I-5: Factor de Días Inhábiles para 366 días

101

FACTOR DE DÍAS INHÁBILES DE LA OBRA DE MANO PARA LA CONSTRUCCIÓN

CONCEPTO	FECHAS		PCT
INICIO	1ro enero de 1996		305
TERMINACIÓN	31 de octubre de 1996		
CONCEPTO	DETALLE	DNT	
Domingos		43	
Festivos	1° enero 1996	1	
	5 febrero 1996	1	
	21 marzo 1996	1	
	1° mayo 1996	1	
	16 septiembre 1996	1	
Costumbre	4 abril 1996	1	
	5 abril 1996	1	
	6 abril 1996	1	
	3 mayo 1996	1	
Vacaciones	(305/365)6	5	
Mal Tiempo	Lluvias	3 85	
Sumas		60.85	305

$$FDI = \frac{PCT}{PCT - DNT} = \frac{305}{305 - 60.85} = 1.2492$$

1.2492

Tabla I-6 Factor de Días Inhábiles para 305 días

202

Manual de costos y precios en la construcción

1.150 Integración de Grupos

Para cada actividad en construcción, corresponde un equipo idóneo para realizarla en forma efectiva, empero las altas posibilidades de solución, provocarían una infinidad de grupos de trabajo. En adelante proponemos al lector únicamente 16 Grupos, con el objetivo de simplificar tanto el control de rendimientos como el intercambio de experiencias.

1.160 Factor de Zona (0.8 a 2.25)

El factor de zona es una condición que corrige el rendimiento por grupo, el cual depende de múltiples factores.

Por otra parte, en este factor se puede incluir también, la necesidad de "importación" de mano de obra especializada de otras ciudades, con todos los cargos que todo esto conlleva, tales como, pasajes, viáticos, sobresueldos, etc.

Resumiendo, este factor permitirá a la empresa constructora trasladar su experiencia hacia otras zonas de mayor o menor productividad.

1.170 Factor de Equipo de Seguridad (1 a 3%)

Las Reglas de la Obra Pública en su inciso 5.4.5, señalan la conveniencia de adicionar varios cargos tales como herramienta menor y mando intermedio además del equipo de seguridad personal del trabajador, tal como cascos, goggles, botas, cinturones de seguridad, guantes, etc.

1.180 Factor de Herramienta Menor (1 a 5%)

La depreciación de la herramienta que usa en forma particular el operario, debe ser considerada en este rubro, realizando un estudio en cada obra y tomando en cuenta la variabilidad de la herramienta aportada, según la costumbre del lugar de la obra.

1.190 Factor de Mando Intermedio (5 a 10%)

El Mando Intermedio es a nuestro juicio indispensable como enlace entre los operarios y el representante de la empresa, el pretender cancelarlo, induciría a una ilegitimidad de poder, que haría imposible el trabajo productivo.

Salario de

Factor de

Factor de

Factor de

Factor de

u,

9/2

Grupo	Formación de las Cuadrillas	Operación	Parcial	Factor de Zona 0.00%	Factor de Eq. Seg. 1.00%	Factor de Herr.Menor 3.00%	Factor de Mando Int. 8.00%	Salario de Grupo Real Final
G-01	0 10 Cabo + 1.00 Peon	0.10 (79.57) + 1.00 (72.93)	80.89	0.00	0.81	2.43	6.47	90.60
G-02	0 25 Abañil + 1.00 Peon	0.25 (135.69) + 1.00 (72.93)	106.85	0.00	1.07	3.21	8.55	119.67
G-03	1.00 Carpintero Obra Negra + 1.00 Ayudante	1.00 (151.65) + 1.00 (79.57)	231.22	0.00	2.31	6.94	18.50	258.97
G-04	0.50 Fierro + 1.00 Ayudante	0.50 (135.69) + 1.00 (79.57)	147.42	0.00	1.47	4.42	11.79	165.11
G-05	1.00 Albañil + 1.00 Peón	1.00 (135.69) + 1.00 (72.93)	208.62	0.00	2.09	6.26	16.69	233.65
G-06	1.00 Especialista + 1.00 Peón	1.00 (167.70) + 1.00 (72.93)	240.63	0.00	2.41	7.22	19.25	269.51
G-07	1.00 Soldador + 1.00 Ayudante	1.00 (135.69) + 1.00 (79.57)	215.26	0.00	2.15	6.46	17.22	241.09
G-08	1.00 Oficial Electricista + 1.00 Ayudante	1.00 (135.69) + 1.00 (79.57)	215.26	0.00	2.15	6.46	17.22	241.09
G-09	1.00 Carp. Ebanista + 1.00 Ayudante	1.00 (135.69) + 1.00 (79.57)	215.26	0.00	2.15	6.46	17.22	241.09
G-10	1.00 Yesero + 1.00 Ayudante	1.00 (128.25) + 1.00 (79.57)	207.82	0.00	2.08	6.23	16.63	232.76
G-11	1.00 Pintor + 1.00 Ayudante	1.00 (120.10) + 1.00 (79.57)	199.67	0.00	2.00	5.99	15.97	223.63
G-12	1.00 Oficial Plomero + 1.00 Ayudante	1.00 (135.69) + 1.00 (79.57)	215.26	0.00	2.15	6.46	17.22	241.09
G-13	1.00 Vidriero/Alum. + 1.00 Ayudante	1.00 (135.69) + 1.00 (79.57)	215.26	0.00	2.15	6.46	17.22	241.09
G-14	1.00 Operador Eq. Menor + 7.00 Peones	1.00 (79.57) + 7.00 (72.93)	590.08	0.00	5.90	17.70	47.21	660.89
G-15	1.00 Operador Eq. Mayor + 1.00 Ayudante	1.00 (232.57) + 1.00 (79.57)	312.14	0.00	3.12	9.36	24.97	349.59
G-16	1.00 Topografo + 1.00 Cadenero	1.00 (167.70) + 1.00 (92.85)	260.55	0.00	2.61	7.82	20.84	291.82

Tabla I-7(a).- Integración de Grupos de Mano de Obra para 305 días del 1o. de enero de al 31 de octubre de 1996 para Obra Privada sin cambio de salario

Grupos	Formación de las Cuadrillas	Operación	Parcial	Factor de Zona 0.00%	Factor de Eq. Seg. 1.00%	Factor de Herr.Menor 3.00%	Factor de Mando Int. 8.00%	Salario de Grupo Real Final
G-01	0 10 Cabo + 1.00 Peon	0.10 (75.44) + 1.00 (69.14)	76.68	0.00	0.77	2.30	6.13	85.88
G-02	0 25 Abañil + 1.00 Peon	0.25 (128.64) + 1.00 (69.14)	101.3	0.00	1.01	3.04	8.10	113.46
G-03	1.00 Carpintero Obra Negra + 1.00 Ayudante	1.00 (143.77) + 1.00 (75.44)	219.21	0.00	2.19	6.58	17.54	245.52
G-04	0 50 Fierro + 1.00 Ayudante	0.50 (128.64) + 1.00 (75.44)	139.76	0.00	1.40	4.19	11.18	156.53
G-05	1.00 Albañil + 1.00 Peón	1.00 (128.64) + 1.00 (69.14)	197.78	0.00	1.98	5.93	15.82	221.51
G-06	1.00 Especialista + 1.00 Peón	1.00 (158.99) + 1.00 (69.14)	228.13	0.00	2.28	6.84	18.25	255.51
G-07	1.00 Soldador + 1.00 Ayudante	1.00 (128.64) + 1.00 (75.44)	204.08	0.00	2.04	6.12	16.33	228.57
G-08	1.00 Oficial Electricista + 1.00 Ayudante	1.00 (128.64) + 1.00 (75.44)	204.08	0.00	2.04	6.12	16.33	228.57
G-09	1.00 Carp. Ebanista + 1.00 Ayudante	1.00 (128.64) + 1.00 (75.44)	204.08	0.00	2.04	6.12	16.33	228.57
G-10	1.00 Yesero + 1.00 Ayudante	1.00 (121.59) + 1.00 (75.44)	197.03	0.00	1.97	5.91	15.76	220.67
G-11	1.00 Pintor + 1.00 Ayudante	1.00 (113.86) + 1.00 (75.44)	189.3	0.00	1.89	5.68	15.14	212.02
G-12	1.00 Oficial Plomero + 1.00 Ayudante	1.00 (128.64) + 1.00 (75.44)	204.08	0.00	2.04	6.12	16.33	228.57
G-13	1.00 Vidriero/Alum. + 1.00 Ayudante	1.00 (128.64) + 1.00 (75.44)	204.08	0.00	2.04	6.12	16.33	228.57
G-14	1.00 Operador Eq. Menor + 7.00 Peones	1.00 (75.44) + 7.00 (69.14)	559.42	0.00	5.59	16.78	44.75	626.54
G-15	1.00 Operador Eq. Mayor + 1.00 Ayudante	1.00 (220.49) + 1.00 (75.44)	295.93	0.00	2.96	8.88	23.67	331.44
G-16	1.00 Topógrafo + 1.00 Cadenero	1.00 (158.99) + 1.00 (88.02)	247.01	0.00	2.47	7.41	19.76	276.65

Tabla I-7(b).- Integración de Grupos de Mano de Obra para 305 días del 1o. de enero de al 31 de octubre de 1996 para Obra Pública sin cambio de salario

* En base a la regla 5.4.1 de 1983, solo se permite integrar al costo directo de la mano de obra el cabo o primer mando.

20

1.200 Determinación de Destajos.

Para determinar valores de destajos, será necesario definir:

- 1° Salario promedio de los trabajadores.
- 2° Si el trabajador paga su cuota al IMSS, al Sindicato y su Impuesto Sobre la Renta.
- 3° Si el patrón paga salarios netos y por tanto cubre las cuotas que corresponden al trabajador por esos conceptos.
- 4° Cuál es el riesgo de la Empresa ante el IMSS.
- 5° Si la Empresa impactó el INFONAVIT y SAR en el costo de la Mano de Obra, o lo consideró en su FSC. (Obra Privada u Obra Pública).

Para este trabajo, se consideró lo siguiente:

- 1.- Salario Promedio, 3.014 Salarios Mínimos.
- 2.- El Trabajador paga su cuota del IMSS, Sindicato y del ISR.(En 1ª columna)
- 3.- El Trabajador no paga su cuota de IMSS, Sindicato ni ISR.(En 2ª columna)
- 4.- La Empresa es de Riesgo Máximo según IMSS.
- 5.- La Empresa impactó el INFONAVIT y SAR en la Mano de Obra.
- 6.- La Empresa alcanza subsidio acreditable de ISR = 90.89%;
 Subsidio Acreditable = (1-Factor de Ajuste Empresa) x 2 = (1-0.9089) x 2 = (0.0911) x 2 = 18.22%

Para lo cual, la determinación del costo directo de la Mano de Obra sería:

$$CDMO = DESTAJO MAESTRO \times FACTOR DE DESTAJOS = CDMO = DM \times FD$$

CARGOS A LA EMPRESA		CON RETENCIONES TRABAJADOR	SIN RETENCIONES TRABAJADOR
Salario Promedio	3.014 S.M.	1.00000	1.00000
1. ISR del Trabajador	0.00%		0.00000
2. IMSS del Trabajador	5.49%		0.05490
1° Sub-Total		1.00000	1.05490
3. Prima Vacacional	0.411%	0.00411	0.00434
4. Aguinaldo	4.11%	0.04110	0.04336
2° Sub-Total		1.04521	1.10260
5. Factor de Días inhábiles	1.2492	1.24920	1.24920
3° Sub-Total		1.30568	1.37737
6. Cuota Patronal IMSS	24.7350%	0.32296	0.34069
7. Guarderías	1.00%	0.01306	0.01377
8. I.S.N.	2.00%	0.02611	0.02755
9. INFONAVIT	5.00%	0.06528	0.06887
10. S. A. R.	2.00%	0.02611	0.02755
11. Sindicato (Variable)	2.00%	0.02611	0.02755
12. Otros Impuestos Locales			
4° Sub-Total		1.78531	1.88335
13. Factor Equipo Seguridad	1.00%	0.01785	0.01883
14. Factor Herramienta Menor	3.00%	0.05356	0.05650
15. Factor Mando Intermedio	8.00%	0.14282	0.15067
Totales		1.99954	2.10935

* CDMO con pagos Trabajador = Destajo x 1.99954

* CDMO sin pagos Trabajador = Destajo x 2.10935

10/10/10

**CONTROL DE CALIDAD EN
OBRAS DE CARRETERAS**

**INTRODUCCION Y
GENERALIDADES**

muestras y parámetros mecánicos en casos de duda de la idoneidad de unidades de obra, durante el proceso de construcción.

- g) Comprobación de espesores de capas mediante ensayos destructivos o métodos topográficos.

Los ensayos especiales (EE) tienen como finalidad:

- a) Servir de complemento a ensayos de caracterización de materiales previos (EP) o de construcción (EC) en aquellos materiales que necesiten varios elementos de juicio o identificación.
- b) Utilizarlos como ensayos alternativos previos (EP) o de construcción (EC) cuando éstos son difíciles de realizar o poco adaptados a las circunstancias.
- c) Aportar un medio de comprobación no normalizado cuando no existen ensayos o procesos normalizados en esa unidad de obra.
- d) Sugerir ensayos alternativos basados en normas extranjeras a ensayos españoles inexistentes, poco definitivos o difíciles de realizar.
- e) Efectuar ensayos de circulación real o utilización en condiciones de tráfico normal para comprobar la idoneidad de unidades terminadas.
- f) Pruebas de carga o de caracterización mecánica, cuando no se han hecho habitualmente en los ensayos previos, de construcción o finales.
- g) Aportar experiencias personales que sirvan de ensayos complementarios no habituales para mejorar la calidad de la obra.

Las recomendaciones de tipo práctico (RP) que se incluyen al final de cada capítulo pretenden contribuir a:

- a) Complementar las indicaciones dadas en las relaciones de ensayos para seleccionar más adecuadamente los mismos.
- b) Clasificar con mayor exactitud el grado de conveniencia o de necesidad de cada ensayo.
- c) Ampliar métodos de ensayo y especificaciones.
- d) Ampliar especificaciones insuficientemente desarrolladas en el Pliego General de Condiciones PG-3.
- e) Incluir experiencias personales para un mejor control de calidad de materiales o procesos de obra.
- f) Relacionar todas las indicaciones posibles de tipo práctico, que contribuyan a la utilización correcta de la maquinaria para una mejor ejecución y calidad de las unidades de obra.
- g) Sugerir procedimientos sencillos de comprobación de la calidad de materiales y unidades terminales obtenidos de la experiencia en obra.
- h) Incluir datos de rendimientos de maquinaria y procesos con objeto de que sirvan de parámetro de referencia para la obra que se controla. De un buen rendimiento de la maquinaria se obtienen productos de calidad.
- i) Relacionar tablas de características geométricas y mecánicas más usuales y que se corresponden con obras, procesos o materiales de calidad.
- j) Incluir gráficos o figuras que contribuyan a una mejor comprensión del texto, de los ensayos descritos o de la maquinaria a emplear.

- k) Incluir cuadros de características, que sin estar directamente relacionados con el control de calidad, permitan al usuario de este manual disponer de los datos más usuales en el trabajo de control de calidad sin necesidad de acudir a otros libros especializados para la búsqueda de datos de corriente utilización.

Cada capítulo de ensayo (EP, EC, EF y EE) se organiza en forma de cuadro para mayor facilidad de manejo con las siguientes columnas.

a) **Tipo de control**

Ensayo a realizar, acción a ejecutar o grupo de controles y ensayos que hay que llevar a cabo, numerados para su identificación.

b) **Especificación**

Normas a seguir, procedimientos que se describen para realizar el control y parámetros que hay que cumplir o alcanzar en cada caso.

c) **Finalidad**

Objetivos que se pretenden con el tipo de control descrito.

d) **Frecuencia**

Tiempo en que se debe realizar el ensayo o control y número de los mismos referido a la totalidad de la obra o al volumen, tonelaje o extensión de la unidad de obra controlada.

e) **Importancia**

Se clasifican en dos categorías.

N.— Necesario.

C.— Conveniente.

que se matizan si es necesario en las recomendaciones de tipo práctico.

El capítulo de recomendaciones prácticas (RP) se presenta en dos columnas, una de ellas con el texto de cada recomendación o sugerencia, numerado para su identificación o referencia y otra columna con la Importancia respecto a la calidad de la obra, no respecto a su productividad o rendimiento económico, clasificadas en tres categorías.

G.— Grande (Influencia sobre la calidad).

M.— Media (Influencia sobre la calidad).

P.— Pequeña (Influencia sobre la calidad).

La selección de tipos de control, dentro de cada capítulo tiene que tener en cuenta la importancia de la obra, la importancia relativa de cada unidad y el presupuesto disponible para ensayos según las siguientes sugerencias:

- a) Los ensayos a realizar en cada unidad, dependen del volumen económico de ésta, dentro del presupuesto general de la obra. Así, en unidades de gran peso económico deberán realizarse los ensayos calificados como N (necesarios) y algunos de los calificados como convenientes (C) para complementar a los anteriores y aumentar el control de calidad de los trabajos. Por el contrario en unidades de poco volumen económico el Director de Obra debe utilizar solamente alguno de los ensayos calificados como necesarios.

1. INTRODUCCIÓN Y GENERALIDADES

El objetivo principal del presente manual de "Control de Calidad en Obras de Carreteras" es el de colaborar en la resolución de los problemas prácticos que se presentan al técnico de control de calidad, en la práctica diaria del control de ejecución de una carretera, desde el momento en que se inicia la confección del proyecto, hasta que se finaliza la obra.

Los capítulos en que se halla dividido el manual corresponden a unidades de obra que tienen entidad propia y suelen corresponder a unidades de medición diferenciadas, aunque hay algunos ensayos comunes a diversos capítulos, debido a que una carretera es un conjunto interconectado de unidades que se complementan, imbrican o suceden y es difícil diferenciar completamente unas de otras de una manera total.

Los capítulos iniciales tratan de la organización de un sistema de control de calidad para una obra tipo de carreteras, que puede servir de sugerencia o guía para aquellas obras que no tengan suficientemente desarrollado este esquema organizativo. Se incluyen también las comprobaciones que deben hacerse en el proyecto, con objeto de completar y desarrollar los apartados que estén insuficientemente explicados, o poco adaptados a la realidad de la obra. El mismo significado tiene el capítulo dedicado a reconocimiento de la traza o estudio previo, ya que, evidentemente el proyecto, para realizarse, se habrá basado en prospecciones y estudios anteriores y los ensayos descritos deben interpretarse como complemento o adaptación al terreno concreto donde se constituirá la carretera.

Tanto estos capítulos iniciales, como los dedicados a describir los ensayos y actuaciones concretas para controlar la calidad de cada unidad de obra, pueden servir al proyectista como guía para la elaboración de un pliego de Condiciones Técnicas, aportando las especificaciones a seguir, valores a alcanzar y número de ensayos a realizar, todo ello, adaptándolo a cada caso concreto desde el punto de vista técnico y económico.

Los capítulos correspondientes a unidades de obra se han estructurado en cinco partes para facilitar la elección y aplicación de ensayos.

	denominados	EP
1. Ensayos previos		EP
2. Ensayos de construcción	"	EC
3. Ensayos finales	"	EF
4. Ensayos especiales	"	EE
5. Recomendaciones prácticas	"	RP

Los ensayos previos (EP) son todas aquellas acciones, comprobaciones o ensayos de laboratorio encaminadas a:

- Caracterizar materiales.
- Seleccionar materiales o maquinaria.
- Comprobar la idoneidad de unidades anteriormente ejecutadas, en cuanto a su composición.
- Comprobar la capacidad resistente de terrenos o unidades subyacentes.
- Establecer parámetros que sirvan de referencia a los ensayos de construcción.
- Determinar fórmulas de trabajo en mezclas de

materiales para lograr la mayor capacidad resistente.

- Realizar tramos de ensayo en procedimientos constructivos poco contrastados para establecer sistemas de construcción posteriores.
- Establecer límites de tolerancia geométrica en la recepción de materiales.
 - Establecer límites de temperaturas de uso o aplicación de materiales.
 - Tarado de instrumentos de ensayo o medida.

Los ensayos de construcción (EC) corresponden a todas las acciones y ensayos encaminados a:

- Comprobar que los materiales empleados son los seleccionados previamente y mantienen sus parámetros característicos a lo largo de toda la obra.
- Comprobar que la maquinaria empleada obtiene los rendimientos previstos y produce unidades de obra terminadas con la calidad específica en los pliegos de condiciones.
- Comprobar la idoneidad de las unidades compuestas que se ejecutan.
- Calcular los parámetros característicos de cada unidad de obra para compararlo con el previsto u obtenido en los ensayos previos.
- Comprobar que las fórmulas de trabajo de mezclas de materiales se mantienen dentro de los límites especificados en los pliegos o en los ensayos previos.
- Aplicar los procedimientos constructivos obtenidos en los tramos de ensayo realizados previamente.
- Comprobar que las dimensiones geométricas de los materiales suministrados están dentro de los márgenes de tolerancia establecidos previamente.
- Comprobar que la temperatura ambiente o de los materiales y mezclas se ajusta a los límites establecidos.
 - Comprobar periódicamente el tarado de instrumentos de ensayo o medidas para compararlo con el inicial.
 - Comprobar las alineaciones o cotas de encofrados o referencias de elementos guía para la ejecución de unidades.

Los ensayos finales (EF) tiene como objetivos:

- Comprobar la capacidad resistente final del conjunto de unidades terminales con pruebas de carga o ensayos similares a través del cálculo de módulos o deformaciones.
- Comprobación de cotas y alineaciones finales.
- Comprobación de planeidad de superficies.
- Establecer parámetros finales de caracterización de firmes (uniformidad, deflexión, coeficiente de rozamiento) que sirvan de referencia inicial del comportamiento de los mismos para su seguimiento, evolución y toma de decisiones de conservación.
- Establecer parámetros finales de caracterización de estructuras auxiliares para el mismo fin que en d).
- Realización de pruebas para la obtención de

- b) Los ensayos a ejecutar en el conjunto general de la obra deben ajustarse al presupuesto total disponible para control de calidad, por lo que, después de haber seleccionado los ensayos de cada unidad con arreglo al criterio expuesto en a) es necesario ajustar el conjunto general de ensayos al presupuesto de forma que si éste fuera escaso se pueden reducir ensayos, o bien aumentar la frecuencia de los mismos a juicio del Director de Obra, o bien si fuera abundante el presupuesto, intensificar los controles en las unidades importantes o reservar partidas presupuestarias excedentes para comprobaciones finales.
- c) Analizar detenidamente los ensayos de cada unidad considerada aisladamente, para no repetir ensayos innecesariamente, al ser los mismos controles de recepción de materiales o de ejecución de unidades. Por ejemplo, si se usa un mismo tipo de cemento es obvio que no se tienen que repetir los ensayos de caracterización del cemento a emplear en pontones, cunetas, gravacemento, barreras continuas o pavimentos de hormigón. Igualmente ocurre con los suministros de áridos que suelen ser comunes a varias unidades o con otros materiales que se repiten en su utilización a lo largo de la obra en varios tajos.
- d) Seleccionar adecuadamente los ensayos muy costosos y que sólo están justificados en obras muy importantes o con volúmenes elevados de la unidad a controlar, para sustituirlos, si es necesario, por ensayos alternativos o especiales más económicos. Por ejemplo, los tramos de ensayo para terraplenes o firmes y los ensayos

finales de comprobación de firmes (deflectógrafos, medidores de uniformidad del perfil, medidores de coeficiente de rozamiento, etc) sólo están justificados en obras de autopistas o carreteras de gran tráfico.

- e) Utilizar en lo posible normas españolas cuyos procedimientos de ensayo y parámetros mecánicos sean asequibles y fácilmente asimilables por el personal de control de calidad (Normas UNE o NLT). Los procedimientos no desarrollados en normas españolas, pero que pueden obtenerse en España con relativa facilidad son los correspondientes a:
- | | |
|------------------------|--------------|
| Normas alemanas | DIN |
| Normas francesas | AFNOR ó LCPC |
| Normas suizas | SNV |
| Normas estadounidenses | ASTM ó AASHO |
| Normas británicas | BS |
- f) Tener en cuenta que las especificaciones citadas sólo son obligatorias si están recogidas en el Pliego de Condiciones de cada obra o en el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y Puentes PG-3-1975. Las demás especificaciones que se incluyen, se sugieren a título indicativo, bien por estar adaptadas de pliegos extranjeros o bien por basarse en experiencias propias contrastadas. Estas especificaciones suelen corresponder a ensayos calificados como convenientes (C) o a ensayos en los que se resalta el valor indicativo de los parámetros a obtener. Igual sentido debe darse a los datos incluidos en las RP que únicamente serán obligatorios si se incluyen en un pliego particular de condiciones.

• 212

**ORGANIZACION DE UN SISTEMA
DE CONTROL DE CALIDAD DE UNA
OBRA DE CARRETERAS**

- b) Manual general de control de calidad y manuales específicos
- c) Selección y formación de personal
- d) Programación del control de calidad para las obras

2.3.1. Especificaciones y normas de tipo general

Las especificaciones son todas las obligaciones respecto al control de calidad en su más amplio sentido y que se aplican a una obra determinada como resultado de leyes, ordenanzas, códigos, normas, pliegos, licencias, permisos, normas de seguro, condiciones económicas, etc

Estos documentos definen casi todos los aspectos del proyecto y construcción para unos coeficientes de seguridad, pero que dan en un ámbito de tipo general; por lo que resulta imprescindible que antes de la iniciación de la obra queden completamente definidas las especificaciones de tipo general que deben de cumplirse y las de tipo particular para cada obra, ya que el sistema de control de calidad lo requiere desde el primer momento

La publicación y obligatoriedad de su cumplimiento corresponde al Estado, siendo el alcance de todas estas especificaciones la consecución de una mínima calidad obligatoria a partir de la cual propietarios y constructores deben establecer sus propios objetivos de calidad.

En una empresa constructora por el simple hecho de tener una organización de control de calidad, se obliga al conocimiento de todas estas normas y especificaciones, a su cumplimiento y a su mejora en casos particulares.

En las empresas consultoras independientes de control de calidad, constituyen el punto básico de su existencia y actividad.

2.3.2. Manual general de control de calidad y manuales específicos

El prestigio de una empresa de construcción con autocontrol o de una consultora de control de calidad, se refleja en primer lugar por la existencia de un manual de garantía de calidad general o por grandes áreas en el que se organizan todas las actividades del control de calidad desde el punto de vista de:

- Administración.
- Distribución de personas
- Inspección.
- Seguimiento.
- Documentación.
- Utilización de materiales comercializados.
- Homologación de materiales y procedimientos.
- Utilización de sellos de garantía de calidad.

En resumen, expresa el sistema de conocimientos de toda la organización dedicada a la consecución de calidad y sirve de punto de partida para el establecimiento de objetivos a lograr en el producto terminado entre el cliente y el constructor.

Este manual general debe ir acompañado de unos manuales más particulares por grandes áreas relacionadas, por ejemplo, con:

- Edificación.
- Montajes industriales.
- Construcciones hidráulicas.

- Construcciones de vías de comunicación
- Plantas depuradoras
- Plantas petroquímicas.
- etc.

en los cuales sin descender al detalle particular para cada obra, lo cual es imposible, se expresasen los diferentes procedimientos particulares, preferentemente técnicos que no pueden recogerse en un manual general que abarque todo el ámbito de la empresa.

2.3.3. Selección y formación de personal

El fundamento básico de un sistema de control de calidad son los conocimientos técnicos de las personas que deben desarrollarlo y estos conocimientos técnicos deben estar repartidos y suficientemente equilibrados en las dos ramas principales de la empresa:

- La línea de construcción, y
- La línea de control de calidad

o bien exclusivamente en esta última si se trata de una empresa consultora independiente.

No se concibe bien una aplicación de las ideas sobre calidad si los Jefes de Obra y sus supervisores no están suficientemente formados en sus respectivas técnicas para lograr productos de calidad y no se conseguirá la misma, aunque los inspectores y técnicos a pie de obra de control de calidad tengan una formación muy completa.

De igual manera, el razonamiento recíproco es igualmente cierto, no se concibe, sobre todo hacia el exterior, que habiendo unos Jefes de Obra con una formación técnica muy completa y voluntad decidida a hacer productos de calidad, si no existen unos inspectores de calidad ni técnicos a pie de obra para controlar la misma difícilmente se puede hacer creer al cliente que la obra ha tenido más en cuenta la calidad que la economía.

Tiempos atrás, este sistema podría dar resultados debido a que se establecían unas líneas de confianza entre el cliente y el Jefe de Obra, pero hoy, con organizaciones más amplias, la confiabilidad del cliente se ve reforzada si existe dentro de la empresa un sistema de control de calidad y si tanto la línea de control de calidad, como la línea de producción tienen una elevada categoría técnica, por supuesto, se ve más reforzada si la vigilancia y el control técnico se realiza por una empresa independiente especialista en Control de Calidad.

2.3.4. Programación del control de calidad para las obras

Esta programación sería conveniente que se desarrollase desde el momento en que el propietario de la misma tiene la intención de realizar la obra, realizándose un programa que abarcase inicialmente desde el proyecto y que se desarrollase a lo largo de toda la construcción. Sin embargo, en la mayor parte de los casos prácticos se entrega a la empresa constructora un proyecto con un pliego de condiciones técnicas en el que se citan normas y especificaciones oficiales y esta programación del control de calidad debe hacerse a partir de estos documentos.

Lo ideal sería que la preocupación por la calidad hubiera ya venido claramente especificada desde el

proyecto en la aplicación de normas y procedimientos concretos de control, reflejados en un "Proyecto de Control de Calidad" (véase capítulo 3), pero en caso de no ser así, conviene en todos los casos establecer un programa para el control de calidad de acuerdo con el propietario y con replanteamiento o no de las consecuencias económicas, según los casos.

En esta programación debe incluirse un diagrama de actividades que recoge para cada obra la secuencia en el tiempo de las acciones a llevar a cabo para la inspección, aceptación o rechazo de todos los materiales suministrados a obra, fabricados en la misma y de las unidades terminadas. Como es lógico, debe estar estrechamente conectado con el programa de construcción de la obra.

Esta programación debe incluir también los procedimientos generales de muestreo y control, que son los documentos que especifican qué ensayos, muestreos o inspecciones deben llevarse a cabo para cada una de las actividades anteriores, fijando el tipo y cantidad de ensayos, con objeto de establecer criterios uniformes que permitan la comparación entre sí de los resultados y el seguimiento del nivel de calidad de una determinada unidad o material.

También deben establecerse los tipos de manuales de inspección que deben utilizar los inspectores y responsables del control a pie de obra.

Esta programación, que debe desarrollarse en un documento, es sumamente conveniente que pueda resumirse en un cuadro de una sola página en el que se especifiquen las áreas de control de calidad, funciones y métodos de cada una de ellas y los grupos de personas que intervienen en el control de calidad.

Un ejemplo de este tipo de programas se expone en el cuadro número 5 para el caso de construcción de una carretera.

Es conveniente que los métodos de control de calidad se dividan en cinco categorías:

- Administración.
- Ensayos
- Inspección
- Seguimiento
- Documentación

Los métodos administrativos son aquellos que se aplican como resultado de políticas, procedimientos y definiciones de asignación de responsabilidades, como la organización de inspectores, redacción de manuales de control, etc.

Los métodos de ensayo e inspección son los conocidos comúnmente como la ejecución material del control de calidad. Comprenden la realización de ensayos por parte de los Laboratorios.

Los métodos de seguimiento tienen relación con los informes de comportamiento de materiales, informes de inspección y registro de avance o comportamiento de materiales o instalaciones.

Por último, los métodos de documentación tienen relación con el almacenamiento de datos, estadísticas, comparación con normas, cuyo fin último es el archivo de los mismos para comprobar que la obra final está con arreglo a las especificaciones o también pueden servir de base a investigaciones sobre fallos o zonas mal ejecutadas.

2.4. Conclusiones

2.4.1.

Un sistema de control de calidad completo debe de abarcar el proyecto de la obra y su construcción, estableciendo las relaciones mutuas entre propietario, proyectista, constructor y organismos oficiales.

2.4.2.

La organización de un sistema de control de calidad en una empresa debe contener:

- a) Los objetivos técnicos y económicos del control de calidad
- b) Una organización adecuada y diferenciada dentro de la empresa
- c) Una dotación de recursos económicos y técnicos y establecimiento de dependencias jerárquicas.

2.4.3.

Los objetivos del control de calidad deben fijarse armonizando las normas oficiales de obligado cumplimiento y los intereses económicos de propietarios, usuarios, proyectistas y constructores.

2.4.4.

La organización del control de calidad dentro de una empresa constructora que ejerce el autocontrol debe seguir una línea totalmente independiente de la línea de producción y depender jerárquicamente del Director General de una manera inmediata.

2.4.5.

Los laboratorios deben ser un instrumento al servicio del control de calidad que suministra los datos adecuados para que el responsable del control de calidad pueda decidir en cada caso.

2.4.6.

La organización de un sistema de control de calidad debe estar claramente especificada en un organigrama y documentos auxiliares que establezcan:

- Líneas de dependencia jerárquica
- Líneas de circulación de información
- Cuadro de responsabilidades principales y comparativas
- Cuadro de personas a quienes debe o tiene que consultar en casos especiales

2.4.7.

La organización de un sistema de control de calidad en una empresa debe de conocer y aplicar todas las especificaciones y normas oficiales obligatorias existentes.

2.4.8.

La empresa constructora que pretenda la implantación de un sistema de control de calidad debe disponer de un manual general de control de calidad y

— Proporcionar la documentación de los organismos oficiales para cumplir las normas y licencias requeridas.

— Permitir las inspecciones oficiales, investigaciones de posibles fallos y estudios de comportamientos.

— Establecer un sistema de vigilancia del comportamiento del contratista y de las especificaciones generales establecidas.

Los objetivos que caen dentro del área del proyectista deben estar relacionados:

— Con la contribución a un mejor proyecto que sirva para mejorar los proyectos futuros.

— Con el cálculo de unas obras y estructuras que tengan un coste mínimo dentro de unos coeficientes de seguridad razonables.

— Con la contribución a un sistema de control de calidad que permita comprobar que la calidad de lo construido es como mínimo la de lo proyectado.

Los objetivos del constructor deben estar encaminados a:

— Desarrollar métodos de trabajo que eviten errores o reparaciones y que den lugar a productos construidos con el mínimo coste.

— Asegurar que el nivel de calidad de la obra cumpla las especificaciones establecidas por organismos oficiales, propietarios y proyectistas.

Estos dos últimos conceptos son los que desarrollaremos a continuación.

2.2.2. Organigramas del control de calidad

Para que un control de calidad sea eficaz debe estar integrado en una organización **totalmente independiente de la línea de producción, o bien por una empresa especializada diferente de la constructora.**

Las razones para esto son de dos tipos: la primera de ellas es debido a la confiabilidad u homologación por los clientes como empresa que tiene establecido un sistema de garantía de calidad ejecutivo y expresa una voluntad decidida de realizar las obras bien. La segunda razón es de tipo puramente interno en cuanto a eficacia. Está demostrado que una subordinación de la calidad a los intereses económicos se produce cuando las personas encargadas de controlar la calidad del producto terminado dependen de la misma persona que lo está ejecutando, posponiéndose en la mayoría de los casos un producto bien hecho a un producto económico. Por ello, en las grandes empresas con tradición y prestigio de calidad, la línea de producción y la línea de control de calidad están lo más separadas posible, dependiendo solamente del Director General. En el caso de empresa independiente no existen problemas teóricamente.

En el cuadro número 1 pueden observarse diversos tipos de organigrama, en los que con diversas organizaciones técnicas y de control de calidad, siempre hay una diferenciación neta respecto a la línea de producción.

En cuanto al desarrollo de un organigrama de sistema de control de calidad, dentro de una empresa constructora para ejercer el autocontrol, proponemos el que figura en el cuadro número 2, en el que se ha adoptado un esquema como el comentado ante-

riormente. Los servicios de calidad deben depender, a nuestro juicio, directamente del Jefe de Control de Calidad y Servicios Técnicos, o sea del Técnico de más elevada categoría directamente en contacto con el Director General. Este Técnico debe ser responsable de dos grandes áreas, una los Servicios Técnicos propiamente dichos que se ocupan de la implantación de conceptos relacionados con la calidad en general, como revisión de proyectos, establecimientos de normas, formación de inspectores, colaboración en partes difíciles de las obras, etc., y por otro lado en otra gran área ejecutiva formada por inspectores de calidad y Técnicos de calidad a pie de obra. Todas estas relaciones integradas de este tipo **de ninguna manera deben depender jerárquicamente de la línea productiva,** aunque por supuesto haya líneas de información de resultados al Jefe de Obra, delegados, Jefes de Aprovisionamiento, etc.

Las empresas de control de calidad independientes son necesarias en cualquier caso, pero los medios a desplegar en una obra de carreteras dependen mucho de la importancia de la obra, del sistema de autocontrol de la empresa constructora y de la capacidad de colaboración entre ambas.

El papel de los laboratorios en una empresa constructora, tanto centrales, regionales como a pie de obra en este sistema es el de un **instrumento al servicio del sistema de control de calidad,** y con su actividad de ensayos, informes, estudios de patologías y especiales, etc. permitirá decidir el responsable del control de calidad sobre la idoneidad del producto construido. Estos laboratorios han de ser igualmente independientes del área de producción, con una relación estrecha respecto al control de calidad (cuadro 1) tanto si están integrados en la propia empresa como si son contratados. Los laboratorios de control relacionados con una empresa consultora independiente de la constructora deben depender exclusivamente de la consultora en todos los aspectos. La adopción de un organigrama de este tipo tendría una finalidad incompleta si no se ha fijado para cada operación relacionada con la obra desde su diseño hasta su terminación un cuadro de asignación de responsabilidades de cada una de las personas que intervienen en el mismo, por ello sugerimos la adopción de un esquema similar al que se expone en el cuadro número 3, indicando responsabilidades principales y secundarias dentro del ámbito de la empresa.

De todas maneras, esta asignación de responsabilidades en la empresa debe ser clara, pero al mismo tiempo compatible y simultánea con las responsabilidades que deben afectar al propietario, proyectista y organismos oficiales. Por ello, recogemos en el cuadro número 4 esta asignación de responsabilidades principales, secundarias, de aprobación o simplemente consultas necesarias o convenientes.

2.3. Elementos de tipo práctico para el desarrollo de un sistema de control de calidad

Los elementos para un buen funcionamiento y aplicación de la calidad de las obras, yendo desde un punto de vista general a uno más particular y suponiendo ya establecido un organigrama de control de calidad, son los siguientes:

a) Especificaciones y normas oficiales generales.

2. ORGANIZACIÓN DE UN SISTEMA DE CONTROL DE CALIDAD DE UNA OBRA DE CARRETERAS

2.1. Introducción

Está fuera de toda duda que en las circunstancias actuales del mercado de la construcción, la adopción por parte de organismos oficiales y empresas particulares de sistemas de control de calidad redundará en beneficio de empresas y clientes desde el punto de vista económico; para los usuarios de la obra terminada de una manera directa e inmediata y para las empresas constructoras de una manera indirecta y a más largo plazo.

La preocupación por el control de calidad de las obras afecta cada vez más a un mayor número de personas, como propietarios, proyectistas, constructores, organismos oficiales, empresas de control de calidad, etc. Pero todos ellos participan en muy desigual medida en cuanto a su relación con el proceso de control de calidad, no siendo raro, el que en muchas obras sólo se trate de manera primordial la parte de control de calidad que afecta a la construcción de la obra.

La unificación de los criterios que corresponden a todas estas áreas deben ser objeto de una acción de tipo estatal a través de reglamentos, recomendaciones, normas técnicas y pliegos de condiciones.

A medida que las construcciones ganan en complejidad o en alcance económico, se convierte en más necesario la adopción de un sistema integral de control de calidad que abarque todas las fases del proceso constructivo, como proyecto, aprovisionamiento de materiales, recepción de los mismos, construcción, periodo de garantía, explotación, etc. fases a las que nos referiremos en este capítulo dentro del ámbito de una obra de carreteras, proponiendo un sistema de control de calidad para la misma.

En este sistema habrá que tener en cuenta los objetivos que se proponen alcanzar el propietario, proyectista y constructor juntos de acuerdo con los códigos, normas y disposiciones oficiales vigentes, objetivos que darán lugar a unas especificaciones sobre materiales y métodos de ejecución, permitiendo la consecución final de un producto de calidad conjunta suficiente.

Definimos como Sistema de control de calidad, el conjunto de métodos cuyo objetivo es el análisis y proyecto de las acciones de control de calidad en la construcción, en el que se especifican objetivos, responsabilidades y relaciones de dependencia para lograr un producto construido de la calidad deseada. Se inscribe más específicamente dentro del campo de una empresa de construcción de carreteras o de una empresa consultora de control de calidad y vigilancia de obras.

2.2. Organización de un sistema de control de calidad en una empresa constructora de carreteras, o consultora especializada

Para una buena consecución de productos terminados de calidad, es necesario la existencia de lo siguiente:

a) Objetivos del control de calidad englobados respecto a técnica y economía y una voluntad decidida de aplicación de los mismos.

b) Organización adecuada y diferenciada dentro de la empresa.

c) Dotación de recursos económicos, jerárquicos y técnicos a la organización de control de calidad

2.2.1. Objetivos

El desarrollo de un programa de control de calidad para construcción debe incluir una selección clara de objetivos, establecidos tan exactamente como sea posible.

Estos objetivos deben permitir una comparación entre los niveles de calidad prefijados y los conseguidos. En los sistemas de control de calidad, la planificación es tan importante o más que en la propia construcción.

En esta selección de objetivos hay intereses contrapuestos o al menos diferenciados como pueden ser los del público en general, el usuario, el proyectista, el propietario o el constructor.

El sistema de control de calidad debe lograr un compromiso entre estos intereses; por ejemplo, el público en general, cuyo interés se manifiesta a través de las normas estatales, estará interesado en la seguridad, aspecto estético o protección ecológica. El propietario estará interesado en un coste mínimo compatible con la funcionalidad y utilidad de la obra. El proyectista querrá asegurarse de que su proyecto se ejecuta con arreglo a sus ideas y el constructor estará interesado en unos beneficios lo más elevados posible y ausencia de problemas constructivos.

El ideal sería que el sistema de control de calidad armonizara todos los intereses y que los conflictos posibles no tuvieran que resolverse por aplicación de la importancia jerárquica de las partes interesadas, que son por este orden las siguientes:

- Los Organismos oficiales.
- El propietario (generalmente el Estado).
- El proyectista.
- El constructor.

Los principales objetivos que deben entrar en el área de los organismos oficiales deben hacer referencia a licencias de construcción, zonas de obra, homologación de empresas de proyecto, construcción y control de calidad, establecimiento de ensayos de garantía de calidad para productos manufacturados o materiales básicos y establecimiento de normas específicas de construcción para obras de interés general, como plantas de energía nuclear, grandes presas, carreteras, urbanizaciones, etc.

Todas estas actividades se pueden ver muy facilitadas y orientadas con la publicación de normas específicas generales de obligado cumplimiento, como son las normas sobre la vivienda, pliegos de condiciones de carreteras, instrucciones de presas, carreteras, tuberías, normas de ensayo de materiales básicos y otras de alcance general.

Los objetivos principales dentro del área del propietario de la obra (Estado, Autonomías, Municipios o particulares) deben ser los siguientes:

- Incluir en sus presupuestos las dotaciones necesarias para que la obra sea satisfactoria en cuanto a fiabilidad, seguridad, durabilidad, función y aspecto.

manuales generales por grandes áreas cuyo objeto es el de ser homologada por los clientes como empresa que realiza productos de calidad. Con objeto también de que sirva como documento base para el establecimiento de programas específicos para cada obra y también como documento inicial para la formación de inspectores.

2.4.9.

La empresa consultora especializada en control de calidad debe disponer de todos estos manuales con mayor extensión y especialización.

2.4.10.

Las empresas deben de tener una preocupación constante por la formación y selección de personal, tanto en el área de la producción (jefes de obras,

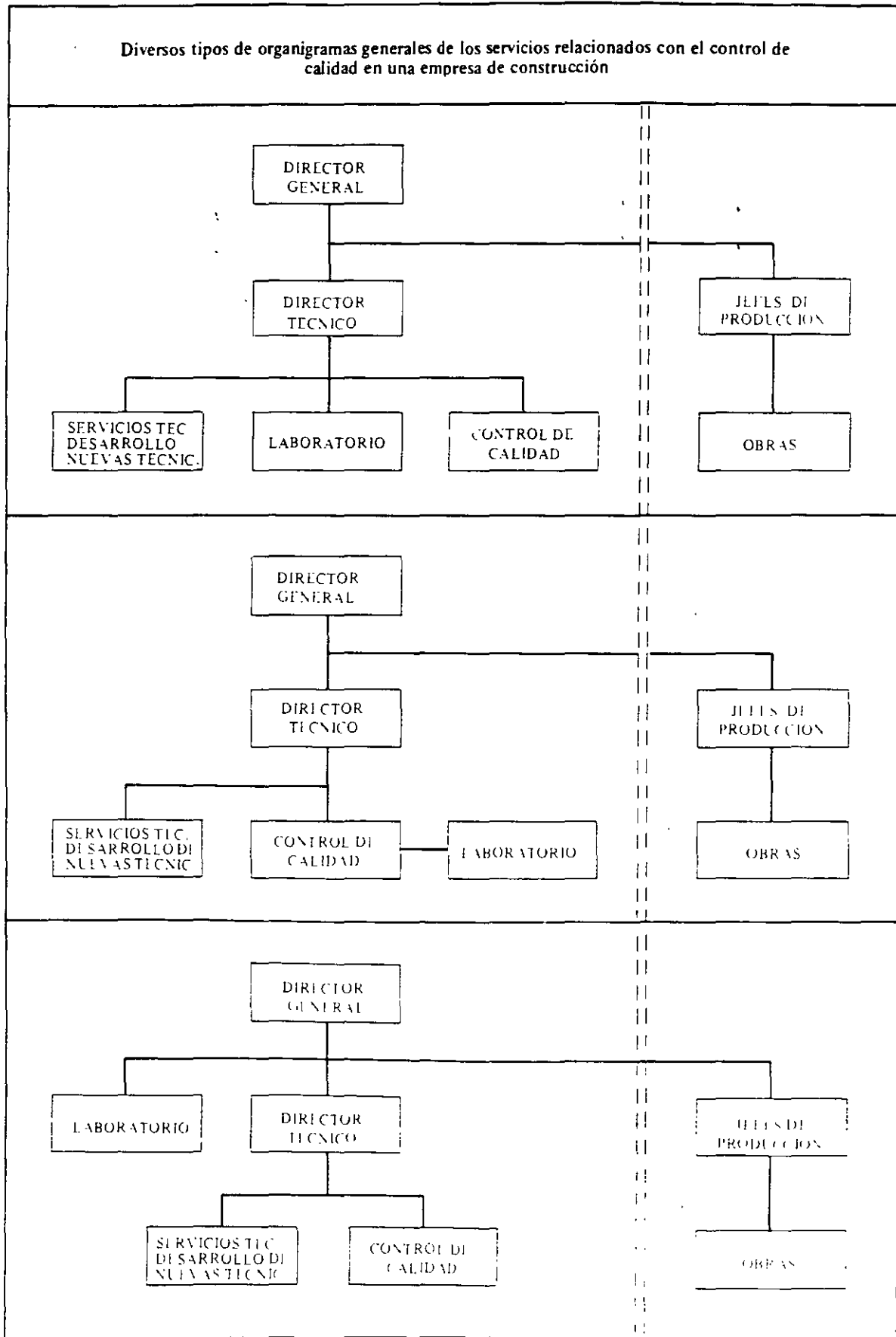
encargados, etc.), como en la de control de calidad (inspectores, técnicos a pie de obra, etc.), sobre todo en este último aspecto si se trata de consultoras especializadas

2.4.11.

Para cada obra que se contrate debe realizarse un programa de control de calidad de la misma, abarcando aspectos tan amplios como sea posible, comenzando desde el proyecto y especificando claramente número y tipo de ensayos para cada unidad, alcance económico, responsabilidades, toma de decisiones y todos los aspectos técnicos, económicos y de relación con las personas implicadas en la obra, o mejor aún, debe realizarse un "Proyecto de Control de Calidad" integrado en el Proyecto General.

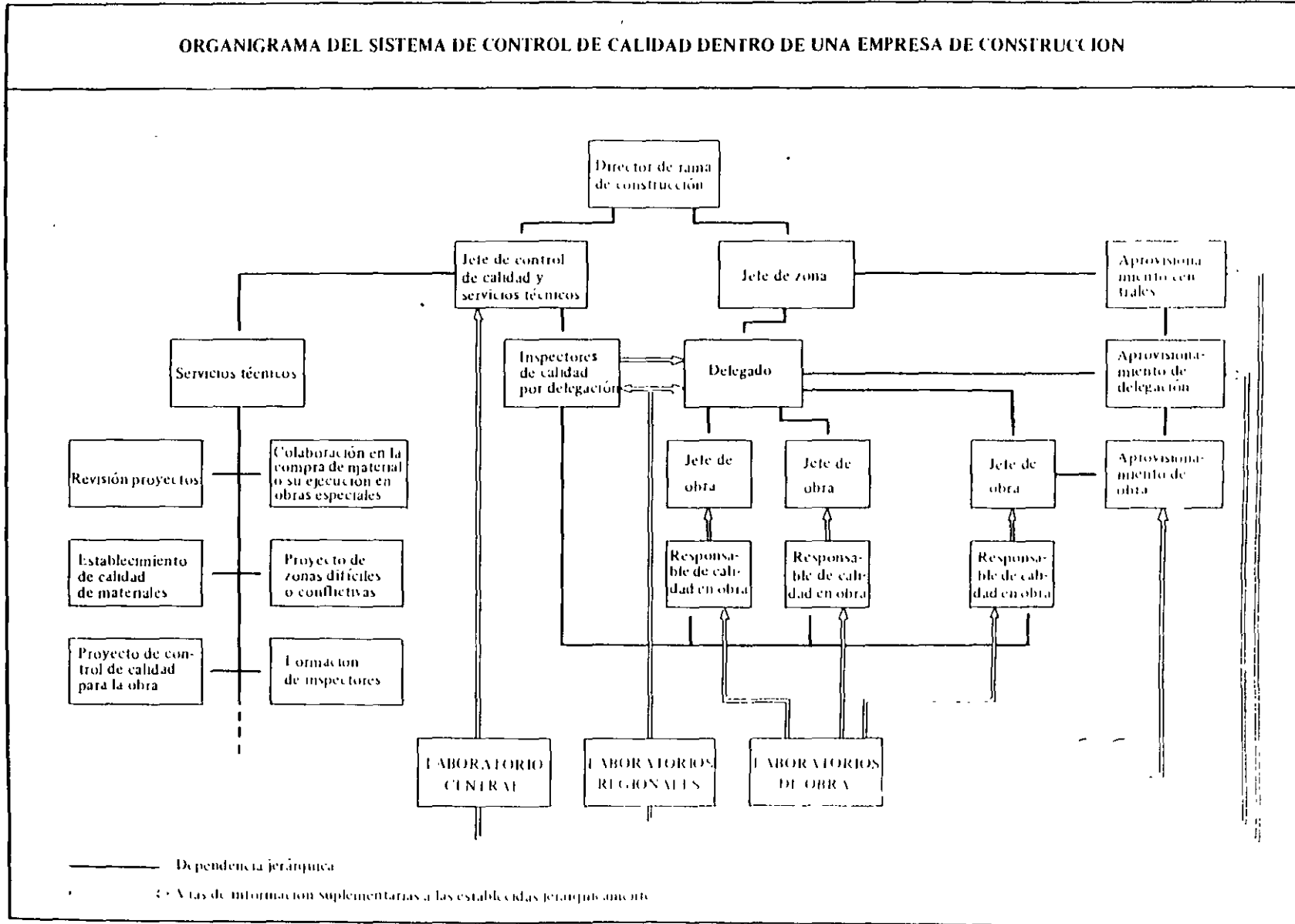
CUADRO N° 1

Diversos tipos de organigramas generales de los servicios relacionados con el control de calidad en una empresa de construcción



CUADRO N° 2

ORGANIGRAMA DEL SISTEMA DE CONTROL DE CALIDAD DENTRO DE UNA EMPRESA DE CONSTRUCCION



CUADRO Nº 3

Cuadro de asignación de responsabilidades en el ámbito de una empresa constructora

TRABAJOS	Director de rama de construcción	Jefe de control calidad y serv técnico	Jefe de servicios técnicos	Inspector regional de calidad	Responsable cont. calidad obra	Jefe de zona y/o delegado	Jefe de obra	Jefe de aprovisionto.
Establecimiento del nivel de calidad general de las obras y del presupuesto dedicado al mismo	R	C				C		
Planeamiento de sistemas de control de calidad y áreas de actuación		R	C	C		C		
Establecimiento de prioridades de control de calidad por obras			C	C		R	C	
Revisión o aceptación del nivel de calidad exigido por el cliente			R	C	C		C	C
Revisión del proyecto o partes importantes del mismo, con propuestas de correcciones si las hubiere			R	C		C	C	
Preparación y ejecución del proyecto de control de calidad de la obra				R	C		C	
Elaboración de normas de control de calidad a aplicar en cada obra				R	C		C	C
Compra de materiales comercializados							C	R
Aceptación de materiales comercializados					R		C	C
Ejecución de unidades de obra o materiales compuestos con arreglo a normas y pliegos de condiciones					C	C	R	
Aceptación de unidades terminadas en cuanto a nivel de calidad				C	R			
Supervisión de unidades técnicamente muy importantes			R	C	C			
Seguimiento de parámetros de calidad, estadísticas y recopilación de datos					R		C	C
Formación de inspectores de control de calidad		R	C	C		C		
Implantación de nuevas técnicas de construcción o de control calidad			R	C		C		

R = Responsable principal,

C = Colaborador o responsable secundario

CUADRO Nº 4

CUADRO DE ASIGNACION DE RESPONSABILIDAD EN UN SISTEMA DE CONTROL DE CALIDAD EN UN AMBITO GENERAL	PROPIEDAD				PROYECTO				CONSTRUCCION						Organismos Oficiales
	Promotor de una nueva obra o propietario	Jefe Tecnico	Equipo de revision tecnica y econom de la Obra	Representante en Obra	Jefe de Oficina de Proyecto	Ingeniero de Proyecto	Calculista	Tecnico de Instalaciones Materiales	Supervisor General de la Construcción	Jefe de Obra	Responsable de calidad en Obra	Inspector de calidad Regional	Jefe de los Servicios de Control de Calidad	Jefe Aprovisionamiento	
Selección de objetivos y niveles de calidad	RS	RP			RS			CC	RS		CC		CN		RS
Definición de actividades económicas relacionadas con la calidad	RA	CC	SA		RP	CC	CC	CC	CN				CN		SA
Fijación de especificaciones de calidad	RA	CC	SA		RA	RP	CC	CC	CN						SA
Preparación del manual de calidad	RA	CC	SA		RA	CN		CC	CN			RS	RP		SA
Preparación de normas y procedimientos de control de calidad		SA		CC	RA			CC		CC	RP	RA	RA	CC	SA
Preparación de métodos y procedimientos de construcción civil				SA		SA	CC		RA	RP	CN	SA			SA
Preparación de procedimientos para montaje de instalaciones especiales		SA	SA		RA	CC	CC	RP		CC	CC			CC	SA
Establecimiento de criterios de proyecto	RA	RP	SA		RS	CN	CC	CC							SA
Desarrollo del proyecto		RA	SA		RA	RP	RS	RS							SA
Definición de exigencias de control de calidad mínimas para la venta		RA	CC		RA	RP	CN	CN		CC		CC	CC	CC	SA
Preparación de documentos o concursos para adquisición de materiales	RA	CC	SA		CN	CC		SA		CN			SA	RP	
Evaluación de la capacidad de los vendedores de materiales	RA	CC	SA		RA	CN		SA	CN	RS				RP	SA
Inspección de materiales en origen		SA	SA	CC		SA	CC	SA		RS		RP		CN	SA
Distribución de planos y especificaciones para el control de calidad				SA		CN			CN	RS	RP	RA			SA
Fijación de sistemas para toma de muestras o probetas		SA	SA	CC		SA	CC		CC	CN	RS	RS	RP		SA
Formación de técnicos en control calidad obra				SA		CC				CC	CN	RS	RP		SA
Formación de inspectores de control de calidad				SA	SA				CN	CC	CN	RS	RP		SA
Desarrollo de la construcción				SA		CC			RP	RS	CC				
Inspección de los trabajos en marcha en cuanto a la calidad			SA	SA		SA	CC			CC	RP	RS	CC		SA
Aceptación de trabajos en marcha en cuanto a calidad			SA	SA	CC	SA	CC			CC	RP	RS	CC		SA
Detención de trabajos por falta de calidad	CC	CC		SA	CN		CC		CN	CC	RS	RP			SA
Recepción y aceptación de materiales suministrados a obra				SA			CC	CC		CC	RP	RS		CC	SA
Evaluación de costes y resultados del control de calidad			SA	SA	SA				CC		CN	RP	RS		SA
Archivo y puesta al día de documentos de control de calidad				SA	SA					CC	RP	RS	CC		SA
Fijación de responsabilidades económicas de zonas no aceptadas	RA	CC	SA	CC	RP	CC	CC	CC	CN	CC	CN	CN	RS		SA
Investigación de fallos			CN	SA	CC	CN	CN	CC	CC	CC	RP	RS	CC	CC	SA
Aceptación total y final de la obra	RP	CN	CC	RS			CC		CC						RA

**CONTROL DE CALIDAD
DEL PROYECTO**

11
11

3. CONTROL DE CALIDAD DEL PROYECTO

El control de calidad de una obra de carreteras debe de comenzar por una comprobación del proyecto para verificar que éste alcanza la calidad suficiente respecto a la importancia social y económica, de la urgencia, del nivel de servicio que se pretende y en definitiva de todos los parámetros técnico-económicos que sirven para definir la importancia general de la obra.

La supervisión de la calidad del proyecto debe realizarse por un grupo de técnicos expertos en proyecto, construcción y control de calidad, examinando los diferentes apartados del proyecto para verificar su idoneidad. Para ayudar en esta labor incluimos a continuación una propuesta de índice que puede servir como guía para estas calificaciones y comprobaciones.

Hay que hacer notar que en la fase de supervisión del proyecto es necesario dar más importancia a la existencia o no de anejos y apartados necesarios, y a comprobar el suficiente desarrollo de aquellos extremos, teóricos, estadísticos, de cálculo de datos previos, etc, que luego no se van a utilizar nuevamente en la construcción (como los datos de tráfico, impacto ecológico y topografía, por ejemplo). Sin embargo, aquellas especificaciones de materiales o procesos que se van a desarrollar durante la ejecución de la obra, requieren también comprobación previa, pero su ausencia, aunque no deseable es subsanable en fases posteriores.

Este es el caso del Proyecto de control de calidad, que debe estar incluido en el Proyecto general, pero en el caso de no estarlo y figurar únicamente como partida presupuestaria, puede desarrollarse con la ayuda del presente "Manual de Control de Calidad en obras de carreteras".

El índice que incluimos seguidamente, debe ser interpretado como guía, según la fase de ejecución del proyecto en que nos hallemos:

- A) Estudio informativo
- B) Anteproyecto o
- C) Proyecto

Ya que hay capítulos del presente Manual que pueden servir de orientación en las fases iniciales pero no cuando el proyecto ya está realizado. Esto ocurre con los capítulos:

- 4.— Reconocimiento de la traza y estudio previo.
- 6.— Zonas de préstamos para terraplenes.
- 9.— Graveras y plantas de producción de áridos.
- 10.— Canteras para pedraplenes.

que son válidos principalmente en las fases de estudio informativo y anteproyecto, pues deben estar completamente desarrollados en el de proyecto. Sin embargo, los ensayos mencionados en estos capítulos tienen también validez en la fase de construcción para comprobar resultados o para controlar la explotación de graveras arenosas y canteras.

RELACION DE DOCUMENTOS A REALIZAR PARA EL PROYECTO DE UNA CARRETERA

INDICE PROPUESTO

1. MEMORIA Y ANEJOS

1.1. Memoria

- 1.1.1 Objeto del Proyecto.
- 1.1.2. Antecedentes.
- 1.1.3 Exposición motivada de los datos básicos y conclusiones obtenidas
- 1.1.4. Coordinación con otros servicios.
- 1.1.5 Descripción del Proyecto.
- 1.1.6. Presupuestos.
- 1.1.7 Cumplimiento de las disposiciones oficiales vigentes en todo lo relacionado con la redacción de proyectos y estudios.
- 1.1.8. Cumplimiento de las disposiciones oficiales vigentes en todo lo relacionado con normas técnicas de obligado cumplimiento.
- 1.1.9. Revisión de precios.
- 1.1.10 Índice del Proyecto.
- 1.1.11. Personal que ha intervenido en la redacción del Proyecto.
- 1.1.12 Conclusiones

1.2. Anejos a la Memoria.

- 1.2.0 Orden de estudio.
- 1.2.1 Cartografía.
 - 1.2.1.1 Señalización
 - 1.2.1.2 Vuelos
 - Descripción y material utilizado.
 - Escalas de los fotogramas
 - Precisiones
 - 1.2.1.3. Red Básica
 - Plano de la Red Básica.
 - Relación de croquis de la Red Básica
 - Relación de coordenadas.
 - Listados de ordenador
 - Sistemas empleados
 - Precisiones
 - Altimetría.
 - Sistemas empleados.
 - Precisiones.
 - 1.2.1.4 Red de apoyo.
 - Plano de la Red de Apoyo.
 - Relación de croquis de la Red de Apoyo.
 - Relación de coordenadas
 - Listados de ordenador.
 - Planimetría

- Sistemas empleados.
- Precisiones.
- Altimetría.
 - Sistemas empleados.
 - Precisiones.

1.2.1.5. Restitución.

- Planimetría.
 - Sistemas empleados.
 - Precisiones.
- Altimetría.
 - Sistemas empleados.
 - Intervalos entre curvas de nivel
 - Precisiones.

1.2.1.6. Levantamientos complementarios

- Planimetría.
 - Sistemas empleados
 - Relación de puntos de partida
 - Listados de ordenador
 - Escalas.
 - Precisiones
- Altimetría.
 - Sistemas empleados
 - Relación de puntos de partida
 - Listados de ordenador
 - Intervalos entre curvas de nivel
 - Precisiones

1.2.2. Geología y geotecnia.

1.2.2.1. Estudio Geotécnico de la Traza

- Informe geológico
 - Generalidades
 - Morfología
 - Estratigrafía.
 - Tectónica.
 - Litología.
 - Hidrogeología general
- Informe geotécnico
 - Capa vegetal
 - Clasificación de terrenos
 - Medios de excavación
 - Utilización de materiales de excavación
 - Características de los fondos de los desmontes
 - Características drenantes del terreno e investigación de aguas someras.
 - Estabilidad de taludes
- Cimentación de estructuras
 - Estratigrafía local
 - Cargas admisibles de rotura
 - Cargas admisibles de asentamiento
 - Cargas admisibles de pilotes

- Cargas admisibles en zapatas y vigas continuas
 - Informes especiales
- 1.2.2.2 Estudio de yacimientos
- Información previa sobre materiales
 - Prospección y selección
 - Estudio detallado de canteras, gravas, arenas y préstamos
 - Descripción geológica
 - Explotación.
 - Distancias de transporte
 - Características técnicas del material
 - Volumen estimado
- 1.2.3. Estudios de Planeamiento y Tráfico.
- 1.2.3.1. Ordenación vial.
- Ordenación territorial
 - Estructura geográfica
 - Estructura socio-económica.
 - Estructura demográfica.
 - Ordenación de los transportes
 - Infraestructura existente prevista.
 - Infraestructura viaria.
 - Infraestructura de otros transportes.
 - Superficie de la zona.
 - Población.
 - Motorización
 - Índices socio-económicos (renta, densidades, etc).
 - Características físicas de los tramos (longitudes, tipo de perfil, pavimento, pendiente, etc) existentes
 - Características de explotación (tiempos, velocidades, etc).
 - Costes de transporte.
- 1.2.3.2. Ordenación urbana.
- Ordenación territorial.
 - Estructura geográfica.
 - Estructura socio-económica.
 - Estructura demográfica.
 - Ordenación de los transportes.
 - Infraestructura existente prevista
 - Infraestructura viaria.
 - Infraestructura de otros transportes.
 - Superficie de las zonas.
 - Población.
 - Motorización.
 - Índices socio-económicos (renta, densidades, etc)
- Características físicas de los tramos (longitudes, tipo de perfil, pavimento, pendiente, etc)
 - Características de explotación (tiempos, velocidades, etc)
 - Costes de transporte
- 1.2.3.3 Tráfico actual
- Encuestas de origen y destino
 - Aforos
 - Movimientos conocidos de vehículos ligeros y pesados entre zonas
 - Estimación de movimientos no conocidos de vehículos ligeros y pesados entre zonas mediante los convenientes modelos de tráfico
 - Actualización de escaleras de tráfico al año base.
 - Vehículos ligeros, año base sin carretera (caso 0 y comprobación)
 - Vehículos pesados, año base sin carretera (caso 0 y comprobación)
 - Vehículos ligeros, año base, con carretera.
 - Vehículos pesados, año base, con carretera
 - Movimientos de vehículos ligeros y pesados en los enlaces
- 1.2.3.4 Tráfico futuro
- Proyección de aforos
 - Previsiones de población y parque.
 - Factores de crecimiento de tráfico y tráfico inducido
 - Movimientos de vehículos ligeros y pesados entre zonas (años horizonte)
 - Asignaciones de tráfico ligero y pesado con carretera (años horizonte).
 - Asignaciones de tráfico ligero y pesado en los enlaces e intersecciones.
 - Intensidades horarias de proyectos en los tramos de las redes consideradas.
 - Capacidades actuales y futuras de los tramos de las redes consideradas.
 - Niveles de servicio actuales y futuros de los tramos de las redes consideradas.
 - Años de congestión de los tramos de las redes consideradas.
 - Prioridades de la puesta en servicio de cada tramo de carretera y secciones transversales necesarias.
 - Comprobación y conclusiones.
- 1.2.3.5 Velocidad específica.
- 1.2.3.6. Distancias de visibilidad.
- 1.2.3.7. Estudios de capacidad.
- 1.2.3.8. Zonas de aceleración y deceleración.

- 1.2.3.9. Enlaces o Intersecciones.
- 1.2.3.10. Soluciones estudiadas.
- 1.2.3.11. Ordenación del tráfico
 - Aguas subterráneas y afloramientos de manantiales.
- 1.2.4. Trazado geométrico
 - 1.2.4.1. Criterios generales para el estudio conjunto en planta y alzado
 - 1.2.4.2. Condiciones de proyecto.
 - 1.2.4.3. Trazado en planta.
 - Estado de alineaciones
 - Definición analítica
 - Listados de ordenador.
 - 1.2.4.4. Trazado en alzado.
 - Estado de rasantes.
 - Definición analítica.
 - Listados de ordenador.
 - 1.2.4.5. Secciones transversales.
 - Secciones tipo
 - En recta.
 - En curva.
 - Sobreanchos.
 - Peraltes.
 - Bermas y cunetas.
 - Secciones especiales
 - En recta
 - En curva
 - Sobreanchos.
 - Peraltes.
 - Bermas y cunetas.
- 1.2.5. Climatología, Hidrología y Drenaje
 - 1.2.5.1. Datos climatológicos
 - Estaciones climatológicas de observación
 - Emplazamiento y situación
 - Microclima.
 - Criterios de correlación de cuencas y estaciones
 - Precipitación.
 - Temperatura
 - Insolación.
 - Evaporación y balance hídrico
 - Cálculo de los días útiles de trabajo
 - 1.2.5.2. Hidrología
 - Fisiografía
 - Coeficientes de escorrentía en las cuencas
 - Aforos existentes
 - Niveles de avenidas
 - Período de retorno
 - Aguas subterráneas y afloramientos de manantiales.
 - 1.2.5.3. Obras pequeñas de desagüe transversal.
 - Cálculo de caudales.
 - Cálculos hidráulico.
 - Relación de obras normalizadas
 - 1.2.5.4. Drenaje superficial
 - Drenaje de la plataforma.
 - Drenaje de las áreas adyacentes
 - Cunetas y cauces.
 - Cálculo de caudales
 - Cálculo hidráulico
 - Descripción
 - 1.2.5.5. Drenaje subterráneo.
 - Drenaje del firme
 - Drenes de intercepción
 - Longitudinales.
 - Transversales
 - En taludes.
 - Drenes para bajar el nivel freático
 - Sumideros, arquetas y registros.
 - 1.2.5.6. Drenaje vertical.
- 1.2.6. Estructuras.
 - 1.2.6.1. Puentes.
 - Estudio y aplicación de los informes hidrológicos, geotécnicos y de planeamiento y tráfico
 - Bases de cálculo.
 - Criterios de definición
 - Estructurales
 - Arquitectónicos
 - Económicos
 - Soluciones estudiadas
 - Esquema estructural
 - Definición geométrica
 - Cálculo de elementos
 - Superestructura
 - Aparatos de apoyo
 - Estribos
 - Aletas.
 - Pilas.
 - Cimentación
 - Drenaje.
 - Obras complementarias
 - Perspectivas
 - 1.2.6.2. Muros
 - Bases de cálculo
 - Definición geométrica
 - Cálculo de estabilidad y resistencia

- Cimentación.
- Drenaje
- 1.2.7 Firmes y Pavimentos.
 - 1.2.7.1 — Análisis del tráfico, composición y clasificación
 - 1.2.7.2 Condiciones de la explanada o superficie de apoyo
 - 1.2.7.3 Firmes flexibles.
 - Bases de cálculo.
 - Cálculo de espesor.
 - 1.2.7.4. Firmes rígidos
 - Bases de cálculo.
 - Cálculo de espesores (y armaduras en su caso).
 - Juntas.
 - 1.2.7.5. Comparación de soluciones.
 - 1.2.7.6. Descripción del firme y pavimento proyectado en calzada y arcenes.
 - En sección normal.
 - En estructuras.
 - En secciones especiales.
- 1.2.8. Datos de Replanteo.
 - 1.2.8.1 Red de Replanteo
 - Plano de la Red de Replanteo
 - Relación de croquis de la Red de Replanteo
 - Planimetría.
 - Sistemas empleados.
 - Precisiones
 - Altimetría
 - Sistemas empleados.
 - Precisiones.
 - Altimetría
 - Sistemas empleados
 - Precisiones.
 - Listados de ordenador.
 - Soportes informáticos.
 - 1.2.8.2 Datos de Replanteo
 - En planta
 - En secciones transversales.
- 1.2.9 Diagrama de Masas
 - 1.2.9.1 Hipótesis de cálculo
 - 1.2.9.2 Cálculo de los Diagramas de Masas.
 - 1.2.9.3 Dibujo de los Diagramas de Masas.
 - 1.2.9.4 Conclusiones
- 1.2.10 Proyectos complementarios
 - 1.2.10.1. Proyectos de señalización vertical (véase punto 5).
 - 1.2.10.2. Proyectos de señalización horizontal (Véase punto 5).
 - 1.2.10.3. Proyecto de balizamiento (Véase punto 5).
 - 1.2.10.4. Proyecto de seguridad (Véase punto 5).
 - 1.2.10.5. Proyecto de impacto ecológico (Véase punto 5).
 - 1.2.10.6. Proyecto de repercusiones sociales y económicas (Véase punto 5).
 - 1.2.10.7. Proyecto de control de calidad (Véase punto 5).
 - 1.2.11. Afecciones.
 - 1.2.11.1. Expropiaciones.
 - Parcelarios.
 - Relación de Propietarios.
 - Clasificación de las expropiaciones.
 - Valoración de las expropiaciones
 - Criterios de valoración.
 - Índices de valoración.
 - Valoración total.
 - 1.2.11.2. Patrimoniales y Demaniales afectados.
 - 1.2.11.3. Servicios afectados.
 - Ferrocarriles.
 - Carreteras y caminos.
 - Conducciones de agua.
 - Conducciones de gas.
 - Oleoductos.
 - Líneas eléctricas.
 - Líneas telefónicas y telegráficas.
 - Acequias y canales.
 - Servidumbres.
 - Otros servicios.
 - Valoración de los servicios afectados.
 - Criterios de valoración.
 - Índices de valoración.
 - Valoración total.
 - Obras para la reposición de servicios y servidumbres.
 - Relación con los Organismos o Entidades afectados.
 - 1.2.12 Presupuesto para conocimiento de la Administración.
 - 1.2.13. Justificación de precios.
 - 1.2.13.1 Costes indirectos.
 - 1.2.13.2 Costes directos.
 - Jornales
 - Materiales
 - Maquinaria.

- 1.2.13.3. Precios auxiliares.
- 1.2.13.4. Precios de las unidades de obras proyectadas
- 1.2.14. Fórmula polinómica de revisión de precios.
- 1.2.15 Plan de Obras.
 - 1.2.15.1 Necesidades de personal.
 - 1.2.15.2. Necesidades de maquinaria.
 - 1.2.15.3. Plan de obras por fases y por unidades principales.
 - 1.2.15.4. Diagrama PERT.
 - 1.2.15.5. Diagrama de Barras.
 - 1.2.15.6. Plazo de ejecución propuesto.
 - 1.2.15.7. Soluciones al tráfico durante la construcción.
- 1.2.16. Montaje del Sistema de Control de Calidad. Laboratorios a pie de obra. Obligaciones económicas del Contratista y de la Administración en cuanto a la ejecución del control de calidad (Véase Punto 5).
- 1.2.17. Con otros Servicios (Estatales, Autonómicos, Municipales)
- 1.2.18 Conformidad de los Servicios de materiales y Construcción del organismo contratante.

2. PLANOS

- 2.1. Plano de Situación.
- 2.2. Plano de Conjunto.
- 2.3. Carretera propiamente dicha.
 - 2.3.1 Plantas
 - 2.3.2 Perfiles longitudinales.
 - 2.3.3 Secciones transversales
 - 2.3.4 Perfiles transversales
 - 2.3.5 Drenaje
 - 2.3.5.1 Plantas.
 - 2.3.5.2. Perfiles longitudinales
 - 2.3.5.3 Cunetas, drenes, sumideros, arquetas y detalles
 - 2.3.5.4 Obras pequeñas de desague transversal
- 2.4. Enlaces e intersecciones
 - 2.4.1 Plantas
 - 2.4.1 Plantas
 - 2.4.2 Perfiles longitudinales.

- 2.4.3. Secciones transversales.
- 2.4.4. Perfiles transversales.
- 2.4.5. Drenaje.
 - 2.4.5.1. Plantas.
 - 2.4.5.2. Perfiles longitudinales.
 - 2.4.5.3. Cunetas, drenes, sumideros, arquetas y detalles
 - 2.4.5.4. Obras pequeñas de desague transversal

2.5. ESTRUCTURAS.

- 2.5.1. Puentes.
 - 2.5.1.1. Planos generales.
 - Planos de situación.
 - Plantas.
 - Alzados.
 - Secciones transversales
 - 2.5.1.2. Superestructuras.
 - Plantas, alzados, secciones, armaduras, detalles.
 - 2.5.1.3. Estribos
 - Plantas, alzados, secciones, armaduras, detalles.
 - 2.5.1.4. Aletas.
 - Plantas, alzados, secciones, armaduras, detalles.
 - 2.5.1.5. Pilas.
 - Plantas, alzados, secciones, armaduras, detalles.
 - 2.5.1.6. Cimentaciones
 - Plantas, alzados, secciones, armaduras, detalles.
 - 2.5.1.7 Cimbras y encofrados.
 - Plantas, alzados, secciones detalles
- 2.5.2 Muros.
 - 2.5.2.1 Planos de situación.
 - 2.5.2.2 Plantas, alzados secciones, armaduras, detalles
- 2.6. Obras complementarias.
 - 2.6.1 Planos de situación
 - 2.6.2 Plantas
 - 2.6.3. Perfiles longitudinales
 - 2.6.4 Secciones transversales
 - 2.6.5 Perfiles transversales
 - 2.6.6 Drenaje
 - 2.6.7 Obras e instalaciones accesorias.
 - 2.6.7.1. Plantas, alzados, secciones, armaduras, detalles

3. PLIEGO DE CONDICIONES

3.1. Pliego de Prescripciones Técnicas Generales.

3.2. Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

3.2.1 Descripción de las obras.

3.2.2 Materiales

3.2.3. Unidades de obra.

3.2.4. Mediciones y abono.

3.2.5. Disposiciones generales.

4. PRESUPUESTO

4.1. Mediciones.

4.1.1. Explanación.

4.1.2 Drenaje.

4.1.3. Estructuras.

4.1.4 Firme y pavimento.

4.1.5. Obras complementarias y varios.

4.2. Cuadros de precios.

4.2.1. Cuadro de precios n 1.

4.2.2 Cuadro de precios nº 2.

4.3. Presupuestos.

4.3.1 Presupuestos parciales.

4.3.1.1 Explanaciones

4.3.1.2 Drenaje

4.3.1.3 Estructuras.

4.3.1.4 Firme y pavimento.

4.3.1.5 Obras complementarias y varios

4.3.2 Presupuestos generales.

4.3.2.1 De ejecución material.

4.3.2.2 De ejecución por contrata.

5. PROYECTOS COMPLEMENTARIOS

En el epígrafe 1.2.10 se indicaban los proyectos complementarios que era preciso redactar, y que son los siguientes.

Señalización vertical

Señalización horizontal.

Balizamiento y barreras de seguridad.

Seguridad e Higiene

Impacto ecológico

Repercusiones sociales y económicas.

Control de calidad.

Los documentos a incluir en cada uno de ellos pueden ser los que a continuación se indican:

5.1. Proyecto de señalización vertical.

1. MEMORIA Y ANEJOS

1.1. Memoria

(Se redactará de acuerdo con lo indicado en el epígrafe 1.1., Memoria del Estudio principal).

1.2. Anejos a la Memoria.

1.2.1. Elección de nombres básicos para la señalización de orientación en cada ramal de Enlace e intersecciones.

1.2.2. Cálculo de las estructuras de los pódicos de señalización.

1.2.3 Dimensionamiento de los soportes de señales de Autopistas y carreteras.

1.2.4. Justificación de precios.

1.2.5. Plan de Obras.

1.2.6. Conformidad de los Servicios de Conservación y Construcción.

2. PLANOS

2.1. Planos generales.

2.1.1. Plano de situación.

2.1.2. Plantas.

2.2. Planos de detalle.

2.2.1. Alzados de las señales usuales no normalizadas.

2.2.2. Alzados de las señales específicas de autopistas o autovías.

2.2.3. Relación de letras y números para señales de autopistas o autovías.

2.2.4. Plantas, alzados, secciones y detalles de placas, soportes, anclajes y cimentaciones de las señales de carreteras y de las específicas de autopistas o autovías.

2.2.5. Plantas, alzados, secciones y detalles de las estructuras, paneles, anclajes y cimentaciones de los pódicos de señalización

3. PLIEGO DE CONDICIONES

3.1. Descripción de las Obras.

3.2. Materiales.

3.3. Unidades de obra.

3.4. Medición y abono.

3.5. Disposiciones Generales.

4. PRESUPUESTO

4.1. Mediciones.

- 4.1.1 Señales de peligro, prohibición y obligación, con indicación de sus soportes y posible reflectorización.
- 4.1.2 Señales de orientación, definidas por el símbolo que figura en los planos de planta, incluyendo inscripciones, tipos de letras, distancias kilométricas, dimensiones de carteles y soportes.
- 4.1.3 Agrupación por partida de todas las señales de igual precio unitario, haciendo lo mismo con los soportes, anclajes y cimentaciones.

4.2. Cuadros de Precios.

- 4.2.1. Cuadro de Precios nº 1.
- 4.2.2. Cuadro de Precios nº 2.

4.3. Presupuesto.

- 4.3.1. Presupuestos parciales
- 4.3.2. Presupuestos generales.
 - 4.3.2.1 De ejecución material.
 - 4.3.2.2 De ejecución por contrata

5.2. Proyecto de señalización horizontal.

1. MEMORIA Y ANEJOS

1.1. Memoria.

(Se redactará de acuerdo con lo indicado en el epígrafe 1.1., Memoria del Estudio principal).

1.2. Anejos a la Memoria.

- 1.2.1. Justificación de los materiales elegidos.
- 1.2.2. Justificación de precios.
- 1.2.3. Plan de Obras.
- 1.2.4. Conformidad de los Servicios de Conservación y Construcción.

2. PLANOS

2.1. Planos generales.

- 2.1.1 Plano de situación.
- 2.1.2. Plantas

2.2. Planos de detalle.

- 2.2.1. Plantas de detalle de marcas viales en Enlaces e Intersecciones.

- 2.2.2. Plantas de detalle de marcas viales en vías de aceleración y deceleración.

- 2.2.3. Dimensiones de líneas de separación y borde de carriles, cebras, flechas y palabras.

3. PLIEGO DE CONDICIONES

3.1. Descripción de las obras.

3.2. Materiales.

3.3. Unidades de obra.

3.4. Medición y abono.

3.5. Disposiciones Generales.

4. PRESUPUESTO

4.1. Mediciones.

- 4.1.1. Bandas, según ancho, reflexividad y color.
- 4.1.2. Marcas viales en cebras.
- 4.1.3. Flechas.
- 4.1.4. Letras.
- 4.1.5. Símbolos

4.2. Cuadros de precios.

- 4.2.1. Cuadro de precios nº 1.
- 4.2.2. Cuadro de precios nº 2.

4.3. Presupuestos.

- 4.3.1. Presupuestos parciales.
- 4.3.2. Presupuestos generales.
 - 4.3.2.1 De ejecución material.
 - 4.3.2.2 De ejecución por contrata.

5.3. Proyecto de balizamiento y Barreras de Seguridad.

1. MEMORIA Y ANEJOS

1.1. Memoria.

(Se redactará de acuerdo con lo indicado en el epígrafe 1.1., Memoria del Estudio principal)

1.2. Anejos a la Memoria.

- 1.2.1. Criterios para la elección de los tramos en que son necesarias las barreras de seguridad y las balizas
- 1.2.2. Justificación de las soluciones proyectadas

- 1.2.3. Justificación de precios
- 1.2.4. Plan de Obras
- 1.2.5. Conformidad de los Servicios de Conservación y Construcción

2. PLANOS

- 2.1. Planos generales.
 - 2.1.1. Plano de situación.
 - 2.1.2. Plantas.
 - 2.1.3. Secciones transversales.
- 2.2. Planos de detalle.
 - 2.2.1. Plantas, alzados, secciones y detalles de las barreras, terminales, solapes, soportes, anclajes y cimentaciones.

3. PLIEGO DE CONDICIONES

- 3.1. Descripción de las obras.
- 3.2. Materiales.
- 3.3. Unidades de obra.
- 3.4. Medición y Abono.
- 3.5. Disposiciones Generales.

4. PRESUPUESTO

- 4.1. Mediciones.
 - 4.1.1. Barreras de seguridad.
 - 4.1.3. Soportes de barreras.
 - 4.1.4. Piezas de anclaje para barreras.
 - 4.1.5. Cimentaciones de barreras.
 - 4.1.6. Catafotes en el pavimento.
 - 4.1.7. Catafotes en barreras, señales y obras de fábrica.
 - 4.1.8. Otros elementos de balizamiento.
- 4.2. Cuadros de precios.
 - 4.2.1. Cuadro de precios nº 1.
 - 4.2.2. Cuadro de precios nº 2.
- 4.3. Presupuestos.
 - 4.3.1. Presupuestos parciales.
 - 4.3.2. Presupuestos generales.
 - 4.3.2.1. De ejecución material.
 - 4.3.2.2. De ejecución por contrata.

5.4. Proyecto de Seguridad.

1. MEMORIA Y ANEJOS

1.1. Memoria.

(Se redactará de acuerdo con lo indicado en el epígrafe 1.1. Memoria del Estudio Principal).

1.2. Anejos a la Memoria.

- 1.2.1. Clasificación de las unidades de obra por su nivel de riesgo en la ejecución
- 1.2.2. Influencia de la situación de la obra en los riesgos a personal, maquinaria y materiales.
- 1.2.3. Influencia del plazo de ejecución, estaciones del año y climatología en los riesgos a personas, maquinaria y materiales
- 1.2.4. Servicios afectados por la obra. Nivel de riesgo en su sustitución o desvío
- 1.2.5. Riesgos derivados de la manipulación y mantenimiento de maquinaria.
- 1.2.6. Riesgos derivados de la manipulación y utilización de materiales de obra.
- 1.2.7. Riesgos profesionales
 - 1.2.7.1. En desbroce y movimiento de tierras.
 - 1.2.7.2. En canteras y pedraplenes.
 - 1.2.7.3. En instalaciones de machaqueo y clasificación de áridos, plantas de hormigón y aglomerados.
 - 1.2.7.4. En obras de hormigón.
 - 1.2.7.5. En tuberías, drenajes y pasos subterráneos
 - 1.2.7.6. En estabilizaciones de suelos
 - 1.2.7.7. En subbases granulares, bases de zahorra y macadam.
 - 1.2.7.8. En ejecución de firmes de grava-cemento, grava-escoria, grava-ceniza y grava-emulsión.
 - 1.2.7.9. En ejecución de firmes asfálticos, riegos y tratamientos superficiales
 - 1.2.7.10. En pavimentos de hormigón.
 - 1.2.7.11. En pavimentos de bloques, adoquinados, bordillos, cunetas, muros y otras obras auxiliares.
 - 1.2.7.12. En señalizaciones.
 - 1.2.7.13. En barreras metálicas de seguridad.
 - 1.2.7.14. En plantaciones.
- 1.2.8. Riesgos eléctricos.
- 1.2.9. Riesgos de incendio.
- 1.2.10. Riesgos por manipulación y uso de explosivos.
- 1.2.11. Riesgo de daños a terceros.

- 1.2.12. Prevención de riesgos profesionales.
 - 1.2.12.1 Protecciones individuales.
 - 1.2.12.2. Protecciones colectivas.
 - 1.2.12.3. Formación de personal y cursillos de seguridad
 - 1.2.12.4. Medicina preventiva y primeros auxilios.
 - 1.2.12.5. Botiquines y ambulancias.
- 1.2.13. Prevención de daños a terceros.

2. PLANOS

2.1. Planos generales.

- 2.1.1. Plano de situación.
- 2.1.2. Plano general de la obra.
- 2.1.3. Planos generales de las fases de construcción.

2.2. Planos de detalles.

- 2.2.1. Alzados, planta y secciones de servicios afectados a sus protecciones.
- 2.2.2. Alzados, planta y secciones de aparcamientos de maquinaria, caminos, talleres, zonas de lavado y engrase, fosos, muelles y sus protecciones.
- 2.2.3. Alzados, planta y secciones de depósitos de materiales y sus protecciones.
- 2.2.4. Alzados, planta y detalles de protecciones individuales y colectivas (barandillas, vallas, pórticos protectores, gálibos, señales de seguridad, extintores, tomas de tierra, etc)
- 2.2.5. Alzados, planta y secciones de polvorines, instalaciones de cantera y sus protecciones.
- 2.2.6. Alzados, planta y secciones de plantas de machaqueo clasificación, de hormigón, de aglomerado asfáltico y sus protecciones.
- 3.3.7. Alzados, planta y secciones de desvíos, de la señalización de los mismos y sus protecciones.
- 2.2.8. Alzados, planta y secciones de elementos encauzadores de tráfico, amortiguadores de choque y gálibos de protección de obras de fábrica.
- 2.2.9. Alzados, planta y secciones de servicios médicos, vestuarios, botiquín, comedores y salas de descanso

3. PLIEGO DE CONDICIONES

- 3.1. Disposiciones legales de aplicación.
- 3.2. Condiciones de los medios de protección.

- 3.2.1. Protecciones personales.
- 3.2.2. Protecciones colectivas.
- 3.2.3. Servicios de prevención.
 - 3.2.3.1. Servicios Técnicos de Seguridad e Higiene.
 - 3.2.3.2. Servicios médicos y asistenciales.
- 3.3. Vigilante de seguridad y comité de Seguridad e Higiene.
- 3.4. Condiciones de instalaciones médicas.
- 3.5. Condiciones de instalaciones de Higiene y bienestar.
- 3.6. Plan de Seguridad e Higiene.

4. PRESUPUESTO

4.1. Mediciones.

- 4.1.1. Mediciones de medios de protección individual.
- 4.1.2. Mediciones de instalaciones fijas de protección y de los medios de protección colectiva.
- 4.1.3. Mediciones de instalaciones médicas, de Higiene y bienestar.

4.2. Cuadros de precios.

- 4.2.1. Cuadro de precios nº 1
- 4.2.2. Cuadro de precios nº 2

4.3. Presupuesto.

- 4.3.1. Presupuestos parciales.
- 4.3.2. Presupuestos generales.
 - 4.3.2.1. De ejecución material.
 - 4.3.2.2. De ejecución por contrata.

5.5. Proyecto del Impacto ambiental causado por la construcción de la carretera.

1. MEMORIA Y ANEJOS

1.1. Memoria.

(Se redactará de acuerdo con el epígrafe 1.1. Memoria del Estudio principal).

- 1.1.1 Descripción del proyecto y antecedentes
 - 1.1.1.1. Localización y áreas afectadas
 - 1.1.1.2. Materias primas a utilizar y lugares de extracción
 - 1.1.1.3. Fuentes energéticas a utilizar

- 1.1.1.4 Conexión del proyecto con planes generales, urbanísticos viarios, hidráulicos, agrícolas, etc
- 1.1.1.5 Enclaves singulares.
- 1.1.1.6 Niveles de riesgos calculados.
- 1.1.1.7. Estudios preliminares.
- 1.1.1.8 Alegaciones ecológicas durante el periodo de información.
- 1.1.1.9. Reglamentos aplicables.
- 1.1.2. Definición del entorno del proyecto. Zonas y colectividades afectadas.
- 1.2. Anejos a la Memoria.**
 - 1.2.1. Ruidos producidos por la circulación.
 - 1.2.1.1. Influencia en viviendas.
 - 1.2.1.2. Influencia en parques.
 - 1.2.1.3. Influencia en zonas deportivas.
 - 1.2.1.4. Influencia en edificios públicos.
 - 1.2.1.5. Influencia en la fauna y la flora.
 - 1.2.1.6 Tipos de barreras antirruído.
 - 1.2.2. Polución del aire por el anhídrido carbónico, el monóxido de carbono, los hidrocarburos no quemados, los óxidos de nitrógeno, el anhídrido sulfúrico y el polvo.
 - 1.2.2.1. Influencia en el entorno humano
 - 1.2.2.2 Influencia en la fauna y la flora.
 - 1.2.2.3. Influencia en edificios y bienes inmuebles.
 - 1.2.2.4 Influencia en el microclima.
 - 1.2.3 Estudio de la polución debida a las aguas de escorrentía superficial de la carretera o a los agentes contaminantes provenientes de la construcción y explotación de la misma. Medidas correctoras.
 - 1.2.4 Estudio de la polución del suelo debida al plomo, hidrocarburos y sales. Medidas correctoras.
 - 1.2.5 Estudio de la polución de las corrientes de agua, ríos y lagos debida a la presencia de partículas provenientes de la abrasión de los neumáticos y de la carretera, hidrocarburos no quemados, sal, metales pesados, pérdidas de aceite, etc. Medidas correctoras.
 - 1.2.6. Estudio de impacto ambiental sobre la fauna.
 - 1.2.6.1. Sobre los mamíferos.
 - 1.2.6.2. Sobre las aves.
 - 1.2.6.3. Sobre reptiles
 - 1.2.6.4. Sobre los peces.
 - 1.2.6.5. Sobre los invertebrados.
 - 1.2.7. Estudio de impacto ambiental sobre la flora.
 - 1.2.7.1. Sobre los árboles.
 - 1.2.7.2. Sobre los arbustos.
 - 1.2.7.3. Sobre plantas pratenses y herbáceas.
 - 1.2.7.4. Sobre plantas ornamentales.
 - 1.2.7.5. Sobre cultivos de secano.
 - 1.2.7.6. Sobre cultivos de regadío.
 - 1.2.7.7. Sobre otras especies vegetales.
 - 1.2.8. Estudio de la modificación del paisaje y medidas correctoras.
 - 1.2.8.1. En la traza
 - 1.2.8.2. En desmontes y terraplenes.
 - 1.2.8.3. En estructuras.
 - 1.2.8.4. En canteras y graveras.
 - 1.2.8.5. En otras áreas relacionadas con la carretera.
 - 1.2.9. Influencia de la carretera sobre los hábitos de la población y medidas correctoras.
 - 1.2.9.1. Zonas de viviendas.
 - 1.2.9.2. Zonas comerciales.
 - 1.2.9.3. Edificios públicos.
 - 1.2.9.4. Efecto barrera.
 - 1.2.9.5. Intrusión visual.
 - 1.2.9.6. Influencia en las actividades profesionales.
 - 1.2.9.7. Influencia en el turismo.
 - 1.2.10. Influencia en los monumentos históricos o culturales. Medidas correctoras.
 - 1.2.10.1. Protecciones de monumentos.
 - 1.2.10.2. Traslado de monumentos.
 - 1.2.10.3. Valoración visual de monumentos.

2. PLANOS

2.1. Planos generales.

- 2.1.1. Planos de situación.
- 2.1.2. Plantas.

2.2. Planos de detalle.

- 2.2.1. Plantas, alzados, secciones y detalles de barreras antirruido.
- 2.2.2. Id. de medidores de gases.
- 2.2.3. Id. de sistemas de recogida y encauzamiento de aguas de escorrentía y su inclusión en colectores de aguas residuales o sistemas de depuración.
- 2.2.4. Id. de sistemas de protección a la fauna, pasos subterráneos, barreras laterales, vallas, pórticos en collados, etc.
- 2.2.5. Id. de sistemas de protección a la flora.
- 2.2.6. Id. de sistemas de protección del paisaje, plantaciones, barreras vegetales, barreras de fábrica, obras de tierra, etc.
- 2.2.7. Id. de parques en zonas de descanso o servicio.
- 2.2.8. Id. de medidas de protección y bienestar a la población ribereña (pasos de peatones, barreras, animación del paisaje, decoración).
- 2.2.9. Id. de medidas de protección o traslado de monumentos históricos o culturales.

3. PLIEGO DE CONDICIONES

- 3.1. Descripción de las obras.
- 3.2. Materiales.
- 3.3. Unidades de obra.
- 3.4. Medición y abono.
- 3.5. Disposiciones generales.

4. PRESUPUESTO

- 4.1. Mediciones.
- 4.2. Cuadros de precios.
 - 4.2.1. Cuadro de precios nº 1
 - 4.2.2. Cuadro de precios nº 2
- 4.3. Presupuestos.
 - 4.3.1. Presupuestos parciales.
 - 4.3.2. Presupuestos generales
 - 4.3.3. De ejecución material
 - 4.3.4. De ejecución por contrata
- 5.6. Proyecto de repercusiones sociales y económicas de la construcción a la carretera.

1. MEMORIA Y ANEJOS

- 1.1. Memoria.
(Se redactará de acuerdo con lo indicado

en el epígrafe 1.1 Memoria del Estudio Principal).

1.2. Anejos a la Memoria.

- 1.2.1. Mejora de transportes en el ámbito nacional.
- 1.2.2. Mejora de transportes en el ámbito regional.
- 1.2.3. Mejora de transportes en el ámbito local.
- 1.2.4. Influencia sobre los transportes ferroviarios.
- 1.2.5. Influencia sobre transportes aéreos y marítimos
- 1.2.6. Influencia sobre la industria existente y sobre la promoción de otras nuevas industrias
- 1.2.7. Influencia sobre la agricultura existente y sobre la creación o deterioro de nuevas áreas de cultivo
- 1.2.8. Influencia sobre núcleos urbanos y urbanizaciones de segunda residencia.
- 1.2.9. Influencia sobre la actividad comercial de la zona.
- 1.2.10. Influencia sobre la actividad turística de la zona
- 1.2.11. Repercusión de las expropiaciones sobre el uso del suelo
- 1.2.12. Repercusión del plazo de la obra y las fases de ejecución de la misma sobre la actividad económica y accesos a zonas colindantes, durante la realización de los trabajos

2. PLANOS

2.1. Planos generales.

- 2.1.1. Plantas con diagramas de intensidades de tráfico previstas para el futuro
- 2.1.2. Plantas de las transformaciones posibles en la vecindad de núcleos urbanos
- 2.1.3. Plantas de los planes urbanísticos afectados
- 2.1.4. Planos de localización de industrias
- 2.1.5. Planos de uso agrícola del suelo
- 2.1.6. Planos de explotaciones mineras
- 2.1.7. Planos de usos industriales del suelo
- 2.1.8. Planos de usos sociales o deportivos del suelo
- 2.1.9. Planos de riesgos geológicos o geotécnicos del entorno de la carretera

2.2. Planos de detalle.

- 2.2.1. Plantas, alzados y detalles de urbanizaciones

2.2.2 Plantas, alzados y detalles de equipamientos sociales o deportivos

2.2.3 Plantas, alzados y detalles de conjuntos de industrias o polígonos industriales.

2.2.4. Plantas, alzados y detalles de conjunto de explotaciones mineras y sus accesos

3. PLIEGO DE CONDICIONES

- 3.1. Descripción de los estudios a realizar.
- 3.2. Condiciones a cumplir y conclusiones a obtener en cada estudio sectorial.
- 3.3. Alcance de cada estudio.
- 3.4. Plazos parciales y plazo total.
- 3.5. Disposiciones generales.

4. PRESUPUESTO

- 4.1. Criterios de medición de estudios sectoriales y del trabajo total.
- 4.2. Cuadros de precios.
 - 4.2.1. Precios de fases de cada estudio sectorial.
 - 4.2.2. Precios de conjuntos agrupados de estudios sectoriales.
- 4.3. Presupuestos.
 - 4.3.1. Presupuestos parciales.
 - 4.3.2. Presupuesto general.
 - 4.3.3. De ejecución material
 - 4.3.4. De ejecución por contrata.

5.7. Proyecto de Control de Calidad.

1. MEMORIA Y ANEJOS

(Se redactará de acuerdo con lo indicado en el epígrafe 1.1 Memoria del Estudio principal y en el Manual de Control de calidad de Obras de Carreteras presente).

1.2. Anejos a la Memoria.

- 1.2.1. Normativa técnica que regirá durante el proyecto.
 - 1.2.1.1. Pliego de Condiciones generales y particulares.
 - 1.2.1.2. Normas españolas y extranjeras.
- 1.2.2. Coordinación con la Administración Pública y Contratista. Organigramas y esquemas de dependencia.

1.2.3 Descripción general de los trabajos a realizar por el equipo de control de calidad

1.2.4 Ejecución del control de calidad

1.2.4.1 Oficina técnica de obra

1.2.4.2 Laboratorios de obra.

1.2.4.3. Técnicos y Laboratorios exteriores a la obra.

1.2.4.4. Control geométrico, topográfico y cuantitativo.

1.2.4.5 Control cualitativo y vigilancia de procesos y sistemas a pie de tajo

1.2.4.6 Ensayos de laboratorio. Finalidad. Número. Frecuencia. Resultados. Parámetros de Comparación. Pliegos de Referencia. Normas a aplicar

1.2.4.7. Medios de transporte.

1.2.4.8. Instalaciones auxiliares.

1.2.4.9. Maquinaria y materiales de ensayo

1.2.5. Plan de control. Programas de trabajo

2. PLANOS

- 2.1. Planos de situación.
- 2.2. Planos de conjunto.
- 2.3. Planos de detalle.

2.3.1. Plantas, alzados, secciones y detalles de Oficina Técnica de Obra

2.3.2. Id. de laboratorio de obra.

2.3.3. Id. de instalaciones auxiliares.

2.3.4. Id. de máquinas principales de ensayo.

3. PLIEGO DE CONDICIONES

- 3.1. Pliego de prescripciones técnicas generales.
- 3.2. Pliego de prescripciones técnicas particulares.

3.2.1. Organización, impresos, actas, circulación de documentos y archivo del control geométrico, topográfico y cuantitativo.

3.2.2. id. del control cualitativo y vigilancia de procesos y sistemas.

3.2.3. Id. de los ensayos de laboratorio.

3.2.4. Diario de la obra con datos de rendimientos, climatología, empleo de maquinaria, de medios humanos y recogida de datos que puedan servir para la interpretación de ensayos.

3.2.5. Gráficos de parámetros medidos, observados o ensayados.

3.2.6. Medición y abono del trabajo de control de calidad

3.2.7. Disposiciones generales

4. PRESUPUESTOS

4.1. Mediciones.

4.1.1. De trabajos geométricos, topográficos y cuantitativos.

4.1.2. De trabajos de vigilancia de procesos y sistemas

4.1.3. De ensayos de laboratorio.

4.2. Cuadros de precios.

4.2.1. Cuadro de precios nº 1

4.2.2. Cuadro de precios nº 2

4.3. Presupuestos.

4.3.1. Presupuestos parciales.

4.3.2. Presupuesto general.

4.3.3. De ejecución material.

4.3.4. De ejecución por contrata

**RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA
Y ESTUDIO PREVIO**

4.0	RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO		
	<p>Generalidades:</p> <p>En el conjunto de operaciones y ensayos a llevar a cabo para obtener los datos para el proyecto de una carretera, el reconocimiento de la traza es anterior a las demás acciones de control de calidad del proyecto y de la obra. Con objeto de seguir una misma sistemática en la ordenación de acciones y ensayos en todos los capítulos, las denominaciones de Ensayos Previos, Ensayos de Construcción, Finales o Especiales deben referirse en este caso particular, exclusivamente, al reconocimiento de la traza y no al conjunto de proyecto y obra. Así denominaremos:</p> <p>EP.— A los estudios Previos al reconocimiento antes de comenzar éste en el terreno. EC.— A los Ensayos y Sondeos que se realicen in situ para investigar materiales. EF.— A los Ensayos de Laboratorio que caracterizan los materiales investigados. EE.— A los Ensayos poco frecuentes o complementarios de los anteriores.</p>		

4.1 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO.				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Consulta de planos geográficos y topográficos a escala 1/50.000	Planos del Instituto Geográfico y Catastral o Planos militares.	Seleccionar las zonas más adecuadas para la traza de la carretera desde el punto de vista económico, de construcción, explotación, conservación, de expropiaciones, de conexión con otras carreteras y núcleos de población y de nivel de servicio.	En una extensión aproximada de 10 km a cada lado de cada traza estudiada.	N
2.— Consulta de planos geológicos a escala 1/50.000.	Planos del Instituto Geológico y Minero de España.	Seleccionar zonas de canteras o graveras a una distancia lo más corta posible del centro de gravedad de la obra. Seleccionar materiales para terraplenes y subbases. Caracterizar desmontes. Valorar desmontes en roca y pedraplenes.	Id. 1 para materiales de calidad. En una banda de 1 a 2 km para materiales de explotación.	N
3.— Consulta de planos geotécnicos a escala 1/50.000.	Id. 2.	Id. 2 Prevenir riesgos geológicos asociados a pendientes, deslizamientos y niveles freáticos. Estimar la capacidad portante de los terrenos	Id. 2.	N
4.— Consulta de planos de yacimientos de materiales y canteras.	Id. 2.	Id. 2	En una extensión aproximada de 10 km a cada lado de la traza estudiada o a distancias mayores previo estudio económico.	C
5.— Consulta de planos urbanísticos.	Escala 1/10.000 ó 1/5.000 para estudios previos o anteproyectos. Escala 1/2.000 ó 1/1.000 para proyectos.	Encajar la traza en zonas que eleven la capacidad de servicio a los núcleos urbanos y eviten expropiaciones costosas.	En una extensión aproximada de 5 a 10 km a cada lado de la traza para estudios previos y anteproyectos. Id. 1 a 2 km para proyectos.	N
6.— Consulta de planos de cultivos y especies agrícolas	Id. 5.	Evitar expropiaciones costosas y procurar que la construcción de la carretera cause el menor daño posible al patrimonio forestal y agrícola de la zona.	Id. 5.	C

4.1 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO.				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
7 — Consulta de fotografías aéreas.	Observación con estereoscopio.	Seleccionar la traza más adecuada desde un punto de vista general (geología, geotecnia, trazado, yacimientos, etc) complementar las observaciones de EP-1 a EP-6.	En una banda de 10 a 15 km a cada lado de la traza, si es posible disponer de las fotografías de esta banda.	C
8 — Recorrido a pie por la futura traza	Análisis de una banda de 500 a 1 000 m.	Observar y anotar en el cuaderno de campo la naturaleza de suelos o rocas, las canteras existentes, los cortes del terreno, trincheras, excavaciones, la presencia de fósiles, la existencia de pozos, estanques, lagunas, manantiales y otros datos de acuíferos, la variación de la vegetación, cultivos y árboles, los movimientos de terreno, deslizamientos, taludes inestables, desprendimientos, hundimientos, fallas y, en general toda información geológico-geotécnica	En todos los casos.	N

4.2 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO.				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Sondeo helicoidal a mano	Profundidad 3 a 5 m Diámetro 10 a 20 cm.	Obtener muestras de terreno y detectar nivel freático, en suelos arenosos y en estudios previos.	1 sondeo por km o por tipo de terreno en la traza. 1 sondeo cada 2.000 m ² en zonas aisladas.	N
2 — Sondeo helicoidal a máquina	Profundidad 4 a 12 m. Diámetro 10 a 30 cm	Obtener muestras de terreno y detectar el nivel freático en suelos sin gravas y sin exceso de arcilla. Para anteproyectos y proyectos.	1 Sondeo por km para anteproyecto 2 sondeos por km para proyectos si no se realizan sondeos mecánicos con tomas-muestras	N
3 — Sondeo mecánico en suelos cohesivos con tomas de muestras inalteradas	Profundidad hasta ≈ 25 m en zonas de implantación de estructuras Profundidad del orden de 3 a 8 m en la traza o similar a la altura del terraplén posterior	Obtener muestras del terreno para ensayos de caracterización, detectar el nivel freático y el sustrato rocoso si lo hay	1 sondeo cada 2 km o por zona homogénea en anteproyectos. 1 sondeo cada 500 m o por zona homogénea en proyectos. 1 sondeo cada 250 m en zonas difíciles 2 sondeos por estructura. 1 muestra inalterada por estrato diferenciado Total: 1 muestra por sondeo	N
4 — Sondeo mecánico en suelos granulares y gravas	Profundidad hasta ≈ 15 m en zonas de implantación de estructuras Profundidad del orden de 2 a 5 m en la traza o similar a la altura del terraplén posterior.	Id 3	Id 3 Salvo muestra inalterada, que se sustituye por los materiales del sondeo	N

4.2 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIÓ.				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
5 — Sondeo mecánico en rocas con obtención de testigos.	Profundidad hasta 8 m en zonas de implantación de estructuras Profundidad del orden de 2 a 3 m en la traza o similar a la altura del pedraplén posterior	Obtener muestras de las rocas para definir sus características mecánicas, su ripabilidad o extracción por explosivos y su aptitud para formar pedraplenes.	Id. 4	N
6 — Calicatas	Profundidad de 2 a 4 m en suelos. Profundidad hasta roca sana en zonas rocosas.	Inspección visual del terreno Determinación aproximada de la resistencia a la excavación por las máquinas.	1 calicata cada 2 km en anteproyectos. 1 calicata cada km en proyectos o por zona homogénea.	C
7 — Refracción sísmica superficial	Líneas formando cuadrículas de 100 x 100 m en anteproyectos y de 50 x 50 m en proyectos.	Determinación de la potencia de estratos granulares. Profundidad del estrato rocoso. Grado de diaclasamiento de zonas rocosas. Complementa a los sondeos.	Ver especificación. Si se hacen sondeos debe reducirse a la mitad la refracción sísmica.	N
8 — Resistividad eléctrica superficial.	Id. 7.	Id. 7. Profundidad de capa freática. Alternancia de capas de arena y arcilla Ensayo alternativo o complementario del anterior.	Id. 7	C
9 — Prospección de zonas de préstamos para terraplenes.	Ver capítulo 6.1. EP-1, 2, 3 y 4	Localización, valoración y ubicación aproximada de material para terraplenes.	Ver Capítulo 6.1. EP-1, 2, 3 y 4.	N C
10 — Prospección de graveras y yacimientos granulares.	Ver capítulo 9.1 EP-1, 2, 3 y 4.	Localización, valoración y ubicación aproximada de material para hormigón, grava-cemento, macadam, bases y pavimentos.	Ver Capítulo 9.1 EP-1, 2, 3 y 4	N C
11. — Prospección de canteras para pedraplenes y suministro de áridos	Ver capítulo 10.1 EP-1, 2 y 3	Localización, valoración y ubicación aproximada de material para pedraplenes y para suministro de plantas de producción de áridos.	Ver capítulo 10.1. EP-1, 2 y 3.	N
12 — Sondeo penetrométrico estático.	Norma ASTM-3441. Norma SIMS TOKIO-77. Profundidad como en EC-3 y 4.	Obtener las características geotécnicas del terreno, su resistencia a rotura y su capacidad portante.	1 ensayo cada 500 m en proyectos cada 250 m en zonas difíciles.	N
13 — Sondeo penetrométrico dinámico.	Norma ASTM-3441. Norma SIMS TOKIO-77. Profundidad como en EC-3 y 4.	Id. 12. Ensayo alternativo o complementario del anterior.	Id. 12.	N
14. — Ensayo normal de penetración (SPT).	Norma UNE-7376-75. Profundidad como en EC-3 y 4.	Id. 12 Ensayo alternativo o complementario del anterior.	5 SPT por km distribuidos en los m de sondeo por estratos diferenciados en proyectos. 2 SPT/km en anteproyectos.	N

4.2 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO.				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
15 — Ensayo piezométrico de Menard.	Norma MO-MS-IS-2 del LCPC. Profundidad como EC. 3, 4 y 5	Estimar la resistencia mecánica de los suelos o rocas a través de la medición del módulo elástico por presión radial.	1 ensayo cada 2 km o por zona diferenciada. en proyectos 1 ensayo cada 5 km o zona en anteproyecto.	C
16 — Colocación de tubo piezométrico ranurado	Igual profundidad que el sondeo correspondiente.	Determinar la profundidad del nivel freático y sus oscilaciones.	En 1 de cada 2 sondeos con agua y zona diferenciada en proyectos.	N
17.— Ensayo LUGEON de permeabilidad in situ.	Profundidad a elegir dentro del sondeo correspondiente. Normas LCPC. Norma alternativa ASTM-D-3385.	Determinar la permeabilidad de un terreno rocoso fisurado y su grado de diaclasamiento.	Id. 15	C
18.— Ensayo LEFRANC de permeabilidad in situ.	Id. 17.	Determinar la permeabilidad de un terreno de arenas y/o gravas y estimar su densidad y porcentaje de finos	Id 15.	C
19.— Resistencia al esfuerzo cortante in situ.	Norma ASTM-D-2573. Empleo del scisómetro de molinete.	Calcular la resistencia de terrenos muy compresibles, turbas o arcillas muy blandas	1 determinación cada 300 ml en anteproyectos y cada 100 m en proyectos	N
20 — Ensayo de placa de carga in situ	Normas suizas SNV 40372 y 70317	Comprobar la capacidad portante de los terrenos para base de terraplenes y fondos de desmonte y valorar la resistencia de las tierras para formación de terraplenes	1 ensayo cada 2 km en anteproyectos y cada km en proyectos Por cada tipo de terreno.	C

4.3 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Ensayos de laboratorio para caracterización de zonas de préstamos para terraplenes fuera de la traza	Ver capítulo 6 Ensayos EP-5 a 14 Ensayos EC-1 a 3. Ensayos EE-1 a 3 y RP	Determinar el volumen, características geotécnicas y económicas de los materiales para préstamos.	Ver capítulo 6 EP 5 a 14 EC 1 a 3 EE 1 a 3 RP	N C
2 — Ensayos de laboratorio para caracterización de graveras y yacimientos granulares fuera de la traza	Ver capítulo 9 EC 1 a 17 EF 1 a 3 EE 3 a 10. RP.	Determinar el volumen, características geotécnicas y económicas de los materiales para hormigones, subbases, bases y pavimentos	Ver capítulo 9 EC 1 a 17. EF 1 a 3 EE 3 a 10. RP	N C

4.3 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
3 — Ensayos de laboratorio para caracterización de canteras fuera de la traza o desmontes en roca dentro de la traza	Ver capítulo 10 EC 1 a 10 EF 1 a 3 EE 2 a 13 RP	Determinar el volumen, características geotécnicas y económicas de los materiales para pedraplenes de la traza o de las canteras y la aptitud de éstas para suministro de áridos	Ver capítulo 10. EC 1 a 10 EF 1 a 3 EE 2 a 13 RP	N C
4.— Granulometría por tamizado y límites de Atterberg.	Normas NLT-104, 105-106.	Clasificación del terreno para terraplenes a fondos de desmonte según el PG3.	10 ensayos por km en proyectos 5 ensayos por km en anteproyectos. (Al menos 1 por sondeo)	N
5 — Proctor Normal.	Norma NLT-107.	Obtener la referencia patrón de la densidad y humedad de los terraplenes a emplear en la explanada.	2 ensayos por km o zona diferenciada en proyectos. 1 ensayo / km en anteproyectos	N
6 — Índice CBR	Norma NLT-111	Determinar la capacidad portante de las distintas capas de la explanada	Id. 5.	N
7 — Contenido en materia orgánica	Norma NLT-117	Desechar zonas con raíces, tierra vegetal o tierras orgánicas de baja capacidad portante.	Id. 5.	C
8 — Equivalente de arena	Norma NLT-113	Determinación semicuantitativa de la cantidad de finos de un terreno y, por tanto, de su resistencia aproximada. Investigación de subbases y bases	Id. 4	N
9 — Peso específico real	Normas NLT-153, 154, 155, 156 y 157.	Determinación de la naturaleza mineralógica aproximada. Necesario para ensayos de composición y densidad.	Id. 4.	N
10.— Humedad natural.	Normas NLT-102 y 103	Estimación de la resistencia del terreno en comparación con la humedad Proctor.	Id. 4.	N
11 — Determinación de sulfatos y carbonatos en el terreno	Normas NLT-119 y 120; UNE 7-369-75 y 7-370-75	Agresividad de los sulfatos a las cimentaciones y obras de fábrica. Alterabilidad y estabilidad en el tiempo en presencia de agua.	Id. 5.	C
12 — Análisis mineralógico visual	Uso de microscopio de 20 a 100 aumentos	Recuento de componentes mineralógicos principales. Ensayo semicuantitativo para estimar la arcillosidad de un terreno.	1 Ensayo cada 2 km o por estrato diferenciado. En proyectos	C
13.— Análisis químico del agua	PG3-75 Artículo 280	Comprobar que las aguas del terreno no son agresivas frente a estructuras y obras de tierra	Id. 12.	C
14.— Ensayo de hinchamiento Lambe	Norma UNE-7403-76.	Determinación aproximada de la capacidad de hinchamiento de las tierras según su humedad.	Id. 12. Doble número si predomina claramente el terreno arcilloso	N
15 — Ensayo edométrico sobre muestras inalteradas	Norma UNE07392-75.	Determinación del módulo de deformación de un terreno natural en función de las cargas y la humedad. Cálculo de la carga de preconsolidación de una arcilla. Obtención de datos para cálculo de asientos de terraplenes	1 ensayo por muestra inalterada en proyectos puede reducirse a la mitad si hay homogeneidad.	N

4.3 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
16 — Ensayo edométrico sobre muestras remodeladas a la densidad y humedad de uso.	Norma UNE 7392-75.	Id. 15. Datos para calcular los asientos del cuerpo del terraplén en función de su densidad, humedad y cargas. El asiento total es la suma de éste y del correspondiente al terreno subyacente.	1 ensayo por sondeo y estrato diferenciado en proyecto y zona de terraplén de más de 5 m.	N
17 — Ensayo de corte directo sobre muestras inalteradas.	Norma ASTM-D-3080.	Calcular la cohesión y ángulo de rozamiento interno para determinar la estabilidad de taludes en desmonte sobre terrenos naturales.	Id. 15.	C
18 — Ensayo de coste directo sobre muestras remodeladas a la densidad y humedad de uso.	Norma ASTM-D-3080.	Calcular la cohesión y ángulo de rozamiento interno para determinar la estabilidad de taludes de terraplenes de gran altura en diferentes condiciones de densidad y humedad de compactación de terraplenes	Id. 16 Taludes de altura mayor de 5 m.	C
19.— Ensayo triaxial sobre muestras inalteradas	Norma ASTM-D-2850. (Sin consolidación, ni drenaje)	Id. 17. Ensayo alternativo o complementario del EF-17.	Id. 15.	C
20 — Ensayo de compresión simple sobre muestras inalteradas.	Norma UNE-7402-76.	Determinar la resistencia de suelos cohesivos. Necesita comparación con otros ensayos y correlación con la humedad natural.	3 Ensayos por muestra inalterada o por sondeo en proyectos 1 Ensayo (id) en anteproyectos.	N

4.4 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO				EE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Reconocimiento visual aéreo.	Observación a baja altura y velocidad, preferiblemente en helicóptero	Id. EP-7. Realizar fotografías laterales que permitan detectar zonas húmedas, yacimientos granulares, zonas rocosas, actualización de cultivos y edificaciones, movimientos del terreno y servicios afectados	En toda la traza, o al menos en zonas dudosas	C
2.— Diagrafias sísmicas.	Medida de la velocidad de propagación de ondas sísmicas entre dos puntos de un sondeo	Determinación del módulo elástico de cada estrato de un sondeo, del grado de diaclasamiento o del contenido de agua y porosidad.	En 1 de cada 2 sondeos homogéneos.	C
3.— Diagrafia eléctrica, sistema mono-electrodo.	Medida de la diferencia de potencial eléctrico entre el electrodo del sondeo y otro electrodo superficial	Determinar la calidad de los diferentes estratos de un sondeo, calculando aproximadamente su diaclasamiento y humedad a través de su resistividad eléctrica	En 1 de cada 3 sondeos homogéneos	C
4 — Diagrafia eléctrica sistema normal.	Medida de la diferencia de potencial entre un electrodo auxiliar en el sondeo y el electrodo superficial	Id. 3. Mediciones más precisas para determinar alternancia de estratos Ensayo complementario o sustitutorio del EP-3.	Id. 3.	C

4.4 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO				EE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
5 — Diagrafia eléctrica sistema lateral	Medida de la diferencia de potencial entre dos electrodos auxiliares en el sondeo	Id. 3. Mediciones muy exactas para determinar alternancia de estratos muy finos. Ensayo complementario o sustitutivo del EP-3	Id. 3.	C
6 — Diagrafia del potencial espontáneo (SP)	Medida de la diferencia de potencial entre un electrodo superficial y el electrodo base que se desplaza en el sondeo, lleno de barro conductivo.	Id. 3. Detección de zonas permeables	En 1 de cada 4 sondeos homogéneos.	C
7 — Diagrafia de la radiactividad natural.	Medida de la radiactividad producida, por K_{40} , U_{238} y Th_{232} principalmente entre un emisor y un captador móviles.	Determinar la presencia de estratos arcillosos frente a los granulares mediante la detección de elementos radiactivos que se localizan preferentemente en las arcillas.	Id. 6.	C
8. — Diagrafias con rayos gamma.	Medición de la absorción de rayos gamma de un terreno entre un emisor y un captador a distancia fija.	Determinar la densidad de los estratos atravesados.	Id. 3.	C
9 — Diagrafias con emisión de neutrones	Medición de la absorción de neutrones de un terreno entre un emisor y un captador a distancia fija.	Determinar la humedad de los estratos atravesados.	Id. 3.	C
10 — Medición de la velocidad de ondas ultrasónicas en muestras de roca	Norma ASTM-D-2845.	Estimar la resistencia de la roca, su módulo elástico, su grado de diaclasamiento y porosidad. Estimar su resistencia a la excavación mecánica o con explosivos.	En 2 o más muestras por sondeo	C

4.5 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO		RP	Importancia
<p>1 — El proyecto y la posterior construcción de una carretera exige una acumulación de datos previos que permitan la realización de estudios geológicos y geotécnicos mediante unos reconocimientos del terreno cuyos objetivos fundamentales son:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Proporcionar un panorama geológico general que permita analizar las formaciones del terreno y el estado en que se encuentran para realizar sobre ellas movimientos de tierras y cimentaciones. b) Realizar un inventario de zonas difíciles de atravesar o que presenten problemas de resolución complicada. c) Seleccionar una banda en la que puedan desarrollarse las posibles soluciones del trazado. d) Conocer aunque sea de una forma somera, los problemas que puede plantear el agua (capas freáticas, ríos, torrentes, hielo, etc.). e) Explorar posibles zonas de suministro de materiales pétreos o de terraplenes. <p>Todos estos objetivos primarios tienen como fin servir de base para:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Fijar la traza en planta y perfil. — Establecer el método constructivo general. — Estimar el coste y plazo de la obra. 			P

4.5 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO	RP	Importancia
<p>2 — El reconocimiento geológico-geotécnico resolverá una gran parte de los problemas que puedan presentarse, aportando datos para su solución, aunque haya problemas específicos que necesitarán estudios posteriores, especialmente en las obras de fábrica, terraplenes de ensayo, grandes deslizamientos posibles del terreno, etc. pero siempre, cuanto más detallado haya sido este reconocimiento, más ventajas se obtendrán, aunque nada más sea poner de relieve con suficiente antelación las zonas difíciles que conviene estudiar con más detenimiento.</p> <p>Dada la importancia económica de los ensayos geotécnicos, conviene realizar el reconocimiento en fases sucesivas, de manera que cada una de ellas sirva para precisar más en la siguiente los puntos a estudiar y los medios a emplear en este estudio, economizando tiempo y dinero. Normalmente suelen realizarse tres fases de trabajo:</p> <p>En la primera de ellas se realiza un tanteo de elección de banda, por donde ha de desarrollarse la carretera sobre planos geológicos y geográficos a escala 1/50.000 con ayuda de fotografías aéreas y eventualmente con planos 1/25.000, si es posible.</p> <p>La segunda fase consiste en la realización del anteproyecto de la carretera que se efectúa sobre planos 1/10.000 ó 1/5.000.</p> <p>Y por último, el proyecto detallado que se desarrolla en planos de la traza definitiva a escalas 1/2.000 ó 1/1.000.</p>		M
<p>3.— En los estudios de elección de la banda de terreno por la que ha de desarrollarse la carretera, debe estar presente ya, la idea de compensación de terraplenes y desmontes, factor muy importante en el coste total de la obra. El objetivo final debe ser una obra de coste mínimo con la calidad necesaria, por ello deben examinarse también zonas inmediatas o próximas a yacimientos de materiales de calidad. Inicialmente, la banda será bastante ancha (20 km aproximadamente), buscando en toda ella materiales de buena calidad utilizables en firmes y bases. En zonas más estrechas (2 a 5 km), deben investigarse materiales para subbases, zonas de préstamos para terraplenes, vertederos, etc., y en la misma banda de la carretera (50 a 100 m), los materiales de terraplén que produzcan compensación de volúmenes.</p> <p>Para cada zona susceptible de aprovechamiento, debe realizarse una ficha geológico-geotécnica que contenga los datos principales, como: descripción geológica, características hidro-geológicas y capa freática, capacidad de drenaje, pendientes, taludes capacidad portante, aptitud para terraplenes, subbases, bases, etc.</p>		M
<p>4.— En la fase de anteproyecto se adopta el trazado definitivo, o bien en algunos puntos especiales se describen dos variantes, pudiendo por tanto realizarse mediciones y presupuesto aproximado. En el anteproyecto se incluyen planos geológicos más detallados, estudios geofísicos, principalmente sondeos eléctricos y sondeos mecánicos.</p> <p>En el anteproyecto constan todos los datos relativos a terraplenes, siendo los más importantes, identificación de suelos, densidad Proctor, CBR, Plasticidad, equivalente de arena y datos sobre la humedad natural. Si se trata de rocas se indica su ripabilidad obtenida por ensayos sísmicos, dureza, densidad y datos relativos a su explotación.</p> <p>También se incluyen en el anteproyecto la localización de zonas de préstamos, canteras, areneros, depósitos aluviales, etc. con indicación de su potencia, ubicación y principales características físicas y mecánicas. Se relacionan las zonas de cimentación de obras de fábrica, con una estimación de su capacidad de cimentación.</p> <p>En esta fase de anteproyecto, es indispensable hacer referencia a todos los puntos difíciles de la traza, indicando en una memoria para cada uno de ellos, los principales problemas que pueden presentar y un esquema del estudio a realizar.</p>		G
<p>5. En la fase de proyecto se incluyen todos los datos que permitan conocer al proyectista y al constructor la manera de realizar la obra, su coste y su plazo, en particular todos los obtenidos en el anteproyecto y en el estudio previo. Contiene una serie de estudios específicos sobre terraplenado en distintas capas y con diversos materiales, estudios de estabilidad de taludes en desmonte y terraplén, asientos, permeabilidades, red de drenaje, métodos de terraplenado en zonas muy compresibles, yacimientos de materiales, cimentaciones de puentes, túneles, galerías subterráneas, etc. Todos estos estudios detallados se realizan en común con los especialistas de mecánica de suelo, geotécnica y geología, y su coste puede estimarse en tres veces más que el dedicado al anteproyecto.</p>		G

4.5 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO	RP	Importancia
<p>6.— Antes de usar cualquier método de reconocimiento en el campo, debe constarse con la mayor cantidad posible de documentación preliminar, como son los planos geológicos 1/50.000, estudios regionales realizados por otros organismos anteriormente, fotografías aéreas y planos topográficos de la zona a la mayor escala posible. Los métodos de reconocimiento podemos clasificarlos en dos grandes grupos:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Métodos geofísicos. — Sondeos. <p>Los primeros son mucho más baratos, aunque menos precisos, pero cumplen un cometido previo muy importante al cubrir una zona más amplia y permitir fijar las zonas de sondeos con mayor exactitud y frecuencia, disminuyendo el coste total de la operación de reconocimiento.</p> <p>7 — Dentro del campo de los métodos geofísicos pueden usarse métodos eléctricos y sísmicos sin realizar perforaciones, simplemente con aparatos que trabajan en la superficie del terreno, o bien realizar diagrfias en perforaciones hechas previamente con sondeos destructivos (sin toma de muestras), mediante métodos eléctricos, sísmicos, radiactivos, etc. Tanto el método eléctrico como el sísmico que se usan en prospecciones superficiales, proporcionan unas magnitudes físicas que deben relacionarse con las características del terreno. Para ello, hay diversos métodos de interpretación, pero por muy seguros que sean debe realizarse un tarado "in situ", que consiste en averiguar sobre terrenos conocidos, qué magnitudes nos dan los aparatos utilizados; esto puede realizarse fácilmente en zonas cuyos perfiles geológicos se han hecho mediante sondeos mecánicos. En todos estos trabajos debe realizarse una labor conjunta entre el geofísico que emplea el método y el ingeniero geotécnico que interpretará después los datos obtenidos, pues de lo contrario pueden darse errores graves.</p> <p>Estos métodos son relativamente rápidos, pues un equipo de cuatro hombres puede sondear hasta 8 m de profundidad una zona de 2 a 3 km por día, por el método de resistividades.</p> <p>El método de refracción sísmica, empleado normalmente en zonas rocosas, permite sondear hasta 15 m de profundidad, una zona de 300 a 400 m, por día con un equipo de 3 hombres.</p> <p>8 — El método de la resistividad eléctrica se basa en la medida de la resistividad de los suelos entre dos electrodos A y B, que aproximadamente es inversamente proporcional a la conductividad del agua y a la cantidad de agua contenida en el suelo. La corriente se hace pasar entre dos electrodos A y B distanciados 2 a., y se mide entre dos electrodos de medida M y N, distanciados 2 l. La corriente es continua o alterna de baja frecuencia. La diferencia de potencial entre M y N para un terreno homogéneo viene dada por</p>		P
$V = \frac{\rho_a}{\pi} \cdot \frac{2 \cdot l}{a^2 - l^2}$ <p>siendo ρ_a la resistividad del terreno.</p> <p>Si el terreno no es homogéneo, la resistividad es la media de los diversos tipos de terrenos analizados hasta una profundidad determinada. Esta profundidad de investigación aumenta con la separación de los electrodos A y B, pudiendo obtenerse así la resistividad media de tramos cada vez más importantes aunque, como es lógico, las posibilidades de los aparatos disminuyen. Normalmente, la profundidad de investigación es un tercio de la distancia AB. Mediante la investigación con diversas distancias AB y con la elección de un sistema adecuado de interpretación (Schlumberger, Wenner, Barnes...), pueden determinarse las profundidades de los diversos estratos y las características de cada uno de ellos. Es evidente que dos capas serán más fácilmente diferenciadas cuanto más dispares sean sus resistividades. En dos terrenos homogéneos superpuestos y el inferior de espesor indefinido, podrán diferenciarse si sus resistividades están en relación 1,5, al menos. Este método se usa preferentemente para localizar los depósitos de materiales sueltos, capas freáticas, capas alternadas arcilla-arena o lechos rocosos.</p>		M
		G

4.5 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO	RP	Importancia
<p>9.— El principio del método de la refracción sísmica es el siguiente: se emiten unas ondas sonoras en un punto E mediante un martillo o una explosión. Se propagan por el estrato superficial y en un plano de separación de estratos más profundos están sometidas en una refracción regida por las mismas leyes que la refracción óptica, lo que da lugar a la existencia de un ángulo límite de refracción; este ángulo no existe más que si la velocidad de propagación en la segunda capa es mayor que la primera</p> <p>Si se le coloca un receptor en un punto S, recibirá dos ondas sucesivas, una directa que llega de E por la superficie del terreno y otra refractada en el plano de separación de los estratos. Como la velocidad en la capa inferior V_2 es mayor que la velocidad en la primera capa V_1, según la distancia de S a E llegará antes a S una u otra onda. Si se representa en abscisas la distancia SE, y en ordenadas el tiempo que tardan las ondas en recorrer esta distancia, se obtienen dos rectas de pendiente $1/V_1$ y $1/V_2$, llamadas dromocronas, y que se cortan en un punto cuya abscisa es función del espesor del estrato "e", es:</p> $x = \frac{2e}{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}$ <p>Inversamente, si se mide la abscisa x del punto de intersección de las dromocronas puede determinarse el espesor del estrato, ya que se pueden medir las velocidades V_1 y V_2.</p> <p>Este método puede extenderse al caso de varias capas a condición de que las velocidades aumenten con la profundidad.</p> <p>Este método es muy eficaz hasta los 15 m de profundidad, más allá de esta cifra se necesitan aparatos más sensibles y cargas explosivas para provocar la onda, lo cual no suele ser necesario para una carretera, además, frecuentemente la alternancia de capas impide obtener resultados más allá de un estrato resistente.</p> <p>10 — Las diagrfias permiten utilizar íntegramente los sondeos destructivos de reconocimiento, y cuestan cinco veces menos que los sondeos con extracción de testigos. Se ha empezado a utilizar recientemente la técnica de las prospecciones petrolíferas, que consisten en realizar un diagrama continuo, en función de la profundidad, de un parámetro del suelo que puede ser la radiactividad natural, su resistividad, su masa volumétrica, la humedad, etc.</p> <p>Estos sistemas tienen grandes ventajas sobre los sondeos con extracción de testigos, además de su economía de ejecución. Las principales son las siguientes.</p> <p>Los testigos alcanzan rara vez el 100% del terreno sondeado, y teóricamente examinable, pudiendo perderse partes esenciales, como vetas arcillosas, o bien tratarse de terrenos de difícil extracción como areniscas sueltas. Las diagrfias examinan el 100% de la altura del sondeo.</p> <p>En series monótonas alternativas de arcilla-arenisca, es casi imposible distinguir la posición de las capas por toma de muestras normal</p> <p>En las gravas y zahorras de aluviones, es muy difícil fijar la posición que ocupan los finos arcillosos si están repartidos o si están concentrados en bancos. Estas dificultades no existen con las diagrfias.</p> <p>De todas maneras, cuando se vayan a aplicar diagrfias en una perforación de sondeo destructivo, debe contarse con la historia de este sondeo, examen de productos extraídos, velocidad de perforación, caudal de agua y diversas incidencias</p> <p>11.— El método de diagrfias eléctricas se basa en la medida de la resistencia que opone cada terreno al paso de corriente eléctrica. La electricidad puede pasar a través de las formaciones terrestres debido al agua mineralizada que contienen. En general las rocas secas son buenos aisladores con escasas excepciones, y es muy difícil encontrar en la práctica terrenos desprovistos de agua, por lo que las formaciones del subsuelo tienen resistividades finitas y mensurables, debido al agua contenida en sus poros o absorbida en su arcilla intersticial. En el caso de terrenos libres de arcilla, las leyes de la conducción electrolítica son aplicables a las corrientes que pasan a través de ellos. En todos los casos, la resistividad de un terreno dependerá</p>	<p style="text-align: center;">G</p> <p style="text-align: center;">M</p>	

de la resistividad de la calidad de las aguas presentes, de su cantidad y de las disposición de huecos y poros. La resistividad se mide en ohmios-metro cuadrado por cada metro lineal, o bien abreviadamente, en ohmios-m

Las aguas del subsuelo que se encuentran en los estratos superficiales, suelen ser de baja salinidad, aumentando ésta con la profundidad, lo cual hace descender la resistividad, pero este caso de cambio de resistividad con la profundidad del sondeo debido únicamente a esta causa, es poco importante en carreteras, obras para las que los sondeos son poco profundos. Igualmente es importante corregir la resistividad por variación de la temperatura del agua del suelo, o de éste mismo, pues varía notablemente con la temperatura.

La resistividad de las aguas del subsuelo puede exceder de 20 a 50 ohm-m a la temperatura ambiente, mientras que las aguas muy saladas que se encuentran en perforaciones muy profundas pueden tener resistividades tan bajas como 0.04 ohm-m a 20°C, correspondiente a una saturación total.

Con una debida interpretación de los métodos de resistividad eléctrica y las correcciones oportunas de temperatura, puede determinarse aceptablemente el tipo de terrenos atravesados por el sondeo.

Las arcillas y margas son porosas y prácticamente impermeables, a menudo muy uniformes en toda su masa, y suelen estar impregnadas con agua capilar de salinidad constante y generalmente elevada; en consecuencia, su resistividad es comparativamente baja y prácticamente constante sobre superficies amplias. Rocas compactas o impermeables tales como yesos, anhidritas, granitos, formaciones calcáreas densas o ciertos tipos de carbón son altamente resistentes, debido a su pequeñísimo contenido de agua intersticial. Las resistividades medias corresponden a formaciones porosas permeables tales como arenas, grvas, areniscas y calizas o dolomías, muy fisuradas, aunque la resistividad varía en un amplio margen según el contenido de agua y distribución de los poros.

- 12.— El potencial espontáneo (SP: self potential) de una perforación, es un registro de las diferencias de potencial que se producen naturalmente entre un electrodo situado en la superficie del terreno y otro electrodo sumergido en una columna de barro conductivo, cuando aquel es elevado dentro del pozo pasando frente a diferentes formaciones. Los electrodos están hechos con material relativamente estable, como el plomo, y cualquier diferencia de potencial constante entre el electrodo instalado en la superficie y el existente dentro del pozo puede ser compensada por un voltaje ajustable mediante un circuito potenciométrico. Dado que el electrodo de superficie es estacionario, su potencial es constante. Por lo tanto, el perfil de SP es un registro de las variaciones en el potencial del electrodo situado dentro del sondeo. Las formaciones arcillosas y arenosas suelen tener perfiles de SP bien diferenciados. Aunque la curva de potencial espontáneo indica las zonas permeables, no hay relación directa entre la magnitud del SP y la permeabilidad de la capa. El carácter de la curva de potencial espontáneo depende mucho del barro conductivo utilizado, pero salvo casos especiales, con una buena utilización técnica del método, pueden determinarse las capas permeables, localizar sus límites, correlacionar tales capas y obtener valores de la resistividad del agua de formación, lo que nos permite clasificar el terreno atravesado.

- 13.— El perfilaje de inducción es un método que mide la conductividad (recíproca de la resistividad) de los terrenos mediante corrientes alternas inductivas. Dado que es un método de inducción, se usan bobinas aisladas, en lugar de electrodos para enviar energía a los terrenos; el sondeo puede contener cualquier tipo de fluido, incluso estar vacío.

La ventaja de este método consiste en su mayor idoneidad para investigar las capas delgadas debido a sus propiedades de enfoque y a su mayor radio de investigación. La combinación del perfilaje de inducción, de la resistividad y de la curva SP es en la actualidad el método más exacto de perfilaje de perforaciones con barros de agua dulce. El aparato empleado consta esencialmente de una bobina transmisora y una receptora colocadas axialmente sobre un soporte aislado. La distancia entre bobinas se denomina espaciamento, y el punto de medición se encuentra en el punto medio de aquél.

Una corriente alterna de magnitud y frecuencia constantes se envía a la bobina transmisora por un oscilador. El campo magnético alternado, debido a esta corriente, induce "bucles de corriente" en la formación que rodea a la sonda. Estas corrientes, a su vez, tienen su propio campo magnético que induce una f.e.m. que se denomina "señal", en la bobina receptora. La intensidad de la corriente inducida en la formación es proporcional a su conductividad.

M

M

4.5 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO	RP	Importancia
<p>Se desprende de ello que la señal inducida en la bobina receptora es también proporcional a la conductividad de la formación y, por consiguiente, inversamente proporcional a la resistividad. Las señales son amplificadas y rectificadas, transformándose en corriente continua y luego transmitidas hacia el equipo registrador ubicado en la superficie. Los aparatos modernos tienen además algunas bobinas auxiliares para eliminar los efectos secundarios de la columna de barro y corrientes parásitas, estando dotadas de dispositivos de ajuste a cero</p>		M
<p>14.— El lateroperfil es un método de medición de resistividades que usa electrodos donde la corriente eléctrica investigadora se fuerza a través del terreno en una capa de espesor determinado, de forma que la medición afecta a una porción de terreno de una extensión vertical limitada, y no es prácticamente afectada por la columna de barro. Estos resultados se obtienen por medio de una distribución apropiada de electrodos y un sistema de control automático. Las ventajas principales del lateroperfil sobre el perfilaje convencional son: La discriminación más aguda entre diferentes capas, la definición más exacta de sus límites y la aproximación más ajustada a la resistividad real de capas delgadas especialmente en perforaciones con barros salinos. Es muy útil en perfilaje de rocas duras.</p>		M
<p>15.— Los perfilajes radioactivos son de dos tipos: los que miden la radioactividad natural de las formaciones (perfil de rayos gamma), y los que miden radiaciones reflejadas por el terreno o inducidas como consecuencia del bombardeo de las formaciones con neutrones emitidos por una sonda (perfil neutrónico). Los rayos gamma son idénticos en todos los aspectos a las ondas de radio, salvo que la longitud de onda de aquéllos es muchísimo menor por razón de que el sistema oscilador-antena lo constituye el extremadamente pequeño núcleo atómico por sí mismo. Cada vez que un átomo de materia es perturbado de alguna manera, usualmente por una fuerza externa, emite energía superflua en forma de rayo gamma y vuelve a su estado anterior estable. Las energías de los rayos gamma se expresan en millones de electrón-voltios (MEV) estando la mayoría comprendidos entre 0.1 y 10 MEV.</p> <p>En el perfilaje con rayos gamma, para medir la radioactividad natural se emplean métodos de detección de los radioisótopos naturales. Existen pocos elementos naturales que emitan espontáneamente radiación gamma, entre ellos las familias del uranio, torio y potasio, especialmente este último es el que se registra en el perfilaje radioactivo. De todos los terrenos que se encuentran en las perforaciones, las margas y arcillas son las que contienen mayor cantidad de sales radioactivas. Prácticamente sin excepción, las rocas arcillosas son más radioactivas que las areniscas, calizas, yesos, etc, por lo que la detección con rayos gamma diferencia perfectamente unos y otros tipos de roca. Existen actualmente tres tipos diferentes de detectores de rayos gamma naturales. Son: la cámara de ionización, el contador Geiger-Mueller y el contador a centelleo o centelleómetro, y todos ellos producen un perfil radioactivo de más exactitud que los obtenidos por el método de potencial espontáneo</p>		M
<p>16.— El método del perfilaje neutrónico consiste en emplazar una fuente de neutrones rápidos y un apropiado detector de radiación cerca uno del otro, en una sonda, y recorrer con ellos una perforación. Los neutrones son partículas eléctricamente neutras, cuya masa es casi idéntica a la del átomo de hidrógeno. Se emiten a altas velocidades (10.000 km/seg) y chocan con los átomos del terreno quedando en parte absorbidos y en parte rechazados según la composición del mismo. Cuando los neutrones han sido retardados a la velocidad termal (2 km/seg), pueden ser fácilmente absorbidos por la mayoría de materiales. Esta absorción o captura por los átomos de H, Si, Na, Cl, etc, da lugar a una emisión de rayos gamma altamente energéticos, denominados rayos gamma por captura. Cuanto más alto es el peso atómico del elemento con el que chocan los neutrones más tarda en producirse la absorción y la consiguiente emisión de rayos gamma. Cuantos más átomos de H haya presentes en el terreno, los neutrones pierden más rápidamente la energía inicial, y se produce más radiación gamma. Por ello, puede decirse que en formaciones porosas con gran contenido de agua se observa mucha más actividad gamma que en terrenos secos y compactos. Además del hidrógeno del agua el perfil neutrónico puede verse afectado por la composición química de los materiales de la roca, por las dimensiones de la perforación y por la propia disposición mecánica del aparato, sin embargo, se ha comprobado que todas estas circunstancias producen poco error y esencialmente el contador responde a los rayos emitidos por captura de neutrones en los átomos de hidrógeno de los alrededores.</p>		M

4.5 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO	RP	Impor- tancia
<p>Con estos datos, complementados con los obtenidos en el perfilaje de rayos gamma, puede precisarse la humedad del terreno, obteniendo una gran información acerca de la porosidad del mismo. Con el método de perfilaje radioactivo, se diferencia perfectamente arcillas, margas, arenas, gravas, rocas compactadas, y fisuradas, etc. calculándose su grado de humedad y porosidad.</p>		M
<p>17 — El perfilaje o diagrafía por emisión de rayos gamma en lugar de emisión por neutrones es muy similar al anterior pero la cantidad de rayos gamma recogidos por el contador es inversamente proporcional a la densidad del medio atravesado lo que permite valorar la densidad, fisuración y porosidad de la capa de terreno atravesado.</p>		M
<p>18 — El perfilaje sónico registra fundamentalmente el tiempo necesario para que una onda de sonido atraviese una longitud definida de terreno, precisamente la distancia entre el emisor y el receptor de la sonda empleada. Estos tiempos de propagación se registran continuamente a medida que la sonda sónica se levanta desde el fondo de la perforación a la superficie. La velocidad de propagación de las ondas sónicas en el terreno, depende de las propiedades elásticas de éste propiedades que a su vez están afectadas por la composición de la roca o suelo, grado de fisuración y contenido de agua de sus poros o fisuras. Debido a la gran diferencia de velocidad de propagación de las ondas sónicas en el aire (331 m/s) en el agua (1500-1600 m/seg), o en rocas compactas (7500-8000 m/seg), es posible detectar los tipos de deformaciones travesados. El perfilaje sónico proporciona excelentes curvas de correlación con gran cantidad de detalles. En regiones de rocas duras o medianas se obtienen valores cuantitativos bastante aproximados de la porosidad y fisuración. En terrenos blandos, el perfilaje sónico se ve más afectado por la presencia de agua, pero en combinación con perfiles eléctricos, puede resolver la mayoría de los problemas, litológicos de carreteras. En todos los tipos de terrenos, el perfil sónico puede aportar informaciones de valor considerable al geofísico en la interpretación de sus sismogramas.</p>		M
<p>19 — Los sondeos son la parte más costosa de los trabajos de reconocimiento de terrenos en carreteras, por ello deben programarse para que sea máxima la rentabilidad de la información que proporcionan frente al coste.</p> <p>Existen muchos aparatos de sondeo que cubren todo tipo de suelos y rocas, permitiendo resolver los casos más complicados, sin embargo, los métodos más costosos deben emplearse únicamente en casos especialmente interesantes, para reducir el coste de sondeos al mínimo. En la mayoría de los casos lo esencial no es realizar sondeos profundos o muestras inalteradas, sino realizar rápidamente un gran número de sondeos, de pequeña profundidad, obteniendo volumen de suelo suficiente para efectuar ensayos de identificación sin que sea un gran inconveniente que las muestras sean alteradas, por lo que es muy común el uso de sonda helicoidal montada sobre camión todo-terreno. En todas las operaciones de sondeo debe tenerse un cuidado especial en establecer una buena coordinación con el Laboratorio, a fin de que la información obtenida en el campo sirva de ayuda al informe general.</p>		M
<p>20 — Antes de realizar un sondeo, conviene realizar un breve estudio de las características del terreno y del aparato a emplear para que los testigos que obtengamos sean lo más aprovechables posibles por los laboratorios de ensayo y no se desperdicie el trabajo realizado.</p> <p>Cuando un tomamuestras se introduce en el terreno, puede ocurrir que el suelo se vea forzado a entrar en el mismo y por lo tanto ya no está intacto, sino comprimido, o bien puede ocurrir que el suelo no entre y se desplace hacia abajo.</p> <p>Se denomina "porcentaje de muestreo" a la longitud de la muestra, dividida por la longitud hincada del tomamuestras. Para obtener una muestra inalterada, el porcentaje de muestreo debe ser cercano a 100%. para ello, hay que emplear tomamuestras que alteren al mínimo el terreno durante la hinca, que eliminen el rozamiento entre terreno y exterior y tomamuestras y que reduzcan al mínimo el rozamiento entre la muestra y el portamuestras. A pesar de una buena extracción del suelo deben desecharse en el Laboratorio los extremos de la muestra y las zonas dudosas; en casos favorables, se llegará a utilizar el 60% de la muestra solamente. Para eliminar los inconvenientes anteriores, ha sido necesario normalizar las dimensiones de los tomamuestras, fundamentalmente para los dos tipos principales de terrenos cohesivos y no cohesivos, reglamentando los diámetros exterior e interior del tomamuestras y de su boca, la longitud del mismo y los ángulos de corte de la boca</p>		M

4.5 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO	RP	Importancia
<p>Se denomina "coeficiente de pared" C_p a la expresión</p> $C_p = \frac{d_e^2 - d^2}{d^2}$ <p>siendo d_e el diámetro exterior del tomamuestras y d el diámetro de la boca de entrada que suele ser menor que el diámetro interior d_i.</p> <p>Se denomina coeficiente de entrada C_E a la expresión</p> $C_E = \frac{d_i - d}{d}$ <p>Para todos los tipos de sondeo deben cumplirse las siguientes condiciones:</p> <ol style="list-style-type: none"> El tomamuestras debe tener un C_p pequeño o nulo. Igualmente, debe tener un C_E de 1.5% a 4.5%, según el terreno sondeado. Debe eliminarse el acortamiento de la muestra evitando vibraciones y sondeando a la mayor velocidad posible La muestra no debe entrar en contacto con el agua de refrigeración del sondeo. <p>21 — Para prospecciones ligeras en las que se intenta averiguar la profundidad de suelo suelto se emplea la perforación por percusión usándose barras acabadas en trépano o cuchara de taladrar, extrayéndose la tierra con cuchillas de mango largo. Este tipo de sondeo permite analizar el tipo de suelo atravesado con poca exactitud y si no hay presencia de agua freática, hasta 3 ó 4 m. Para perforaciones más profundas hasta 20-25 m. se usan sondas de varillas metálicas roscadas por elementos de longitud variable de 1 a 3 m. y que se hincan en el terreno con la ayuda de trípodes, cables y cabrestante. La cabeza de la sonda puede ser un trépano, un helicoides, cucharas de perforación o tubos huecos con trampilla para recoger la tierra sondeada. Este tipo de sondas se hincan por percusión manual o con ayuda de cables, imprimiéndoles una rotación manual si fuera necesario; tienen la ventaja de que son muy sencillas y transportables, pudiendo llegar a 20-25 m si el terreno es flojo, pero tienen el inconveniente de que debe extraerse la totalidad de la sonda cada vez que se llena la cuchara y el trabajo se hace muy pesado a partir de los 6 ó 7 m. No son útiles con gravas o terrenos con capa freática alta</p> <p>En terrenos poco consistentes, debe procederse a entubar el sondeo mediante piezas roscadas de 2 ó 3 m. que se hincan con martinets o prensas hidráulicas. Si el terreno ofrece una gran resistencia debe recurrirse a un entubado telescópico, usando cada vez tubos de menor diámetro a medida que aumenta la profundidad.</p> <p>22.— Las perforaciones con percusión a profundidades medias o grandes (a más de 25 ó 30 m de profundidad), son poco frecuentes en carreteras, limitándose a zonas especiales de grandes estructuras o terraplenes excepcionales.</p> <p>Hay varios procedimientos, según que se usen trépanos de caída libre (poco frecuentes), o trépanos movidos por vástagos y cables; entre estos últimos, la perforación se diferencia por el sistema mecánico empleado en el movimiento del conjunto, que puede ser con un sistema de balancines que empujan las varillas, o por un sistema de alargamiento y recogida del cable del que está suspendido el útil perforador. En casi todos los casos se inyecta agua al fondo del sondeo para que ésta arrastre los detritus de la perforación que salen por la superficie. Si el terreno es poco consistente, se suelen usar lodos bentoníticos que mantienen las paredes del sondeo, permitiendo entubarlo posteriormente</p> <p>23 — La perforación por rotación se emplea para sondeos en los que se requiere una mayor exactitud en la información del suelo o la extracción de muestras inalteradas. Los dispositivos mecánicos son similares a los de las sondas por percusión para profundidades medias, sin más que agregar al conjunto un motor que imprima la rotación adecuada al conjunto de varillaje y cuchara tomamuestras. Los útiles de trabajo son diferentes según sea el tipo de terreno a sondear.</p>		<p>G</p> <p>M</p> <p>P</p>

En perforaciones de rocas, suele usarse la corona de granalla, corona de acero especial o corona de diamantes, según la dureza de las mismas. En arcillas y margas duras se emplea el tomamuestras ordinario o el automático. En suelos coherentes, tanto densos como blandos, en arenas o suelos muy blandos se emplean los tomamuestras de pared delgada, los de campana y las combinaciones de éstos con pistón estacionario hincado por aire comprimido.

Describiremos brevemente estos tipos:

El tomamuestras rotativo con granalla consiste en un tubo de hierro que usa para el corte de la roca granalla de acero, desgastándose el tubo y consumiendo una cantidad variable de granalla según la dureza de la roca, aunque sólo se emplea en rocas blandas y poco abrasivas. Cuando la dureza de la roca es un poco mayor, se usa el tomamuestras acabado en dientes cortadores de acero especial que suelen ir roscados en el extremo del tubo tomamuestras. En rocas de dureza mayor se emplean sondas rotativas con cabeza de diamantes incrustados en una pieza terminal roscada al extremo del tubo. En todos estos casos se requiere una refrigeración del sondeo por agua.

El tomamuestras ordinario es un tubo de acero dulce que tiene unas paredes de 8-10 mm, en cuyo interior hay un tubo de hojalata o plástico que es el estuche del testigo de suelo y que puede extraerse desmontando el tomamuestras: la robustez del aparato la hace muy aprovechable en suelos en los que no es necesario la tracción de muestras inalteradas; cuando es necesario que el terreno esté lo menos alterado posible se emplea el tomamuestras de pared delgada que normalmente va dotado de dispositivos que permiten obtener la muestra en condiciones de estanqueidad absoluta y mínima acción perturbadora del agua de sondeo. Los tomamuestras de pistón estacionario son aquéllos que después de realizado el sondeo, mediante un tubo interno al sistema general, obtienen la muestra por presión de este tomamuestras interno, sobre el fondo del sondeo, o sea, que se encuentran disociadas las dos funciones de perforación y toma de muestras. Los tomamuestras de campana son parecidos al sistema anterior, salvo que en vez de descender al fondo del sondeo un tomamuestras simple, se introduce éste dentro de una campana de aire comprimido, lo cual permite que una vez extraído el testigo de suelos no coherentes, y alojado el tomamuestras en su campana protectora, levantar el conjunto hasta la superficie a través del sondeo entubado (o parte final de la sonda), sin que se altere el suelo para su posterior análisis. Los tomamuestras neumáticos son aquéllos que utilizando una doble pared y un adecuado sistema de válvulas, permiten introducir o sacar el tomamuestras de un recinto protector que es el cuerpo exterior de la sonda; son esencialmente iguales a los de pistón estacionario, salvo en el modo de accionamiento que en este caso es el aire comprimido.

Por último, hay tomamuestras de presión-rotación, que son como los de doble pared y que van provistos de un tubo interior a bordes cortantes que puede sobrepasar y retraerse respecto al borde de la corona del tubo exterior, y cuya misión es la de extraer el testigo por presión. La corona exterior avanza por rotación realizando la función perforadora exclusivamente.

- 24.— Existen otros procedimientos de estudio de terrenos que, más que dar una definición del terreno, buscan características mecánicas del mismo, como la cohesión, ángulo de rozamiento interno o capacidad portante de la zona estudiada, especialmente esta última de un modo más directo. Dada la importancia de estos métodos de estudio, han sido objeto de múltiples publicaciones, limitándonos aquí a dar una somera descripción de los mismos y circunscribiendo esta exposición general de terrenos a los métodos "descriptivos" de los mismos.

Entre los métodos más difundidos para hallar la capacidad resistente de los terrenos, figuran los **penetrómetros**.

Estos aparatos, utilizados para los ensayos de penetración en profundidad de los suelos, comprenden en principio una pieza de presión que actúa sobre un tubo en cuyo interior está situado un vástago de menor dimensión que termina en un cono. La fuerza de presión es tal que puede indicar los esfuerzos realizados por un gato hidráulico, bien sobre el tubo exterior o bien sobre el vástago interior, midiéndose estos esfuerzos mediante manómetros unidos al gato.

Si se hunde simultáneamente el tubo y el vástago con su cono extremo, entran en juego la resistencia al rozamiento entre el tubo y el terreno y la resistencia de punta.

Si solamente se hunde el vástago, no se tiene en cuenta más que la resistencia de punta. Por diferencia se obtiene la resistencia de rozamiento.

G

45 RECONOCIMIENTO DE LA TRAZA Y ESTUDIO PREVIO	RP	Importancia
<p>Los ensayos con penetrómetro son muy útiles en terrenos blandos o pulverulentos, en los que la extracción de muestras inalteradas se complica y los sondeos requieren entubamiento.</p> <p>Los penetrómetros pueden ser de dos clases: estáticos y dinámicos, según la forma de aplicación de la presión de hinca. Los penetrómetros estáticos pueden ser de conos móviles en relación con el fuste o bien de conos fijos al fuste; tanto unos como otros pueden ser de transmisión rígida por varilla, transmisión eléctrica o hidráulica.</p>		G
<p>25.— El presiómetro Menard está basado en la introducción de un sondeo, de un vástago con fundas elásticas capaz de transmitir presión radial al orificio del sondeo a lo largo de una longitud conocida y medir la deformación del terreno que rodea el sondeo. Está especialmente indicado en terreno compacto o roca.</p>		P
<p>26.— El escisómetro de molinete está especialmente indicado en terrenos blandos, para hallar su cohesión, que se mide aplicando un par torsor que actúa sobre una varilla en cuyo extremo hay dos láminas perpendiculares que producen la rotura del terreno en forma de cilindro al girar el eje del aparato que se mantiene vertical</p>		P
<p>27.— Los ensayos de permeabilidad del terreno tipos LUGEON y LEFRANC permiten medir este parámetro y evaluar la capacidad de las rocas o la limpieza de los yacimientos granulares. El primero está especialmente indicado en estratos de rocas fisuradas y el segundo en terrenos granulares.</p>		P
<p>28.— Los ensayos EF se encuentran más desarrollados en sus correspondientes capítulos si se trata de materiales fuera de la traza o bien de desmontes en roca que son asimilables a los ensayos de canteras.</p> <p>Ver:</p> <p>Capítulo 6.— Zonas de préstamos para terraplenes.</p> <p>Capítulo 8.— Terraplenes sobre suelos muy compresibles.</p> <p>Capítulo 9.— Graveras y plantas para producción de ándos.</p> <p>Capítulo 10.— Canteras para pedraplenes.</p> <p>Capítulo 12.— Desmontes en tierra</p> <p>Capítulo 13.— Desmontes en roca.</p>		P

TABLA 4-1
SUGERENCIAS PARA
INFORMES DE RECONOCIMIENTOS GEOTECNICOS

I. Informe preliminar

Este informe debería comprender:

- Una lista de trabajos efectuados y de las fuentes de información a utilizar.
- Una apreciación del lugar y de los suelos relacionados con el proyecto.
- Recomendaciones para el reconocimiento geotécnico preliminar.

II. Informe del reconocimiento geotécnico preliminar

Este informe debería comprender:

- La lista de los trabajos efectuados.
- Una síntesis de las características geotécnicas de los suelos encontrados en el eje de la banda a estudiar, haciendo, por ejemplo, un corte esquemático de las zonas de suelos compresibles con las características medias aproximadas de los suelos encontrados.
- Recomendaciones sobre los problemas que van a aparecer en la implantación de la carretera.
- Recomendaciones para el reconocimiento geotécnico detallado.

III. Informe del reconocimiento geotécnico detallado

Este informe debería comprender:

- La lista de los trabajos efectuados.
- Las conclusiones del estudio geotécnico, es decir:
 - División del trazado en zonas homogéneas desde el punto de vista geotécnico.
 - Corte-tipo de los suelos en cada una de estas zonas, con las características mecánicas de los suelos según los ensayos y las características mecánicas medias de las capas a tener en cuenta para los cálculos de estabilidad y deformabilidad.
- Este informe puede también tener, si se desea:
 - Indicaciones sobre el dimensionamiento de las obras de fábrica y terraplenes.
 - Sugerencias sobre las observaciones a realizar y los reconocimientos complementarios eventuales.
 - Indicaciones sobre la problemática constructiva y las precauciones a tomar.

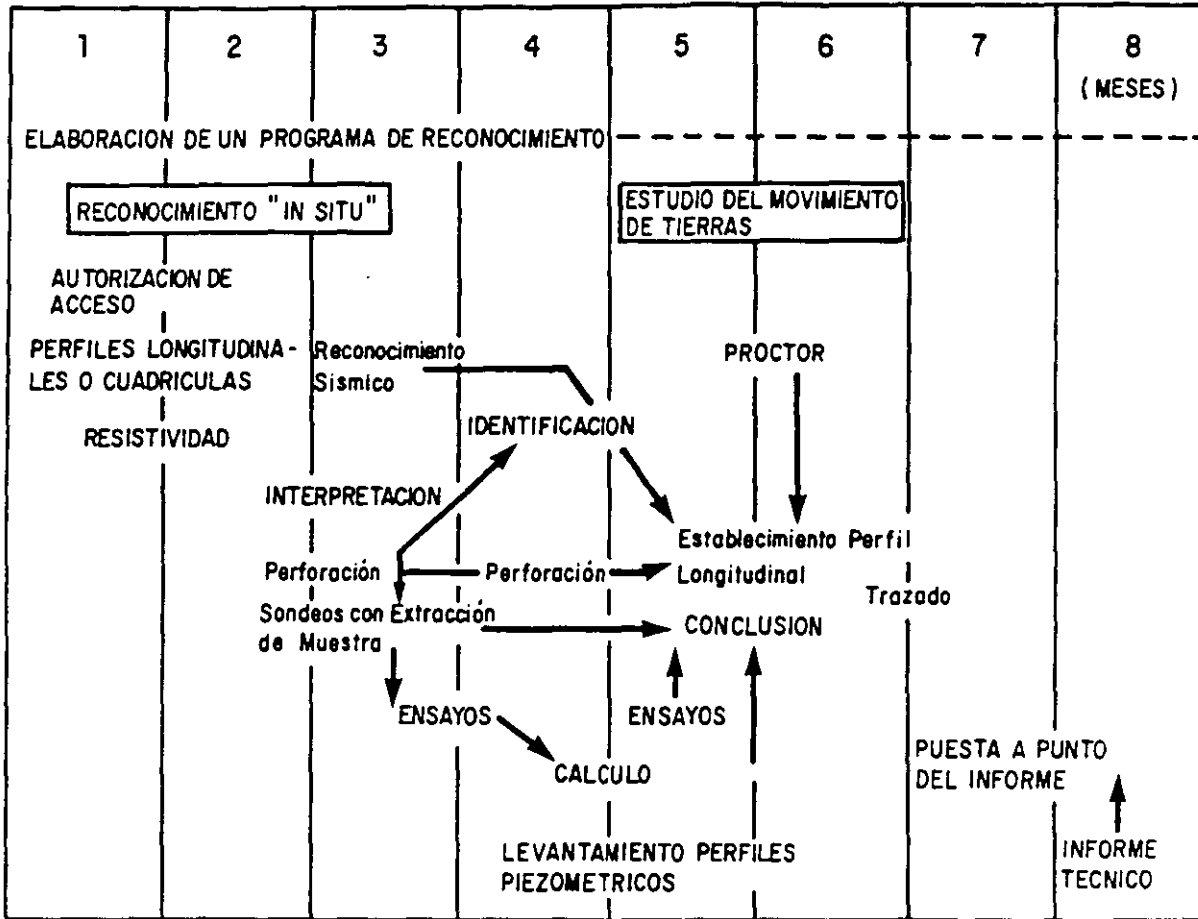


Fig. 4 1.— Esquema de un programa de reconocimiento geotécnico y su distribución temporal

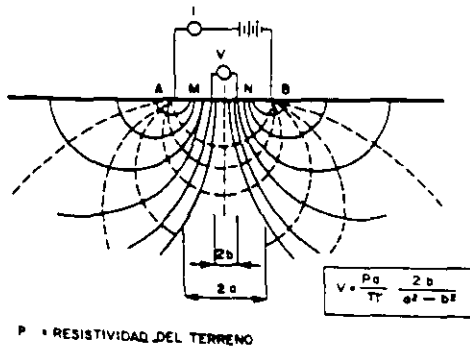


Fig. 4 2.— Principio del metodo electrico

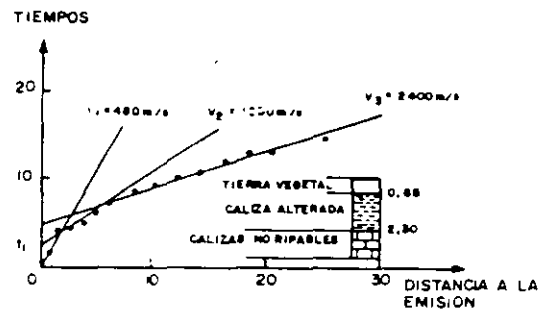


Fig. 4 4 — Ejemplo de prospeccion sismica para un estudio de ripabilidad

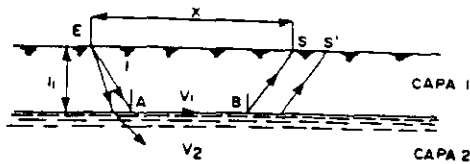
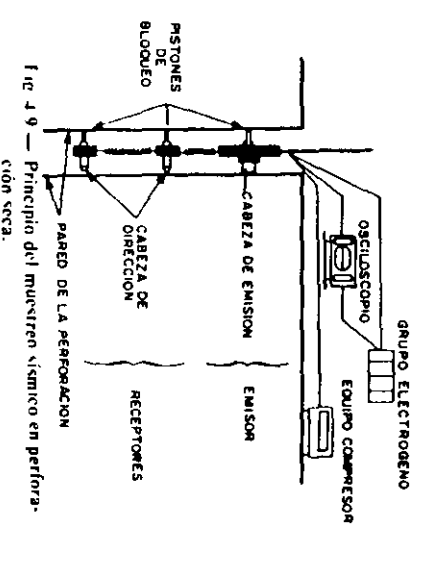
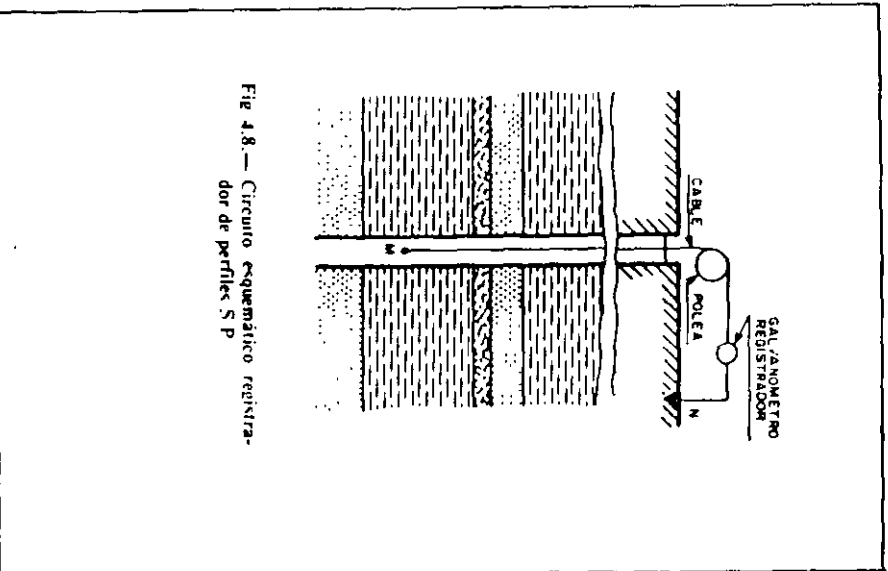
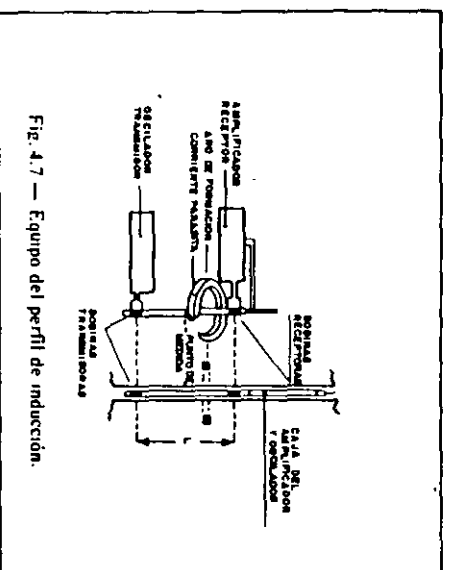
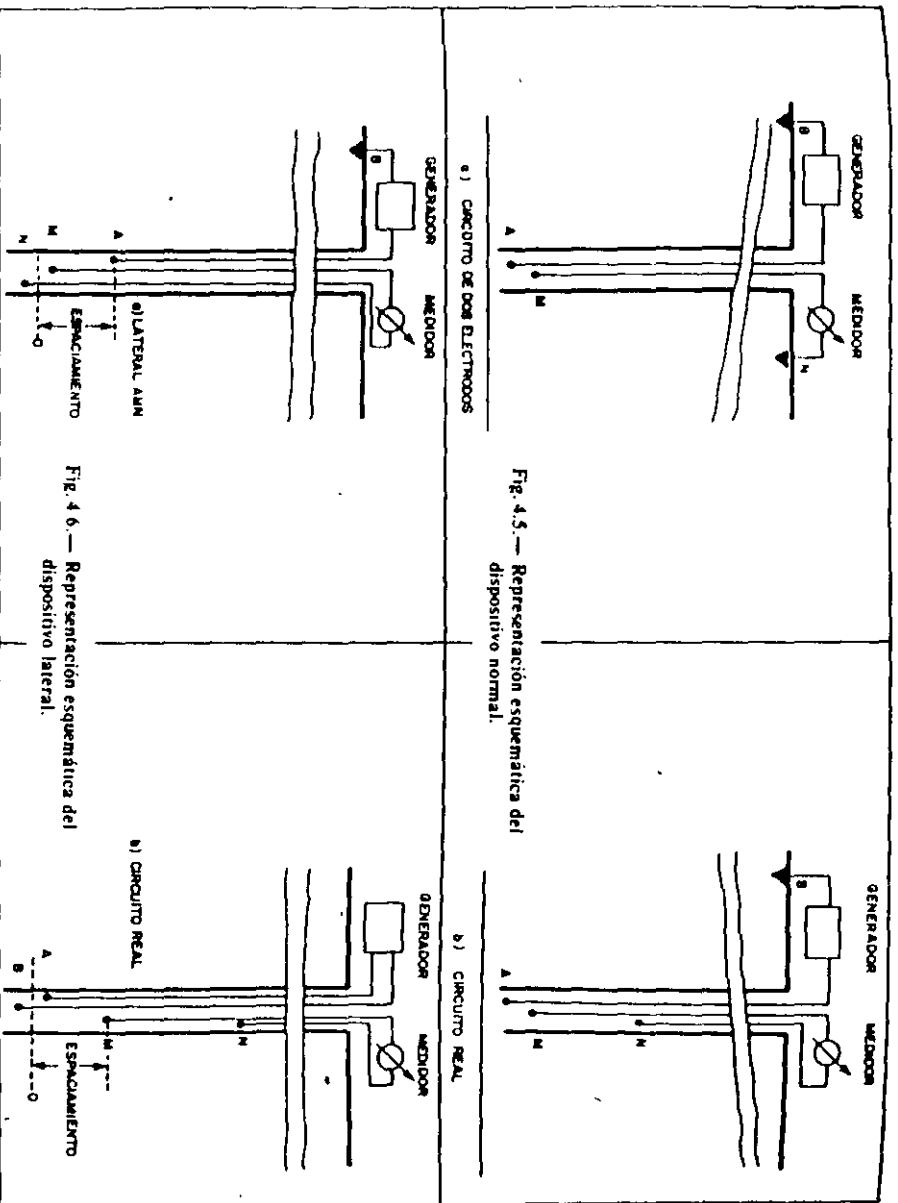


Fig 4 3.— Refracción sismica (principio)



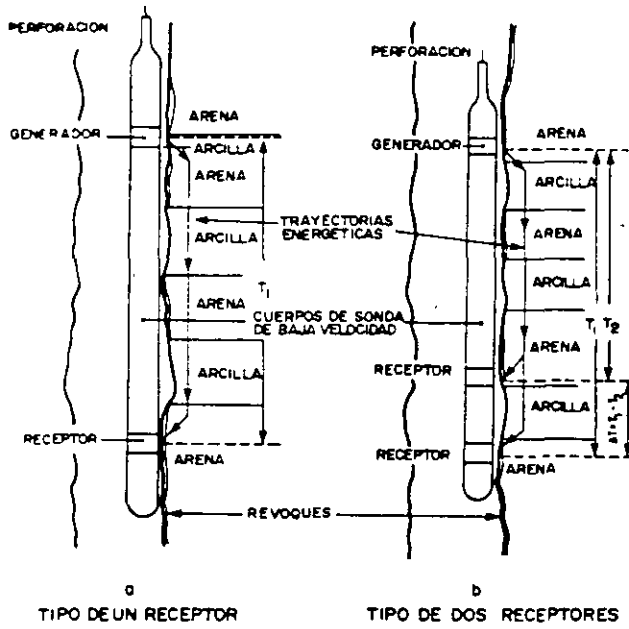


Fig. 4.10 — Representaciones esquemáticas de sondas sísmicas

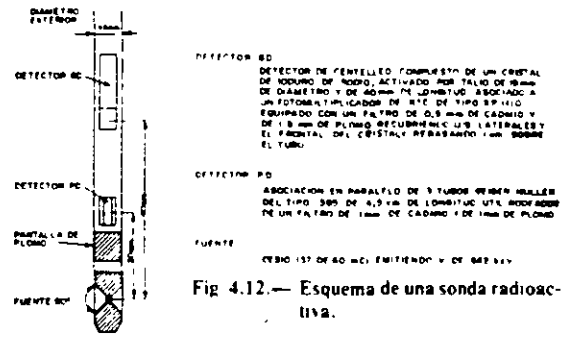


Fig. 4.12 — Esquema de una sonda radioactiva.

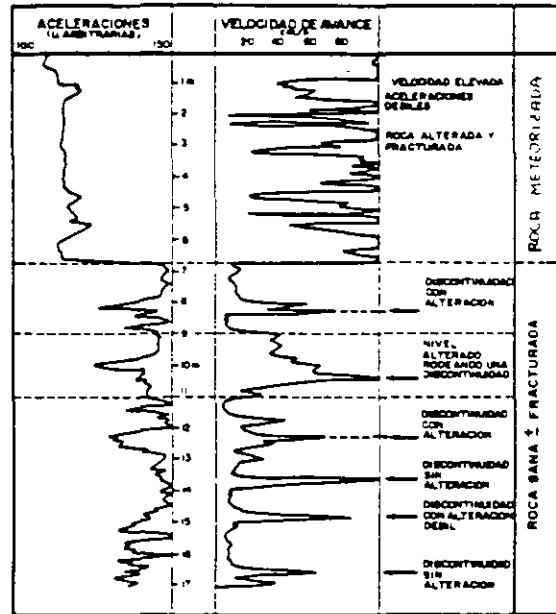
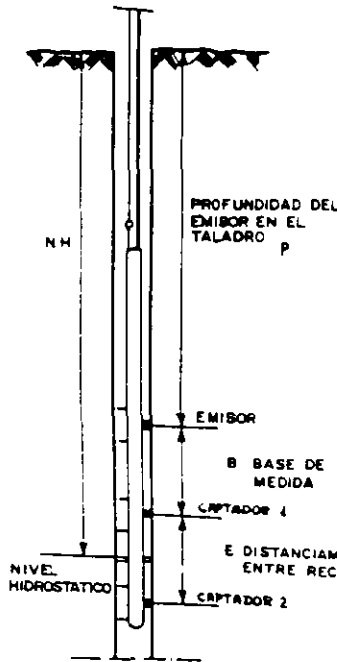
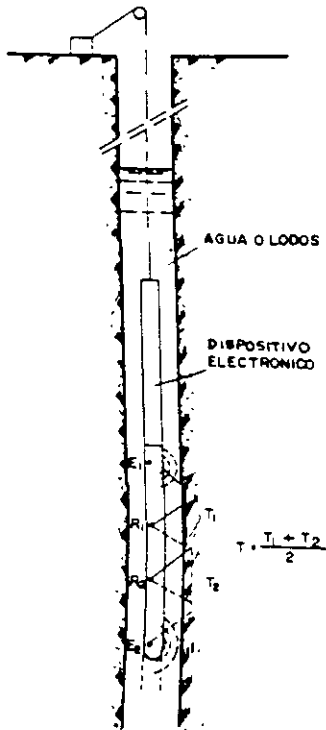


Fig. 4.13 — Diagramas instantáneas de la velocidad de avance y de las aceleraciones de las vibraciones reflejadas. Penetración por percusión para el reconocimiento de un macizo de gneis.



- 1 PARA UNA ESTACION DE LA SONDA CON UNA PROFUNDIDAD P (PROFUNDIDAD DEL EMISOR) SE DETERMINAN TRES VELOCIDADES:
- 2 V_1 = VELOCIDAD EN LA FRANJA DE TERRENO ENTRE LAS PROFUNDIDADES P Y P+B
- 3 V_2 = VELOCIDAD EN LA FRANJA DE TERRENO ENTRE LAS PROFUNDIDADES P Y P+B+E
- 4 V_3 = VELOCIDAD EN LA FRANJA DE TERRENO ENTRE LAS PROFUNDIDADES P+B Y P+B+E
- 5 POR OTRO LADO SE CALCULA SOBRE V_2 EN LA ESTACION P, DE LA SONDA, UN VALOR MEDIO.

$$VM = \frac{V_2(1-1) + V_2(1) + V_2(1+1)}{3}$$

$$V_1 = \frac{B}{T_1 - T_{01}}$$

$$V_3 = \frac{E}{T_2 - T_{02} - (T_1 - T_{01})}$$

$$V_2 = \frac{B+E}{T_2 - T_{02}}$$

Fig. 4.11 — Medida en muestreo sísmico

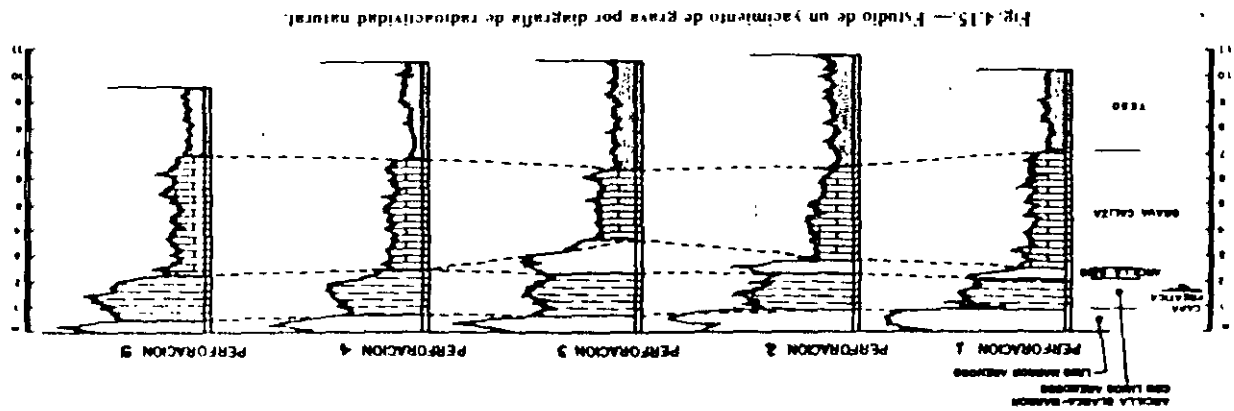
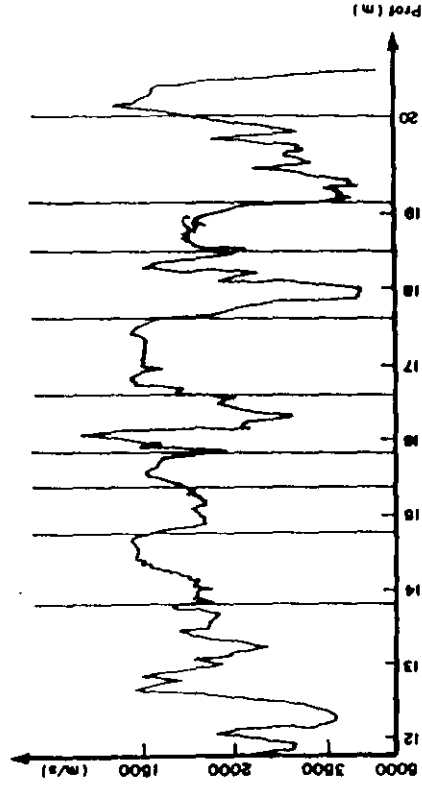
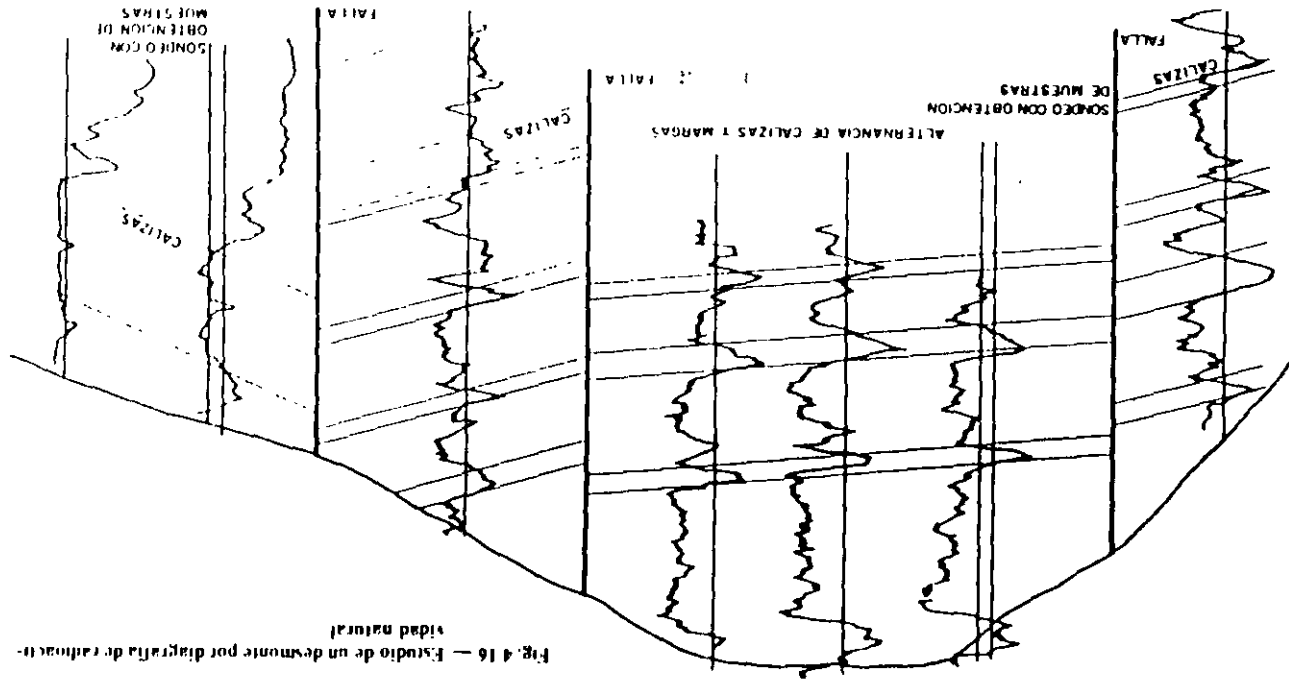


Fig. 4.16 — Estudio de un yacimiento de grava por diagrfa de radioactividad natural.

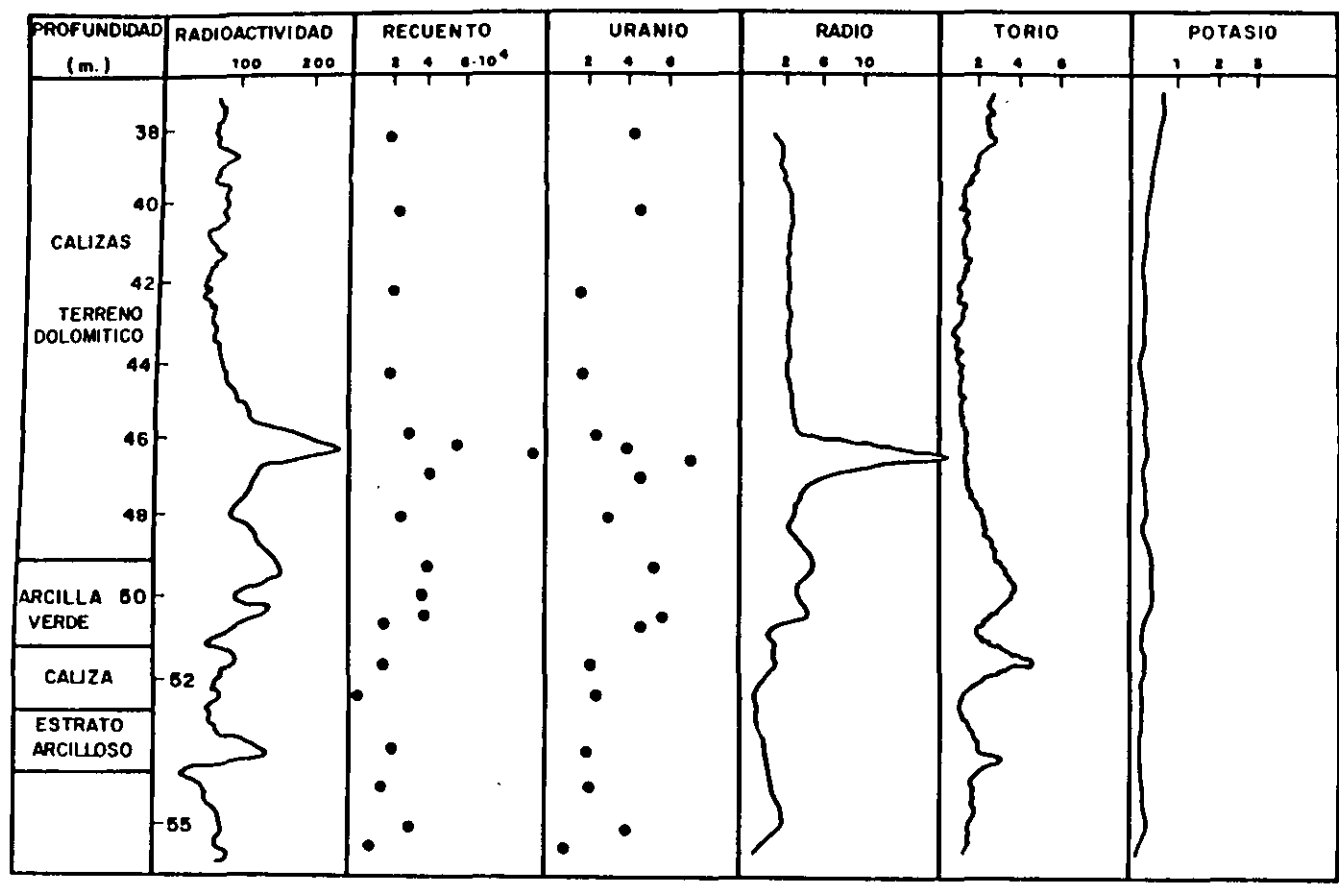
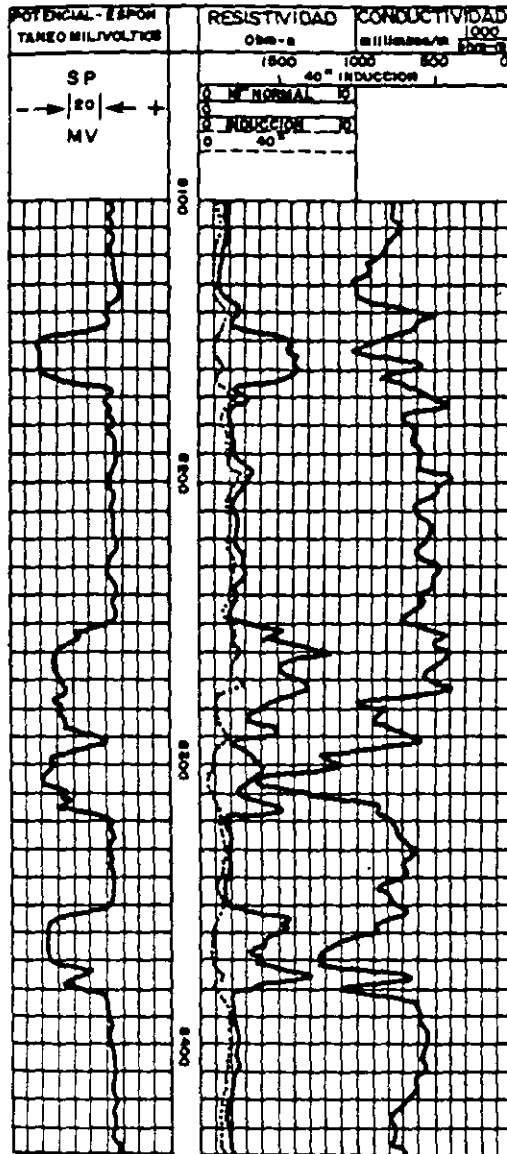


Fig 4 17.— Estudio de un sondeo por diagraffa de radioactividad natural y selectiva. Se ve que el pico de radiactividad hacia los 46 m. no corresponde a un nivel arcilloso.

INDUCCION - RESISTIVIDAD



RAYOS GAMMA - NEUTRON

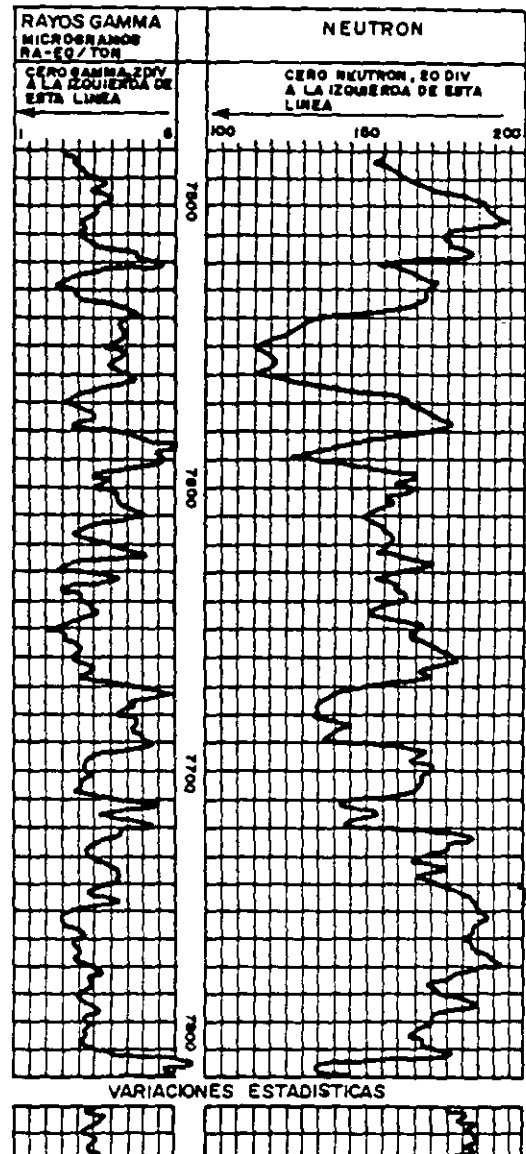


Fig. 4.18.— Diagramas comparadas.

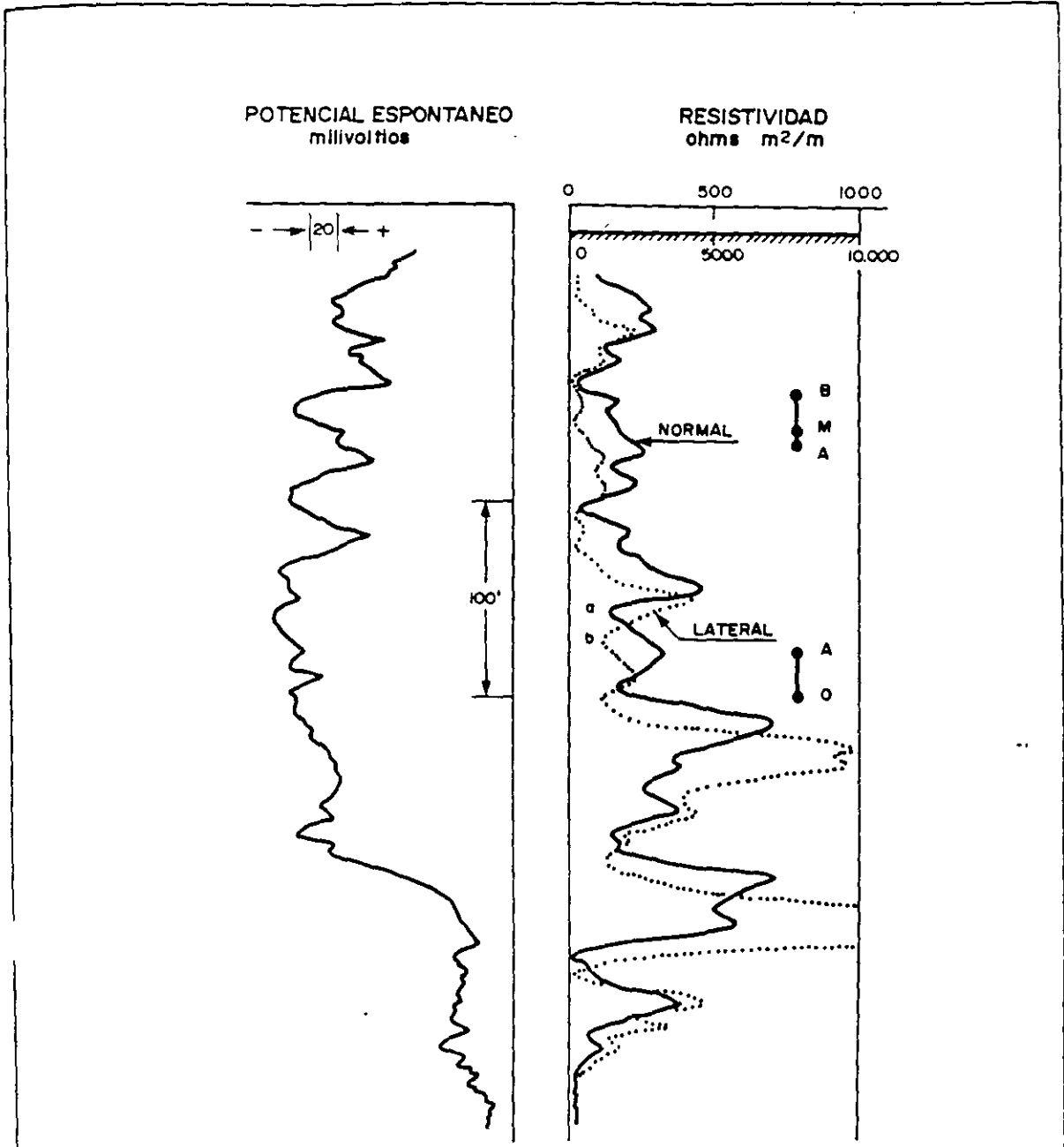


Fig. 4 20 — Respuesta de la normal standard y del dispositivo lateral en formaciones duras.

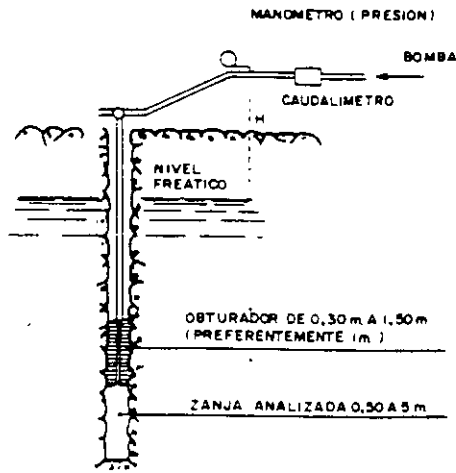


Fig. 4.21.— Ensayo Lugeon: Esquema básico.

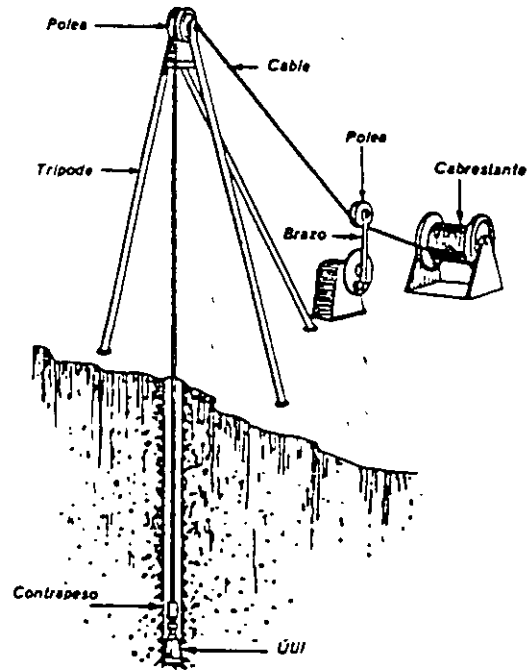


Fig. 4.24.— Hincia por cable.

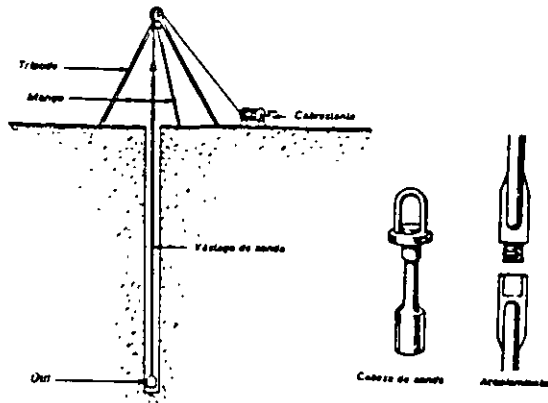


Fig. 4.22.— Sonda de varilla.

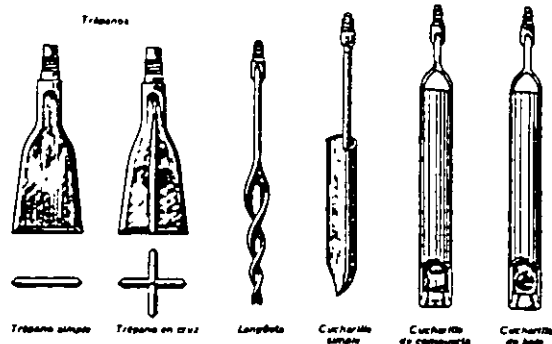


Fig. 4.23.— L tiles de sondeo.

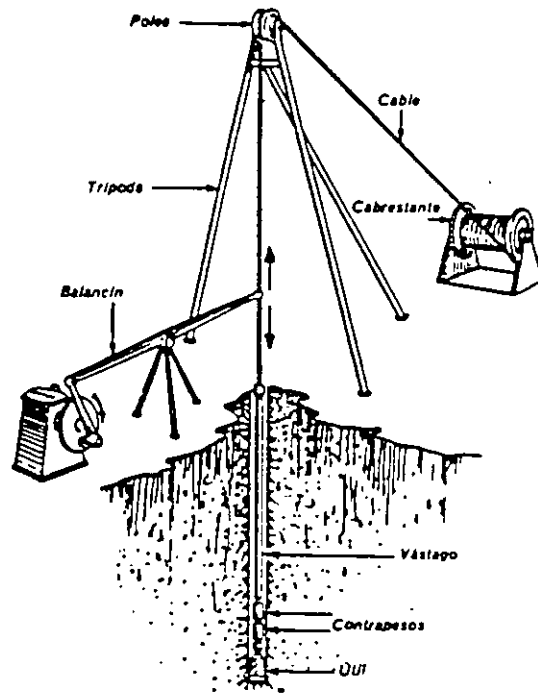


Fig. 4.25.— Perforación con balancín.

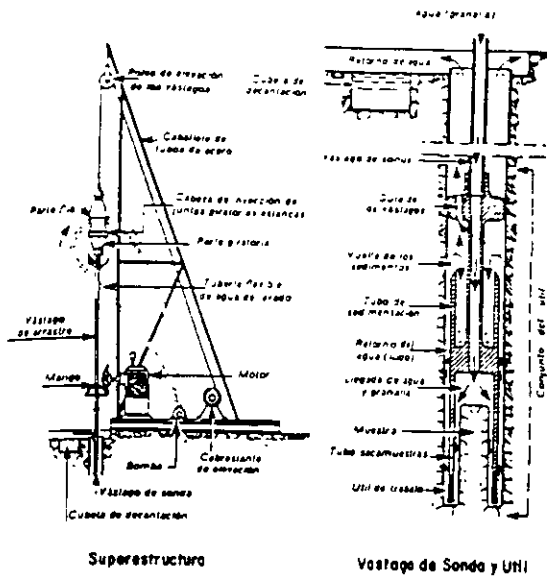


Fig. 4.26.— Esquema de una sonda rotativa.

Diamantes insertados en la corona de acero

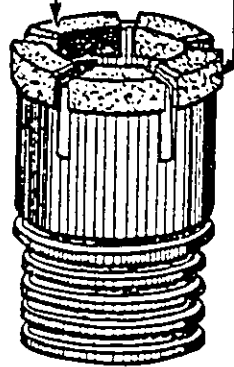


Fig. 4.28.— Tipo de corona de diamantes.

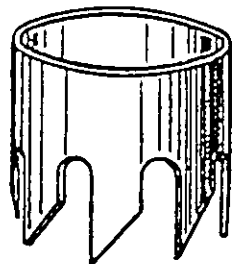


Fig. 4.29.— Util de corte de dientes.

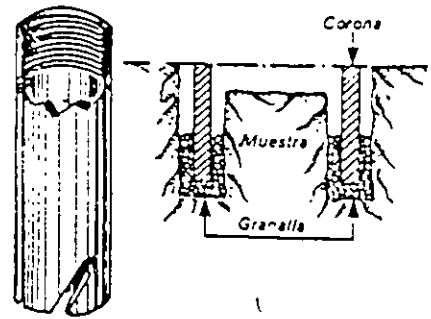


Fig. 4.27 — Corona de granalla.

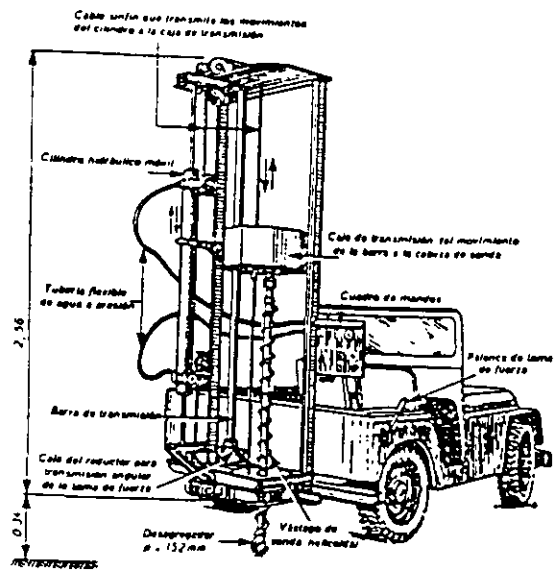


Fig. 4.30.— Sonda ligera móvil (modelo "Drilling B.27")

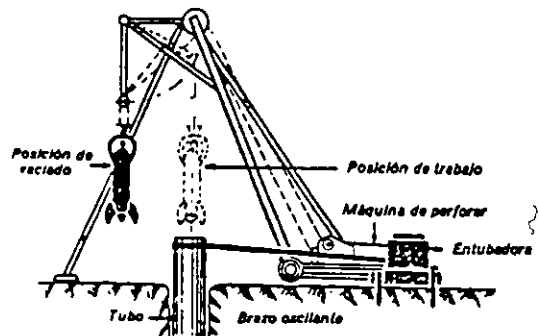
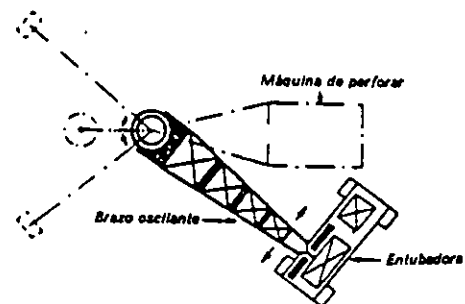


Fig. 4.31.— Máquina perforadora Benoto.



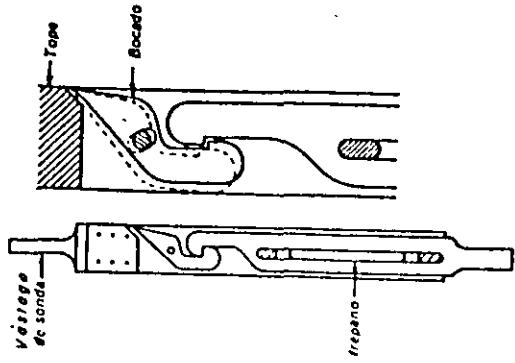


Fig. 4.32.— Trépano de caída libre dispositivo de trinquete.

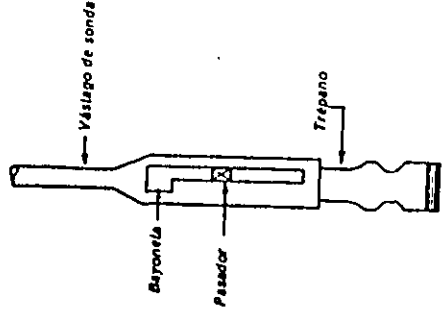


Fig. 4.33.— Trépano de caída libre dispositivo de bavo-neta

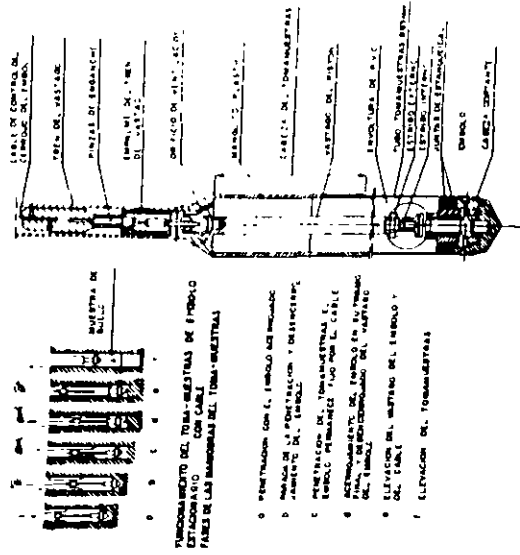


Fig. 4.34

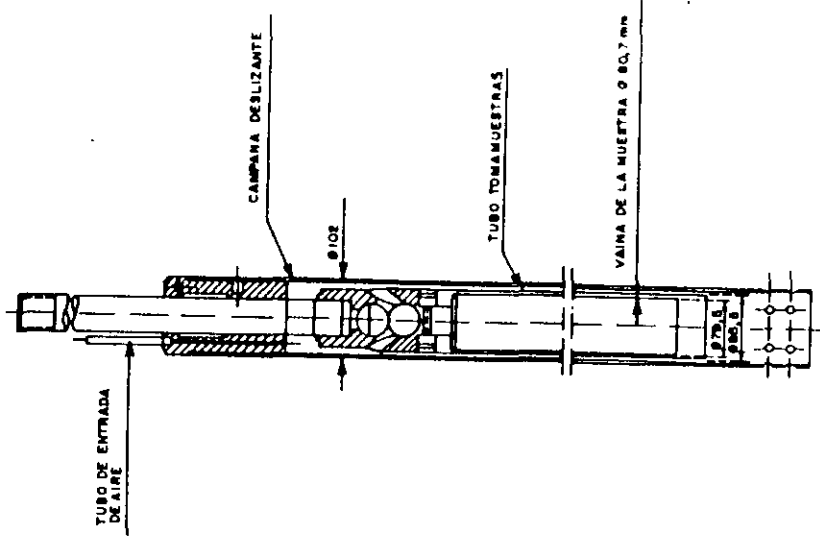


Fig. 4.35.— Tomamuestras de campana (tipo Bishop)

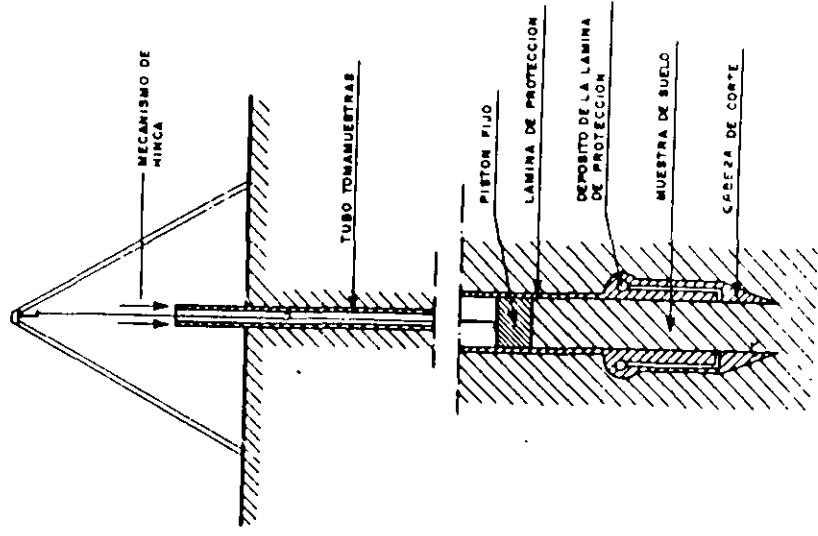


Fig. 4.36 — Sistema del tomamuestras Kjelmann

LEGENDA DE FIGURA
SECCION DEL TOMAMUESTRA DE CABLE
ESTACIONADO CONTROLADO POR CABLE

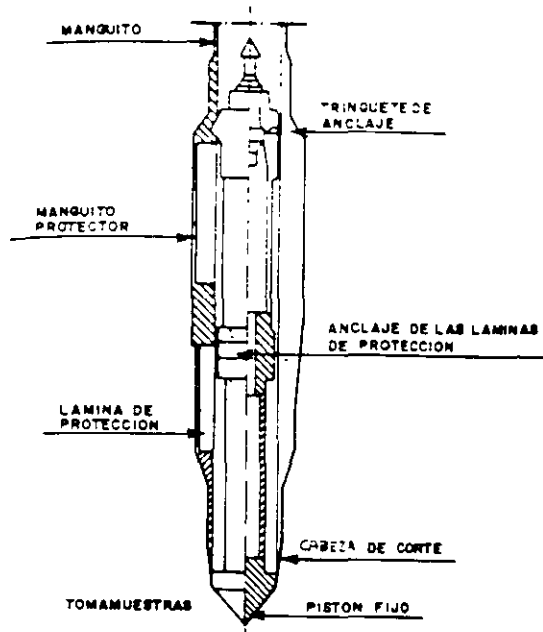


Fig. 4.37. — Tomamuestras Kjellmann montado.

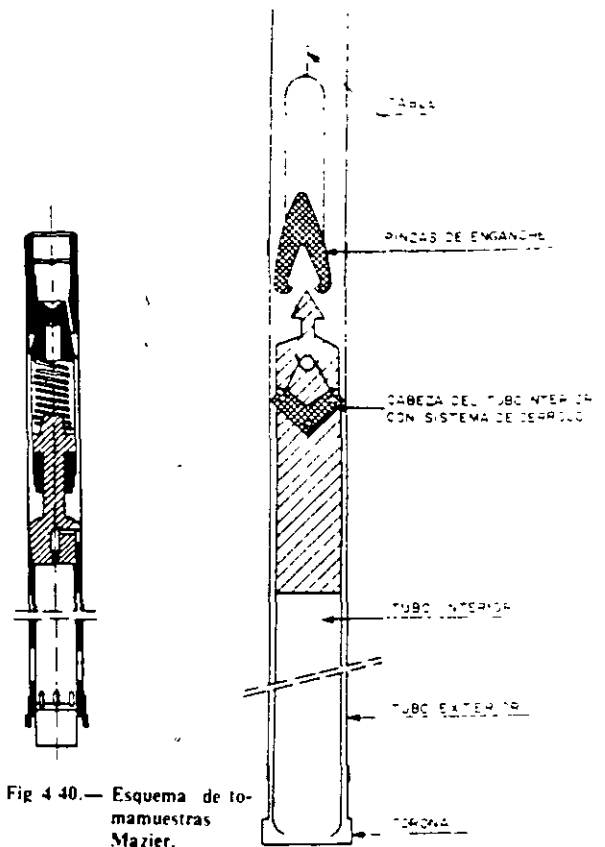


Fig. 4.40. — Esquema de tomamuestras Mazier.

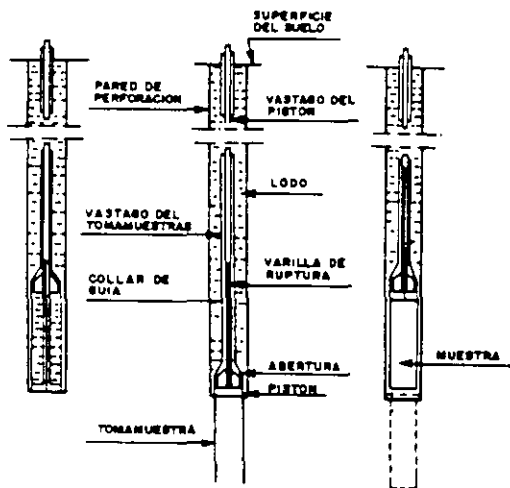


Fig. 4.38. — Esquema del tomamuestras de pistón Olsen.

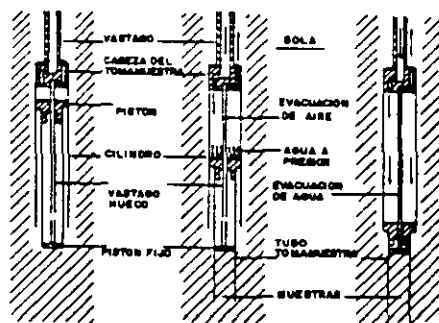


Fig. 4.39. — Esquema de funcionamiento del tomamuestras de pistón, tipo Osterberg.

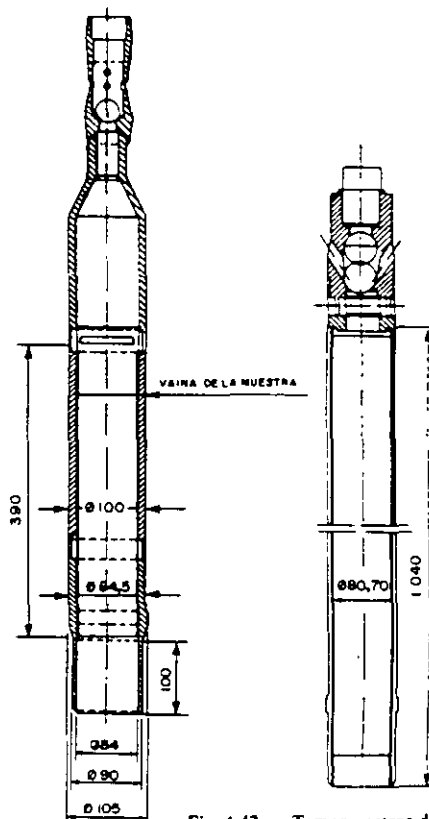


Fig. 4.42. — Tomamuestras de pared delgada

Fig. 4.41. — Tomamuestras de cable

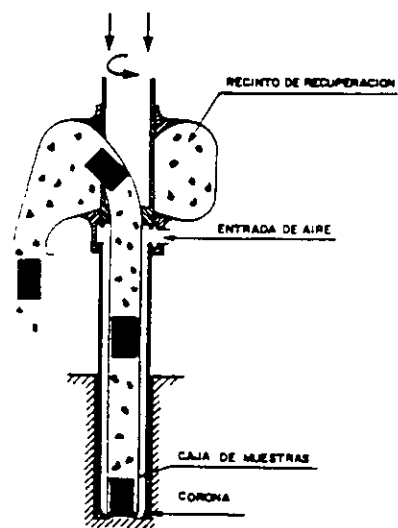


Fig. 4.43.— Principio del muestreo continuo.

**DESBROCE DEL TERRENO,
ESCARIFICADO Y COMPACTACION**

5.0	DESBROCE DEL TERRENO, ESCARIFICADO Y COMPACTACION		
<p>Consideraciones previas:</p> <p>Los ensayos y actuaciones que se incluyen a continuación son los que normalmente se utilizan en la preparación del terreno para la ejecución de terraplenes, sin embargo si se considerase necesario un nivel de control de calidad más elevado podrían aplicarse las especificaciones de una capa normal de terraplén consultando el Capítulo N° 7 "Terraplenes" o bien el Capítulo N° 8 si se tratase de fondos de terraplén muy blandos</p> <p>Se incluyen tablas de datos generales del terreno con objeto de facilitar el control de calidad al técnico a pie de obra y formar a lo largo del libro un conjunto de datos de utilidad práctica</p>			

5.1 DESBROCE DEL TERRENO ESCARIFICADO Y COMPACTACION				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Granulometría por tamizado y límites de Atterberg	PG3-330.3 I. Norma 6 I I C. Norma 6 2.1 C. Normas NLT-104/72 NLT-105/72 y NLT-106/72	Clasificación del terreno natural para compararlo con la clasificación de materiales de terraplenes.	1 cada 3.000-4.000 m ² en explanadas E3. 1 cada 4.000-5.000 m ² en explanadas E2 1 cada 6.000-6.000 m ² en explanadas E1 Mínimo 3 determinaciones por tramo continuo o zona diferenciada.	N
2 — Proctor normal	Id 1 y Norma NLT-107/72.	Id. 1 Para obtener la referencia patrón respecto a densidad y humedad final.	1 cada 2.000-2.500 m ² en explanadas E3 1 cada 2.500-3.000 m ² en explanadas E2. 1 cada 3.000-3.500 m ² en explanadas E1.	N
3.— Índice CBR	Id 1 y Norma NLT-111	Id 1. Determinar la capacidad portante	1 cada 10.000 m ² o por cada zona diferenciada	N
4 — Contenido en materia orgánica	Id 1 y Norma NLT-117/72	Id. 1. Eliminación de capas con excesiva materia orgánica	Id 1.	N
5 — Equivalente de arena	PG3 500 2 5 Norma NLT 113/72	Id. 1 Determinación semicualitativa de la cantidad de arcilla de un terreno arenoso y por lo tanto de su resistencia aproximada. Debe correlacionarse con 2	Id. 2.	C

5.2 DESBROCE DEL TERRENO ESCARIFICADO Y COMPACTACION				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Inspección visual del terreno	PG3-300 2 1. Eliminación de tocones y raíces > ø 10 cm. Profundidad > 50 cm bajo rasante de excavación. 0 > 15 con bajo superficie final del terreno	Evitar discontinuidades en la capacidad portante del terreno natural y prevenir la producción de huecos por la pudrición de las raíces gruesas con el consiguiente riesgo de asentamientos	Una vez al terminar la excavación del terreno natural en toda la superficie.	N

5.2 DESBROCE DEL TERRENO ESCARIFICADO Y COMPACTACION				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
2 — Comprobación de la profundidad escarificada	PG3-302 2 1 Profundidad < 25 cm	Levantar la capa superficial del asiento de la explanación para homogeneizar su superficie geométricamente y en cuanto a capacidad portante	Una vez por cada escarificado y compactación en toda la superficie	N
3 — Prueba con supercompactador	PG3 304 2 y 3 Presión de neumáticos < 10 Kgf/cm ² Velocidad > 4 km/h y < 8 km/h y Peso total > 50 T	Detectar la presencia de zonas inestables, muy húmedas, heterogéneas o con bolsas de tierra vegetal para eliminarlas o compactarlas	Id 1	C
4 — Prueba con camión de dos ejes	Carga total mayor de 20 T	Id 3. Actar las zonas donde se marcan o hunden los neumáticos, o donde se produce "colchoneo", o sea, deformación elástica con recuperación del orden de 2 cm o más. Eliminar o compactar estas zonas	Id. 2	C
5 — Densidad in situ	PG3 330.5 4 Densidad > 95% Proctor Normal Norma 6.1 I C Norma NLT-109/72.	Comprobar que la compactación es la adecuada y por lo tanto la capacidad portante del terreno natural es suficiente según el proyecto	5 cada 3 000-4 000 m ² en explanadas E3 5 cada 4 000-5 000 m ² en explanadas E2 5 cada 5 000-6.000 m ² Los mismos ensayos en tramos aislados de menor superficie o zonas diferenciadas	N
6 — Humedad in situ	% humedad menor que la óptica Proctor Normal + 2% Norma NLT-102 ó 103.	Estimación de la resistencia del terreno por comparación con la óptima humedad del ensayo Proctor Normal	Id 5 Ver RP-N° 12	C

5.3 DESBROCE DEL TERRENO, ESCARIFICADO Y COMPACTACION				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Prueba de capacidad portante por paso de camión de 2 ejes	Carga total mayor de 20 Tm	Comprobar la homogeneidad de capacidad portante del terreno, después de escarificado, compactado y sustituido en las zonas blandas. No debe de haber "colchoneo" (EC N° 4) ni marcas de neumáticos.	Una vez en toda la superficie.	N
2.— Capacidad de desagüe	No acumulación de agua en hoyos o bordes	La superficie de asiento de la explanada no debe presentar una geometría que permita la acumulación de agua, ésta debe poder eliminarse por las pendientes naturales de la superficie final del terreno.	Una vez en toda la superficie	N
3.— Placa de carga	Comparación entre resultados. Normas Suizas SNV-40732 y 70717 ME > 150 kg/cm ² (15 MPa) Módulo elástico Valor indicativo	Detección de zonas de capacidad portante muy bajas respecto a la media de las zonas normales con objeto de estabilizar o reforzar las capas posteriores del terraplén, especialmente en puntos concretos próximos a las obras de fábrica	1 en cada zona especial, dudosa detectada por otros ensayos 2 en zonas normales como dato patron	C

5.4 DESBROCE DEL TERRENO ESCARIFICADO Y COMPACTACION				FE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Hinca de barras a mano con maza y puntero.	Comparación entre resultados Ensayo cualitativo	Detección de cavidades, zonas de antiguas edificaciones, bolsas de arena, zonas de escombreras, lentijones de terreno echadizo, etc.	1 cada 100 m y 1 en cada zona visualmente diferente de la generalidad	M
2 — Riego de agua con camión cuba	Velocidad constante del camión.	Detección de zonas descompactadas, muy porosas, cavidades, hoyos sin desague, zonas arcillosas o arenosas y comprobación de la capacidad natural de desague.	1 vez en toda la superficie.	P

5.5 DESBROCE DEL TERRENO ESCARIFICADO Y COMPACTACION		RP	Importancia
1.—	El desbroce del terreno consistirá fundamentalmente en la excavación de la tierra vegetal, que deberá acopiarse aparte del resto de tierras y escombros, por si puede ser utilizada posteriormente en jardines, isletas o taludes.		G
2.—	La vegetación existente en la traza de la carretera debería ser conservada mediante trasplante a otros lugares, pero debido a que esta es una práctica inusual y generalmente incompatible con los plazos a precios de la obra, deberá al menos procurar hacer el menor daño posible a la vegetación y arbolado colindante con la excavación de la caja de la carretera.		P
3.—	La mejor protección para los árboles cercanos a la traza es la acumulación de tierra alrededor de su tronco en una altura de 2 m (o hasta las ramas más bajas) y en un diámetro igual o mayor al de su copa.		M
4.—	En ningún caso debe quemarse la vegetación o arbolado extraído de la traza, sino transportarse a vertedero o a zonas de reutilización.		M
5.—	Las raíces y tocones deben extraerse por un procedimiento que asegure el que no quedan trozos de diámetro mayor de 10 cm a menos de 15 cm del fondo de la excavación o menos de 50 cm de la anterior superficie del terreno para lo cual el mejor procedimiento es la utilización de rippers.		G
6.—	Las construcciones que se hallen en la traza y deban ser demolidas se destruirán de manera que se eliminen sus cimientos, o bien éstos queden embebidos en el terreno natural de manera que no formen una discontinuidad en la capacidad portante del terraplén o un "punto duro". Para ello es conveniente demoler lo suficiente para que las fábricas queden enterradas una profundidad bajo fondo de excavación, igual o mayor a su anchura y al menos 1.5 m bajo rasante de coronación de terraplén. En el caso de pavimentos antiguos de gran extensión debe calcularse la influencia de los mismos.		G
7.—	Las conducciones, canalizaciones, cables, tuberías, colectores y otras instalaciones de tipo lineal, que deban mantenerse en la traza, serán objeto de protección mediante muros y placas o bien si son autoportantes y resistentes a la acción de la maquinaria, tener en cuenta esto último para evitar daños a las instalaciones o a las máquinas durante el proceso de terraplenado. En cualquier caso se seguirá el mismo criterio que en el apartado anterior. En los casos en que las cotas de rasante de explanación o de fondo de excavación respecto a la conducción no permitieran esta práctica, se utilizarán cuñas de transición de hormigón pobre, o gravacemento o cualquier otro método análogo que permita asegurar mediante cálculo o experiencia anterior que no se producen "puntos duros" ni riesgo para las instalaciones subterráneas.		G
8 —	Todas las conducciones o instalaciones subterráneas detectadas durante este proceso de desbroce deberán estar permanentemente señalizadas con referencias externas a la traza, durante la construcción de la carretera.		M



5.5 DESBROCE DEL TERRENO ESCARIFICADO Y COMPACTACION	RP	Importancia
9.— Resulta una práctica aceptable en zonas urbanas o semiurbanas, dejar en el fondo de la excavación y perpendicularmente el eje uno o dos tubos de 15 cm de fibrocemento alojados en una zanja de 30 cm de profundidad bajo el fondo de excavación, cada 150-250 m aunque no vengan en el proyecto para facilidad de construcción o para futuros pasos de cables.		M
10.— La zonificación del fondo de la excavación debe hacerse atendiendo a los cambios de coloración, aspecto arenoso o arcilloso, humedad superficial y sobre todo a la indicación proporcionada por el ensayo EC-Nº 4, prueba con camión de dos ejes		M
11.— Es particularmente importante la eliminación del agua del fondo de la excavación. El agua de lluvia con unas pendientes adecuadas y evitando hoyos o puntos bajos sin salida. El agua freática mediante drenes o captación de manantiales. Generalmente los drenes están previstos en el proyecto, pero los manantiales deben ser objeto de un estudio especial caso por caso.		G
12.— Los ensayos de densidad y humedad in situ expresados en EC-Nº 5 y EC-Nº 6, pueden ser más frecuentes o numerosos si se utilizan aparatos de neutrones para estas determinaciones, pudiendo llegarse al doble de ensayos, que los expresados que están referidos al método de la arena, picnómetro de aire o métodos que requieran extracción y pesada.		G
13.— La prueba con supercompactador descrita en EC-Nº 3 suele sustituirse con ventaja por la del camión de dos ejes o rodillos vibratorios autopropulsados debido a lo poco usual del empleo de los supercompactadores.		P
14.— En la mayoría de los casos no suele ser necesario el escarificado del terreno y la compactación, sino sólo esta última, salvo casos especiales de materiales de terraplén muy diferentes de la excavación, asociados a pendientes fuertes y aquellos que indique expresamente el Director.		P
15.— Se incluyen a continuación datos generales de diversos tipos de terrenos, relacionados con las operaciones de excavación y transporte		M

TABLA 5-1

Pesos específicos de los materiales más corrientes en las obras de movimiento de tierras

Naturaleza del material	Peso en toneladas por m ³		Naturaleza del material	Peso en toneladas por m ³	
	media	límite		media	límite
Acetite de engrase o carburante	0.90		Granito (todo uno)	1.60	
Agua de mar	1.02		Grava mojada	2.00	
Alquitran	1.05	1.00-1.15	Grava seca	1.80	1.60-2.00
Arcilla en trozos	1.01		Gravilla y arena	1.65	
Arcilla mojada (o compacta)	1.90		Gres	2.54	
Arcilla recién excavada		1.67-1.85	Gres asfáltico	1.60	1.96-2.78
Arcilla seca		1.50-1.60	Gres partido	1.34	
Arena húmeda (arena de río)	1.80	1.70-1.90	<i>Grignard</i> (gres duro)	2.80	
Arena mojada	2.00	1.95-2.05	Grijo	1.61	
Arena seca (arena de cantera)	1.50	1.40-1.65	Hielo	0.95	
Barro	1.65	1.65-1.75	Hormigon corriente	2.15	
Barro seco compacto		1.28-1.72	Hormigón para verter	2.37	
Basalto	2.90	2.70-3.00	Ladrillos cerámicos corrientes de arcilla	1.40	1.37-1.60
Basalto partido	1.65		Madera de pino verde	0.55	
Betun	1.25	1.25-1.40	Madera seca de encina	0.80	
Cal	0.48	0.40-0.56	Marga	2.40	2.30-2.50
Caliza	2.40	2.30-3.00	Mármol	2.77	2.52-3.03
Caliza asfáltica	2.20		Mortero de cemento	1.85	
Caliza partida (balasto)	1.39		Mortero de cemento fraguado	1.64	
Caliza partida fina (gravilla)	1.45		Mineral de cinc partido	2.40	
Caliza sacada de cantera	2.00		Mineral de hierro del 40%	3.20	
Cantos rodados limpios	1.47		Mineral de hierro del 50%	4.01	
Carbón <i>in situ</i>	1.32		Mineral de hierro del 60%	4.82	
Carbón (menudo)	0.84		Nieve	0.53	
Carbon (todo uno)	0.884		Petroleo	0.67	
Carbón vegetal	0.41		Piedra de cal	2.60	
Cascote de roca	1.80		Pórfido	2.60	
Cemento en polvo comprimido	1.85	1.40-1.92	Pórfido partido fino	1.45	
Cemento en polvo suelto	1.20	0.90-1.35	Sal en piedra	2.00	
Cemento "Portland"	1.51		Sal en polvo		0.80-1.12
Cenizas		0.56-0.62	Sílex	2.60	
Cok (menudo)	0.48		Tierra comun	2.10	2-2.20
Creta	2.25		Tierra común suelta fresca		
Creta en terrones	1.20		Tierra común suelta seca		
Cuarzo	2.65	2.45-3.75	Tierra de relleno mojada	1.65	
Encina	0.95		Tierra arcillosa mojada	2.00	
Escombros (de muros)	1.60		Tierra arcillosa seca	1.60	
Escoria de alto horno	1.50		<i>Trapp</i>		
Escoria ordinaria	1.55		<i>Trapp</i> basáltico partido	2.80	2.90-3.00
Escorias	0.87		Turba húmeda		0.55-0.65
Granito	2.75		Turba seca		0.245-0.30
Granito partido (balasto)	1.43				
Granito partido fino (gravilla)	1.45				

TABLA 5-2

Porcentaje de expansión y factores volumétricos de diversas materias*

	% de Expansión	Factor Volumétrico	$(\frac{V_{original}}{V_{final}} \cdot 100)$
Ceniza	45	69	
Arcilla seca	40	72	
Arcilla mojada	40	72	
Arcilla y grava secas	40	72	
Arcilla y grava mojadas	40	72	
Antracita	35	74	
Carbón bituminoso	35	74	
Tierra marga seca	25	80	
Tierra marga mojadas	25	80	
Grava seca	12	89	
Grava mojada	12	89	
Yeso	74	57	
Conglomerado	50	67	
Piedra caliza	67	60	
Roca bien dinamitada	65	60	
Arena seca	12	89	
Arena mojada	12	89	
Arenisca	54	65	
Esquisto arcilloso y roca blanda	65	60	
Escorias en banco	23	81	
Pizarra	65	60	
Roca Trapeana	65	61	

* Varía según el contenido de humedad, el tamaño del grano, el grado de compactación, etc. Se deben hacer comprobaciones cuidadosas para determinar las características exactas de la materias en cuestión.

TABLA 5-3

Naturaleza de los terrenos	Coeficiente de esponjamiento		Coeficiente de asentamiento de los materiales T
	Inicial F	Persistente F'	
Tierra vegetal, arena	10-15%	1-1.5%	8-12%
Grava	15-20%	1.5-2%	12-15%
Tierra grasa mezclada con arena	20-25%	2-4%	15-17%
Tierra arcillosa	25-30%	4-6%	17-19%
Arcilla	30-35%	6-7%	19-21%
Marga	35-40%	7-8%	21-23%
Arcilla y marga muy compactas	40-65%	8-15%	23-30%
Conglomerados	30-40%	8-15%	17-18%
Roca compacta extraída con explosivos (todo uno)	40-65%	25-40%	10-15%

TABLA 5-4

Coefficiente de esponjamiento y de retracción de distintos materiales

Material	Coeficiente de	
	esponjamiento (E)	retracción ($\frac{l}{E}$)
Arena y grava limpia, seca	1.07 a 1.15	0.93 a 0.87
Tierra y grava limpia, mojada	1.09 a 1.18	0.92 a 0.85
Capa vegetal	1.11 a 1.20	0.90 a 0.84
Tierra común	1.20	0.84
Marga arenosa	1.18	0.85
Marga arcillosa	1.25	0.80
Tierra margosa	1.20	0.84
Lodo, tierra común	1.24 a 1.35	0.81 a 0.74
Arcilla con arena o grava	1.30 a 1.45	0.77 a 0.69
Arcilla blanda, friable, densa	1.35 a 1.55	0.74 a 0.65
Arcilla dura tenaz	1.42 a 1.50	0.70 a 0.67
Arcilla dura, mezclada con piedras y raíces	1.62	0.62
Roca friable blanda	1.50 a 1.73	0.67 a 0.58
Roca dura, muy partida*	1.56	0.64
Roca dura, mal partida, en grandes trozos*	1.98	0.50

* A continuación damos los valores del coeficiente de esponjamiento de la piedra extraída de cantera según los huecos que presenta

Huecos	30%	35%	40%	45%	50%	55%
Coefficiente de esponjamiento:	1.43	1.54	1.67	1.82	2.00	2.22

TABLA 5-5

Valores del "coeficiente de carga"
Ff y del "coeficiente de aumento"
Fc para diferentes materiales

V_o = Volumen de préstamo del material
 V_f = Volumen del material pre-compactado
 V_c = Volumen compactado

Naturaleza del material	$Ff = \frac{V_f}{V_o}$	$Fc = \frac{V_c}{V_o}$
Suelos blandos		
Arcillas, limos, arenas arcillosas, arenas con % de agua cercano al óptimo	1.25	0.9
Arenas y gravas arenosas	1.1	1
Suelos blandos consolidados		
Arcillas y margas en terrones	1.35	1.1
Suelos rocosos excavados con ripper	1.30	1.15
Materiales rocosos de cantera (extraídos con explosivo)	1.40	1.20

TABLA 5-6
Resistencia específica a la rodadura o
coeficiente de tracción. Valores usuales

Naturaleza del camino de rodadura	Ruedas con llantas de acero (Soportes de cojinetes)	Ruedas de neumáticos de alta presión (Soportes de rodamientos)	Orugas	Ruedas de neumáticos gigantes de baja presión* (Soportes de rodamientos)
	kg/t	kg/t	kg/t	kg/t
Horm. y liso	20	17.5	28	23
Macadam bien conservado	35	33.5	32.5	27.5
Carretera seca de tierra polvorienta	60	55	40	35
Tierra no trabajada	95.5	75	55	40
Tierra trabajada seca	112	95.5	64.5	45
Carretera de tierra con desigualdades del terreno o con una superficie llena de barro	124	106	80	90
Arena y grava suelta	150	137	90	120
Carretera con mucho barro suelo pedregoso con agujeros y desigualdades	200	174	112	160

* Las cifras indicadas por los distintos fabricantes para la resistencia a la rodadura de los neumáticos gigantes a baja presión varían mucho y se dan con reserva. (Estas grandes dispersiones provienen en parte de las diferencias de dibujos en las cubiertas de distinta marca.)

TABLA 5-7
Resistencia aproximada a la rodadura de los vehículos sobre neumáticos en carreteras, pistas y suelos, según tres informaciones distintas

Tipo de superficie del firme	kg por tonelada	Porcentaje aproximado del peso bruto del vehículo
1. Indicaciones de la Casa Euclid		
Liso, duro, polvo seco y grava, bien conservado, sin cuerpos extraños esparcidos	18	2%
Polvo seco y grava. No bien afirmado, algunos cuerpos extraños esparcidos	27	3%
Tierra blanda no trabajada o tierra seca mal conservada llena de rodadas	36	4%
Superficie enlodazada, húmeda, sobre cemento sólido	36	4%
Tierra trabajada o relleno de tierra mal apisonado	2	8%
Arena o grava suelta	90	10%
Rodadas muy marcadas o enlodazado, cemento blando, esponjoso	144	15%
2. Indicaciones de Kenneth F. Park en una conferencia celebrada en Harvard el 11 de agosto de 1942		
Duro, liso, estabilizado, con firme endurecido, sin penetración de la carga, Regado, conservado	18	2%
Firme, liso, superficie ondulada con polvo o endurecido superficial ligero, flectando ligeramente bajo la carga o la ondulación. Conservado con bastante regularidad, regalo	29	3%
Polvoriento, marcado con rodadas, flectando bajo la carga, poca o ninguna conservación. Sin regar	45	4.5%
Polvoriento, muy marcado con rodadas, blando para el tráfico, no conservado, no estabilizado	67	7%
Blando, enlodazado, marcado con rodadas o en arena, sin conservación alguna	113 a 181	12 a 20%
3. Valores admitidos usualmente como primera aproximación		
Firme liso de cemento	15	1.5%
Ladrillo	20	2%
Macadam	25	2.5%
Tierra apisonada	37	4%
Arenas	50	5%
Arcilla	75	7.5%

TABLA 5-8
Resistencia del aire por m² de sección del vehículo, normalmente a la dirección de marcha

Velocidad	km/h	10	20	30	40	50	60
	m/seg	2,78	5,56	8,34	11,1	13,9	16,7
Resistencia K	kg/m ²	0,54	2,16	4,86	8,62	13,5	19,4

TABLA 5-9
Resistencia adicional en rampa

Rampa expresada			1.000 sen α = Resist. Π _p por tonelada de peso bruto	Rampa expresada			1.000 sen α = Resist. Π _p por tonelada de peso bruto
por l x	en %	por el ángulo de incl. en °		por l x	en %	por el ángulo de incl. en °	
			kg/t				kg/t
1 1 000	0,1	0° 3'	1	1 30	3,3	1° 54'	33
1 500	0,2	0° 6'	2	1 25	4	2° 17'	40
1 400	0,25	0° 9'	2,5	1 20	5	2° 51'	50
1 333	0,3	0° 11'	3	1 16,6	6	3° 26'	60
1 250	0,4	0° 14'	4	1 14,3	7	4° 0'	70
1 200	0,5	0° 17'	5	1 12,5	8	4° 34'	80
1 167	0,6	0° 20'	6	1 10	10	5° 41'	100
1 143	0,7	0° 24'	7	1 8	12,5	7° 7'	124
1 125	0,8	0° 27'	8	1 6,7	15	8° 31'	145
1 111	0,9	0° 31'	9	1 6	16,7	9° 34'	166
1 100	1,0	0° 34'	10	1 5,5	18	10° 12'	177
1 80	1,25	0° 43'	12,5	1 5	20	11° 19'	196
1 67	1,50	0° 50'	15	1 4	25	14° 2'	243
1 60	1,67	0° 57'	16,7	1 3,3	30	16° 42'	287
1 50	2,0	1° 10'	20	1 3	33,3	18° 26'	316
1 40	2,5	1° 28'	25	1 2,5	40	21° 48'	371
1 33	3,0	1° 47'	30	1 2'	50	26° 34'	447
				1 1,73	58	30°	560

TABLA 5-10
Resistencia al rodamiento
Valor generalmente adoptado para el coeficiente de tracción K

Naturaleza de la pista	Cadenas %	Neumáticos de alta presión %	Neumáticos de baja presión %
Hormigón liso	3	1,7	2,3
Tierra seca compactada	4	5	3,5
Suporte ligeramente flexionado	6,5	10	5
Pista muy conservada (superficie con barro)	8	12	10
Arenas y gravas no cohesivas	9	18	16
Pistas empujadas con agujeros (hundimientos de 10 cm)	11	25	18
Arcillas pegajosas (hundimientos de 25 cm)	15	40	30

Ejemplo. Una mototrailla de 34 t de peso en vacío transporta 18 m³ de tierra de densidad aparente 1,65

¿Cuál será la velocidad máxima, sobre pista de hormigón liso y sobre pista con barro, con la que las ruedas dejarán marcas de 10 cm.?

$$PR_1 = (34 + 18 \times 1,65) \times 2,3\% = 1.470 \text{ kgr.}$$

$$PR_2 = (34 + 18 \times 1,65) \times 18\% = 11.520 \text{ kgr.}$$

Los ábacos del constructor permiten calcular directamente la velocidad de la máquina en función del esfuerzo en llanta, como sigue

- Pista seca y dura V1 = 48 km/h.
- Pista con barro V2 = 7 km/h

En el 2º caso, el rendimiento horario de las máquinas se dividirá por 7

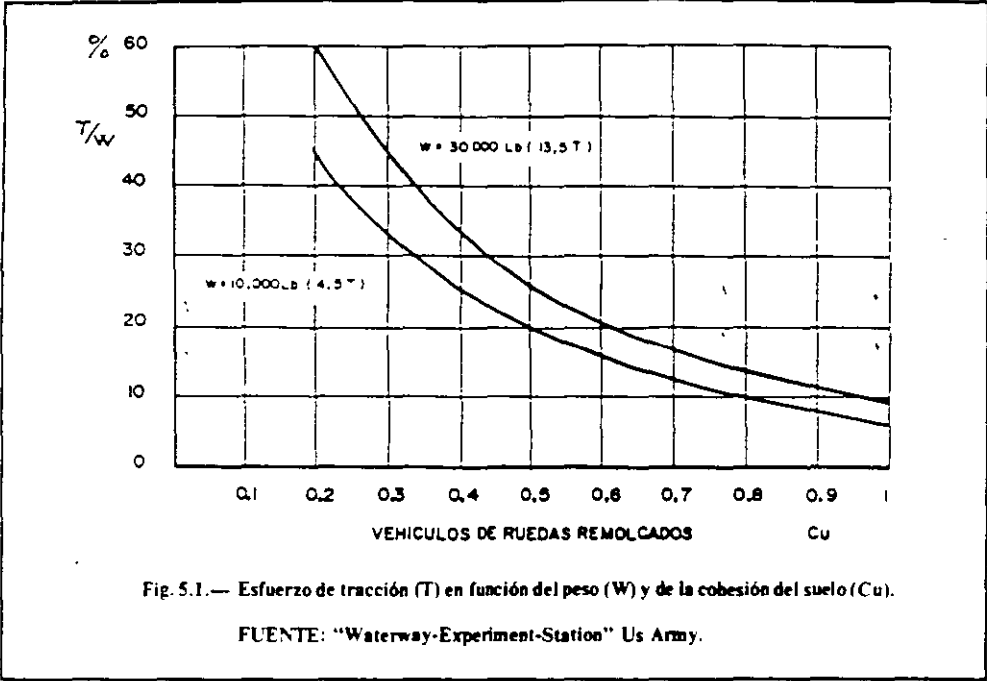


Fig. 5.1.— Esfuerzo de tracción (T) en función del peso (W) y de la cohesión del suelo (C_u).
FUENTE: "Waterway-Experiment-Station" Us Army.

**ZONAS DE PRESTAMOS
PARA TERRAPLENES**

60 ZONAS DE PRESTAMOS PARA TERRAPLENES

Consideraciones previas:

En este capítulo se desarrollan los ensayos y operaciones de prospección y análisis de una zona de préstamos determinada previamente por la prospección general descrita en el Capítulo N° 4 "Reconocimiento de la traza y estudio previo" por lo que la frecuencia de ensayos se refiere al volumen o a la superficie de la zona de préstamo y no a la superficie o volumen de los terraplenes colocados. Se incluyen tablas de características geotécnicas del terreno y clasificaciones de suelos para ayudar al control de calidad de cada caso concreto

6.1 ZONAS DE PRESTAMOS PARA TERRAPLENES				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Sondeos mecánicos por percusión, rotación o mixtos con diversos tipos de cuchara tomamuestras.	Profundidad normal del orden de 3 m a 8 m. Diámetro 7-10 cm aproximado.	Establecimiento de una estratigrafía aproximada, nivel freático y toma de muestras alteradas para ensayos de laboratorio.	1 sondeo cada 5.000 m ² .	N
2.— Sondeos manuales por percusión o rotación cuchara tomamuestras o útil helicoidal	Profundidad normal del orden de 3 m a 4 m. Diámetro 5-8 cm. Útil helicoidal de 10 a 20 cm ø.	Id 1. En zonas complementarias de acceso difícil a las máquinas. Más adecuado para tanteos y búsquedas previas de zonas de préstamos donde después se harán sondeos mecánicos.	1 sondeo cada 5 000 m ² si no hay sondeos mecánicos. 1 sondeo cada 2.000 m ² en zonas complementarias.	C
3 — Calicatas	Profundidad de 2 a 4 m. Anchura 1 m aproximadamente.	Inspección visual del terreno detectado por los sondeos. Determinación aproximada de la resistencia a la excavación por máquinas.	1 cada 10 000 m ² a 15 000 m ² según la homogeneidad del terreno.	C
4.— Hincas de barras con tripode	Comparación entre resultados.	Detección hasta 2-3 m de profundidad de lentejones de arcilla, terreno echadizo o encharcado.	1 cada 5.000 m ² o en zonas dudosas si no hay sondeos.	C
5.— Granulometría por tamizado y Límites de Atterberg	PG3 -330.3 I. Normas NLT-104-105-106/72	Clasificación del posible terreno para formación de terraplenes con objeto de calificarlo como seleccionado, adecuado, tolerable o inadecuado según el PG 3	1 por cada 2-3 m de profundidad de sondeo o cada 10.000 m ³ afectados.	N
6 — Proctor Normal	Id. 5 y Norma NLT-107/72.	Id 5. Para obtener la referencia patrón de la densidad y humedad de los terraplenes a emplear en la explanada.	1 cada 2 m de profundidad de sondeo, o cada 5 000 m ³ afectados	N
7 — Índice CBR.	Id 5 y Norma NLT-111.	Id 5 Determinar la capacidad portante de las distintas capas de la explanada	1 por sondeo o cada 15.000 m ³ afectados.	N
8 — Contenido en materia orgánica	Id 5 y Norma NLT-117/72.	Id. 5. Desechar zonas con raíces tierra vegetal o intercalaciones de tierras orgánicas.	1 por sondeo o cada 15.000 m ³ afectados.	N
9 — Equivalente de arena.	PG 3.500 2 5 Norma NLT-113/72	Id. 5. Determinación semicualitativa de la cantidad de arcilla de un terreno arenoso y por lo tanto de su resistencia aproximada. Debe correlacionarse con el Proctor Normal	1 ensayo con 2 determinaciones por cada dos sondeos similares o cada 20.000 m ³ .	C

6.1 ZONAS DE PRESTAMOS PARA TERRAPLENES				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
10 — Peso específico real	Normas NLT-153-155-155-156-157	Determinación de la naturaleza de los minerales constituyentes, de una forma aproximada y cualitativa. Necesario para otros ensayos de laboratorio.	1 cada dos ensayos de granulometría	N
11 — Humedad in situ o humedad natural	Normas NLT-102-103/72	Estimación de la resistencia del terreno en comparación con la humedad Proctor, y de la porosidad del mismo	1 por sondeo y estrato de 2-3 m	C
12 — Densidad in situ	Normas NLT-109-110/72	Estimación de la homogeneidad del terreno en sus diversiones estratos por comparación con la densidad Proctor Normal. Índice de la excavabilidad de las zonas.	1 por calicata	C
13.— Presencia de sulfatos en el terreno	Normas NLT-119/72 120-72	Determinación cualitativa de la agresividad por sulfatos a las cimentaciones y obras de fábrica	1 por sondeo	C
14.— Sustancias solubles en el terreno	Normas UNE 7-369-75 7-370-75	Estimación de la alterabilidad y estabilidad en el tiempo de los terraplenes en presencia de agua	1 por calicata	N

6.2 ZONAS DE PRESTAMOS PARA TERRAPLENES				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Desbroce del terreno que forma la capa superficial de la zona de préstamos		Descabezamiento de la capa superficial o "montera" de tierra con materia orgánica o tierra vegetal, escombros, terreno echadizo, basuras o cualquier otro elemento que no tenga las características de terraplén	En toda la superficie	N
3 — Zanjas de inspección y valoración	Anchura 3 m Profundidad. La más próxima a la altura total a excavar	Comprobar los diferentes estratos del terreno respecto a los indicados por sondeos y calicatas y sobre todo, estimar la excavabilidad por las mismas máquinas que se usarán después y seleccionar estas.	1 por cada 200 000 m ² de futura explotación	C
3 — Terraplen de ensayo en zona de préstamos	Anchura > 7 m Longitud > 50 m Espesor variable de 1 m a 3 m Ensayos descritos en EC del capítulo 7	Comprobar la compactabilidad de los materiales a utilizar en terraplenes variando espesor de tongada, humedad, compactador a emplear, número de pasadas, densidad en función de la profundidad y otras variables que indiquen el rendimiento en m ³ /hora	Una vez para suministros de material superiores a 200 000 m ³ o para terraplenes muy comprometidos	C

6.3 ZONAS DE PRESTAMOS PARA TERRAPLENES				EE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Ensayo del "Azul de Metileno"	Norma AFNOR P-18592 Norma NLT-171	Caracterizar la naturaleza de la fracción fina contenida en un suelo para clarificarlo adecuadamente. Se basa en que el "Valor de azul" que se absorbe en la superficie de las partículas arcillosas del suelo es proporcional a la superficie específica de éste. Por lo tanto a mayor arcillosidad, mayor "Valor de azul"	1 cada 15 000 m ³ o cada 10 000 m ³ si hay variabilidad	C
2 — CBR sin inmersión en agua	Normas NLT-111 y 112	Determinar la capacidad portante en seco y la sensibilidad del suelo, respecto al agua, por comparación de los datos de este ensayo frente al CBR normal. Indica la aptitud del suelo a la circulación de vehículos.	1 cada 20 000 m ³	C
3 — Analisis mineralógico visual	Uso de microscopio de 20 a 100 aumentos.	Recuento de componentes numéricos principales. Ensayo semicuantitativo para estimar la arcillosidad de un terreno	1 por cada estrato diferenciado por los ensayos previos EP (3 determinaciones por ensayo)	C

6.5 ZONAS DE PRESTAMOS PARA TERRAPLENES	
1 — En lo relacionado con la vegetación y arbolado son de aplicación las recomendaciones prácticas del capítulo 5 RP N° 1, 2, 3 y 4. En cuanto a la extracción de raíces y tocones de árboles que no hayan podido trasplantarse, no es necesaria, ya que el mismo proceso de excavación los descubrirá y es preferible llevar al vertedero el conjunto de sistema de raíces de un árbol que trocear el mismo y correr el riesgo de que vaya al terraplén de la carretera alguna raíz.	M
2 — La extracción de productos para terraplén, de una zona de préstamos debe realizarse de manera que el fondo de la excavación tenga pendiente ascendente hacia el frente, para una evacuación correcta del agua de lluvia.	G
3 — El borde superior que limita la zona de préstamos debe estar protegido con vallas para evitar la caída de personas, animales o vehículos al fondo de la excavación.	G
4 — Debe evitarse la entrada de agua de escorrentía del terreno circundante en la zona de excavación para lo cual hay que construir una cuneta de guarda en el borde superior que adecuadamente construida puede servir de barrera para personas o vehículos	M
5 — En zonas de préstamos cuyo nivel freático sea oscilante, conviene abrir varios frentes a diferentes alturas para usar los más altos en épocas húmedas y los más bajos en época seca, con lo que se facilitarán en gran medida las operaciones de extracción y sobre todo las de extendido y compactación en el tajo.	M
6 — El acceso a los diversos tajos del arenero por parte de los camiones, dumpers o tractovagones ha de estar regulado a la entrada de una manera sencilla de manera que cada elemento de transporte se dirija al punto de carga donde haya menos espera y más rapidez en el llenado.	P
7 — La circulación de elementos de transporte dentro de las excavaciones de préstamos ha de estar rigidamente regulada, sin posibilidades de maniobras no previstas para evitar accidentes. Esquemas y calles señalizadas para entrada, posicionamiento para carga y salida.	G
8 — Resulta interesante para la mayor economía de la explotación de la excavación de diversas zonas de préstamos establecer un diagrama de masas-transporte a tajo, teniendo en cuenta cotas de extracción, rampas, pendientes, distancias, capacidad de elementos de transporte, cotas de vertido, tiempos de espera, influencia de meteorología, etc.	P
9 — Se incluyen a continuación diversos tipos de clasificación de suelos y características físicas y geotécnicas, para tener datos previos y parámetros de comparación respecto a los casos reales	M

TABLA 6-1
Clasificación de suelos de la PRA (Public Road Administration)

Clasificación	Composición de material	Permeabilidad	Capilaridad	Elasticidad	Cambio de volumen	Para coronación de terraplenes	Para base	Para subbase	Para terraplenes < 15m	Para terraplenes > 15m	Comport del terreno después de compactado	Fallos que presenta el terreno	Procedimientos para mejorar el terreno
A 1	Mezcla de grava, arena, limo y arcilla en cantidad bien proporción	Baja	Baja	Casi nula	Muy pequeños	Excelente	Buena a excelente	Buena a excelente	Buena a excelente	Excelente	Excelente. Estable en tiempo seco y húmedo	Ninguno	
A 2	Mezcla mal proporción de grava, arena, limo y arcilla. Tiene limo o arcilla en exceso	Baja a mediana	Baja a mediana a veces perjudicial	Casi nula	A veces perjudicial cuando son plásticos	Regular a bueno	Regular a excelente	Regular a excelente	Regular a bueno	Buena	Buena a excelente. Estable en tiempo seco. A veces polvoriento. Se reblandece en tiempo húmedo	Se reblandece cuando llueve. En tiempo seco se vuelve suelto y polvoriento	Añadase arena o piedra triturada en proporciones convenientes si el terreno presenta cambios de volumen, capilaridad o elasticidad perjudiciales. Mejórese el drenaje del suelo mediante la adición de material grueso
A 3	Arena o mezcla de grava y arena con poco o nada de material limo	Mediana a elevada	Baja	Casi nula	Muy pequeña	Malo a regular	Regular a excelente	Regular a excelente	Regular a bueno	Buena	Buena a excelente. Es más estable en condiciones húmedas	Es inestable cuando se halla seco. Tiende a deshacerse cuando no está muy confinado. No tiene suficiente cohesión	Añadase arcilla si se desea aumentar su poder ligante procurese que el material se encuentre muy confinado, a fin de que no deslice bajo la acción de las cargas aplicadas
A 4	Material limoso sin grava ni arena gruesa. Contiene algo de arena fina y mediana. Su contenido de arcilla es elevado	Baja a mediana	Muy elevada. Perjudicial	Baja	Regulares a grandes. Perjudicial en época de heladas	Malo a pésimo	Malo a regular	Malo a regular	Malo a bueno	Malo a bueno	Regular en tiempo seco. Inestable en tiempo húmedo	Absorbe agua rápidamente perdiendo estabilidad. Susceptible de erosión y lavados en época de lluvia. En heladas los pavimentos se abren, debido a los hinchamientos de terreno	Como el terreno presenta una capilaridad perjudicial, colocar drenes longitudinales y transferir para drenar las aguas subterráneas a una profundidad tal que afecte a la subbase. Si se quiere aumentar su rozamiento interno o cohesión, añadirse material granular o cemento
A 5	Material limoso semejante al A 4 pero con cierta cantidad de mica o diatomeas que le da elasticidad	Baja	Regular a elevada. A veces perjudicial	Elevada. Perjudicial	Regulares a grandes. A veces perjudicial cuando llueve	Pésimo	Malo	Malo	Pésimo	Malo a pésimo	Malo a pésimo	Semejante al A 4. Presenta, además, una elasticidad perjudicial que impide una buena compactación	Procedimientos análogos a los del terreno formado por material A 4. Si hay posibilidad de hacerlo desde el punto de vista económico, debe retirarse este material
A 6	Terreno arcilloso sin material grueso. Poca arena fina. Rico en materia coloidal	Prácticamente impermeable	Regular a elevada	Baja	Grandes. Pueden ser perjudiciales en época de lluvia	Malo a pésimo	Regular a pésimo	Pésimo a regular	Malo a pésimo	Regular a malo	Regular a bueno en tiempo seco. Malo en tiempo lluvioso	En época de lluvia es resbaladizo y los pavos fallan por falta de base firme. Cuando se humedece o seca, sufre hinchamientos y contracciones perjudiciales	Se recomienda la adición de material granular y, además un buen sistema de drenajes. Si el material tiene mucho contenido de humedad cológenese capas anticontaminantes y filtros, a fin de evitar que la arcilla suba y se meta entre los intersticios. Estabilizar con cemento y cal
A 7	Terreno arcilloso semejante al A 6, pero no tan rico en materia coloidal. Presenta propiedades elásticas	Baja	Regular a elevada	Elevada a perjudicial	Grandes. Pueden ser perjudiciales en época de lluvia	Malo a pésimo	Regular a pésimo	Regular a pésimo	Malo a pésimo	Malo a pésimo	Regular a bueno en tiempo seco. Malo en tiempo lluvioso	Las mismas propiedades que A 6. Presenta además una elasticidad perjudicial que impide una buena compactación	Se recomiendan procedimientos análogos a los indicados para el terreno formado por material A 6
A 8	Terreno turboso suave y esponjoso. Puede contener arena y material fino en cantidad variables	Muy permeable	Muy elevada. Perjudicial	Muy elevada. Perjudicial	Grandes. Perjudiciales	Pésimo	Pésimo	Pésimo	Pésimo	Pésimo	El material debe retirarse. Compactación no da resultado satisfactorio	Pésimo material para emplearlo en construcción. Su valor soporte es casi nulo	Si es posible, retirarse el material mediante el empleo de cargas de dinamita u otro procedimiento recomendable, rellenando el sitio con material seleccionado. Algunas veces la construcción de drenes verticales y estabilizados con cal, puede mejorar algo la capacidad portante

TABLA 6- 2
Clasificación de los materiales para carreteras según la HBR

Clasificación general	Materiales granulares (Menos del 35 por 100 pasa por el tamiz número 200)							Materiales limo-arcillosos (Más del 35 por 100 pasa por el tamiz núm. 200)			
	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. Porcentaje 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 núm. 40:											
Límite líquido	"	"	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	41 mín. (1)
Índice de plasticidad (1)	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	10 mín.	11 mín.	10 mín.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	11 mín.
Índice del grupo (2)	0	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 emienta	Excelente a bueno		Bueno	Regular a malo				Regular a malo		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 debe ponerse en un parentesis después símbolo del grupo, por ejemplo, A-2-6 (1), A-4 (5), etc.

TABLA 6-3
Características de los suelos de la clasificación para su empleo en carreteras y aeropuertos

Símbolo del grupo	Califica como cimiento no sujeto a heladas	Clasificación como superficie de rodadura		Posible actuación de la helada	Compre-sibilidad y entume-ci-miento	Condicion de drenaje (1)	Condiciones de compactación y equipo	Densidad a compactac óptima e índice huecos (2)	Índice CBR de muestra compactada y embebida	Grup comparable de la clasifica. PRA
		Con paliat para el polvo	Con tratam superficial bituminos							
GW	Excelente	Regular a malo	Excelente	Ninguna a muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Excelente tractor de oruga, rodillo neumático, cilindro apisonador (4)	$\geq 2,02$ $e < 0,35$	> 50	A-3
GC	Excelente	Excelente	Excelente	Medio	Muy ligera	Prácticam impermeab	Excelente cilindro apisonador (4), rodillo neumático	$\geq 2,10$ $e < 0,30$	> 40	A-1
GP	Excelente	Malo	Malo a regular	Ninguna a muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Buena a excelente tractor de oruga, rodillo neumático, cilindro ap. (4)	$\geq 1,86$ $e < 0,45$	25-60	A-3
GI	Buena a excelente	Malo a bueno	Regular a bueno	Ligera a medio	Casi ninguna a ligera	Regular a prácticam impermeab	Buena a excelente tractor de oruga, rodillo neumático, cilindro apisonador (4)	$\geq 1,94$ $e < 0,40$	> 20	A-2
SW	Excelente	Malo	Buena	Ninguna a muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Excelente tractor de oruga, rodillo neumático, cilindro apisonador (4)	$\geq 1,94$ $e < 0,40$	20-60	A-3
SC	Excelente	Excelente	Excelente	Medio	Muy ligera	Prácticam impermeab	Excelente cilindro apisonador, (4) rodillo neumático	$\geq 2,02$ $e < 0,35$	20-60	A-1
SP	Buena	Malo	Malo	Ninguna a muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Buena a excelente tractor de oruga, rodillo neumático, cilindro ap. (4)	$\geq 1,62$ $e < 0,70$	10-30	A-3
SI	Regular a bueno	Malo a bueno	Malo a bueno	Ligera a grande	Casi ninguna a medio	Regular a prácticam impermeab	Buena a excelente tractor de oruga, rodillo neumático, cilindro apisonador (3)	$\geq 1,70$ $e < 0,60$	8-30	A-2
MI	Regular a malo	Malo		Medio a muy grande	Ligera a medio	Regular a malo	Buena a malo esencial gran vigilancia rodillo neumático, cilindro ap. (4)	$\geq 1,62$ $e < 0,70$	6-25	A-4
CI	Regular a malo	Malo		Medio a grande	Medio	Prácticam impermeab	Regular a bueno cilindro apisonador (3)	$\geq 1,62$ $e < 0,70$	4-15	A-4, A-6 A-7
OI	Malo	Muy malo		Medio a grande	Medio a grande	Malo	Regular a malo cilindro apisonador (3)	$\geq 1,45$ $e < 0,90$	3- 8	A-4 A-7
MHI	Malo a muy malo	Muy malo		Medio a muy grande	Grande	Regular a malo	Malo a muy malo	$\geq 1,62$ $e < 0,70$	< 7	A-5
CI	Malo a muy malo	Muy malo		Medio	Grande	Prácticam impermeab	Regular a malo cilindro apisonador (3)	$\geq 1,45$ $e < 0,90$	< 6	A-6 A-7
OHI	Muy malo	Inutil		Medio	Grande	Prácticam impermeab	Malo a muy malo	$\geq 1,62$ $e < 0,70$	< 4	A-7 A-8
Pt	Extremal malo	Inutil		Ligera	Muy grande	Regular a malo	No se puede compactar			A 8

(1) Esta característica no es aplicable al material malterado que presenta fisuras y huecos de raíces, como la mayor parte de los suelos superficiales.

(2) Estas densidades son aplicables únicamente a los suelos de peso específico comprendido entre 2,85 y 2,75.

(3) Rodillo de "pata de cabra".

(4) Vibratorio.

TABLE 6-4
Clasificación de los suelos para su empleo en carreteras y aeropuertos

División principal	Grupos de suelos	Símbolo del grupo	Identificación general (muestras alteradas)		Observaciones y ensayos relativos al material in situ	Principales ensayos clasificatorios (muestras alteradas)		
			Resistencia en seco (*)	Otras características				
Suelos de grano grueso	Gravas y suelos con grava	Gravas y mezclas de arena y grava bien graduadas, con pocos finos o ninguno	GW	Ninguna		Análisis mecánico		
		Mezclas bien graduadas de arena y grava con excelente ligante arcilloso	GC	Media		Densidad en seco o índice de huecos Análisis mecánico, límites líquido y plástico del ligante		
		Gravas y mezclas de arena y grava mal graduadas, con pocos finos o ninguno	GP	Ninguna		Grado de compactación Análisis mecánico		
		Gravas, con finos, gravas limosas, gravas con arcilla, mezclas mal graduadas de arcilla, arena y grava	GI	Desde muy ligera a alta	Granulometría Forma de los granos	Cementación, Estratificación y características de drenaje	Análisis mecánico, límites líquido y plástico del ligante, si ha lugar	
	Arenas y suelos arenosos	Arenas y arenas gravilosas bien graduadas, con pocos finos o ninguno	SW	Ninguna	Examen del ligante	Agua subterránea	Análisis mecánico	
			SC	Media a alta	Durabilidad de los granos	Ensayos de tráfico	Análisis mecánico, límites líquido y plástico del ligante	
		Arenas mal graduadas, con pocos finos o ninguno	SP	Ninguna		Ensayos de carga a escala grande	Análisis mecánico	
		Arena con finos, arenas limosas, arenas arcillosas, mezclas mal graduadas de arcilla y arena	SI	De muy ligera a alta		CBR	Análisis mecánico, límites líquido y plástico del ligante, si ha lugar	
	Suelos de grano fino con poco o ningún material de grano grueso	Arenas de grano fino de compresión entre baja y media, límite liq < 50	Limos inorgánicos y arenas muy finas, arenas finas limosas o arcillosas de ligera plasticidad	ML	De muy ligera a media	Ensayo de sacudidas y plasticidad	Densidad en seco, contenido de humedad, índice de huecos	Análisis mecánico, límites líquido y plástico, si ha lugar
			Arcillas inorgánicas de plasticidad entre media y baja, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras	CL	De media a alta	Examen en el intervalo de plasticidad	Consistencia, inalterada y amasada	Límites líquido y plástico
Limos orgánicos y mezclas de limo y arcilla orgánicos			OL	De ligera a media	Examen en el mt. de plast., olor, color	Estratificación, aguj. raic y fisuras	Límites líquido y plástico en estado natural y tras secado a fuego	
Suelos de grano fino de alta compresión límite liq > 50		Suelos limosos y con arena fina micácea o de diatomeas, limos elásticos	MH	De muy ligera a med.	Ensayo de sacudid. y plasticidad	Ensayos de tráfico	Análisis mecánico, límites líquido y plástico, si da lugar	
		Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas	CH	De alta a muy alta	Examen en el mt. de plasticidad	Ensayos de carga a escala grande	Límites líquido y plástico	
	Arcillas orgánicas de plasticidad entre media y alta	OH	De media a alta	Examen en el interv. plástico, olor, color	CBR, Ensayos de compresión	Límites líquido y plástico en estado natural y tras secado a fuego		
Suelos orgánicos de compresibilidad muy alta	Turba y otros suelos cenagosos de gran contenido orgánico	Pt	Fácilmente identificados		Consistencia, textura y contenido natural de humedad			

(*) Para la tracción que pasa por el tamiz núm. 10

TABLE 6-5
 Clasificación de suelos Casagrande (según Wagner, 1957)

Identificación en el campo. (Excluyendo las partículas mayores de 7.6 cm (3") y basando las fracciones en pesos estimados)	Símbolo del grupo	Nombres típicos	Información necesaria para los suelos	Criterios de clasificación en el laboratorio
<p>Arenas Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz núm. 4</p> <p>(Para la clasificación visual puede suponerse que la abertura del tamiz núm. 4 equivale a medio centum.)</p> <p>Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)</p> <p>Arenas limpias con pocos finos o sin ellos</p> <p>Gravas Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz núm. 4</p> <p>Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)</p> <p>Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)</p>	<p>GW</p> <p>GP</p> <p>GM</p> <p>GC</p> <p>SW</p> <p>SP</p> <p>SM</p> <p>SC</p>	<p>Gravas bien graduadas y mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos</p> <p>Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos</p> <p>Gravas limpias, mezcla mal graduada de grava, arena y limo</p> <p>Gravas arcillosas mal graduadas de grava, arena y arcilla</p> <p>Arenas bien graduadas, arenas con gravas, con pocos finos o sin ellos</p> <p>Arenas mal graduadas, arenas con grava, con pocos finos o sin ellos</p> <p>Arenas limpias, mezcla de arena y limo, mal graduada</p> <p>Arenas arcillosas, mezcla mal graduada de arenas y arcillas</p>	<p>Debe el nombre típico, indique los porcentajes aproximados de grava y arena tamaño máx., angulosidad, estado superficial y dureza de los granos gruesos, el nombre local geológico y cualquier otra información o descripción pertinente y el símbolo entre paréntesis</p> <p>Para los suelos malteados agregue sobre el símbolo: compactad., cementa., condit. de humedad y caract. drenaje</p> <p><i>Ejemplo:</i> Arena limosa, con grava, apr. un 20% de partículas de grava angul. de 1.5 cm de tamaño máx., arena gruesa a fina, con partíc. redondeadas o subang. alrededor del 15% de finos en estado seco, compacta y húm. in situ, arena aluvial (SM).</p>	<p>$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Mayor de 4</p> <p>$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Entre 1 y 3</p> <p>Para encima de la línea A con I_p entre 4 y 7 casos límites que requieren el uso de símbolos dobles</p> <p>Para encima de la línea A con I_p mayor de 7</p> <p>Mayor de 6</p> <p>$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Entre 1 y 3</p> <p>No satisfacen todos los requer. granulométricos de las SW</p> <p>Límites de Atterberg por "A" con I_p entre 4 y 7 casos límites que requieren el empleo de símbolos dobles con I_p mayor de 7</p>
<p>Mediador de identificación para la fracción que pasa por el tamiz núm. 40</p> <p>Resistencia en estado seco a la disgregación</p> <p>Nula a ligera</p> <p>Mediana a alta</p> <p>Ligera a media</p> <p>Ligera a media</p> <p>Alta a media</p> <p>Mediana a alta</p>	<p>Rápida a lenta</p> <p>Nula a muy lenta</p> <p>Lenta</p> <p>Ligera a media</p> <p>Ligera a media</p> <p>Ligera a media</p> <p>Ligera a media</p>	<p>Tenacidad (consistencia del límite plástico)</p> <p>Mediana</p> <p>Ligera</p> <p>Ligera a media</p> <p>Ligera a media</p> <p>Ligera a media</p> <p>Ligera a media</p>	<p>MT</p> <p>CI</p> <p>CI</p> <p>MI</p> <p>MI</p> <p>MI</p> <p>MI</p>	<p>Limos inorgán. y arena muy finas, polvo de roc. arenas fin. limos o arc. con ligera plasticidad</p> <p>Arcill. org. de plast. baja a media, arc. con grava, arc. arenos arc. limo arcill. magras</p> <p>Limos orgán. y arcillas limos orgán. de baja plasticidad</p> <p>Limos orgán. suelos limo, aren. lim. mica. o con diatomeas, limos elásticos</p> <p>Arcill. inorgán. de plast. elevada, arcill. grasas</p> <p>Arcill. org. de plastic. media a alta</p> <p>Turb. y otros suelos altamente orgánicos</p>
<p>Suelos de grano fino. Más de la mitad del material pasa por el tamiz núm. 30</p> <p>(La abertura del tamiz núm. 200 corresponden aproximadamente al tamaño de la menor partícula apreciable a simple vista)</p> <p>Suelos de grano grueso. Más de la mitad del material es retenido por el tamiz núm. 200 (2)</p> <p>Suelos solamente orgánicos</p>	<p>Facilmente identif. por su color, olor, sensación esponjosa y frecuente por su textura fibrosa</p>	<p>Facilmente identif. por su color, olor, sensación esponjosa y frecuente por su textura fibrosa</p>	<p>Facilmente identif. por su color, olor, sensación esponjosa y frecuente por su textura fibrosa</p>	<p>Facilmente identif. por su color, olor, sensación esponjosa y frecuente por su textura fibrosa</p>

Utilícese la curva granulométrica para identificar las fracciones de suelo indicadas en la columna de identificación en campo

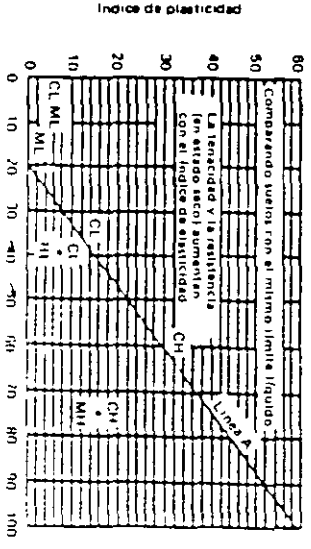


Gráfico de plasticidad para la clasificación en laboratorio de suelos de grano fino

TABLA 6-6
Sistema de clasificación de la Civil Aeronautics Administration (CAA)

Suelo	% retenido en el tamiz ASTM n.º 10	Material que pasa por el tamiz ASTM, núm. 10			Material que pasa por el tamiz ASTM, núm. 40				Clasificación Public Road	Altura cap. en el mate. que pasa por el tamiz núm 10 (cm)	Índice de CBR (sumergido) (%)	Clasificación como cemento o subbase				
		Arena gruesa (%)	Arena fina (%)	Limo (%)	Arcilla (%)	Límite líquido (%)	Ind. plastic. (%)	Cam. vol. HEC (%)				No hay heladas buen drenaje	Heladas intensas buen drenaje	No hay heladas mal drenaje	Heladas intensas mal drenaje	
E-1	0-45	40-85	5-55	85+	0-10	0-5	25-	0-6	0-6	A-3 ó A-1	0-30	30+	I _a	I _a	I _a	I _a
E-2	0-45	15-50	25-75	75+	0-15	0-10	25-	0-6	0-6	A-1 ó A-2	0-90	20+	I _a	I _a	I ₁	I ₂
E-3a	0-45	0-25	50-100	75+	0-15	0-10	25-	0-6	0-6	A-3 ó A-2	0-90	15+	I ₁	I ₁	I ₂	I ₂
E-3b	0-45	0-35	30-80	55+	10-45	0-20	35-	0-10	0-10	A-2	90+	15+	I ₁	I ₁	I ₂	I ₃
E-4	0-45	0-25	30-75	55+	10-30	5-25	45-	5-15	5-15	A-2	90+	13+	I ₁	I ₂	I ₃	I ₄
E-5	0-55	0-20	20-65	65-	20-75	0-20	45-	0-10	0-15	A-4 ó A-2	90+		I ₂	I ₃	I ₄	I ₆
E-6	0-55	0-20	0-45	55-	5-70	15-50	50	10-30	10-30	A-4 ó A-6	90+		I ₃	I ₄	I ₆	I ₇
E-6 Loess	0-10	0-10	0-25	55-	50-98	0-15	50-	0-30	5-30	A-4	90+		I ₃	I ₄	I ₆	I ₇
E-7	0-55	0-20	0-40	55-	5-70	15-50	60-	15-40	20-40	A-4 ó A-6	90+		I ₄	I ₆	I ₇	I ₈
E-8a Limo-arcilla micác y diat	0-55	0-15	0-40	55-	35-75	15-35	30-60	10-50	10-40	A-5	90+		I ₅	I ₇	I ₇	I ₉
E-8b	0-55	0-15	0-40	55	5-50	30+	70	20-50	30-50	A-7 ó A-6	90+		I ₅	I ₇	I ₈	I ₁₀
E-9	0-55	0-10	0-45	55-	5-50	30+	80	30+	40-60	A-7 ó A-6	90+		I ₆	I ₈	I ₉	I ₁₀
E-10	0-55	0-10	0-45	55-	30-80	30	60+	0-5		A-7 ó A-4	90+		I ₈	I ₉	I ₁₀	I ₁₀
E-11 Cieno o turba	0-10	0-25	0-5	55-	10-60	5-25	60-100	0-60		A-8			No apropiado como cemento			

253




TABLA 6-7
Definición de las clases. Características generales de los materiales (LCPC)

Clase Z	Denominación	Criterios característicos	Ejemplos	Comentarios
A	Suelos finos	Diámetro de los elementos mayores < 50 mm. Por el tamiz 80 μ m pasa > 35%	Cienos Arcillas	Todos los suelos de las clases A, B y C, incluso no plásticos (cienos, arenas muy finas) son sensibles al agua, debiendo considerarse esta sensibilidad a la hora de la ejecución de los terraplenes (tráfico, compactación) y asimismo a la hora del comportamiento de las plataformas. La diferencia entre las clases A y B está en el % de finos, de ahí las diferencias de sensibilidad al agua (más o menos tiempo de respuesta a las variaciones de las condiciones meteorológicas) y del comportamiento mecánico (rozamiento, cohesión)
B	Suelos arenosos o pedregosos con finos	Diámetro de los elementos mayores < 50 mm. Por el tamiz 80 μ m pasan entre el 5 y el 35%	Arenas y gravas arcillosas	La diferencia principal entre las clases B y C está en los elementos gruesos presencia de piedras y bloques en los suelos C, por lo que su empleo puede o no ser posible según la maquinaria utilizada y así mismo existe dificultad para realizar el acabado, con suelos C, en plataformas, zanjas, etc
C	Suelos con elementos gruesos y finos	Diámetro de los elementos mayores < 50 mm. Por el tamiz 80 μ m pasa > 5%	Aluviones de elementos gruesos, arcillas con sílex, etc.	
D	Suelos y rocas insensibles al agua	Por el tamiz 80 μ m pasa < 5%	Arenas y gravas limpias, materiales rocosos, sanos, etc.	La insensibilidad al agua está muy apreciada bajo el punto de vista de ejecución de los terraplenes se pueden despreciar las consecuencias de la meteorología sobre la calidad de las obras realizadas
E	Rocas evolutivas	Fragilidad y alterabilidad definidas por ensayos variando según la naturaleza de los materiales	Esquistos, yesos, etc.	Los materiales evolucionan durante los trabajos o después hacia un suelo sensible al agua o hacia una estructura diferente, pudiendo ocasionar asentos
F	Materiales putrescibles, combustibles solubles o polucionantes	Criterios característicos, según la naturaleza del material	Turbas, esquistos, huillas, residuos industriales, yesos, residuos industriales polucionantes, etc	Cuando son utilizables, estos materiales tendrán las mismas condiciones de aplicación que los materiales de clases A, B, C, D o E según sus características granulométricas o eventualmente su carácter de roca evolutiva

TABLA 6--5
Definición de las subclases: características generales LCPC

Suelos finos A	Por el tamiz 50 μm pasa > 35%		$I_p < 10$	A_1	
			$10 < I_p < 20$	A_2	
			$20 < I_p < 50$	A_3	
			$I_p > 50$	A_4	
Suelos arenosos y pedregosos con finos B	Por el tamiz 80 μm pasa entre el 5 y el 35%	Por el tamiz de 80 μm pasa del 5 al 12%	Retenido en el tamiz de 2 mm < 30%	$EA > 35$ B_1	
				$EA < 35$ B_2	
			Retenido en el tamiz de 2 mm > 30%	$EA > 25$ B_3	
			$EA < 25$ B_4		
			Por el tamiz de 80 μm pasa del 12 al 35%	$I_p < 10$	B_5
				$I_p > 10$	B_6
Suelos con elementos gruesos y finos C	Por el tamiz 80 μm pasa > 5%	Por el tamiz de 80 μm pasa un % elevado de material		C_1	
		Por el tamiz de 80 μm pasa un % debil de material	$D < 250$ mm	C_2	
			$D > 250$ mm	C_3	
Suelos y rocas insensibles al agua D	Por el tamiz 50 μm pasa < 5%	$D < 50$ mm	Retenido en el tamiz de 2mm < 30%	D_1	
			Retenido en el tamiz de 2mm > 30%	D_2	
			$50 \text{ mm} < D < 250$ mm	D_3	
			$D > 250$ mm	D_4	
Rocas evolutivas E	Material de estructura fina, frágil con poco o nada de arcilla	Ejemplo areniscas finas, cretas	E_1		
			C_{ra}		
	Material con estructura tosca, frágil con poco o nada de arcilla	Ejemplo areniscas gruesas, pudingas	E_2		
	Materiales evolutivos arcillosos	Ejemplo. argiitas, margas	E_3		
Materiales putrescibles, combustibles, solubles o polucionantes F		Ejemplo basuras, turbas, tierra vegetal, escombreras de minas, yesos	F		

TABLA 6-9
LCPC
Clasificación suelos granulares

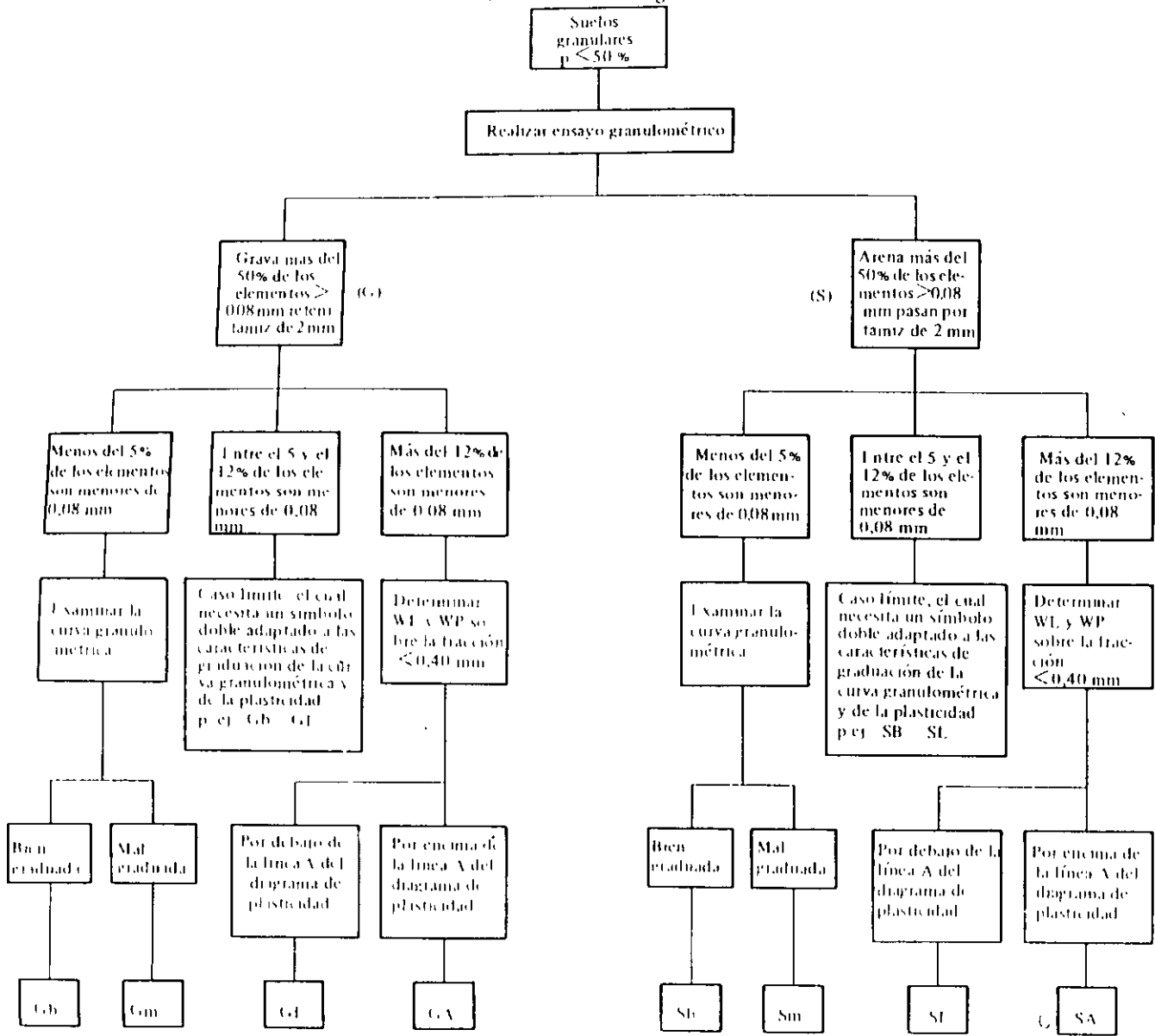


TABLA 6-10
LCPC
 Clasificación de suelos finos

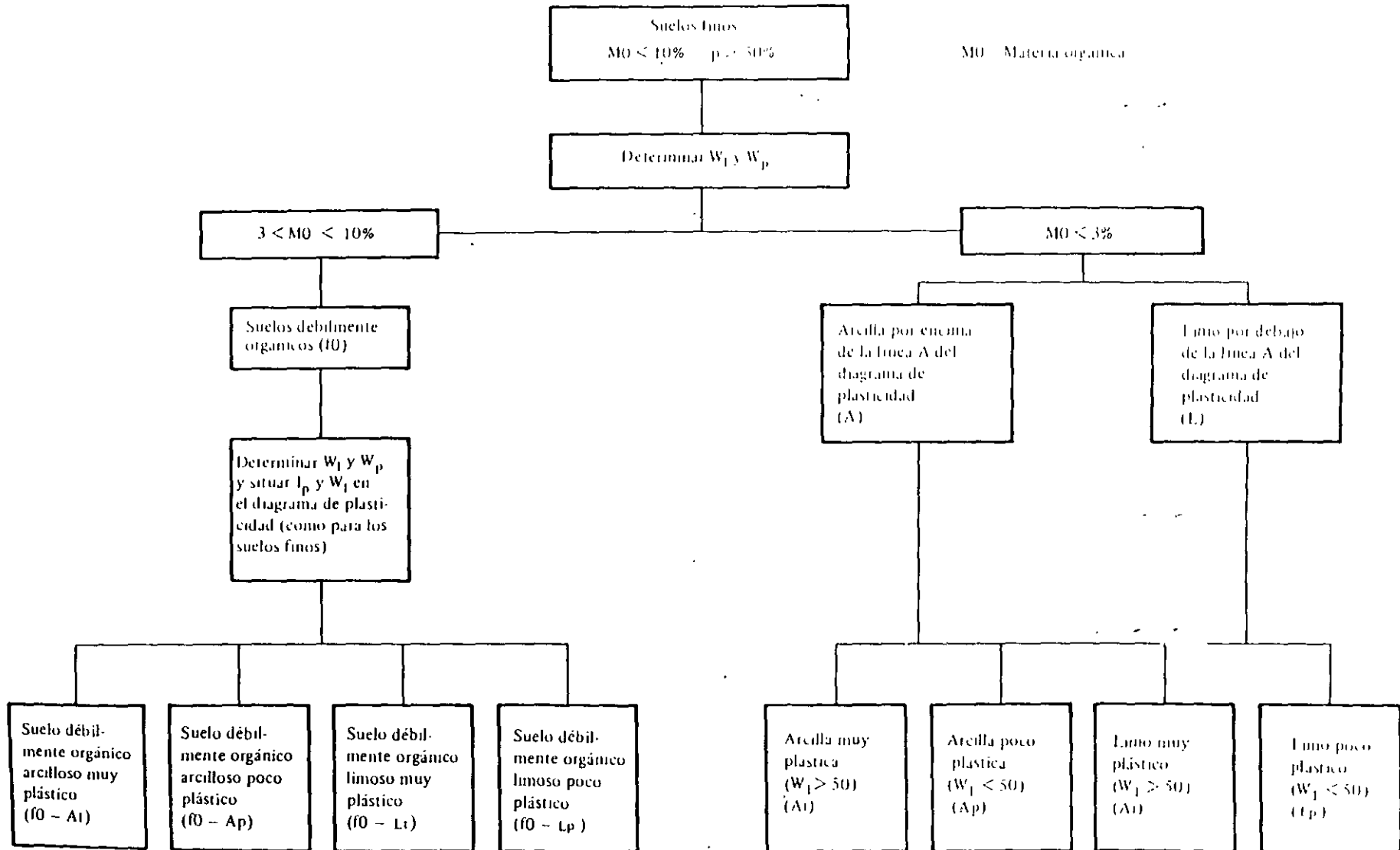


TABLA 6-11
LCPC
CLASIFICACION SUELOS ORGANICOS

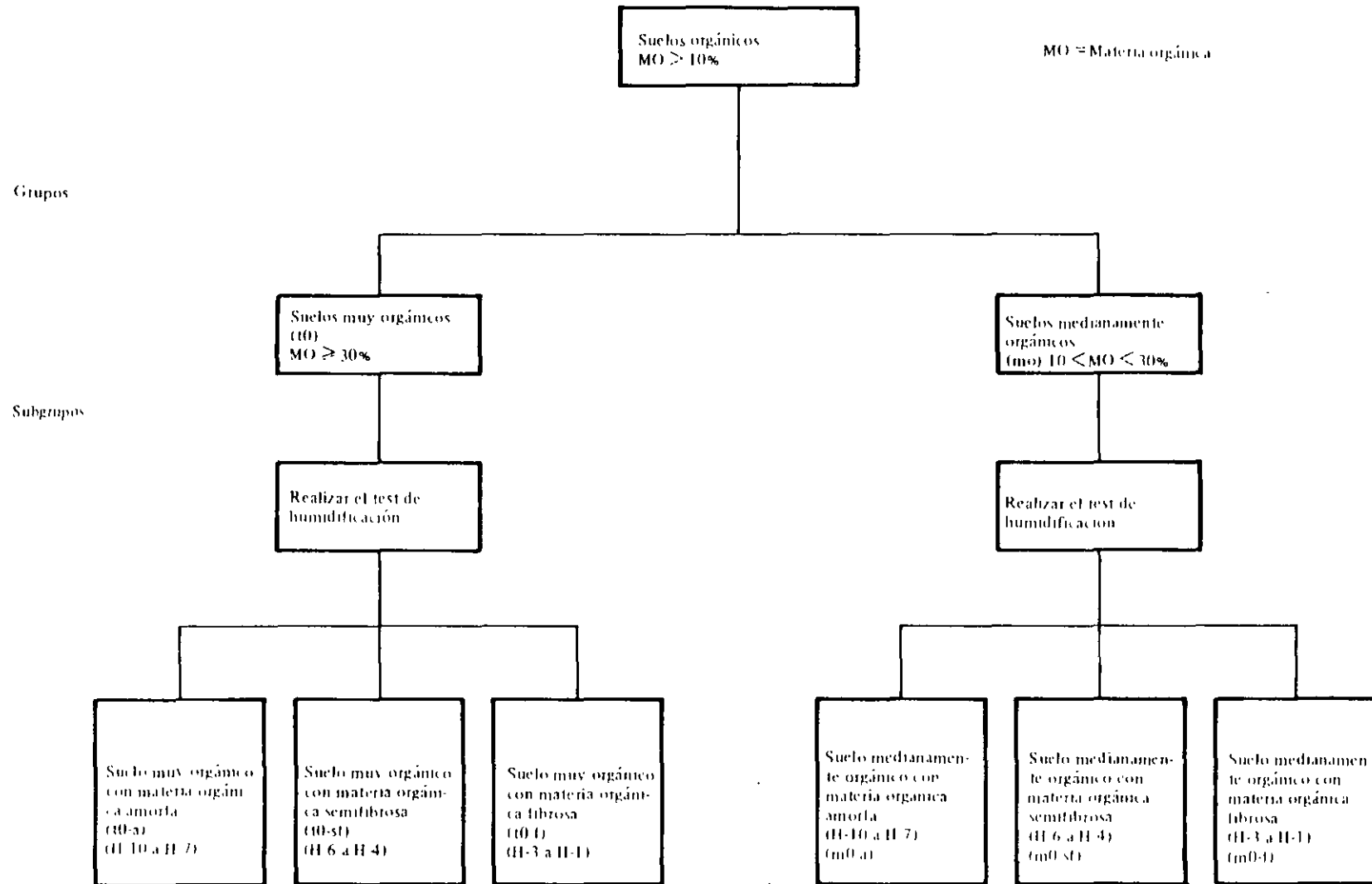


TABLA 6-12

Tipo de suelo	Aptitud del suelo al control de compactación por la densidad
A ₁ A ₂ A ₃	Estos suelos son los que mejor se adaptan al control de compactación por la densidad. La granulometría satisface casi siempre las exigencias del ensayo Proctor. La densidad de referencia puede determinarse con precisión. Las medidas de densidad "in situ" son fáciles de realizar.
B ₂ B ₃ B ₄ B ₅ B ₆ D ₂	En ciertos casos, la granulometría de estos materiales es incompatible con las exigencias del ensayo. Las medidas de la densidad "in situ" presentan dificultades debidas a la proporción de elementos granulares.
C ₁	Estos suelos pueden tener elementos de gran dimensión pero en proporciones suficientes como para satisfacer las exigencias de granulometría del ensayo Proctor. Sin embargo la presencia aleatoria de estos elementos puede dificultar el control de densidad.
B ₁ D ₁	En general la granulometría de estos materiales es compatible con las exigencias del ensayo Proctor, para la determinación de la densidad de referencia Proctor es casi siempre imprecisa por el hecho de la mala adaptación de estos suelos a la compactación con el pistón del Proctor.
E ₁ F	Algunos de estos materiales pueden satisfacer las condiciones granulométricas del Proctor, pero su control a través de la densidad está subordinado a la fiabilidad que supone el Proctor como Referencia.
C ₂ C ₃ D ₃ D ₄	La proporción, en general elevada de elementos gruesos contenidos en estos materiales, los hace inadecuados al control de compactación a través de la densidad.

TABLA 6-13

Denominación RTR	Tipo de suelo	Resistencia al cono con el penetrómetro estático q _c (kPa)	Presión límite en el presiómetro pl (kPa)	Módulo presiómetro E _M (kPa)	Angulo de rozamiento interno
B ₂ , B ₅ , B ₆	Arena fina	5.000 a 8.000	500 a 1.000	5.000 a 10.000	33°
D ₁ , D ₂	Arena y grava	10.000	1.500 a 2.500	20.000 a 40.000	35°
A ₁ , A ₂	Limo	3.000 a 4.000	300 a 500	2.000 a 4.000	20°
C _{ra}	Creta	6.000	1.500	15.000	30°

TABLA 6-14
Compactibilidad (F) de suelos poco cohesivos
 $F = (e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}) / e_{\text{mín}}$

Clasificación	$\gamma_{\text{mín}}$	$\gamma_{\text{máx}}$	$e_{\text{mín}}$	$e_{\text{máx}}$	Máximo tamaño	D_{10}	C_u	C_c	F
SP-SM	90	108	0.54	0.84	= 16	0.58	6.0	2.2	355
SM	75	97	0.83	1.36	3/4"	0.065	31	5.5	635
SP	92	112	0.48	0.80	= 4	.15	3.0	.93	697
SP	93	113	0.46	0.77	1 1/2"	.16	2.4	.92	674
SP	95	116	0.43	0.74	= 4	.30	3.7	1.0	721
SP-SM	92	113	0.46	0.80	3/4"	.08	3.0	.88	739
SP	85	107	0.54	0.94	= 30	.10	2.3	1.3	740
SP	97	118	0.40	0.70	1 1/2"	.11	3.2	1.2	750
SP	99	120	0.38	0.67	1 1/2"	1.8	4.4	.76	763
SM-ML	83	138	0.62	1.11	= 4	.012	8.2	1.5	790
SP-SM	79	103	0.60	1.08	= 30	.09	2.4	1.5	800
SP	103	124	0.33	0.60	3/8"	.17	5.0	.75	818
SM	105	126	0.31	0.57	5"	.02	35.0	.30	838
SP-SM	87	112	0.48	0.90	= 4	.08	3.0	1.3	875
SM	82	105	0.54	1.02	= 16	.023	6.5	1.4	889
SW-SM	95	119	0.39	0.74	3"	.05	10	1.4	897
SP	98	122	0.36	0.69	= 4	.37	5.1	1.2	917
SW-SM	98	125	0.34	0.71	3"	.07	6.8	1.0	1088
SP-SM	97	124	0.33	0.70	3/4"	.10	5.0	1.4	1121
SP-SM	84	115	0.44	0.97	1 1/2"	.085	4.7	1.4	1205
SP-SM	94	123	0.34	0.76	1 1/2"	.12	4.4	1.3	1235
SM	99	128	0.31	0.70	3"	.02	24.0	1.8	1258
SP-SM	90	114	0.44	1.06	= 16	.07	3.7	1.8	1409
SW-SM	80	116	0.42	1.07	1 1/2"	.074	6.6	2.4	1547
SM	83	120	0.38	0.99	= 4	.015	26	6.1	1605
SM	102	134	0.23	0.62	3/4"	.01	120	1.9	1695
GN-GM	113	127	0.31	0.47	3"	.14	86	1.2	517
GP-GM	112	129	0.32	0.52	3"	.03	200	.50	625
GW-GM	116	133	0.26	0.44	5"	.17	171	2.2	692
GP-GM	110	128	0.30	0.51	3"	.11	191	1.5	700
GP-GM	117	133	0.24	0.41	5"	.125	160	4.0	768
GW-GP	111	130	0.27	0.49	3"	.20	105	7.5	815
GP	116	134	0.23	0.43	5"	.27	111	6.2	870
GW	119	139	0.24	0.45	3"	.51	45	2.2	875
GW	120	139	0.20	0.39	3"	.45	51	1.6	950
GW	119	139	0.21	0.41	3"	.18	94	1.1	952
GW	111	132	0.25	0.49	3"	2.9	9.7	1.8	960
GP	115	136	0.22	0.44	5"	.38	29	6.1	1000
GP	114	135	0.22	0.45	3"	2.0	11	7.7	1045
GW-GM	121	141	0.19	0.39	3"	.30	77	2.3	1052
GM	122	141	0.17	0.36	1 1/2"	.025	381	3.0	1118
GW-GM	114	137	0.21	0.45	3"	.60	16	1.2	1143
GW	112	138	0.20	0.46	3"	2.0	12	1.3	1400
GW	109	137	0.21	0.52	3"	2.0	14	2.6	1476
GP	114	140	0.18	0.45	3"	1.7	10	.76	1500
GM	101	132	0.25	0.64	1 1/2"	.03	260	12	1560
GW-GM	111	139	0.19	0.49	3"	1.8	13	2.3	1578
GP	115	142	0.17	0.44	3"	.31	87	8.2	1588
GW	123	146	0.13	0.34	3"	.21	124	1.1	1615
GW-GM	110	139	0.19	0.50	5"	.42	43	2.1	1631
GW-GM	115	142	0.17	0.45	3"	.15	133	1.1	1647
GP-GM	112	140	0.18	0.48	3"	.42	26	4.2	1667
GW-GM	112	140	0.18	0.48	5"	.25	56	1.9	1667
GW-GM	114	142	0.16	0.45	3"	1.2	15	1.7	1812
GP	112	141	0.17	0.46	3"	1.4	7.1	.73	1823
GW-GM	118	147	0.12	0.40	3"	1.3	19	1.1	2335

TABLA 6-15
Propiedades medias de los distintos suelos

Grupos de suelos	Compactación proctor		Indice de huecos e_t	Permeabilidad K' en 10^{-6} cm/seg	Compresibilidad		Resistencia al esfuerzo cortante		
	Maxima densidad seca en t/m^3	Contenido optimo de humedad en %			Carga de 1.4 Kg/cm^2 %	Carga de 3.5 Kg/cm^2 %	C_o Kg/cm^2	C_{sat} Kg/cm^2	$tg \phi$
GW	>1.41	<13.3	(*)	27.000 ± 13.000	<1.4	(*)	(*)	(*)	>0.74
GP	>1.35	<12.4	(*)	64.000 ± 34.000	<0.8	(*)	(*)	(*)	>1.74
GM	>1.53	<14.5	(*)	>1.3	<1.2	<3.0	(*)	(*)	>1.67
GC	>1.54	<14.7	(*)	>1.3	<1.2	<1.4	(*)	(*)	>1.69
SW	1.91 ± 0.05	13.3 ± 2.5	$0.37 \pm$	(*)	1.4	(*)	0.40 ± 0.04	(*)	0.74 ± 0.02
SP	1.76 ± 0.03	12.4 ± 1.0	0.50 ± 0.02	>15.0	0.8 ± 0.3	(*)	0.23 ± 0.06	(*)	0.74 ± 0.02
SM	1.53 ± 0.02	14.5 ± 0.4	0.48 ± 0.02	5.0 ± 4.8	1.2 ± 0.1	3.0 ± 0.4	0.52 ± 0.06	0.20 ± 0.07	0.67 ± 0.02
SM-S*	1.91 ± 0.02	12.8 ± 0.5	0.41 ± 0.02	0.8 ± 0.6	1.4 ± 0.3	2.9 ± 1.0	0.51 ± 0.22	0.15 ± 0.06	0.66 ± 0.07
SC	1.54 ± 0.02	14.7 ± 0.4	0.48 ± 0.01	0.3 ± 0.2	1.2 ± 0.2	2.4 ± 0.5	0.77 ± 0.15	0.11 ± 0.06	0.60 ± 0.07
ML	1.65 ± 0.02	19.2 ± 0.7	0.53 ± 0.02	0.13 ± 0.07	1.5 ± 0.2	2.6 ± 0.3	0.68 ± 0.11	$0.09 <$	0.62 ± 0.01
ML-CL	1.75 ± 0.03	16.8 ± 0.7	0.54 ± 0.03	0.59 ± 0.23	1.0 ± 0.2	2.2 ± 0.00	0.65 ± 0.17	$0.22 \pm$	0.62 ± 0.06
CL	1.73 ± 0.02	17.3 ± 0.3	0.56 ± 0.01	0.08 ± 0.03	1.4 ± 0.2	2.6 ± 0.4	0.39 ± 0.11	0.13 ± 0.02	0.54 ± 0.04
OL	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
MH	1.31 ± 0.06	36.3 ± 3.2	1.15 ± 0.12	0.16 ± 0.10	2.0 ± 1.2	3.8 ± 0.8	0.74 ± 0.30	0.20 ± 0.09	0.47 ± 0.05
CH	1.51 ± 0.03	25.5 ± 1.2	0.89 ± 0.04	0.05 ± 0.05	2.6 ± 1.3	3.9 ± 1.5	1.05 ± 0.34	0.11 ± 0.60	0.35 ± 0.09
OH	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)

$EI \pm$ indica el 90 por 100 de probabilidad de ocurrencia del valor medio
(*) Indica datos insuficientes > mayor que, < menor que

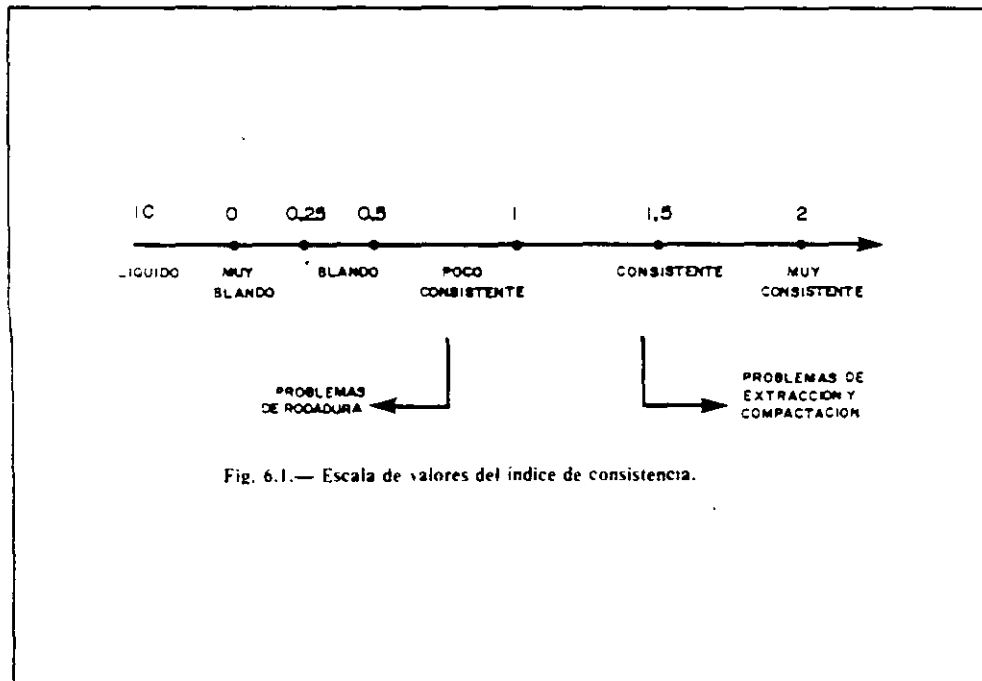


Fig. 6.1.— Escala de valores del índice de consistencia.

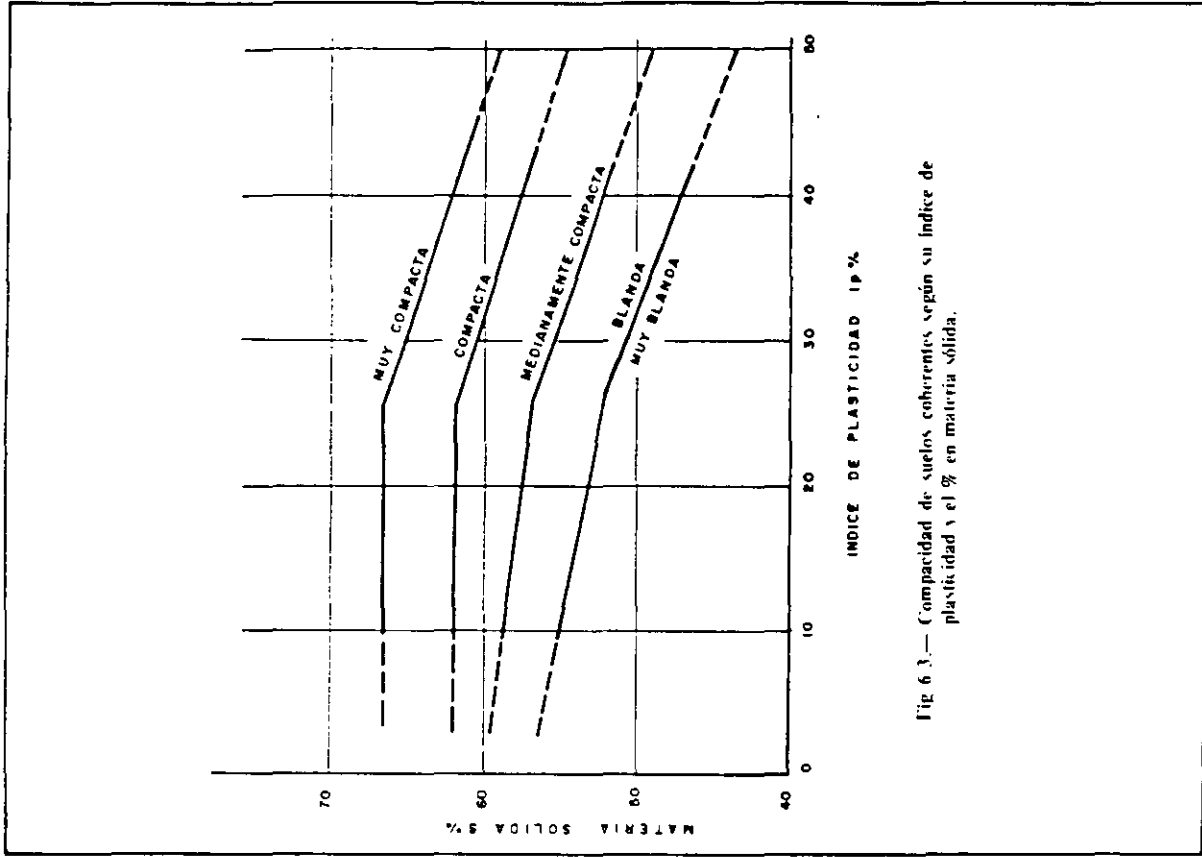


Fig 6.3.— Compacidad de suelos coherentes según su índice de plasticidad y el % en materia sólida.

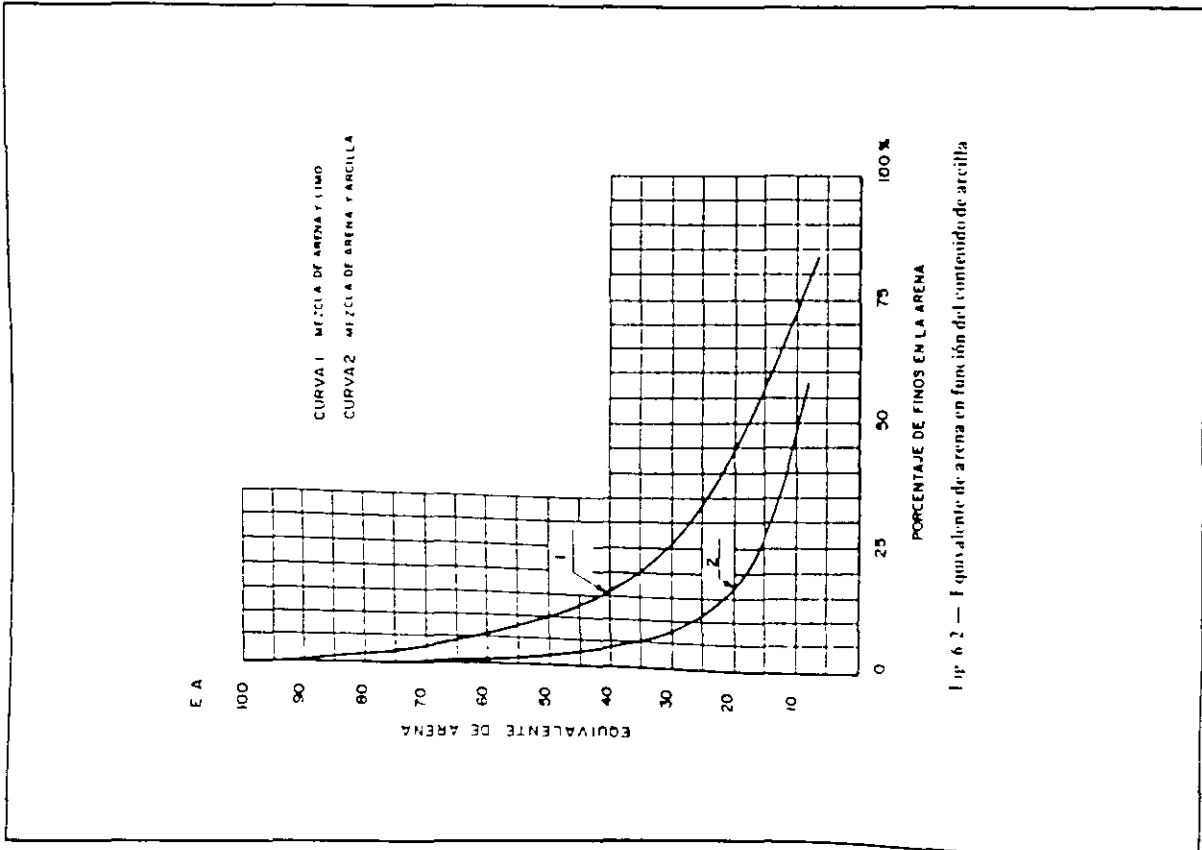
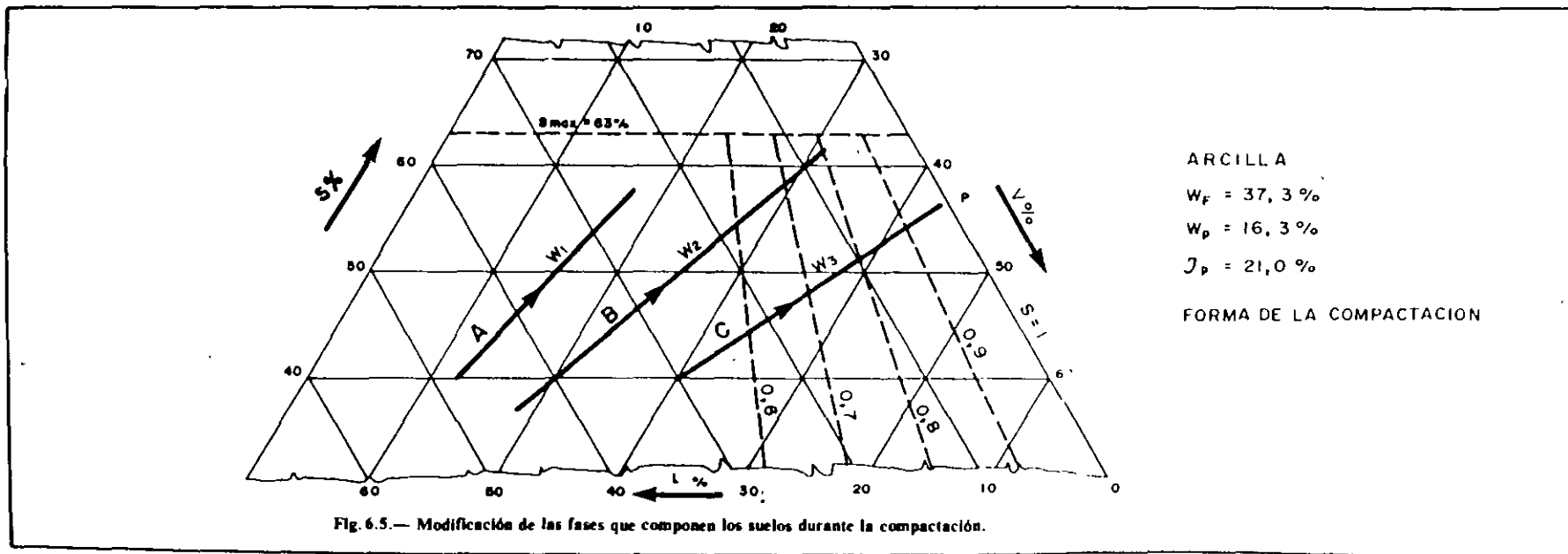
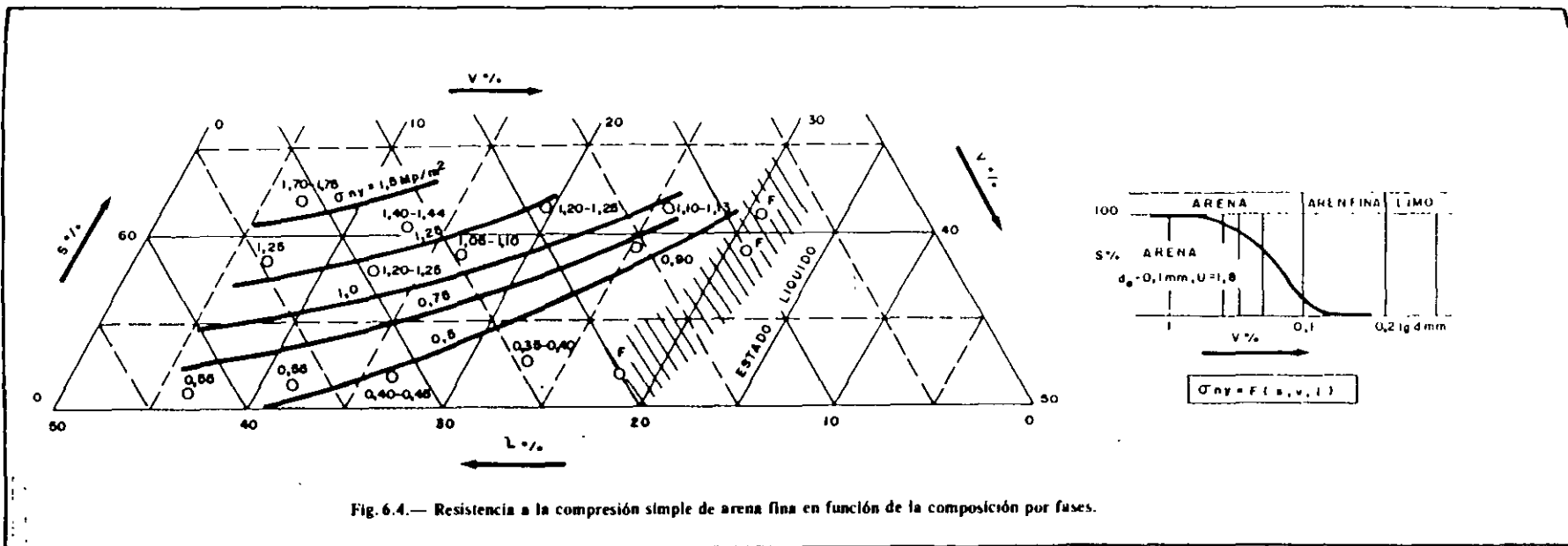


Fig 6.2 — Ecuivalente de arena en función del contenido de arcilla



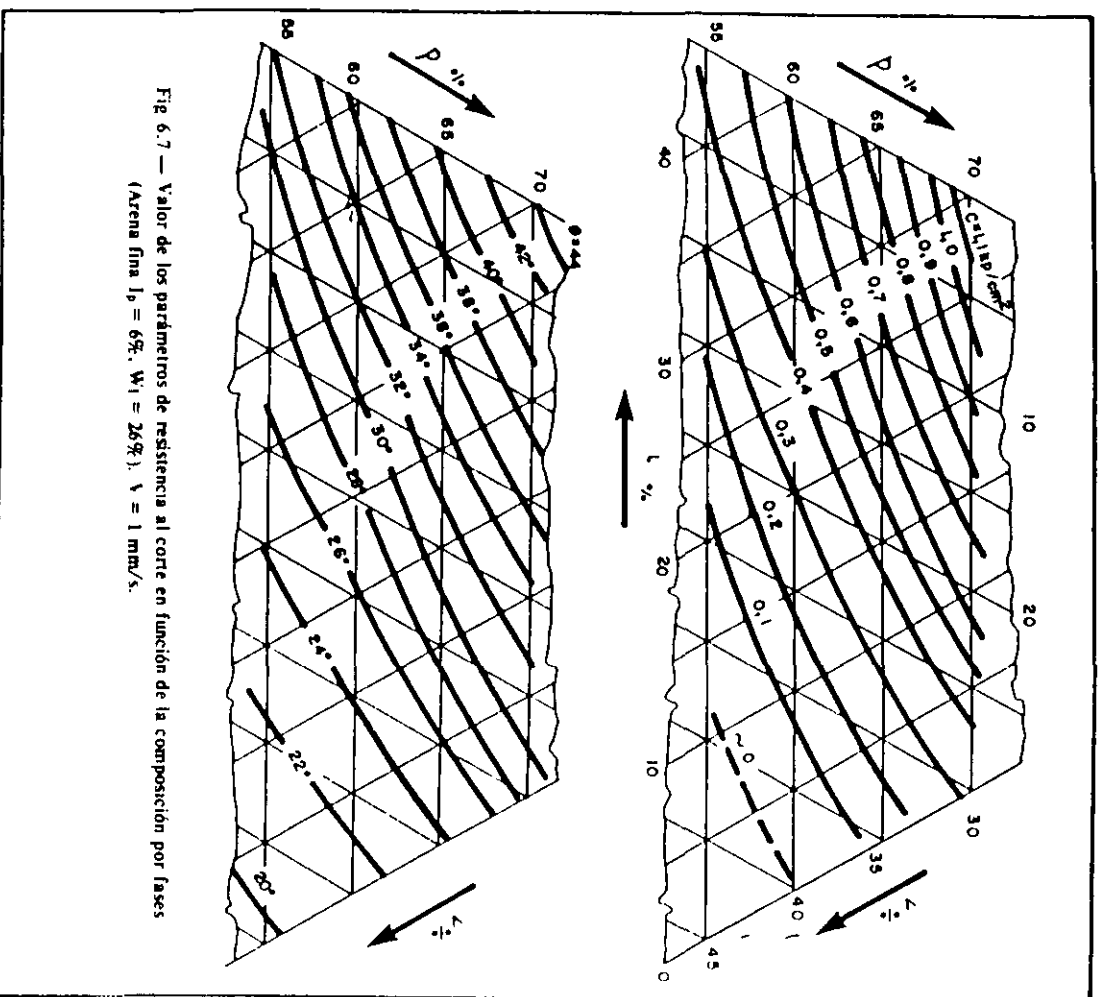


Fig. 6.7 — Valor de los parámetros de resistencia al corte en función de la composición por fases (Arena fina $I_p = 6\%$, $W_l = 26\%$, $v = 1$ mm/s.)

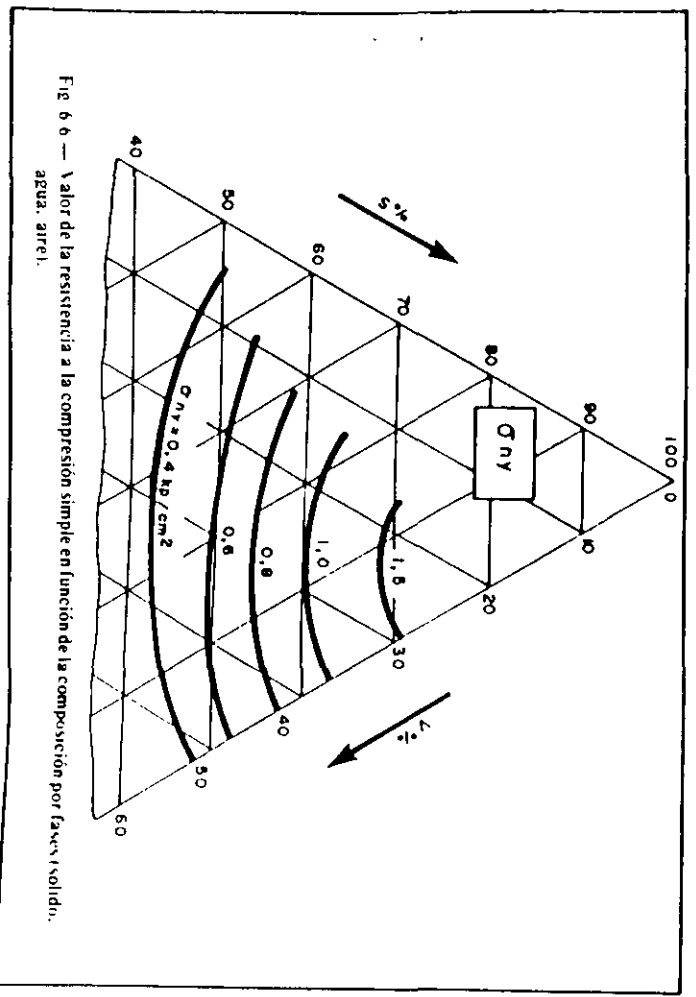


Fig. 6.6 — Valor de la resistencia a la compresión simple en función de la composición por fases (arena, agua, aire).

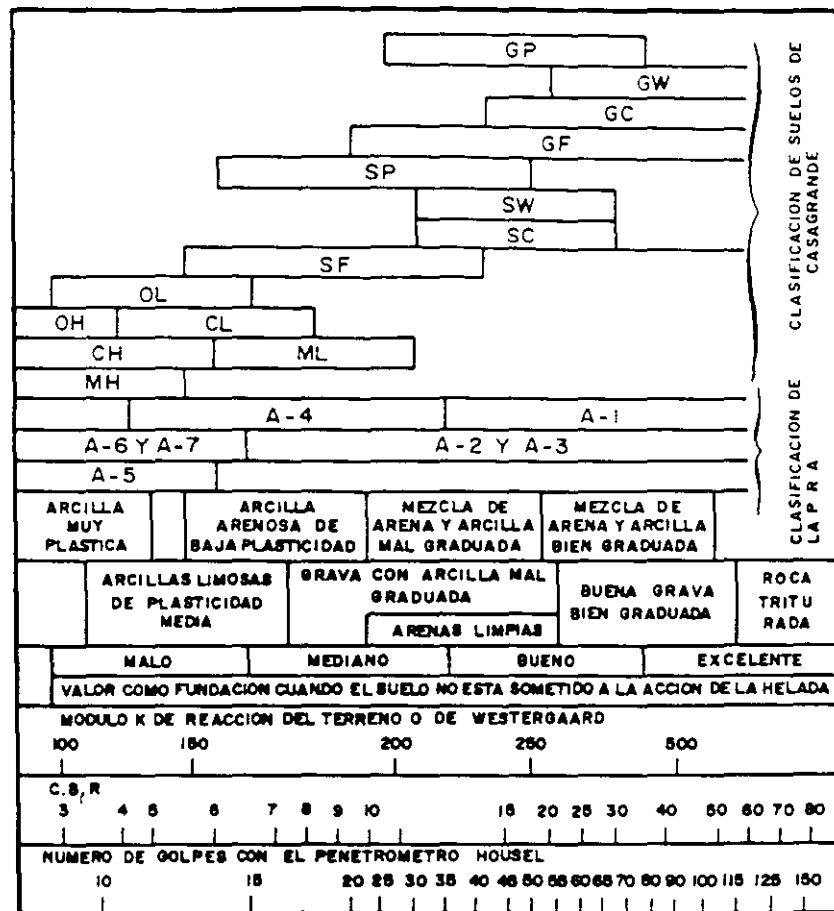


Fig. 6.8.— Correlación de las diversas clasificaciones de suelos.

TERRAPLENES

106

7.0 TERRAPLENES

Consideraciones previas:

Los ensayos y actuaciones que se describen en este capítulo se refieren a la ejecución de terraplenes sobre la traza de la carretera y no a la selección de materiales para los mismos, que se ha tratado en el Capítulo N° 6 "Zonas de préstamos para terraplenes". Se incluyen tablas de resultados de ensayos de materiales para terraplenes, así como datos de utilización y rendimiento de maquinaria de construcción de explanaciones, para ayudar a un mejor control de calidad de las obras de tierra.

7.1 TERRAPLENES

EP

Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Ensayos previos de caracterización	Todos los indicados en el Cap. 6.1.	Comprobar la idoneidad del terraplén en sus diversas capas de cimentación, núcleo y coronación respecto al PG3 y normas indicadas en Cap. 6.	La indicada para cada ensayo en el Cap. 6.	N C
2.— Inspección visual	Comparación de tipos de terrenos.	Evitar la llegada al tajo de materiales no previstos en la excavación de préstamos, o sea con raíces, tierra vegetal, suelos excesivamente húmedos, con escombros, o basuras, de coloración extraña, etc.	En todos los camiones que lleguen al tajo de construcción.	N
3 — Colocación de montones vertidos por los medios de transporte.	A distancias calculadas en el Laboratorio de Suelos de obra	Realizar una extensión y compactación económica y adaptada al espesor de tongada previsto. La superficie a ocupar por cada camión será: Volumen transportado/Coeficiente de reducción por compactación por espesor de tongada.	Para cada tipo de terreno y espesor de tongada.	C

7.2 TERRAPLENES

EC

Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Temperatura ambiente	> 2° C.	Evitar que el agua de los terraplenes se hiele y dé lugar a falsa compactación. Tanto más importante cuanto más arcilloso es un terreno.	Al comenzar el proceso de compactación, o cuando se note un descenso de temperatura.	N
2 — Densidad in situ.	≥ 100% Proctor normal en coronación de terraplenes y ≥ 95% en el núcleo y ciementos. Normas NLT-109 y 110.	Obtener la mayor capacidad portante posible, la mayor inalterabilidad volumétrica y la mayor resistencia a la deformación. La correlación densidad-resistencia suele ser frecuente, pero hay que tener en cuenta también la humedad in situ y la porosidad. Ver ensayos 3 y 5 Ver RP-4 y 10.	10 en cada 5 000 m ² de tongada, localizando 5 ensayos en las bandas laterales de 2 m y 5 en el resto de la superficie. 10 por día cuando se compacte > 750 m ³ Ver RP-4 y 10.	N
3 — Humedad in situ	≤ Humedad óptima. Proctor de la curva Proctor correspondiente a la densidad medida Normas NLT-102-103.	Id. 2 Los excesos de humedad respecto a la óptima Proctor no son necesariamente perjudiciales pero son más seguros los inferiores por estar más alejados de la saturación teórica, que disminuye notablemente la resistencia.	Id. 2.	N
4.— Prueba con camión de dos ejes.	Carga total mayor de 20 Tm.	Id 2. Acotar las zonas donde se marcan o hunden los neumáticos o donde se produce "colchoneo", o sea deformación elástica con recuperación del orden de 2 cm o más. Eliminar estas zonas o sanearlas volviendo a compactar.	Una vez por tongada, escogiendo una calle longitudinal.	C

7.2 TERRAPLENES				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
5.— Porosidad y Grado de saturación	$n = (\gamma_s - \gamma_d) / \gamma_s$ $S_r = w \gamma_s \gamma_d / (\gamma_s - \gamma_d)$ w = humedad in situ. γ_d = densidad in situ. γ_s = peso específico del suelo.	Comprobar que la porosidad no es excesiva para evitar la alterabilidad en terrenos con arcilla y que no existe saturación que pueda debilitar la resistencia del terreno al desarrollarse presiones intersticiales bajo cargas	1 determinación de porosidad (n) y de grado de saturación (S _r) por cada grupo de 10 ensayos de densidad y humedad	C

7.3 TERRAPLENES				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — CBR in situ	Correlación de resultados con el CBR en laboratorio en iguales condiciones de humedad. Norma NLT-112.	Comprobación de la capacidad portante de las diferentes capas de terraplén sobre todo la capa de coronación. Es preferible usar el ensayo de placa de carga	1 cada 15.000 m ² en cimientos y núcleo y cada 10.000 m ² en coronación. Si hay dudas en densidad.	C
2 — Placa de carga in situ	Comparación de resultados con los teóricos establecidos en el proyecto Módulo elástico > 500 kg/cm ² (valor indicativo) (50 MPa) Normas suizas SNV-40372 y 70317	Id 1. Los resultados deben corregirse para la humedad adecuada (inferior a la óptima Proctor) o repetirse el ensayo cuando el terraplén esté seco	1 cada 15 000 m ² en cimientos y núcleo y cada 10.000 m ² en coronación, en zonas secas representativas	C
3.— Viga Benkelman	Eje tipo de 13 Tm Deflexión < 4 mm o bien < 3 mm en coronación terraplén Norma NLT-356	Comprobar la resistencia del terreno y su capacidad portante a través de su deformación bajo la carga de un eje de camión de 13 Tm midiendo las deflexiones	1 por zona donde haya problemas especiales detectados por los ensayos de densidad o placa de carga	C
4 — Nivelación	± 5 cm en las superficies de separación de distintos materiales ± 3 cm en la coronación de terraplén Normas 6 1 IC, 6 2 IC, PG3-340 3	Asegurar que las capas de los distintos suelos indicados en proyecto y pliegos particulares tienen los espesores previstos y por lo tanto su capacidad portante correspondiente	1 vez al terminar la superficie de que se trate. Perfiles cada 50 m en capas de terraplén y cada 30 m en coronación	N
5.— Planeidad	Desnivel < 15 mm en regla de 3 m en la coronación del terraplén PG3-340 3.	Id 4 Esta condición puede ser extremadamente dura y por lo tanto inoperante, en suelos con gravas o gravillas.	1 vez cada 500 m ² en zonas especialmente marcadas por el Director de obra	C

7.4 TERRAPLENES				EE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Paso de un rodillo vibratorio	Velocidad de paso 4 km/h Caminar a 0.5 m del centro del rodillo de más de 3 Tm	Detectar zonas no homogéneas, con excesiva humedad, o simplemente con baja compactación. Caminar al lado del rodillo es insostenible si el suelo está bien compactado. Si hay humedad o descompactación se puede soportar.	1 pasada en zonas dudosas. Elegir una calle longitudinal	C
2 — Medida de la densidad en continuo con sonda neutrónica móvil	Id. 7.2.2	Detectar zonas insuficientemente compactadas. Debe haber una exactitud entre el registro de densidades y el de distancias desde un punto origen determinado. Ver R P N° II	Id. 1.	C
3 — Placa dinámica	Coefficiente de restitución en coronación de terraplén > 50%	Medir un coeficiente de restitución que expresa la relación entre la energía comunicada a una placa por un choque dinámico y la energía que ésta restituye	Id. 1.	C

7.5 TERRAPLENES		RP	Importancia
1 —	La llegada a la zona de extensión y compactación de los materiales de terraplén estará organizada de forma que todos los camiones puedan ser fácilmente inspeccionados visualmente y desechar aquellos que no proceden de la zona de préstamos adecuada para la tongada que se está compactando. Cuando hay varios tajos simultáneos que emplean diferentes terrenos (tolerable, adecuado, seleccionado o subbase) pueden ser frecuentes las equivocaciones en el destino de los camiones para lo cual puede establecerse un sistema de contraseñas de salida de la zona de préstamos y una vigilancia y comprobación a la llegada al tajo correspondiente. En casos muy difíciles suele ser útil tener muestras de los diversos tipos de terreno en cada tajo para juzgar por comparación.		M
2 —	Para cada tipo de terreno y humedad es conveniente tener una idea aproximada del espesor final de tongada compactada en función del volumen esponjado transportado, para lograr la mejor calidad en la compactación por uso de espesor adecuado a los medios de compactación. Ver Tabla de coeficientes de reducción.		M
3 —	La elección de los medios de compactación es sumamente importante para lograr una densificación adecuada y una resistencia del terreno concordante con el proyecto. En general puede decirse que cuanto más granular es un terreno y más predominan en él las gravas, gravillas y arenas y más exento está de arcilla, más adecuada es la vibración para su compactación empleándose rodillos vibratorios de 3 Tm de peso para tongadas de 25-30 cm y de peso creciente para tongadas mayores hasta 10 Tm o más para espesores de 1 m en gravas limpias por lo que suele ser una regla aproximada aceptable emplear un rodillo de 7 Tm para una tongada de 10 Tm cm en suelos granulares. En suelos más arcillosos (tolerables) suele ser más adecuado compactar por rodillos "tamping" o de impactos, de mayor peso y velocidad, y que densifican por presión estática, amasado del terreno, por impacto y por la "sensivibración" producida al circular a mayor velocidad. Ver tablas de selección de maquinaria.		G
4 —	La comprobación de la densidad in situ y de la humedad puede hacerse por métodos convencionales (métodos NLT-109-110) o bien mediante el empleo de aparatos de emisión de neutrones, en cuyo caso se puede elevar el doble el número de ensayos expresados en EC-2 y 3 ya que el método es más rápido y da los resultados en el mismo tajo.		G

7.5 TERRAPLENES	RP	Importancia
<p>5.— La placa de carga in situ proporciona una determinación directa de la resistencia del terreno, pero es un ensayo caro y lento que sólo se puede aplicar en unos pocos puntos al día lo que le resta capacidad de controlar todo el terraplén. Por ello debe limitarse a zonas dudosas o bien a terrenos de gravas y gravillas en los que no puede realizarse con representatividad el método de densidad in situ. Incluimos tablas orientativas de valores de módulos de deformación en segunda carga. Es muy importante correlacionar módulo con humedad para corregir adecuadamente los resultados, pues en terrenos con componentes arcillosos la influencia de la humedad en el módulo de deformación es muy notable.</p>		M
<p>6.— Las deflexiones medidas con la viga Benkelman o mejor aún con el deflectógrafo Lacroix 01 ó 03, proporcionan una información inestimable para conocer el estado de la coronación de terraplén en toda su superficie; sin embargo como este ensayo es muy costoso, se suele aplicar a las capas superiores del firme o incluso solamente al conjunto del firme terminado. El ensayo con la viga Benkelman puede reservarse para zonas muy especiales como vías lentas importantes o desviaciones con mucho tráfico.</p>		P
<p>7.— La nivelación de las capas para adaptarlas al proyecto no tiene una gran importancia desde el punto de vista estructural, pues un error de ± 3 cm en el espesor de las capas no afectará normalmente a la resistencia del conjunto del firme. Tiene más importancia desde el punto de vista económico, para delimitar los volúmenes de las diferentes capas y sobre todo por sus repercusiones en la buena ejecución de la carretera, lográndose una transición gradual y uniforme de resistencias, permeabilidades y capacidad portante sin olvidar el aspecto inducido de ejecución más organizada.</p>		P
<p>8.— La planeidad de la coronación del terraplén es importante a los efectos de adaptación al proyecto y, sobre todo, para poder evacuar una lluvia ocasional entre la ejecución de la última capa de terraplén y la colocación de la subbase. Igual puede decirse del caso similar entre dos capas de terraplén. Más importante que la planeidad medida por la regla de 3 m es que no haya puntos de posible acumulación de agua y que, en caso de lluvia, no se formen charcos ni en la explanada ni en los bordes para lo cual, deben disponerse las oportunas cunetas provisionales o puntos bajos con salida. En caso de lluvia fuerte sobre un terraplén compactado, el mejor remedio para continuar la construcción es esperar a que seque sin introducir tráfico alguno, ni siquiera peatonal, y reanudar la construcción cuando se encuentre en las mismas condiciones anteriores a la lluvia. En zonas muy lluviosas o cuando se prevé un lapso de tiempo grande hasta la ejecución de la subbase conviene emplear un nego de imprimación (Ver capítulo 32).</p>		G
<p>9.— En terrenos de grano grueso o de transición a pedraplenes, generalmente constituidos por zahorras naturales, con gravas gruesas (10-15 cm) gravillas, arenas y arcillas, la compactación suele ser relativamente sencilla de conseguir utilizando pocas pasadas de rodillo vibratorio (Ver tablas orientativas); sin embargo es también relativamente difícil de comprobar la densidad in situ, pues tanto el método de la arena como el de isótopos radiactivos, proporcionan dispersiones muy acusadas. Es mejor en muchas ocasiones utilizar un método comparativo o un método geométrico. El primero consiste en aplicar y comprobar en cada tramo el mismo sistema de compactación, o sea las mismas máquinas con iguales pasadas, velocidad, frecuencia, etc que en el tramo en que se haya comprobado que el método es bueno al realizarse ensayos de placas satisfactorios. El segundo método de control geométrico consiste en nivelar después de cada dos pasadas de los rodillos compactadores una serie de placas metálicas (200x200x8 mm) en forma de "chincheta" que se mantienen fijas al terreno por un vástago vertical (200 mm x 10 mm ϕ). La compactación se califica como adecuada cuando no se aprecia descenso de las placas (tolerancia ± 2 mm) y, por lo tanto, el terraplén tiene las características iguales al terraplén patrón ensayado con placas de carga.</p>		M
<p>10.— La comprobación de la densidad y humedad in situ en tongadas gruesas de materiales terrosos (> 50 cm) debe ser representativo de todo el espesor por lo que las determinaciones expresadas en 7.2.2 y 7.2.3 deben entenderse por cada fracción de espesor de 25-35 cm o sea que en una capa gruesa (p.ej. 60 cm) deben realizarse dos determinaciones en el mismo punto (o zona muy próxima) una para zona superior de 30 cm y otra para la inferior teniendo en cuenta que la densidad in situ disminuye con la profundidad y la humedad aumenta con ella en terrenos arenosos y disminuye en los arcillosos (salvo la capa superficial). Los valores medios deben ser manejados teniendo en cuenta esta posibilidad de heterogeneidad y dispersión.</p>		M

7.5 TERRAPLENES

RP Importancia

11 — La medida de la densidad por sonda neutrónica móvil requiere una interpretación adecuada en cuanto a su homogeneidad, por lo que sólo es conveniente utilizar este procedimiento en tajos muy grandes con tierras homogéneas. La principal preocupación ha de ser la de efectuar una correlación exacta entre los datos de humedad y densidad y los de distancia a un punto dado para localizar exactamente las zonas dudosas.	P
12 — Cuando el material de aportación a los terraplenes se encuentre excesivamente húmedo a su llegada al tajo y no haya podido ser seleccionado en origen en cuanto a su humedad, será extendido sin compromiso y se le volteará con grada de discos o motoniveladora hasta que por aireación y por insolación recupere la humedad adecuada. Este caso se da cuando se presenta una lluvia sobre una tongada no compactada. Los camiones en camino hacia el tajo es preferible devolverlos hacia la zona de extracción de préstamos.	G
13 — Se incluyen a continuación datos prácticos sobre ensayos, características de capas de terraplén y utilización de maquinaria de extendido y compactación.	M

TABLA 7-1
Clasificación y utilización de explanadas (según Instrucción 6.1.1.C.)

Tipo de explanada	Terraplenes y pedraple								Desmontes													
	C	E	C	E	C	E	C	E	C	E	C	E	C	E	C	E	C	E	C	E		
E-1	1	50	S ₁	15	1	50			1	30	S ₁	15	1	30	1	30						
	0	0		T					0	0		S ₁	15	0	30			IN	IN			
E-2	2	50	S ₂	15	2	50			2	25	2	40	S ₂	15	2	25	2	40	2	40		
	0	1	50	T					1	0	1		S ₁	15	S ₁	15	0	30				
		0									0	IN	IN									
E-3	3	50	SC	15	3	50	SC	15	3	35	SC	15	3	50	SC	15	3	50	SC	15	3	50
	0	1	50	T	1	50			1	1	0	30	1	35	0	1	35	S ₁	15			
		0		T							IN	S ₁	15	0	IN							
												IN										

C = Tipo de material; E = Espesor en cm, IN = Suelo inadecuado; 0 = Suelo tolerable.
 1 = Suelo adecuado; 2 = Suelo seleccionado; 3 = Suelo seleccionado de mayor calidad.
 S₁ = Suelo estabilizado in situ con cemento o cal.
 S₂ = Suelo adecuado estabilizado in situ con cemento o cal.
 SC = Suelo adecuado estabilizado in situ con cemento, T = Material de la zona de transición en pedrap.
 NOTA: En el caso de desmontes en roca, se rellenarán las irregularidades con hormigón de 50 Kg/cm² de resist. caract., o bien se extenderá una capa de 30 cm., o más, de material tipo 3.

TABLA 7-2
Condiciones que deben cumplir los materiales para explanadas (según PG3-75)

Tipo de suelo	T. máx. %	LL	IP	Mat. orgánica	Den. Pro. Kg/dm ³	CBR	Hinch. CBR	Pa. 0,080 Une%	Pasa p 25 % cem. Une%	Pasa p 2 o cal Une%	S. SO ₃ %	R ₇ kg/cm ²
0	15 25	<40 <65	>0,6 LL-9	<2%	>1,45	>3						
1 ó 0 con CBR >5	10	<40		<1%	>1,75	>5	<2%	<35%				
2 ó 1 con CBR >10	8	<30	<10	0		>10	0%	<25%				
3	8	<30	<10	0		>20		<25%				
T	2/3 tgda.							<10%	<30%			
S ₁	8 y 1/2 t	<35*	15*			>5 a 7 días		<50%*	>2%	>20%*	<1%*	>15*
S ₂ y SC	8 y 1/2 t.	<35*	<15*	<1%	>1,75	>10 a 7 días		<35%*	>3%	>20%*	<1%*	>15*

(*) No se exige con cal.

TABLA 7-3
Ensayos "in situ" en la construcción de terraplenes

Objeto del ensayo	Ensayo	Descripción	Campo de aplicación	Comentarios
Determinación de las propiedades del suelo	Ensayo de penetración dinámica	Un tubo es introducido en el terreno hasta una profundidad determinada mediante percusión. El número de golpes necesarios proporciona una estimación de la resistencia y de la compresibilidad	Proporciona información complementaria respecto a la proporcionada por los ensayos más directos y permite reducir el número de muestreos y ensayos	Cuantitativamente, las informaciones proporcionadas por el ensayo no se consideran muy fiables
	Ensayo de penetración estática	Un cono es introducido en el terreno bajo una carga estática con objeto de estimar la resistencia del suelo. En algunas variantes del ensayo, el cono es introducido escalonadamente con objeto de obtener información sobre el rozamiento y la resistencia puntual. Otros penetrómetros tienen medidores de tensión justo encima del cono que permiten medir en continuo la resistencia puntual y el rozamiento lateral sin necesidad de mecanismos en medida escalonada	Se usa con los mismos fines que el penetrómetro dinámico	Este ensayo se considera más fiable que el anterior
	Ensayo "SPT" (Standard Penetration Test)	La resistencia a la penetración se obtiene determinando el número de golpes dados con una maza sobre un tomamuestras normalizado, hasta hacerlo penetrar 30 cm	Proporciona una información aproximada de las propiedades del suelo	Da resultados más fiables en suelos granulares que en suelos coherentes
	Ensayo de presiómetro	En su versión más simple, una célula cilíndrica es inflada en un agujero perforado en el terreno para obtener las variaciones volumétricas, sin drenaje, bajo diferentes tensiones aplicadas. El ensayo proporciona valores de la compresibilidad, la cohesión sin drenaje y la permeabilidad "in situ"	Esta técnica ha sido utilizada para determinar la presión de preconsolidación y estimar la estabilidad a corto plazo de terraplenes sobre suelos esponjosos	La precisión y la fiabilidad del método son muy sensibles a factores tales como la modificación del suelo por la perforación y a los errores en el uso de los aparatos. Los intentos de mejorar la precisión y la fiabilidad de los resultados han provocado el desarrollo de los aparatos "auto-perforadores"
	Ensayo de carga a gran escala y tramo de ensayo	El suelo va a recibir cargas del mismo orden de magnitud que las que recibirá debido al terraplén final, y los resultados serán controlados con aparatos de medida de asentamientos, de presión intersticial, de desplazamientos laterales, etc., colocados sobre el terreno. El ensayo debe imitar todo lo posible las condiciones y el método de construcción previsto	Generalmente se usa como base para el dimensionamiento del terraplén final, gracias a la información obtenida sobre la amplitud y velocidad de asiento, presiones intersticiales, estabilidad, modo de construcción mejor adaptado, material óptimo, etc.	Estos ensayos son muy costosos y deben ser realizados mucho antes de los trabajos previstos, de forma que permitan disponer de tiempo suficiente para la consolidación y para la interpretación de los resultados. Una parte importante del coste total se debe a la compra y colocación del material del terraplén, del que solo es necesario un uso temporal.
Determinación de la resistencia del suelo para estimar la estabilidad del terraplén	Ensayo escisométrico	Un molinete, generalmente con toma de cruz se introduce en el suelo en el fondo de una perforación. El molinete se hace rotar mediante un sistema de vástagos unidos a un medidor de par, de forma que se produzca el corte del suelo y se obtenga el valor de la cohesión sin drenaje	En ensayo se utiliza para determinar la estabilidad a corto plazo de terraplenes sobre suelos esponjosos. También se utiliza para controlar los aumentos de la cohesión sin drenaje del suelo, a lo largo de la consolidación	La técnica se ha ido adaptando a suelos de cohesión interior a 50 a 100 kPa. Los resultados no son siempre fiables para suelos muy resistentes y para suelos dilatantes.
	Ensayo de corte "in situ"	El fundamento de este ensayo es igual al de corte de laboratorio. La probeta se talla en el fondo de un pozo o zanja y con una orientación que tenga en cuenta la fisuración. La carga se aplica con la ayuda de barras, anclajes, etc.	El ensayo permite determinar la resistencia al corte del suelo "in situ" en aquellos casos en que las fisuras, discontinuidades, etc., están muy separadas como para utilizar los métodos clásicos de ensayo	Con este método, raramente utilizado, se han llegado a utilizar probetas de 1m de lado
Determinación de las velocidades de consolidación y de las condiciones de drenaje	Ensayo de permeabilidad "in situ" (ensayo de permeabilidad constante)	En cada capa en que se quiere medir la permeabilidad, se coloca un piezómetro. Se crea entonces una pequeña diferencia de presión entre el piezómetro y el agua de alrededor del mismo. Se mantiene esta diferencia constante y se registra el caudal de agua entre el piezómetro y el suelo de forma que se pueda determinar el caudal de drenaje en régimen permanente.	El coeficiente de permeabilidad se utiliza junto al coeficiente de compresibilidad volumétrica (determinado en laboratorio) para calcular el coeficiente de consolidación. Este último permite estimar la velocidad de asiento del suelo.	Este sistema es mucho más fiable que las técnicas clásicas de previsión de las velocidades de asiento cuando el suelo posee una macrotextura. Hace falta resaltar que el ensayo en general se realiza antes de la construcción. Generalmente a lo largo del proceso de consolidación, el valor del coeficiente de permeabilidad disminuye.

TABLA 7-4

Ensayos de laboratorio para el estudio de terraplenes

Objeto del ensayo	Nombre del ensayo	Descripción del ensayo	Campo de aplicación	Comentarios
Determinación de la resistencia al corte del suelo para el estudio de la estabilidad de los terraplenes	Ensayo de corte directo	Corte de un cilindro o cono de suelo según un plano de rotura predeterminado	Determinación del comportamiento de suelos no drenados consolidados no drenados y totalmente drenados	Presenta ciertos inconvenientes pero todavía se utiliza
	Ensayo de compresión triaxial	Corte de un cilindro de suelo a velocidad de deformación constante según el eje de la probeta	El ensayo es muy adecuado para la determinación de todos los aspectos de la resistencia del suelo sin drenar	Ensayo comúnmente utilizado para proyectos e investigación
	Ensayo en celula de presión	Mismo principio que el ensayo de compresión triaxial pero controlando las tensiones y no las deformaciones	Como para el ensayo de compresión triaxial	Principalmente se utiliza en los Países Bajos
	Ensayo de compresión triaxial verdadera	Mismo principio que el ensayo de compresión triaxial pero controlando por separado las tres tensiones principales	Además de las aplicaciones indicadas en el ensayo de compresión triaxial, el ensayo se utiliza en el estudio de efectos particulares, por ejemplo la influencia de la anisotropía en la resistencia del suelo	Se utiliza principalmente en investigación
	Ensayo de compresión simple	Caso particular del ensayo de compresión triaxial en el que la presión lateral aplicada a la probeta es nula	Sólo sirve para medir la cohesión sin drenaje de suelos coherentes no fisurados	Utilizada alguna vez para verificar rápidamente el valor de la cohesión sin drenaje obtenido por otros métodos
	Ensayo con el escisómetro de laboratorio o de bolsillo	Un pequeño molinete es introducido en el suelo y después se le obliga a girar con velocidad controlada para cortar el suelo	Determinación de la cohesión sin drenaje. Para determinar el efecto de modificación en los suelos sensibles, se puede realizar el ensayo directamente en la muestra de suelo	El escisómetro de bolsillo da resultados menos precisos
	Ensayo con penetrómetro de cono sueco	Se deja caer un cono sobre la probeta del suelo coherente. La profundidad de penetración está directamente relacionada con la cohesión sin drenaje	Determinación de la cohesión sin drenaje del suelo, así como de la sensibilidad del suelo entre el estado inalterado y el modificado	El ensayo se ha puesto a punto inicialmente para la clasificación de suelos
Ensayo con penetrómetro de bolsillo	Se introduce un cono en el suelo hasta una profundidad normalizada. La fuerza aplicada se registra sobre una escala especialmente dividida en valores de cohesión sin drenaje	Determinación de la cohesión sin drenaje	Es interesante sobre todo para la evaluación rápida de las variaciones de la resistencia en diferentes puntos de suelo ya que el cono es muy pequeño como para dar valores precisos de la resistencia al corte	
Determinación de las propiedades de consolidación	Ensayo edométrico	Una probeta de suelo cilíndrica se somete a una serie de incrementos de carga para obtener la relación entre la deformación y el tiempo para cada incremento	Sirve para predecir la amplitud de la velocidad de asiento	En ciertos suelos, se ha comprobado que el ensayo clásico con pequeñas probetas da resultados poco fiables respecto a las velocidades de asiento
	Ensayo de consolidación triaxial	Es el mismo principio que para el edómetro, pero las deformaciones son generalmente determinadas a partir del registro del volumen de agua expulsado de la probeta	Igual que el edómetro	Los últimos años se han desarrollado diferentes tipos de edómetros especiales, más flexibles en su empleo que dan mejores resultados y que reducen considerablemente la duración de los ensayos
Estudio global de los asientos y de la estabilidad	Ensayo de centrifugación	Un modelo a escala 1/N del terraplén con su suelo se somete a una aceleración N veces de la gravedad con objeto de simular los estados de tensiones y deformaciones existentes en la realidad	Proporciona la información necesaria para el dimensionamiento de terraplenes con objeto de evitar los problemas de asientos y de inestabilidad	Este método es un intento de unir en una sola operación la determinación de las propiedades del suelo y su utilización en el cálculo. Esta técnica ha sido recientemente introducida en los países miembros de la OCDE

TABLA 7-5
Factores a tener en cuenta en la elección del procedimiento de compactación de los terraplenes y capas de coronación

Factores técnicos	Factores operacionales	Especificación (s) y control (c) apropiados	Caso No	
Es posible realizar el control en base a medidas de la densidad "in situ"	Es posible realizar el control en base a medidas de la densidad	Preferencia por control de tipo "puntual"	(S) Valores de densidad a alcanzar (C) Valores de densidad alcanzada Control tipo "puntual"	1
		Preferencia por control de tipo "continuo"	(S) Formas de empleo comp (C) Comprobación del empleo de compactadores Control tipo "continuo"	2
	Un control en base a la densidad es imposible		Control tipo "continuo" (Idem caso número 2)	3
Un control en base a la densidad "in situ" es imposible		Control tipo "continuo" (Idem caso número 2)	4	
Es posible realizar el control en base a medidas de la densidad "in situ"	Es posible realizar el control en base a medidas de la densidad	Preferencia por control de tipo "puntual"	Control tipo "puntual" (Idem caso número 1)	5
		Preferencia por control de tipo "continuo"	(S) Forma de empleo de los compactadores determinadas en base a pruebas en tramos de ensayo y med. densi (C) Comprobación del uso de los compactadores Control tipo "continuo"	6
	Se excluye un control en base a la densidad, pero se pueden usar tramos de ensayo con las correspondientes medidas de densidad		Control tipo "continuo"	7
	Se excluye un control en base a tramos de ensayo y medidas de densidad		Escoger entre los procedimientos citados en los casos 9, 10 y 12	8
Es imposible realizar el control en base a medidas de la densidad "in situ" (El control de los asientos por nivelación es factible pero poco fiable)	Es posible realizar un control mediante medida de los asientos por nivelación	Preferencia por un control de asientos por nivelación	(S) Asientos máximos admisibles bajo una sollicitación dada (bajo un compactador por ejemplo) (C) Comprobación de los asientos observados Control tipo "asientos"	9
		Preferencia por control de tipo "continuo"	(S) Formas de empleo de determinados compactadores en tramos de ensayo y con control de asientos (C) Comprobación del uso de los compactadores	10
	Se excluye el control corriente por medida de asientos, pero es posible realizar un control en tramos de ensayo con comprobación de asientos por nivelación		Control tipo "continuo" (Idem caso número 10)	11
	Se excluye el control corriente por medida de asientos y el control mediante tramos de ensayo con comprobación de asientos por nivelación		(S) Formas de empleo de los compactadores, deducidas por analogía con casos parecidos (C) Comprobación del uso de los compactadores Control tipo "continuo"	12

TABLA 7 -6

Características de los controles de compactación en las diferentes fases del trabajo

Fases de intervención consideradas	Principales condiciones requeridas	Principales acciones a realizar	Sentido de evolución para	
			Libertad de la constructora en la ejecución de la obra Riesgo de encontrar dificultades	Contribución del director de obra en el control de los trabajos Posibilidad de interpretar resultados de control
Obra terminada	<ul style="list-style-type: none"> -- Prever las consecuencias al obtener resultados desfavorables durante los trabajos No más del 25% de los áridos de $D > 20$ mm (ensayo Proctor) -- Disponibilidad de maquinaria de diagrafía -- Limitar la altura del terraplén a las posibilidades de la maquinaria de diagrafía utilizada 	<ul style="list-style-type: none"> -- Diagrafía de densidad seca en toda la altura de la obra Extracción de muestras para <ul style="list-style-type: none"> • Determinación de la densidad de referencia • Contenido en agua 	MAXIMO 	MINIMO
Capas intermedias	<ul style="list-style-type: none"> -- No más del 25% de los áridos de $D > 20$ mm (ensayo Proctor) -- Espesor de la capa compatible con los aparatos de medida de densidad utilizados (en gral. ≤ 50 cm) -- Presencia en obra de los medios de control suficientes para efectuar ensayos a la frecuencia requerida por el director de obra 	<ul style="list-style-type: none"> -- Medida de la densidad seca en todo el espesor de la capa o capas consideradas -- Extracción de muestras para <ul style="list-style-type: none"> • Determinación de la densidad de referencia • Contenido en agua 		
En continuo	<ul style="list-style-type: none"> -- Definición exacta de las condiciones de utilización de los suelos en el Pliego de Condiciones -- Conocimiento permanente de la natu. y estado de los suelos colocados en obra -- Seguimiento en continuo de las reglas de ejecución 	<ul style="list-style-type: none"> -- Identificación de los materiales por medio de ensayos clásicos y de apreciación visual -- Verificación de la correcta utilización de los suelos y del funcionamiento de los compactadores 	MINIMO 	MAXIMO

TABLA 7-7

Campo de utilización de diferentes máquinas		
Proceso de utilización		
Información complementaria en las tablas siguientes	Material	Tipo de máquina
		Actuando por compresión y amasamiento
7-8	Suelos sueltos-ligeramente coherentes	Rodillo liso
7-9	Suelos sueltos-ligeramente coherentes	Rodillo de rejas
7-10	Suelos sueltos-coherentes	Rodillo de neumáticos
7-11	Suelos sueltos-coherentes	Rodillo de impactos (Tamping)
7-11	Suelos ligeramente coherentes-coherentes a suelos coherentes	Rodillo de pata de cabra
		Actuando por vibraciones
7-12	Suelos sueltos	Placas vibrantes
7-13	Suelos sueltos	Vibradores de placas múltiples
7-14	Suelos sueltos	Rodillo vibrantes liso
		Actuando por impactos
7-15	Todo tipo de suelos	Pisón de explosión
7-15	Suelos sueltos-ligeramente coherentes	Pisón vibrante
-	Todo tipo de suelos	Grúa con placa de caída libre

TABLA 7-8

Compactadores de rodillos lisos				
Compactadores triciclos				
Suelos sueltos-ligeramente coherentes				Campo de utilización
2.5 ... 4.5	4.5 ... 7.0	7.0 ... 10	10 ... 15*	Peso en servicio ... t
1.00 ... 1.50	1.45 ... 1.75	1.50 ... 1.95	1.80 ... 2.10	Anchura de trabajo ... m
10 ... 16	16 ... 30	22 ... 36	30 ... 55	Potencia del motor ... CV
	1.5	3.0		Velocidad de trabajo ... km/h
				Compactación
10	15	20	25	Espesor de las capas ... cm
	4 ... 8			Pasadas

* Esta columna se refiere también a los compactadores a vapor de peso en servicio de hasta 15 t

TABLA 7-9

Compactadores de rodillos de rejas	
Suelos sueltos-igeramente coherentes	Campo de utilización
15	Peso en servicio t
6	Peso en vacío t
1.70	o de cilindro m
2 x 0.81	Longitud del cilindro (rodillo simple) m
1.75	Anchura de trabajo (rodillo doble) m
≈ 55	Presión sobre el suelo kg/cm ³
2.4 ... 4.8 (1)	Velocidad de trabajo km/h
12 ... 18 (2)	Compactación:
20 ... 40	Esesor capas cm
4 ... 8	Núm. de pasadas

(1) Tracción por maquinaria de cadenas.

(2) Tracción por maquinaria de neumáticos

TABLA 7-10

Compactadores de neumáticos					
Compactadores de neumáticos automát.		Compactadores de neumáticos arrastrados			
Suelos sueltos-coherentes		Campo de utilización			
8 ... 15	15 ... 30	27	45 ... 55	90	Peso en servicio t
3 ... 7	8 ... 15	5 ... 8	13	17	Peso en vacío t
3 ... 5	3 ... 5	4	4	4	Núm. de neumáticos adelante
4 ... 6	4 ... 6				detrás
1.70 ... 2.20	2.20 ... 2.40	1.80	2.85	3.20	Anchura de trabajo m
		var. 2.0	8.0		Presión de los neumáticos kg/cm ³
35 ... 90	70 ... 130	-	-	-	Potencia del motor CV
	3.0 ... 9.0		1.8 ... 6.0		Velocidad de trabajo km/h
15 ... 30	20 ... 40	30 ... 50	35 ... 70	40 ... 80	Compactación:
4 ... 8	4 ... 8	3 ... 6	3 ... 6	3 ... 6	Esesor de las capas cm
					Núm. de pasadas

TABLA 7-11

Compactadores de rodillos de pata de cabra y similares			
Rodillos de impactos (Tamping)	Rodillo de pata de cabra		
Suelos sueltos coherentes	Suelos ligeramente coherentes-coherentes		Campo de utilización
18	2,4	8,3	Peso en servicio ... t
8,5	1,5	3,5	Peso en vacío ... t
1,70	1,00	1,50	∅ de cilindro ... m
2 x 0,81	1,22	1,50	Longitud de cilindro (rodillo simple) ... m
1,75	1,22	1,50	Anchura de trabajo (rodillo doble) ... m
90	112	112 ..120	Núm. de rodillos ...
135	39 ..45	39 ..45	Superficie de contacto en las patas ... cm ²
10...20 (1)	9,5...10,5 (1)	28...35 (1)	Presión sobre el suelo ... kg/cm ²
2,4 ..4,8 (2)	2,4 ..4,8 (2)	2,4...4,8 (2)	Velocidad de trabajo ... km/h
12.. 18 (3)			Compactación.
20 ..40	20...25	20 ..30	Espesor capas ... cm
4 ..8	8...16	8.. 16	Núm. de pasadas

(1) La presión sobre el suelo está dada por Peso del rodillo dividido por el 5% de la superficie total de las patas

(2) Tracción de máquinas de cadenas

(3) Tracción de máquinas de neumáticos

TABLA 7-12

Placas vibrantes				
Suelos sueltos				Campo de utilización
0,2.. 0,45	0,5...0,6	1,5 ..1,8	2,5	Peso en servicio ... t
0,50.. 0,70	0,60.. 0,70	1,00 .. 1,20	1,00	Anchura de trabajo ... m
0,25 ..0,50	0,50 ..0,70	0,80...1,90	1,00	Superficie de apoyo ... m ²
0,05 ..0,10	0,09 ..0,12	0,08 ..0,22	0,25	Presión sobre el suelo
	ca. 0,55	ca. 0,55	28	Estática ... kg/cm ²
				Dinámica ... kg/cm ²
6 ..8	6 ..11	10 ..16	28	Potencia del motor ... CV
35	35	25	30	Vibración ... freq./seg.
0,4...1,2	bis 0,6	0,5..1,2	1,0 ..1,4	Velocidad de trabajo ... km/h
				Compactación
15 ..20	15 ..30	20...50	25 ..60	Espesor capas ... cm
				Número de pasadas

TABLA 7-13

Compactadores-vibrantes de placas multiples					
Sobre neumaticos		Sobre cadenas			
Suelos sueltos			Campo de utilización		
3.5	6.0		3.0		Peso en servicio t
4.00			4.0		Longitud máxima de trabajo m
2...6			4..6		Número de placas
					Sistema de vibración
eléctrico	hidráulico	eléctrico			
hasta 70	hasta 35	hasta 45	hasta 40		Vibración frec./seg.
hasta 60	hasta 80		40...100		Potencia de vibración CV
0.2..2.0	0.2..2.0	0.2...2.0	0.2...2.0		Velocidad de trabajo km/h
					Compactación.
25..50	20..40	25..50	20..40		Espesor capas cm
2..4	2..4	2..4	2..4		Número de pasadas

TABLA 7-14

Compactores de rodillos vibrantes						
Monorrodillo	Rodillos automotores Birrodillo		Tandem	Rodillos remolcados		
Suelos sueltos				Campo de utilización		
0.5..1.0	1..1.5	6.5	1..2	2.5..5	3..5	Peso en servicio t
70..80	90	200	80..90	90..110	140..190	Anchura de trabajo cm
8	12	50	8..12	12..20	25..50	Potencia del motor CV
65	40	40	65	40	25	Vibración frec./s
1..2	1..2	1..2	1..2	1..2	1...3	Velocidad de trabajo km/h
						Compactación.
15...25	20..30	30..50	20..30	20..40	30..50	Espesor de capas cm
2...6	2..4	2..4	2..4	2..4	2...4	Número de pasadas

TABLA 7-15

Compactadores de amasado por impacto					
Pisones de explosión		Pisones vibrantes			
Todo tipo de suelos	Suelos sueltos-ligeramente coherentes		Campo de utilización		
100	100	50	Peso en servicio		kg
15-30	40 x 40	25 x 35	Superficie de apoyo		
			Diámetro		cm
490.. 530	1600	1000	Superficie		cm ²
60...80	500	500	Número de impactos por minuto		
			Compactación		
20-40	25...35	20...30	Espesor capas		cm
2...4		2...4	Número de pasadas		

TABLA 7-16

Notaciones empleadas en las siguientes tablas (maquinaria de compactación)

Compactadoras de neumáticos

P ₁	Carga rueda	2.5 - 4 t
P ₂	Carga/rueda	4 - 6 t
P ₃	Carga rueda	> 6 t

Compactadoras vibrantes

V ₁	Carga estática unidad de longitud	15 - 25 kgr/cm
V ₂	Carga estática unidad de longitud	25 - 35 kgr/cm
V ₃	Carga estática:unidad de longitud	35 - 45 kgr/cm
V ₄	Carga estática unidad de longitud	> 45 kgr/cm

Patas de cabra y similares

PD ₁	Carga media	30 - 60 kgr/cm
PD ₂	Carga media	> 60 kgr/cm

Notaciones

1ª Cifra (espesor de las capas)

- 0 Capas del máximo espesor posible
- 1 Capas de la mayor espesor máximo (15 - 20 cm según materiales)
- 2 Capas espesor media (25 - 50 cm según materiales)

2ª Cifra (intensidad de compactación)

- 1 Compactación intensa
- 2 Compactación media
- 3 Compactación débil

TABLA 7-17

Sellos A

Sección y diferencias	Maquinaria	Compactadores neumáticos		Compactadores vibratorios												Pasos cubos y surtidores								
		F ₁	F ₂	V ₁						V ₂						V ₄								
				a	b	c	d	e	f	a	b	c	d	e	f	a	b	c						
A ₁	Capa de espesor máximo posible y compactación débil	03	Q/S 0.06	0.12	0.30	0.105	0.105	0.11	0.095	0.20	0.30	0.18	0.18	0.30	0.20	0.30	0.20	0.30	0.50	0.33	0.08	0.10	0.4	
		11	e	0.30	0.50	1.0	0.30	0.30	0.25	0.60	0.60	0.40	0.40	1.0	1.0	0.40	0.40	1.0	1.0	2.0	1.0	0.30	0.40	4
	Capa delgada media y compactación débil	23	Q/S 0.08	0.12	0.30	0.105	0.105	0.11	0.095	0.165	0.165	0.18	0.18	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.22	0.08	0.10	0.4	
		e	0.30	0.50	1.0	0.30	0.30	0.25	0.50	0.50	0.40	0.40	0.50	0.50	0.40	0.40	0.40	0.40	0.50	0.50	0.50	0.30	0.40	4
	Capa delgada o media y compactación media	22	Q/S 0.05	0.06	0.15	0.06	0.06	0.06	0.05	0.10	0.10	0.08	0.06	0.15	0.15	0.09	0.09	0.20	0.165	0.05	0.07	0.05	0.07	
		e	0.30	0.40	0.50	0.30	0.30	0.25	0.25	0.40	0.40	0.30	0.30	0.30	0.50	0.30	0.30	0.30	0.50	0.50	0.25	0.25	0.50	0.50
	Capa delgada o media y compactación interna	21	Q/S 0.03	0.05	0.07	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.05	0.05	0.05	0.07	0.07	0.05	0.05	0.10	0.08	0.05	0.05	0.10	0.10
		e	0.20	0.30	0.50	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.25	0.25	0.25	0.50	0.50	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.50	0.50
	A ₂	Capa delgada y compactación interna	11	Q/S 0.03	0.04	0.06	0	0	0	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.07	0.07	0.04	0.04	0.10	0.06	0.04	0.04	0.10	0.10
			e	0.20	0.20	0.30	0	0	0	0.25	0.25	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
CORONACION			Q/S 0.025	0.045	0.065	0.025	0.025	0.025	0.045	0.045	0.05	0.05	0.065	0.065	0.065	0.065	0.065	0.065	0.065	0.065	0.065	0.065	0.065	
		e	0.30	0.30	0.50	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.25	0.25	0.25	0.50	0.50	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.50	0.50	
Capa de espesor máximo posible y compactación débil		03	Q/S 0.06	0.09	0.15	0.06	0.06	0.06	0.065	0.12	0.12	0.11	0.11	0.14	0.14	0.14	0.125	0.125	0.30	0.155	0.10	0.12	0.12	
		e	0.30	0.50	0.70	0.30	0.30	0.25	0.20	0.50	0.50	0.35	0.35	0.70	0.70	0.35	0.35	1.0	0.70	0.30	0.30	0.30	0.30	
Capa delgada media y compactación débil		23	Q/S 0.06	0.09	0.15	0.06	0.06	0.06	0.065	0.12	0.12	0.11	0.11	0.15	0.15	0.15	0.125	0.125	0.30	0.165	0.10	0.12	0.12	
		e	0.30	0.50	0.70	0.30	0.30	0.25	0.20	0.50	0.50	0.35	0.35	0.70	0.70	0.35	0.35	1.0	0.70	0.30	0.30	0.30	0.30	
Capa delgada o media y compactación media		22	Q/S 0.04	0.07	0.12	0.04	0.04	0.04	0.045	0.03	0.06	0.06	0.07	0.11	0.11	0.08	0.06	0.155	0.12	0.08	0.10	0.10	0.10	
		e	0.30	0.40	0.50	0.20	0.20	0.15	0.40	0.40	0.30	0.30	0.30	0.50	0.50	0.30	0.30	0.30	0.50	0.50	0.30	0.30	0.30	
Capa delgada o media y compactación interna	21	Q/S 0.02	0.04	0.06	0.02	0.02	0.02	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.06	0.06	0.04	0.045	0.045	0.09	0.065	0.05	0.06	0.06		
	e	0.20	0.30	0.40	0.20	0.20	0.20	0.15	0.30	0.30	0.25	0.25	0.40	0.40	0.25	0.25	0.25	0.50	0.40	0.20	0.20	0.20		
Capa delgada y compactación interna	11	Q/S 0.04	0.06	0	0	0	0	0.04	0.04	0.04	0.035	0.035	0.055	0.055	0.04	0.04	0.09	0.06	0.04	0.04	0.06	0.06		
	e	0.20	0.30	0.30	0	0	0	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.30	0.30	0.20	0.20	0.20	0.30	0.30	0.20	0.20	0.20		
A ₁	CORONACION		Q/S 0.020	0.035	0.055	0.020	0.020	0.025	0.020	0.035	0.035	0.035	0.035	0.055	0.055	0.040	0.040	0.080	0.060	0.040	0.060	0.060	0.060	
		e	0.20	0.30	0.40	0.20	0.20	0.20	0.15	0.30	0.30	0.25	0.25	0.40	0.40	0.25	0.25	0.25	0.25	0.40	0.20	0.20	0.20	
	Capa delgada o media y compactación media	22	Q/S 0.02	0.04	0.06	0	0	0	0.04	0.045	0.025	0.045	0.06	0.06	0.05	0.05	0.05	0.10	0.07	0.06	0.09	0.09	0.09	
		e	0.20	0.30	0.40	0	0	0	0.30	0.30	0.25	0.25	0.40	0.40	0.25	0.25	0.25	0.50	0.40	0.20	0.20	0.20	0.20	
	Capa delgada o media y compactación interna	21	Q/S 0.03	0.05	0	0	0	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.06	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	
		e	0.20	0.30	0.30	0	0	0	0.20	0.20	0.15	0.15	0.30	0.30	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	
	Capa delgada y compactación interna	11	Q/S 0	0	0.03	0	0	0	0	0	0	0	0.02	0.02	0.02	0.02	0.04	0.025	0.03	0.04	0.04	0.04	0.04	
		e	0	0	0.30	0	0	0	0	0	0	0	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	

- Q = Volumen de material compactado
S = Superficie compactada
- Q/S en metros en metros
e = Espesor máximo computado
- O Maquinaria no recomendable
- Siempre que la circulación lo permita
 - Al parecer no existe ninguna máquina de este tipo
 - Con compactadores tandem de 2 rodillos vibratorios Q/S puede ser un poco más elevada
 - Prever otra máquina para borrar las marcas dejadas por las palas de los compactadores
 - Podrán aplicarse a la maquinaria, condiciones de utilización más favorables cuando tengiendo frecuencia variable, esta coincide con la frecuencia de resonancia (consultar con especialistas)
 - Estos valores tienen en cuenta el hecho de que la única maquinaria de esta categoría existente en un compactador mixto vibrante, de neumático, que se considera cercano al límite superior de la clase V.3 a-b
- (7) Se impone que el Dmáx. < 2/3 espesor de la capa en cuestión (D diámetro anillo)
- (8) Se impone que el Dmáx. < 1/5 espesor de la capa en cuestión
- (9) Se impone que el Dmáx. < 2/4 espesor de la capa en cuestión
- (10) Para las máquinas más ligeras de esta clase, se aplicarán condiciones de uso ligeramente menos favorables
- (11) Modalidad de utilización de compactadores, que puede eventualmente aplicarse para terrapienes que no sean de carreteras

TABLA 7-18

Suelo B

Máquina	Compactadores sin maletas				Compactadores vibratorios				Pista sobre maletas												
	F ₁	F ₂	F ₃	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	P _{D1}	P _{D2}												
Suelo y distancias a distorsiones	VER CLASE D:																				
	III	Q/S 0.10	0.30	0.40	0.15	0.15	0.16	0.12	0.30	0.30	0.26	0.26	0.50	0.50	0.265	0.265	1.0	0.25	0.10	0.10	
VER CLASE D ₁ :	II	ε	0.30	0.50	1.0	0.30	0.30	0.30	0.25	0.60	0.60	0.50	0.50	1.0	1.0	0.50	0.50	2.0	1.0	0.40	0.40
	II	Q/S	0.08	0.12	0.30	0.10	0.10	0.085	0.08	0.20	0.20	0.20	0.30	0.30	0.22	0.22	0.50	0.35	0.20	0.20	
VER CLASE D ₂ :	II	ε	0.30	0.50	1.0	0.30	0.30	0.25	0.25	0.60	0.60	0.50	0.50	1.0	1.0	0.50	0.50	2.0	1.0	0.40	0.40
	II	Q/S	0.06	0.10	0.15	0.08	0.08	0.075	0.065	0.10	0.10	0.085	0.085	0.15	0.15	0.15	0.23	0.20	0.20	0.20	
VER CLASE D ₃ :	II	ε	0.30	0.40	0.50	0.30	0.30	0.25	0.25	0.40	0.40	0.30	0.30	0.50	0.35	0.35	0.50	0.50	0.50	0.50	
	II	Q/S	0.04	0.06	0.08	0.04	0.04	0.05	0.045	0.06	0.06	0.06	0.06	0.08	0.08	0.065	0.065	0.12	0.105	0.105	
VER CLASE D ₄ :	II	ε	0.30	0.30	0.40	0.30	0.30	0.20	0.20	0.30	0.30	0.25	0.25	0.40	0.40	0.30	0.30	0.40	0.40	0.40	
	II	Q/S	0.035	0.035	0.070	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	
VER CLASE A ₁ :	III	Q/S	0.08	0.12	0.30	0.10	0.10	0.105	0.085	0.15	0.15	0.155	0.155	0.30	0.30	0.18	0.18	0.40	0.33	0.10	0.15
	III	ε	0.30	0.50	0.80	0.30	0.30	0.30	0.25	0.50	0.50	0.40	0.40	0.80	0.80	0.40	0.40	1.0	0.80	0.30	0.40
VER CLASE B ₁ :	III	Q/S	0.08	0.12	0	0.10	0.10	0.105	0.085	0.15	0.15	0.155	0.155	0.25	0.25	0.18	0.18	0	0.36	0.10	0.15
	III	ε	0.30	0.50	0	0.30	0.30	0.25	0.25	0.50	0.50	0.40	0.40	0.50	0.50	0.40	0.40	0.50	0.50	0.30	0.40
VER CLASE B ₂ :	III	Q/S	0.05	0.06	0.08	0.05	0.05	0.05	0.045	0.09	0.09	0.075	0.075	0.12	0.12	0.10	0.10	0.20	0.18	0.10	0.15
	III	ε	0.30	0.40	0.50	0.30	0.30	0.25	0.25	0.40	0.40	0.30	0.30	0.50	0.50	0.30	0.30	0.50	0.50	0.30	0.40
VER CLASE B ₃ :	III	Q/S	0.02	0.04	0.06	0.02	0.02	0.025	0.02	0.04	0.04	0.04	0.06	0.06	0.05	0.05	0.10	0.09	0.20	0.0	0
	III	ε	0.30	0.30	0.40	0.30	0.30	0.20	0.20	0.30	0.30	0.25	0.25	0.40	0.40	0.30	0.30	0.40	0.40	0.30	0.40
VER CLASE B ₄ :	III	Q/S	0.02	0.04	0.06	0	0	0	0	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.08	0.07	0	0	0	0
	III	ε	0.30	0.30	0.30	0	0	0	0	0.30	0.30	0.25	0.25	0.30	0.30	0.25	0.25	0.30	0.30	0.30	0.30
VER CLASE B ₅ :	III	Q/S	0.020	0.040	0.055	0.020	0.020	0.025	0.020	0.040	0.040	0.040	0.040	0.055	0.055	0.050	0.050	0.085	0.085	0.05	0
	III	ε	0.30	0.30	0.40	0.30	0.30	0.20	0.20	0.30	0.30	0.25	0.25	0.40	0.30	0.30	0.30	0.40	0.40	0.30	0.40
VER CLASE B ₆ :	III	Q/S	0.02	0.04	0.06	0.02	0.02	0.025	0.02	0.04	0.04	0.04	0.06	0.06	0.05	0.05	0.10	0.09	0.20	0	0
	III	ε	0.30	0.30	0.40	0.30	0.30	0.20	0.20	0.30	0.30	0.25	0.25	0.40	0.40	0.30	0.30	0.40	0.40	0.30	0.40
VER CLASE B ₇ :	III	Q/S	0.02	0.04	0.06	0	0	0	0	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.08	0.07	0	0	0	0
	III	ε	0.30	0.30	0.30	0	0	0	0	0.30	0.30	0.25	0.25	0.30	0.30	0.25	0.25	0.30	0.30	0.30	0.30
VER CLASE B ₈ :	III	Q/S	0.020	0.040	0.055	0.020	0.020	0.025	0.020	0.040	0.040	0.040	0.040	0.055	0.055	0.050	0.050	0.085	0.085	0.05	0
	III	ε	0.30	0.30	0.40	0.30	0.30	0.20	0.20	0.30	0.30	0.25	0.25	0.40	0.30	0.30	0.30	0.40	0.40	0.30	0.40

TERRAPLENES

- Q = Volumen de material compactado
 - S = Superficie compactada
 - Q/S en metros en metros
 - ε en metros
 - 0 Máquinas no recomendables
- (1) Siempre que la certificación lo permita
 - (2) Al parecer no existe ninguna máquina de este tipo
 - (3) Con compactadores tandem de 2 rodillos vibratorios, Q/S puede ser un poco más elevada
 - (4) Prover otra máquina para borrar las marcas dejadas por las peñas de los compactadores
 - (5) Podrán aplicarse a la maquinaria, condiciones de utilización más favorables cuando terminado frecuencia variable, ésta coincide con la frecuencia de resonancia (consultar con especialistas)
 - (6) Estos valores tienen en cuenta el hecho de que la única maquinaria de esta categoría existente en un compactador motor, vibrante y de neumáticos, que se considera cercano al límite superior de la clase V3 a-b
 - (7) Se impone que el Dmka. < 2/3 espesor de la capa en cuestión (D= diámetro lido)
 - (8) Se impone que el Dmka. < 1/5 espesor de la capa en cuestión
 - (9) Se impone que el Dmka. < 2/4 espesor de la capa en cuestión
 - (10) Para las máquinas más ligeras de esta clase, se aplicarán condiciones de uso ligeramente menos favorables
 - (11) Modalidad de utilización de compactadores, que puede eventualmente aplicarse para terraplenes que no sean de carretera



TABLA 7-19

Suelos C

Suelos y diferentes situaciones	Maquinaria	Compactadores																Patas cabra similares				
		Compactadores neumáticos				Compactadores vibrantes										PD ₁	PD ₂					
		P ₁	P ₂	P ₃		V ₁				V ₂				V ₃				V ₄				
				a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c				
TERRAPLENES	Capa de espesor máximo y compactación débil	03	Q/S	0,06	0,10	0,20	0,06	0,06	0,07	0,06	0,11	0,11	0,12	0,12	0,20	0,20	0,14	0,14	0,30	0,24	0,06	0,06
				7	7		7	7-10	9-10	7	7	7,5	8,3	6		5	8	8		6	2	4
		11	e	0,30	0,50	0,80	0,30	0,30	0,30	0,30	0,50	0,50	0,40	0,40	0,80	0,80	0,40	0,40	1,0	0,80	0,30	0,50
	Capa de espesor máximo y compactación media	02	Q/S		0,07	0,10					0,07	0,07	0,065	0,065	0,13	0,13	0,075	0,075	0,15	0,14	0,05	0,06
				0	7	0	0	0	0	7	7,5	8,3	9		5	9	9		6	2	4	4
		e		0,40	0,60					0,40	0,40	0,30	0,30	0,70	0,70	0,35	0,35	0,80	0,70	0,30	0,40	
Capa de espesor máximo y compactación intensa	01	Q/S		0,04	0,06					0,045	0,045	0,04	0,04	0,07	0,07	0,05	0,05	0,10	0,065		0,05	
			0	7	7	0	0	0	7	7,5	9,3	9	7	7	9	9		6	2	0	7	
	e		0,30	0,40					0,30	0,30	0,30	0,30	0,50	0,50	0,30	0,30	0,70	0,50		0,40		
CORONACION	Capa de espesor máximo y compactación débil	03	Q/S	0,06	0,12	0,30	0,06	0,06	0,09	0,06	0,15	0,15	0,135	0,135	0,30	0,30	0,185	0,185	0,40	0,32	0,12	0,10
				7		7	7-10	9-10	7-10		5	8,3	8		5	9	9		6	2	4	4
		11	e	0,30	0,50	0,80	0,30	0,30	0,30	0,30	0,50	0,50	0,40	0,40	0,80	0,80	0,40	0,40	1,0	0,80	0,40	0,40
	Capa de espesor máximo y compactación media	02	Q/S	0,05	0,06	0,10	0,05	0,05	0,055	0,05	0,095	0,095	0,10	0,10	0,12	0,12	0,12	0,12	0,20	0,15		
				7		7	7-10	9-10	7-10		5	9,3	9		5	9	9		6	2	0	0
		e		0,30	0,40	0,50	0,30	0,30	0,30	0,30	0,40	0,40	0,35	0,35	0,50	0,50	0,40	0,40	0,70	0,50		
Capa de espesor máximo y compactación intensa	01	Q/S	0,02	0,04	0,06	0,03	0,03	0,035	0,03	0,05	0,05	0,045	0,045	0,07	0,07	0,055	0,055	0,06	0,075			
			7	7	7	7-10	9-10	7		5	9,3	9		5	9	9		6	2	0	0	
	e		0,20	0,30	0,40	0,30	0,30	0,30	0,30	0,40	0,40	0,30	0,30	0,50	0,50	0,30	0,30	0,60	0,50			
			Q/S	0,020	0,035	0,055	0,030	0,030	0,030	0,030	0,050	0,050	0,045	0,045	0,065	0,065	0,050	0,050	0,075	0,070		
			7	7	7	7-10	9-10	7		5	9,3	9		5	9	9		6	2	0	0	
			e	0,20	0,30	0,40	0,30	0,30	0,30	0,40	0,40	0,30	0,30	0,50	0,50	0,30	0,30	0,60	0,50			
TERRAPLENES	Capa de espesor máximo y compactación débil	03	Q/S		0,10	0,20					0,12	0,12			0,25	0,25			0,35	0,27	0,10	0,10
				0	7	0	0	0	0	7	7,5	0	0		5	0	0		6	2	4	4
		11	e		0,50	0,80					0,50	0,50			0,80	0,80			1,0	0,80	0,40	0,40
	Capa de espesor máximo y compactación media	02	Q/S		0,06	0,12					0,06	0,06			0,12	0,12			0,20	0,14		
				0	7	0	0	0	0	7	7,5	0	0		5	0	0		6	2	0	0
		e		0,40	0,60						0,40	0,40			0,70	0,70			0,80	0,70		
Capa de espesor máximo y compactación intensa	01	Q/S		0,05	0,06					0,06	0,06			0,10	0,10			0,12	0,105			
			0	7	0	0	0	0	7	7,5	0	0		7	7,5	0	0		7,4	2	0	0
	e		0,40	0,50						0,40	0,40			0,60	0,60			0,80	0,60			

Q = Volumen de material compactado

S = Superficie compactada

Q/S en metros

e en metros

e = Espesor máximo compactado

O = Maquinaria no recomendable

(1) Siempre que la circulación lo permita

(2) Al parecer no existe ninguna máquina de este tipo

(3) Con compactadores tandem de 2 rodillos vibratorios Q/S puede ser un poco más elevada

(4) Prever otra máquina para borrar las marcas dejadas por las patas de los compactadores

(5) Podrán aplicarse a la maquinaria condiciones de utilización más favorables cuando teniendo frecuencia variable esta coincide con la frecuencia de resonancia (consultar con especialistas)

(6) Estos valores tienen en cuenta el hecho de que la única maquinaria de esta categoría existente es un compactador mixto vibrante y de neumáticos que se considera cercano al límite superior de la clase V2 a b

(7) Se impone que el Dmax < 2,3 espesor de la capa en cuestión (D diámetro ardo)

(8) Se impone que el Dmax < 1,5 espesor de la capa en cuestión

(9) Se impone que el Dmax < 2,4 espesor de la capa en cuestión

(10) Para las máquinas más nuevas de esta clase se aplicaran condiciones de uso ligeramente menos favorables

(11) Mudanza de un eje de compactadores que puede eventualmente aplicarse para terraplenes que no sean de carreteras

TABLA 7-20

Suelos D

Suelos y diferencias utilizaciones	Máquina			Compactadoras vibrantes										Fase obra sumaria		
	Compactadores neumáticos															
	P ₁	P ₂	P ₃	V ₁		V ₂		V ₃		V ₄		V ₅		PD ₁	PD ₂	
	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	
D ₁	Capa de espesor máximo y com.															
	Q5	0.08	0.12	0.15	0.12	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.20	0.20	0.40
D ₂	Capa de espesor máximo y com.															
	Q5	0.40	0.60	0.40	0.60	0.60	0.50	0.50	0.40	0.40	0.40	0.60	0.60	1.2	1.2	0.60
D ₃	CORONACION															
	Q5	0.060	0.070	0.085	0.065	0.060	0.060	0.065	0.065	0.085	0.080	0.070	0.070	0.070	0.070	0.070
D ₄	Capa de espesor máximo y com.															
	Q5	0.07	0.10	0.12	0.10	0.09	0.09	0.12	0.12	0.115	0.115	0.20	0.20	0.13	0.13	0.25
D ₅	Capa de espesor máximo y com.															
	Q5	0.30	0.50	0.70	0.50	0.40	0.40	0.70	0.70	0.50	0.50	0.90	0.90	0.50	0.50	1.2
D ₆	Tratada															
	Q5	0.055	0.070	0.085	0.060	0.055	0.055	0.075	0.075	0.070	0.070	0.10	0.10	0.060	0.060	0.11
D ₇	CORONACION															
	Q5	0.060	0.080	0.10	0.070	0.070	0.070	0.070	0.090	0.090	0.080	0.13	0.13	0.10	0.10	0.145
D ₈	Capa de espesor máximo y com.															
	Q5	0.05	0.08	0.10	0.06	0.06	0.06	0.10	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.20	0.20	0.17
D ₉	CORONACION															
	Q5	0.040	0.065	0.080	0.045	0.045	0.045	0.070	0.070	0.070	0.11	0.11	0.11	0.14	0.12	0.12
D ₁₀	Capa de espesor máximo y com.															
	Q5	0.08	0.12	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15	0.15	0.20	0.17	0.17
D ₁₁	Capa de espesor máximo y com.															
	Q5	0.40	0.60	0.40	0.60	0.60	0.50	0.50	0.40	0.40	0.40	0.60	0.60	1.0	0.70	1.0

Q = Volumen de material compactado

S = Superficie compactada

Q, S en metros
e en metros

e = Espesor máximo computado

O = Máquina no recomendable

(1) Siempre que la circulación lo permita

(2) Al parecer no existe ninguna máquina de este tipo

(3) Con compactadores tandem de 2 rodillos vibratorios, Q, S puede ser un poco más elevada

(4) Prever otra máquina para borrar las marcas dejadas por las patas de los compactadores

(5) Podrán aplicarse a la maquinaria, condiciones de utilización más favorables cuando se mendo frecuencia variable, ésta coincide con la frecuencia de resonancia (consultar con especialistas)

(6) Estos valores tienen en cuenta el hecho que la única maquinaria de esta categoría existente en un compactador mixto, vibrante y de neumáticos, que se considera cercano al límite superior de la clase V3 a b

(7) Se impone que el D_{max} < 2:3 espesor de la capa en cuestión (1) (diámetro rido)

(8) Se impone que el D_{max} < 1.5 espesor de la capa en cuestión

(9) Se impone que el D_{max} < 2:4 espesor de la capa en cuestión

(10) Para las máquinas más ligeras de esta clase se aplicarán condiciones de uso ligeramente menos favorables

(11) Modalidad de utilización de compactadores, que pueden eventualmente aplicarse para terrapienes que no sean de carreteras

TABLA 7-21
Prescripciones a tener en cuenta para determinación del M_E

Capa	% de agua del ensayo	Prescripciones
Plataforma Grava I	$W_{opt} + 2\%$	Evitar la desecación del suelo (p.ej. con ayuda de lonas plásticas). En lugar de controlar el % de agua, se puede regar el suelo con 50-100 litros de agua en cada emplazamiento.
Grava II (1)	$W_{opt} + 2\%$	Evitar la desecación (p.ej. con lonas plásticas). Los materiales permeables serán tratados como la Grava I.
Terrapién	$W_{opt} \pm 2\%$	Evitar la desecación.
Terreno	W natural	Para suelos finos, quitar una capa de 20 cm antes del ensayo. Recubrir con lonas plásticas o bien quitar una capa de materiales justo antes del ensayo.

Las medidas de los asentos deben ejecutarse inmediatamente después de la compactación, es decir, cuando $W = W_{opt} + 2\%$.

(1) Para estos materiales, se recomienda determinar el CBR en lugar del M_E .

TABLA 7-22
Valores mínimos a exigir (Normas Suizas)

Capa	Tipo de suelo	Tipo de suelo		Peso específico aparente-seco % de γ_a máx (1)	Módulo M_E Kg/cm ²	CBR	Asiento A_h tras una pasada (5) mm	
		Designación	USCS					
Capas de coronación y transición	Tráfico pesado	Gravas natur y o de machaqueo	GW	103% Standard	1 000 (3)			
			GP	95% Mod (2)				
	Tráfico ligero		GM	100% Standard (2)	800 (3)			
			GC					
Terreno	Hasta 60 cm bajo la coronación	Suelos medios y gruesos $I_p < 6\%$ (6)	GW, GP, GM, GC, SW, SP, SM-SC, GC-GL, SC-CL	100% Standard	150 (4)	8 (4)	3	
			Suelos coherentes y finos	ML, CL, SC-ML	100% Standard	150 (4)	8 (4)	3
			Suelos gruesos, con bloques y piedras					3
	Más de 60 cm bajo la coronación	Suelos gruesos y medios $I_p < 6\%$ (6)			97% Standard			5
					97% Standard			5
								5
No aconsejable para infraestructuras			CH, OH, OL, Pt					
Métodos de Control SNI			670005, 670330-670335, 670337-640330h	670317		670315	670365	

- (1) El % de agua de los materiales debe estar cercano al % de agua óptimo según AASHO-Standard.
- (2) Estos valores son válidos cuando nos encontramos con gravas tipo II (SNI-670120a).
- (3) Se pueden admitir valores más débiles siempre que se tengan en cuenta a la hora de dimensionar el firme.
- (4) Estos valores son imperativos a nivel de coronación. Si no se alcanzan estos valores sobre el terreno, se deberán mejorar las capas inferiores a la misma mediante estabilizaciones o remplazamientos de los suelos o bien se deberán reforzar las capas superiores del firme.
- (5) El asiento A_h está medido tras el paso de un camión con 10 t/eje.
- (6) Índice de plasticidad.

TABLA 7-23

Definición de los índices de calidad del terreno de obra
 Definición práctica y correspondencia con resultados de ensayos en laboratorio o en campo

Definición práctica del índice de calidad del terreno	Índice CBR	Deformabilidad de la plataforma (1/100 mm)
0 El comportamiento del terreno convierte a la obra en impracticable	-	-
1 El terreno es excesivamente deformable para conseguir mediante regulación y compactación buenos resultados	3	> 300 (1)
2 El terreno es regulable y compactable pero permanece deformable	3 a 15	200 - 300
3 El terreno es regulable y compactable y constituye una plataforma poco deformable	15 a 40	150 - 200
4 El terreno posee las características de una capa de base	> 40	< 150

(1) Excede las posibilidades de medida del deflectógrafo Lacroix.

TABLA 7-24

Nomenclatura de los compactadores Caterpillar
 Primera letra indica el grupo de la gama de productos:
 C = Compactadores vibradores autopropulsados
 S = Compactadores de neumáticos
 PF = Suspensión en las ruedas delanteras
 PS = Suspensión en todas las ruedas
 10 = Ruedas oscilantes
 Segunda letra define además la gama de productos correspondiente a los compactadores vibradores:
 B = Tambor liso para agromando
 S = Tambor liso para suelos
 P = Tambor de pisa de cabra para suelos

Primer dígito: indica la categoría por peso en toneladas métricas:
 1 = De menor de 1,8 t
 2 = De 1,8 a 3,0 t
 3 = De 3,0 a 5,0 t
 4 = De 5,0 a 8,0 t
 5 = De 8,0 a 11,3 t
 6 = De 11,3 t en adelante
 Segundo dígito: junto con el primer dígito indica la gama de la máquina básica:

Tercer dígito: indica el número y tipo de los tambores:
 1 = Un solo tambor sin tracción
 2 = Doble tambor con tracción y vibración en un solo tambor
 3 = Un solo tambor con tracción
 4 = Doble tambor con tracción y vibración en ambos tambores
 5 = Un tambor con vibración y tracción y tres neumáticos o más en vez de un segundo tambor
 Para los compactadores de neumáticos es de aplicación lo siguiente:
 El número de tracción es 300 es el 10 del peso en kg en cada rueda por tanto 3 000 kg por rueda

CUADRO DE SELECCIÓN DE MAQUINARIA DE COMPACTACIÓN

PS-500	PS-100 PF-300	PF-200	CB-624	CB-524	CB-522	CB-424	CB-224	CB-214	CS-653	CS-651	CS-643	CS-641	CS-551	CS-551	CB-525	CB-521
--------	---------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Trazamientos superficiales	▲	●	●	●	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲
Capas de rodadura (mezclas bituminosas)	≥ 0,05	≥ 0,03	≥ 0,03	≥ 0,03	≥ 0,03	≥ 0,03	≥ 0,03	≥ 0,03	≥ 0,03	≥ 0,03	≥ 0,03	≥ 0,03	≥ 0,03	≥ 0,03	≥ 0,03	≥ 0,03
Capas de base	0,15	0,10	0,10	0,15	0,15	0,15	0,10	0,10	0,20	0,20	0,40	0,40	0,15	0,15	0,15	0,15
Subbases	0,40	0,40	0,25	0,40	0,40	0,40	0,30	0,20	0,40	0,40	0,40	0,40	0,15	0,15	0,40	0,30
Comentarios	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●

Rocas	D > 250 mm	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲
Rocas voladas D ≤ 250 mm	0,20	0,40	0,20	0,20	0,15	0,10	0,10	0,30	1,00	0,30	0,30	0,70	0,20	0,20	0,20	0,20
Gravas bien graduadas GN	0,15	0,10	0,05	0,20	0,20	0,15	0,10	0,10	0,30	0,30	0,30	0,30	0,20	0,20	0,20	0,10
Gravas mal graduadas GP	0,30	▲	▲	0,70	0,40	0,35	0,20	1,00	▲	0,80	▲	0,80	0,30	▲	0,30	0,30
Gravas limosas GF	0,60	0,40	0,25	0,60	0,50	0,40	0,40	0,25	0,90	0,90	0,90	0,70	0,50	0,50	0,40	0,40
Gravas arcillosas GC	0,20	0,15	0,05	0,20	0,15	0,10	0,10	0,10	0,30	0,30	0,30	0,70	0,60	0,40	0,30	0,30
Arenas graduadas GN	0,15	0,10	▲	0,30	0,60	0,50	0,40	0,20	1,50	▲	1,50	▲	0,20	▲	0,20	0,10
Arenas mal graduadas SP	0,20	▲	▲	0,30	0,15	0,10	0,10	0,50	▲	0,50	▲	0,50	0,20	▲	0,20	0,10
Arenas limosas SF	0,60	0,40	0,25	0,60	0,60	0,50	0,45	0,25	0,90	0,90	0,90	0,70	0,50	0,50	0,40	0,40
Arenas arcillosas SC	0,15	0,10	0,05	0,20	0,15	0,10	0,10	0,10	0,30	0,30	0,30	0,70	0,60	0,40	0,30	0,30
Limos de baja plasticidad ML	0,20	▲	▲	0,20	0,20	0,15	0,10	0,10	0,30	0,30	0,30	0,70	0,50	0,20	0,15	0,15
Arcillas de baja plasticidad CL	0,20	▲	▲	0,20	0,20	0,15	0,10	0,10	0,30	0,30	0,30	0,70	0,50	0,20	0,15	0,15
Limos de alta plasticidad MH	0,15	0,20	▲	0,20	0,20	0,15	0,10	0,10	0,30	0,30	0,30	0,70	0,50	0,20	0,15	0,15
Arcillas de alta plasticidad CH	0,15	0,30	▲	0,20	0,20	0,15	0,10	0,10	0,30	0,30	0,30	0,70	0,50	0,20	0,15	0,15

Compactación de terraplenes

Suelos de granulometría fina	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲
Arenas mal graduadas SP	0,20	▲	▲	0,30	0,15	0,10	0,10	0,50	▲	0,50	▲	0,50	0,20	▲	0,20	0,30
Arenas limosas SF	0,60	0,40	0,25	0,60	0,60	0,50	0,45	0,25	0,90	0,90	0,90	0,70	0,50	0,50	0,40	0,40
Arenas arcillosas SC	0,15	0,10	0,05	0,20	0,15	0,10	0,10	0,10	0,30	0,30	0,30	0,70	0,60	0,40	0,30	0,30
Limos de baja plasticidad ML	0,20	▲	▲	0,20	0,20	0,15	0,10	0,10	0,30	0,30	0,30	0,70	0,50	0,20	0,15	0,15
Arcillas de baja plasticidad CL	0,20	▲	▲	0,20	0,20	0,15	0,10	0,10	0,30	0,30	0,30	0,70	0,50	0,20	0,15	0,15
Limos de alta plasticidad MH	0,15	0,20	▲	0,20	0,20	0,15	0,10	0,10	0,30	0,30	0,30	0,70	0,50	0,20	0,15	0,15
Arcillas de alta plasticidad CH	0,15	0,30	▲	0,20	0,20	0,15	0,10	0,10	0,30	0,30	0,30	0,70	0,50	0,20	0,15	0,15

Suelos de granulometría gruesa	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲
Suelos finos estabilizados con cal	0,20	0,15	▲	0,20	0,15	0,10	0,10	0,30	0,30	0,30	0,30	0,70	0,50	0,20	0,15	0,15
Calizas	0,15	0,10	0,05	0,25	0,15	0,10	0,10	0,10	0,30	0,30	0,30	0,70	0,50	0,20	0,15	0,15

1. Este cuadro muestra el tipo de maquinaria adecuada en condiciones de terreno y tipo de suelo.
 2. Valores recomendados para este tipo de suelo.
 3. Valores recomendados para este tipo de suelo.
 4. Valores recomendados para este tipo de suelo.
 5. Valores recomendados para este tipo de suelo.

TABLA 7-25

CARACTERISTICAS DE LOS COMPACTADORES VIBRANTES

(Fuente Ingersoll - Rand)

Gama de compactadores vibrantes adaptados a las necesidades de las Obras Publicas.
Cada tipo de maquina está concebida para su aplicación en diversos tipos de suelos
El conocimiento de las características de las máquinas unido al de la clasificación
L.P.C. de los suelos debe permitir al usuario escoger la aplicación óptima.

Tipo	Designación	Peso total (kg)	Fuerza aplicada (kg)	Anchura del compactador (m)	Frecuencia (v/mn)	Rendimiento horario (m ³ / h)	Campo de utilización (L.P.C.)
BP-9	Placa vibrante	73	907	0,48	5 500	45-75	GL, Sb, Sm, SL, Lp
BP-18	Placa vibrante	140	1 815	0,46	4.000	85-150	Series G y S (Gb, Sm)
BP-24	Placa vibrante	185	2.086	0,61	3.600	95-170	Ap, Lt, At
BH-14	Compactador de zanjas	331	2.948	0,37	2.100	150-375	Serie G (Gb, Gm, ...)
Bh-24	Compactador de zanjas	521	5 897	0,61	2.000	300-675	SA, At
TD-30	Rodillo traccionado	2 164	8 400	1,5	2 000	375-600	Series G y S
SP-24	Compactador monocilindro de patas	715	3 000	0,76	4 000	225-300	Series G y S
SP-42	Compactador automotor	6 124	9.616	1,83	2 100	600-750	Series G y S Ap, Lp
SP-54	Compactador automotor	10 115	16 148	2,16	1 800	900-1.200	Series G y S Ap, Lp, Lt
SP-54	Compactador automotor	11 340	17 373	2,16	1.800	900-1.200	Series G-SA-Ap Lt-At
SP-60	Compactador automotor	21 092	27 896	2,54	1 400	1.000-1 500	Series G-SA-Ap At-Lp

TABLA 7- 26
Rendimientos de las máquinas de compactación en una jornada de 8 horas

Clase de máquina	Peso Tm	Altura de la capa vertida cm	Pasadas	Superficie haciendo una pasada m ²	Suelo comprimido Valor de orientación		Apropiados para la compactación			Propensión para reparaciones	Superficie de trabajo necesaria	OBSERVACIONES
					Max m ³	Mín m ³	Buena	Media	NO			
Placa de cardón												
Excavadora nueva	2-3	50-70	3-4	1.000	490	370	Suelos rocosos pedregosos y coherentes	Suelos no coherentes		Media	Media	Plataforma desigual, no apto para bordes de terrap, guardar distancia de los edificios
Excavadora vieja	2-3	50-70	3-4	1.500	245	185						
Pisones de explosión	0,5	30-40	3-4	1.600	155	115	Suelos coherentes y no coherentes	Suelos pedregosos	Suelos rocosos pesados con piedras gruesas	Viejas máq grande	Media	*) Limpieza a menudo necesaria. Precompresión con rodillos de ruedas lisas recomendable
	1,0	40-50	3-4	2.100	260	200				Nuevas, media	Media	
Placas vibratorias												
Semipesadas	0,5-0,7	40-50	3-4	2.000	250	190	Arenas y gravas ligeramente coher. y no coherentes	Suelos ligeramente coher. de granulado fino	Suelos plásticos y muy plásticos	Media	Pequeñas hasta medias	*) Plataforma plana. Suelo, mantenerlo húmedo. Capa sup. de protección contra heladas con baja frecuencia recomprimir. Conductor fuerte, comprimir con alta frecuencia. No apto para aristas de terraplenes
Pesadas	>1,0	50-70	3-4	2.500	425	320	Idem	Idem, pero pedregoso	Idem	Grande	Medias hasta grandes	
Tipo Vibro tamper	1-1,25	30-40	4-6	11.500	835	555	Idem	Idem, de granulado fino	Idem	Media	Medias hasta grandes	
Rodillos vibratorios con autopropelección												
Ligeros	1,2-2,3	30	4-6	6.900	430	290	Arenas y gravas ligeramente coherentes y no coherentes	Suelos ligeramente coherentes y de grano fino	Suelos plásticos y muy plásticos	Media	Media	Plataforma plana. Mantener suelo húmedo. Se recomienda una precompresión mediante pasadas estáticas. Recomprimir la capa superior anticongelante estáticamente.
Pesados	3,0-6,0	40-50	4-5	9.600	900	720	Idem	Idem	Idem	Media	Med-grande	
Pesados remolcados	2,0-3,5	40-50	4-5	10.750	1.000	800	Idem	Suelos rocosos con pequeños tamaños	Idem	Poca hasta media	Grande hasta muy grande	
Superpesados remolcados	4-8	50-60	4-5	13.800	1.560	1.250	Idem	Suelos rocosos ligeramente coher	Idem	Poca hasta media	Grande hasta muy grande	
Rodillos de ruedas provistas de placas	10-25	30	4-6	10.250	640	430	Suelos coherentes y no coherentes	Suelos con pocas piedras o con piedras pequeñas	Suelos rocosos	Media	Media	Muy apropiado para capas anticongelantes
Rodillos con ruedas de neopreno	14	20-30	8-12	14.500	880	590	Suelos rocosos ligeros, grava ligeramente coherente y no coherente	Arena ligeramente coherentes y no coherentes	Suelos plásticos y muy plásticos	Poca	Grande a muy grande	Muy apropiado para suelos rocosos descompuestos
Rodillos de patín de cobre	6-13,5	18-20	8-12	18.400	770	510	Suelos coherentes y libres de piedras	Arenas y gravas coherentes	Suelos no coher. y rocosos	Poca	Grande hasta muy grande	Plataforma áspera, recomprimir con rodillos de bordes lisos y aplanar
Rodillos con ruedas de neumáticos												
Propulsados	9-12	15-60	8-12	41.400	780	520	Suelos coherentes y no coherentes de un granulado uniforme	Arenas y gravas de un granulado uniforme	Suelos rocosos	Media	Media	Plataforma lisa, una compresión muy uniforme.
Remolcados	15	30-35	8-12	48.000	1.620	1.080	Suelos coherentes y no coherentes	Suelos poco pedregosos	Idem	Poca	Grande hasta muy grandes	Plataforma lisa, una compresión muy uniforme

(*) Pisones ligeros de explosión y vibradores de superficie de 100-200 Kg solamente son utilizables para las aristas de los terraplenes y muros, para los taludes y para los sitios estrechos

TABLA 7-27

Especificaciones para el uso de mototraillas en rellenos con suelos cohesivos

	Maxima relacion humedad natural/límite plástico		Resistencia al corte mínimo (kNm ⁻²)
	50% o más de arcilla	Menos del 50% de arcilla	
Traillas pequeñas remolcadas (< 15 m ²)			
Utilización optima	1.1	0.9	140
Utilización normal	1.3	1.2	60
Mototraillas medias y grandes motorizadas (> 15 m ²)			
Utilización optima	1.0	0.9	170
Utilización normal	1.2	1.1	100

Utilización optima. Mantenimiento mínimo del trayecto y formación de roderas de 50 mm. de profundidad

Utilización normal. Formación de roderas mayores de 200 mm. de profundidad y necesidad de mantenimiento del trayecto

TABLA 7-28

Producción (m³ compactados/h) del rodillo tamping de 170 CV y 17.0 T

Pasadas de la máquina	Velocidad km/h	Espesor compactado		
		10 cm	15 cm	20 cm
3	16.1	(1.047)	(1.570)	(2.093)
	12.9	(837)	(1.256)	(1.675)
	9.6	(628)	(942)	(1.256)
	6.4	(419)	(628)	(837)
4	16.1	(785)	(1.177)	(1.570)
	12.9	(628)	(942)	(1.256)
	9.6	(471)	(706)	(942)
	6.4	(314)	(471)	(628)
5	16.1	(628)	(924)	(1.256)
	12.9	(502)	(754)	(1.005)
	9.6	(377)	(565)	(754)
	6.4	(251)	(377)	(502)
6	16.1	(524)	(785)	(1.047)
	12.9	(419)	(628)	(837)
	9.6	(314)	(471)	(628)
	6.4	(286)	(314)	(419)

TABLA 7-29
Producción (m³ compactados/h) del rodillo tamping de 300 CV y 29.4 T

Pasadas de la máquina	Velocidad km/h	Espesor compactado			
		10 cm	15 cm	20 cm	25 cm
3	16.1	(1.229)	(1.844)	(2.460)	(3.074)
	12.9	(.984)	(1.476)	(1.967)	(2.460)
	9.6	(.738)	(1.106)	(1.476)	(1.844)
	6.4	(.492)	(.738)	(.984)	(1.229)
4	16.1	(.922)	(1.383)	(1.844)	(2.306)
	12.9	(.738)	(1.106)	(1.476)	(1.844)
	9.6	(.553)	(.830)	(1.106)	(1.383)
	6.4	(.368)	(.553)	(.738)	(.922)
5	16.1	(.738)	(1.106)	(1.476)	(1.844)
	12.9	(.590)	(.885)	(1.180)	(1.476)
	9.6	(.443)	(.664)	(.885)	(1.106)
	6.4	(.295)	(.443)	(.590)	(.738)
6	16.1	(.615)	(.922)	(1.229)	(1.537)
	12.9	(.492)	(.738)	(.984)	(1.229)
	9.6	(.368)	(.553)	(.738)	(.922)
	6.4	(.246)	(.368)	(.492)	(.615)

TABLA 7-30
Producción (m³ compactado/h) del rodillo tamping de 400 CV y 35.9 T

Pasadas de la máquina	Velocidad km/h	Espesor compactado			
		10 cm	15 cm	20 cm	25 cm
3	16.1	(1.330)	(1.994)	(2.658)	(3.324)
	12.9	(1.063)	(1.596)	(2.127)	(2.658)
	9.6	(.797)	(1.196)	(1.596)	(1.994)
	6.4	(.531)	(.797)	(1.063)	(1.330)
4	16.1	(.997)	(1.495)	(1.994)	(2.492)
	12.9	(.797)	(1.196)	(1.596)	(1.994)
	9.6	(.598)	(.898)	(1.196)	(1.495)
	6.4	(.399)	(.598)	(.797)	(.997)
5	16.1	(.797)	(1.196)	(1.596)	(1.994)
	12.9	(.638)	(.957)	(1.276)	(1.596)
	9.6	(.479)	(.718)	(.957)	(1.196)
	6.4	(.319)	(.479)	(.638)	(.797)
6	16.1	(.664)	(.997)	(1.330)	(1.661)
	12.9	(.531)	(.797)	(1.063)	(1.330)
	9.6	(.399)	(.598)	(.797)	(.997)
	6.4	(.266)	(.399)	(.531)	(.664)

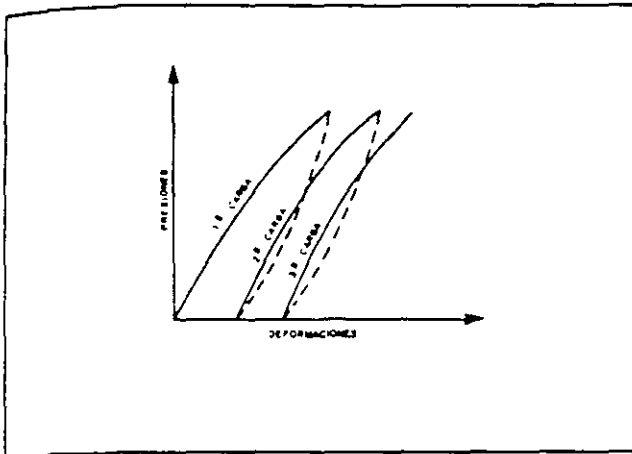


Fig. 7.1.— Módulos elásticos en 2ª carga.

Normas Suizas.

Núcleo del terraplén $Me > 150 \text{ Kg cm}^{-2}$
 Coronación de terraplén $Me > 300 \text{ Kg cm}^{-2}$
 Capa de Subbase $Me > 1000 \text{ Kg cm}^{-2}$

Normas Alemanas.

Capa de Subbase: $E2 > 1.200 \text{ Kg cm}^{-2}$
 Coronación de terraplén $E2 > 1.200 \text{ Kg cm}^{-2}$
 Núcleo de terraplén a menos de 2 m. de la rasante
 $E2 > 600 \text{ Kg cm}^{-2}$
 Núcleo de terraplén a menos de 2m de la rasante
 $E2 > 450 \text{ Kg cm}^{-2}$

(En suelos cohesivos los valores del terraplén se reducen a la mitad)

Fig. 7.2.— Guía de selección de compactadores vibrantes. (FUENTE: INGERSOLL-RAND).

TIPO DE COMPACTADOR	ROCAS	GRAVAS	ARENAS	MEZCLA LIMPIA GRAVAS-ARENAS	MEZCLA DE GRAVAS Y ARENAS CON FINOS PLASTICOS	ARCILLAS	
						DEBIL. RESISTENCIA AL CIZALLAMIENTO	FUENTE RESISTENCIA AL CIZALLAMIENTO
PLACA VIBRANTE DE ZANJAS		●	●	●	●	□	□
RODILLO ARRASTRADO		□	□	□	●	●	
COMP. MONOCILINDRO DE PUNTAS		□	□	□	●	●	
CILINDRO LISO AUTOMOTRIZ	●	□	□	□	□	●	
CILINDRO LISO AUTOMOTRIZ	●	□	□	□	□	□	
PATA DE CABRAO SIMILAR AUTOMOTRIZ				●	□	□	□
CILINDRO LISO AUTOMOTRIZ	□	□		●	●	□	□

● PUEDE SER
UTILIZADO

□ APLICACION
IDEAL

RENDIMIENTO DE UN COMPACTADOR

- RTH — RENDIMIENTO TEORICO (O MAXIMO) DE UN COMPACTADOR
- S — ANCHURA DE COMPACTACION DE LA MAQUINA
- t — DURACION DE LA COMPACTACION
- D — DISTANCIA RECORRIDA DURANTE EL TIEMPO t
- V — VELOCIDAD MEDIA DE AVANCE
- Q — VOLUMEN DE LOS MATERIALES COMPACTADOS, UTILIZANDO LOS VALORES ANTERIORES SE TENDRA.

$$RTH = \frac{1}{t} \times \frac{S}{h} \times \frac{D}{V} \times 100 = \frac{Q}{S \times t} \times 100 \text{ QUE ES REAL}$$

$$RTH = Q/S \times t \times 100$$

S — SUPERFICIE COMPACTADA

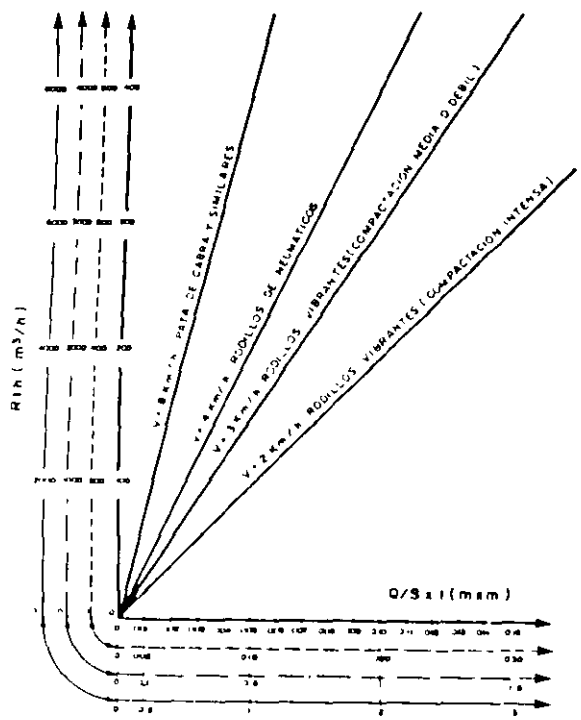


Fig. 7.3 — Rendimiento teórico de las diferentes categorías de compactadores en función de la anchura de compactación y de la relación Q/S exigida

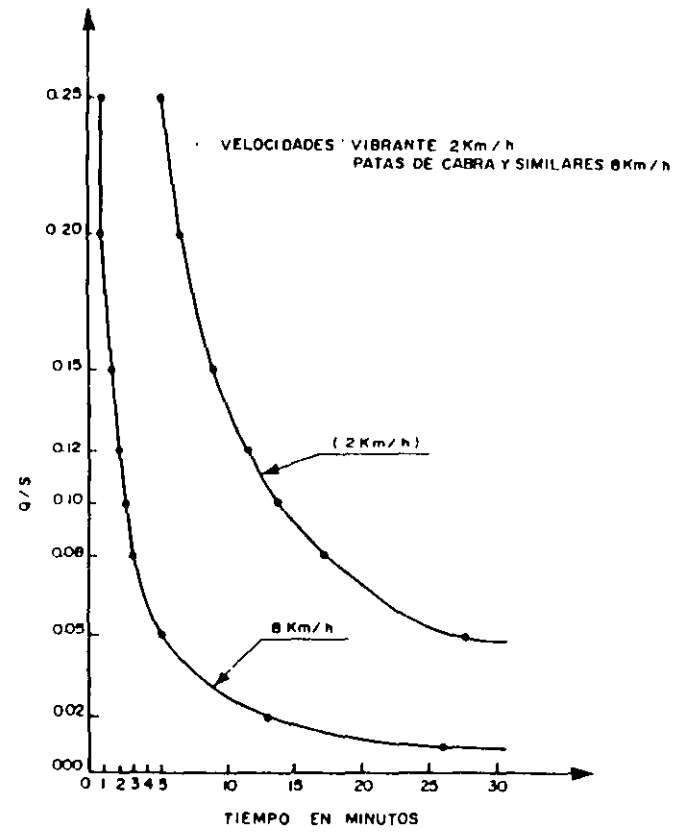
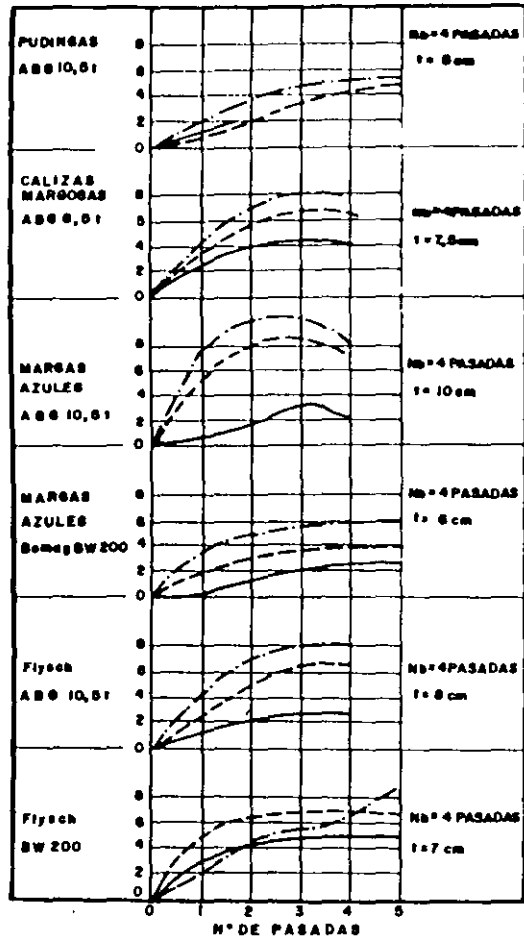


Fig. 7.4 — Tiempos de compactación para 100 m³.



— CURVA ASIENTOS A 30 cm
 - - - " " A 60 cm
 - · - · " " A 90 cm
 DOS PASADAS = IDA-VUELTA
 LECTURA: ASIENTO DE LAS CAPAS 0/30m, 0/60m, 0/90 m.

Fig 7.5.— Tabla de contraste preliminar entre la bondad del equipo utilizado y el material a compactar.

Espesor capas = 1 m.

Contraste con medidor de asientos eléctrico.

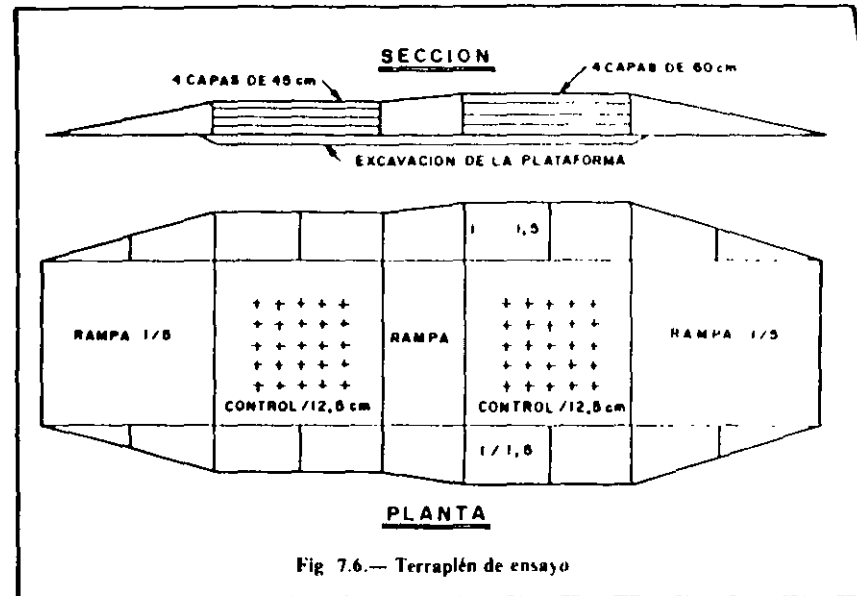


Fig 7.6.— Terraplén de ensayo

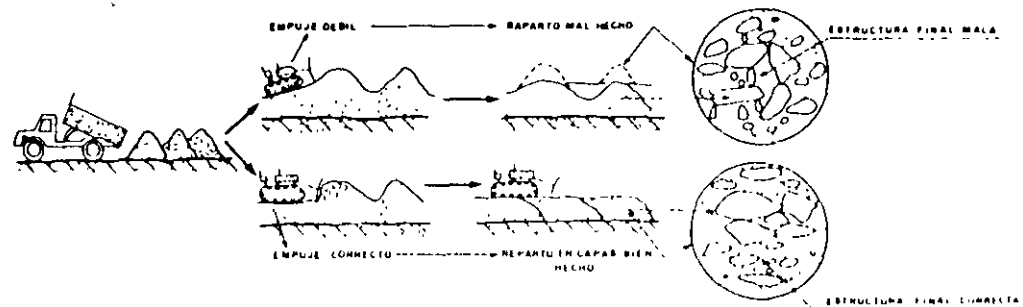
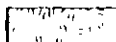
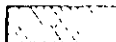
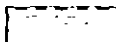


Fig 7.7.— Esquema de la extensión del material. Influencia de la forma del extendido.

- También Rodillo con Pata de Cabra Vibrante
- Solo en fibras Pequeñas

EL MAS APROPIADO 
 APROPIADO 
 APPLICABLE EN CASOS EXCEPCIONALES 

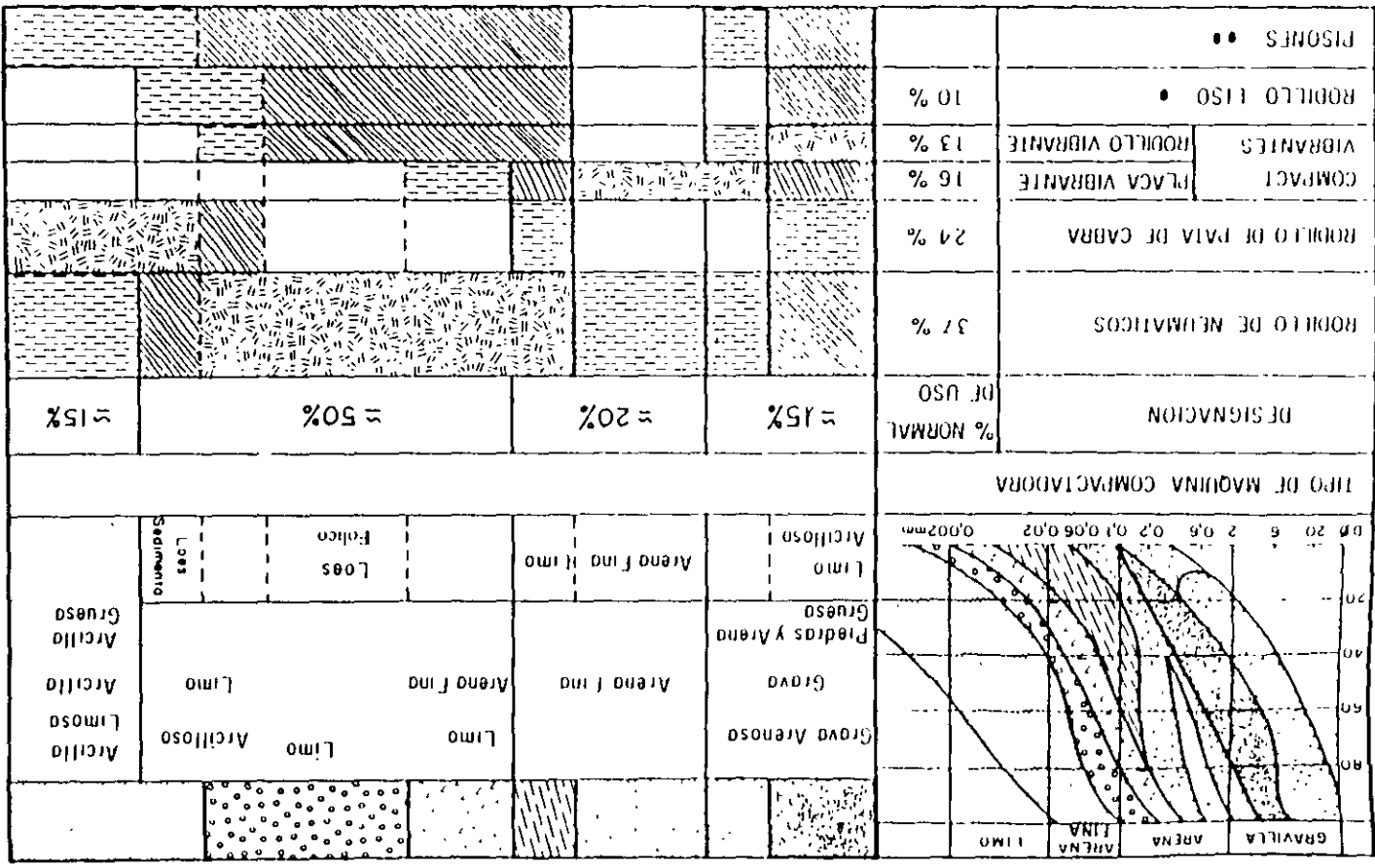
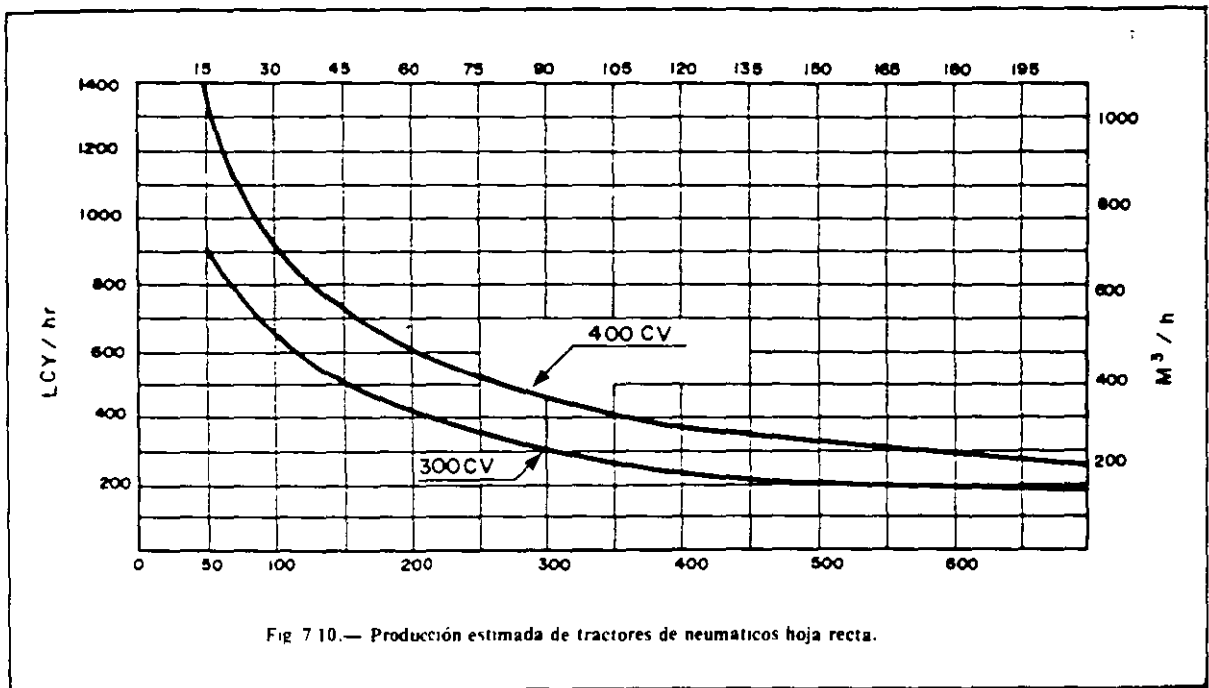
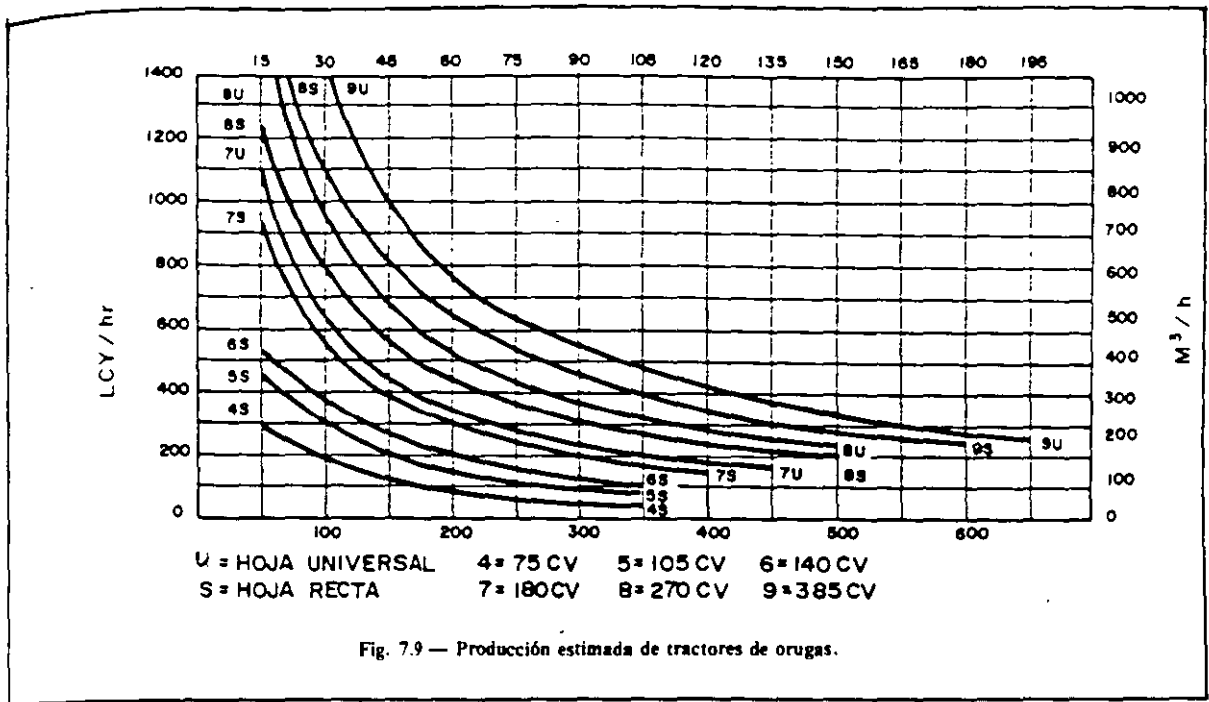
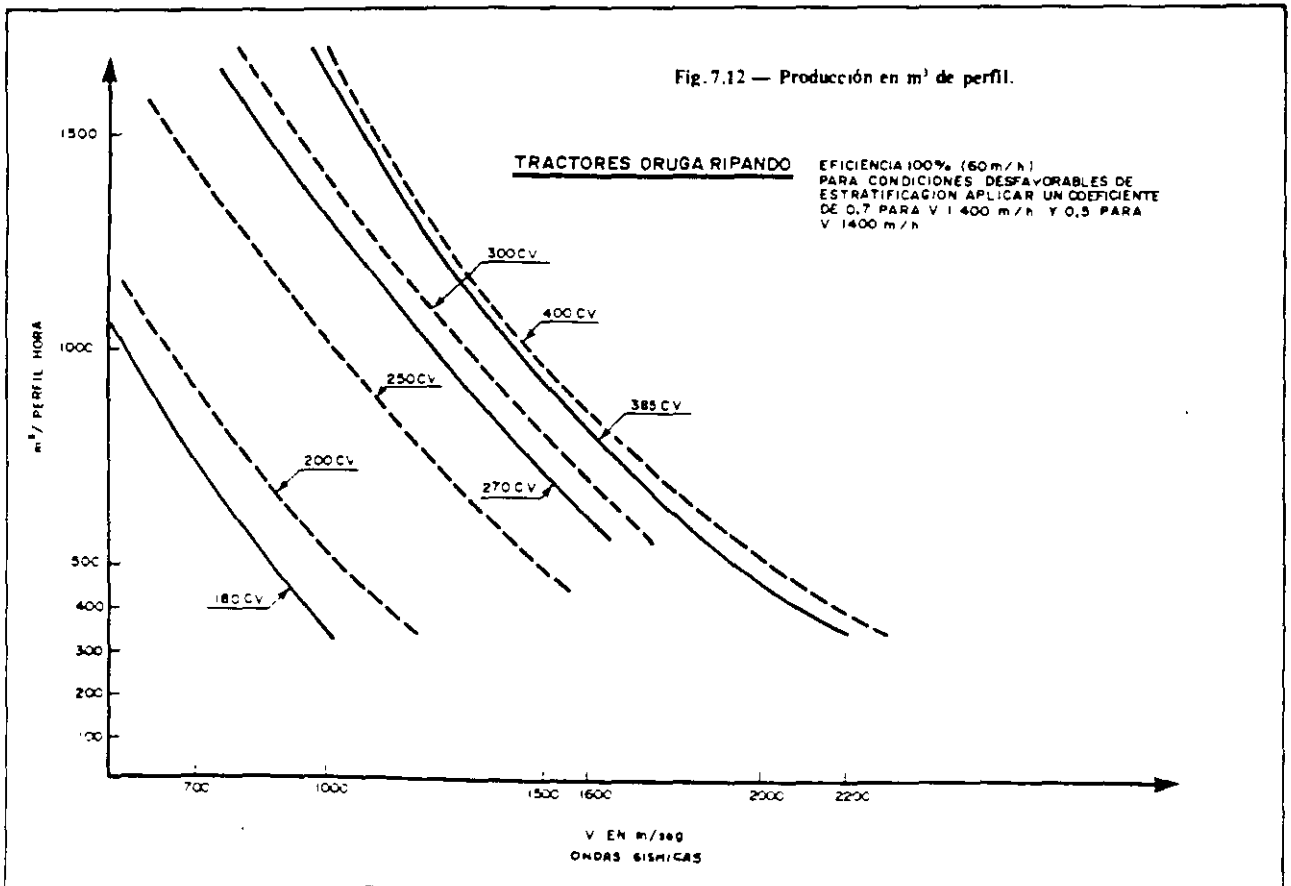
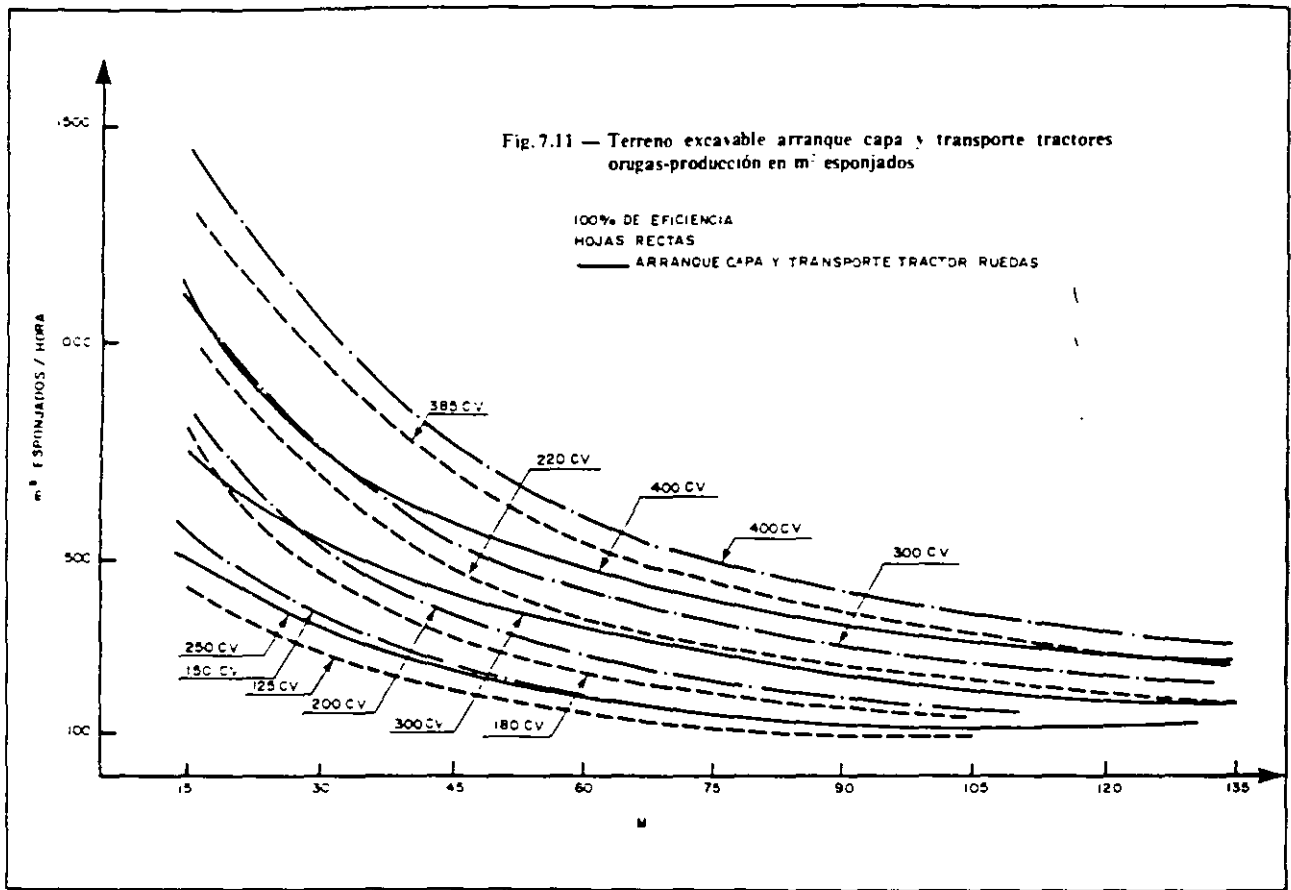


Fig. 7.8 — Eficacia de los diferentes compactadores en la compactación de algunos suelos





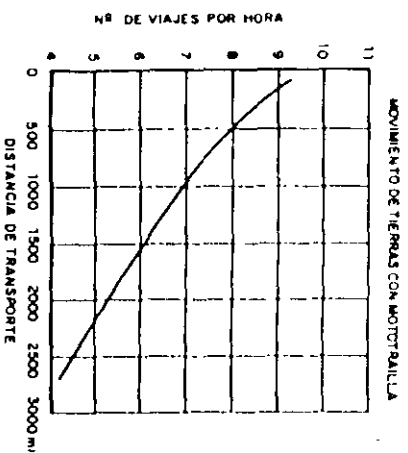


FIG. 7.13
EJEMPLO DE LOS RENDIMIENTOS OBTENIDOS EN LIMOS TERRENO DE DEBIL
PENDIENTE - PISTA BIEN CONSERVADA
- (MOTOPALILLA DE 23 m³)
- (DOS EMPUJADORAS DE 440 CV)

Nota:

OBSERVAR QUE EL Nº DE VIAJES POR HORA NO SE HA DIVIDIDO POR
DOS, PORQUE SE HA DOBLADO LA DISTANCIA DE TRANSPORTE:
EN 500 m. 9 1/2
EN 1000 m. 7 1/2

Fig. 7.14.— Defectos en terraplenes.

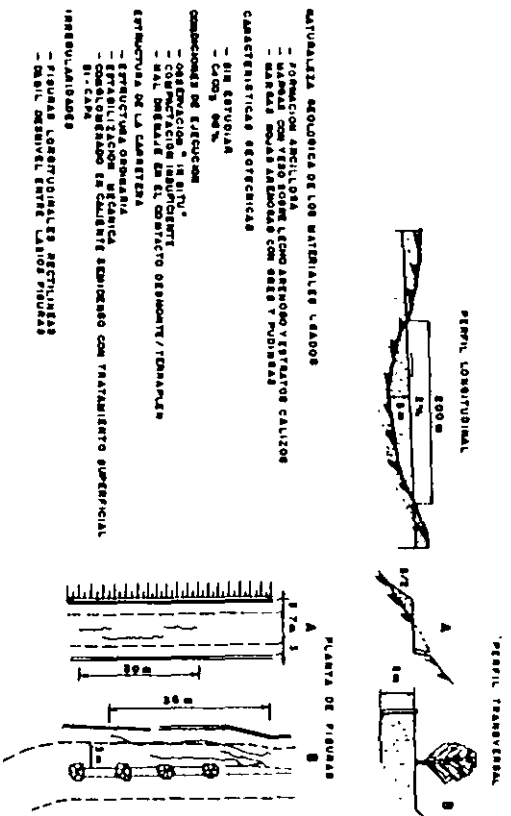
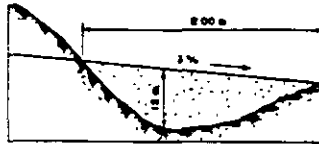


Fig. 7.15.— Defectos en terraplenes.

EJEMPLO 2

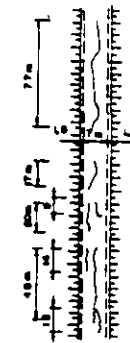
PERFIL LONGITUDINAL



PERFIL TRANSVERSAL



PLANTA DE FISURAS

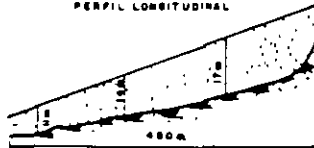


- NATURALEZA GEOLÓGICA
 - INFORME POCO PRECISO
 - MARGAS Y CALIZAS MARGOSAS
- CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS
 - GRANULOMETRÍA \approx 0/600
 - $C_u C_{60}$ 84-77%
- CONDICIONES DE EJECUCIÓN
 - PUESTA EN OBRA POR CAPAS DE 10
 - COMPACTADOR MÚLTIPLE (RODILLOS NEUMÁTICOS Y VIBRANTES)
 - SIN CONTROL DE OBRA
 - ENSAYOS DE PLACA PREVIO
- ESTRUCTURA DE LA CARRETERA
 - CAPA DE BASE DE GRAVA-CEMENTO DE 30 cm
 - CAPA DE RODADURA DE CONCRETO EN CALIENTE
 - TRAFICO IMPORTANTE DE VEHICULOS PESADOS
- IRREGULARIDADES
 - FISURAS LONGITUDINALES RECTILINEAS EN LA CAPA DE RODADURA
 - SEPARACION LABIOS FISURA \approx 1cm
 - DESNIVELES ENTRE 1 y 0.5m

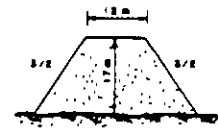
Fig. 7.16 — Defectos en terraplenes.

EJEMPLO 3

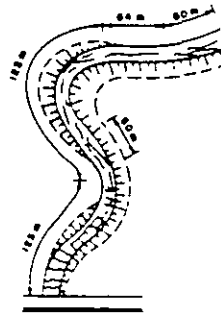
PERFIL LONGITUDINAL



PERFIL TRANSVERSAL



PLANTA DE FISURAS

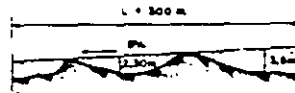


- NATURALEZA GEOLÓGICA DE LOS MATERIALES USADOS
 - CAUZA MARRONA SECA, RICA EN CALCITA
 - MARGA GRIS ARENOSA, DURA Y COMPACTA
 - MARGA DURA, SECA, SENSIBLE AL AGUA
 - CALIZA LITOGRAFICA DE BURE ROBADA EN LOS MATERIALES DE DESMORTE
- CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS
 - $C_u C_{60}$ 82% MATERIALES ORGANICOS 0,80
 - MATERIALES SUCIOS
 - w_p ENTRE 25 Y 40
 - w_L ENTRE 0 Y 10
 - w_p ENTRE 2,11 Y 2,30 PUESTA EN OBRA
- CONDICIONES DE EJECUCIÓN
 - OBRA SIN CONTROLADA
- ESTRUCTURA DE LA CARRETERA
 - PLATAFORMA
 - CORONACION EN TODO-UNO 0/40 DE 20 cm
 - CAPA DE BASE GRAVA-CEMENTO DE 20 cm
 - RICAPA EN RODADURA
 - POCO TRAFICO
- IRREGULARIDADES
 - FISURAS TRANSVERSALES DECIDAS A LA ROTURA DE LA GRAVA CEMENTO
 - FISURAS RECTILINEAS LONGITUDINALES
 - DEBIL SEPARACION LABIOS FISURA \approx 1cm
 - DESNIVELES LABIOS FISURAS 1-4cm

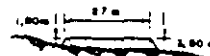
Fig. 7 17 — Defectos en terraplenes.

EJEMPLO 4

PERFIL LONGITUDINAL



PERFIL TRANSVERSAL



PLANTA DE FIGURAS



NATURALEZA GEOLÓGICA DE LOS MATERIALES USADOS

- MARGA CON GRAVAS Y BLOQUES MARGO-CALCÁREOS

CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

- GRANULOMETRÍA ARCILLA POCO PLÁSTICA, MARGA MUY PLÁSTICA
- w_p 67.27
- w_L 187.20%
- OPN γ_s 1.77
- w 16.6%
- DENSIDAD SECA "IN SITU" 98% OPN

CONDICIONES DE EJECUCIÓN

- SIN CONTROL
- MAL DRENAJE AL NIVEL DEL TERRAPLEN CENTRAL Y LATERALES

ESTRUCTURA DE LA CARRETERA

- RISIDA
- GRAVA-CEMENTO Y ASLOMERADOS SEMIENDOS EN CALIENTE

IRREGULARIDADES

- FIGURAS RECTILÍNEAS SOBRE EL CARRIL DE PARADA DE URGENCIA Y EN EL TERRAPLEN CENTRAL
- DESNIVEL IMPORTANTE ENTRE BORDOS DE LAS FIGURAS
- ABARRANCAMIENTO Y PANZA EN EL TERRAPLEN

Fig 7 18 — Defectos en terraplenes.

EJEMPLO 5

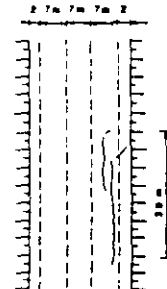
PERFIL LONGITUDINAL



PERFIL TRANSVERSAL



PLANTA DE FIGURAS



NATURALEZA GEOLÓGICA DE LOS MATERIALES USADOS

- SIN INFORMACIÓN

CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

- MATERIALES FINOS
- GRANULOMETRÍA 0/10
- $CaCO_3$ 88%

CONDICIONES DE EJECUCIÓN

- MAL TIEMPO

ESTRUCTURA DE LA CARRETERA

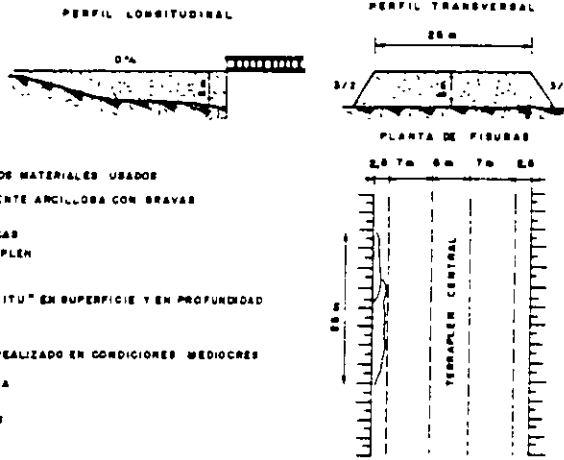
- SIN INFORMACIÓN PRECISA

IRREGULARIDADES

- FIGURAS NO RECTILÍNEAS
- DESNIVEL IMPORTANTE ENTRE BORDOS
- PANZA EN EL TERRAPLEN

Fig. 7.19.— Defectos en terraplenes.

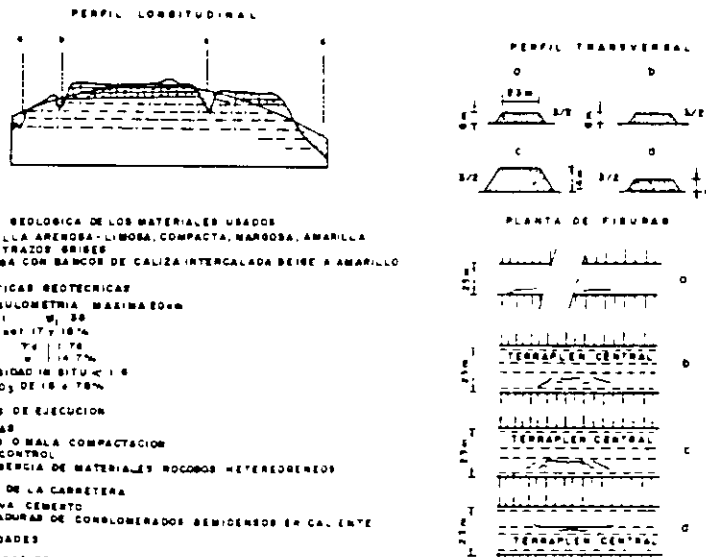
EJEMPLO 6



- NATURALEZA GEOLOGICA DE LOS MATERIALES USADOS**
- MASA PREDOMINANTEMENTE ARCILLOSA CON BRAVAS
 - GRAVA ARCILLOSA
- CARACTERISTICAS GEOTECHNICAS**
- MATERIALES DEL TERRAPLEN
 - $i_p < 10$
 - $w_{lim} = 7$ Y 28%
 - γ_s DENSIDAD BECA "IN SITU" EN SUPERFICIE Y EN PROFUNDIDAD $< 98\%$ OPS
- CONDICIONES DE EJECUCION**
- TERRAPLEN DE SALIDA REALIZADO EN CONDICIONES MEDIOGRES
- ESTRUCTURA DE LA CARRETERA**
- FIRME DE HORMION
 - DIMENSIONES NORMALES
- IRREGULARIDADES**
- FISURAS EN EL CARRIL DE PARADA DE URGENCIA NO RECTILINEAS
 - DERRIVEL IMPORTANTE ENTRE BORDOS
 - PANZA EN EL TERRAPLEN

Fig 7.20.— Defectos en terraplenes

EJEMPLO 7



- NATURALEZA GEOLOGICA DE LOS MATERIALES USADOS**
- ARCILLA ARENOSA-LIMOSA, COMPACTA, MARGOSA, AMARILLA CON TRAZOS BRISOS
 - MASA CON BANCOS DE CALIZA INTERCALADA BEISE A AMARILLO
- CARACTERISTICAS GEOTECHNICAS**
- GRANULOMETRIA MAXIMA 60mm
 - i_p 21 W, 30
 - w_{lim} 17 Y 18%
 - OP_1 γ_s 11%
 - w 14.7%
 - DENSIDAD IN SITU < 1.8
 - $CaCO_3$ DE 18 A 78%
- CONDICIONES DE EJECUCION**
- MALAS
 - POCO O MALA COMPACTACION
 - SIN CONTROL
 - PRESENCIA DE MATERIALES ROCOSOS HETEROGENEOS
- ESTRUCTURA DE LA CARRETERA**
- GRAVA CEMENTO
 - RODAJERAS DE CONCRETOS SEMIENDOSOS EN CALIENTE
- IRREGULARIDADES**
- FISURAS RECTILINEAS EN EL FIRME, TERRAPLEN CENTRAL Y CARRIL DE PARADA CON DEBIL DERRIVEL, ENTRE BORDOS-FISURAS NO RECTILINEAS CON DERRIVEL IMPORTANTE, ABARRANCAMIENTO DEL TALUD Y ASIENTOS IMPORTANTES A NIVEL DE ESTRUCTURAS

Fig. 7.21 — Defectos de terraplenes

EJEMPLO 8

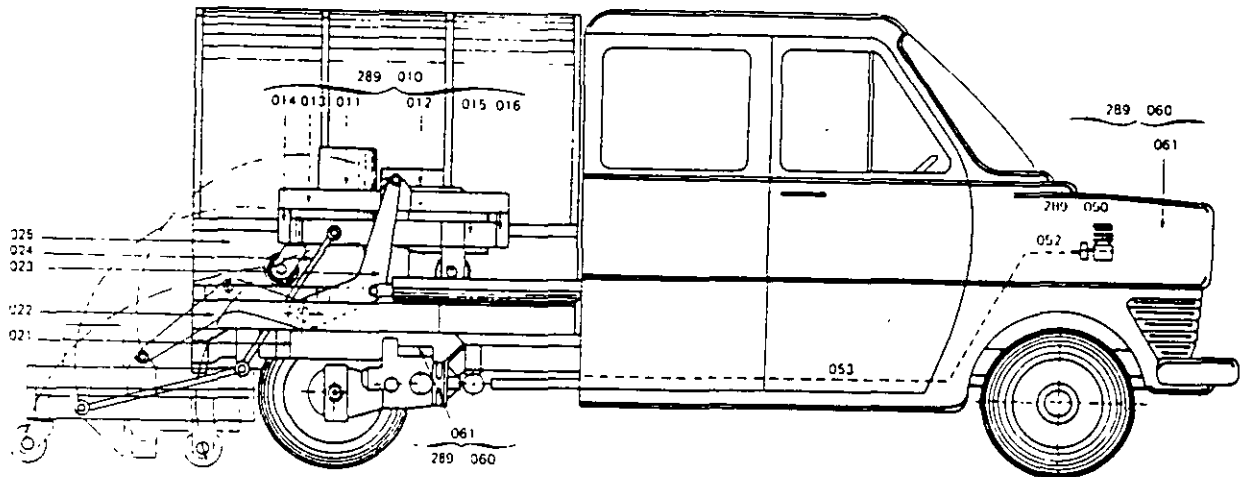
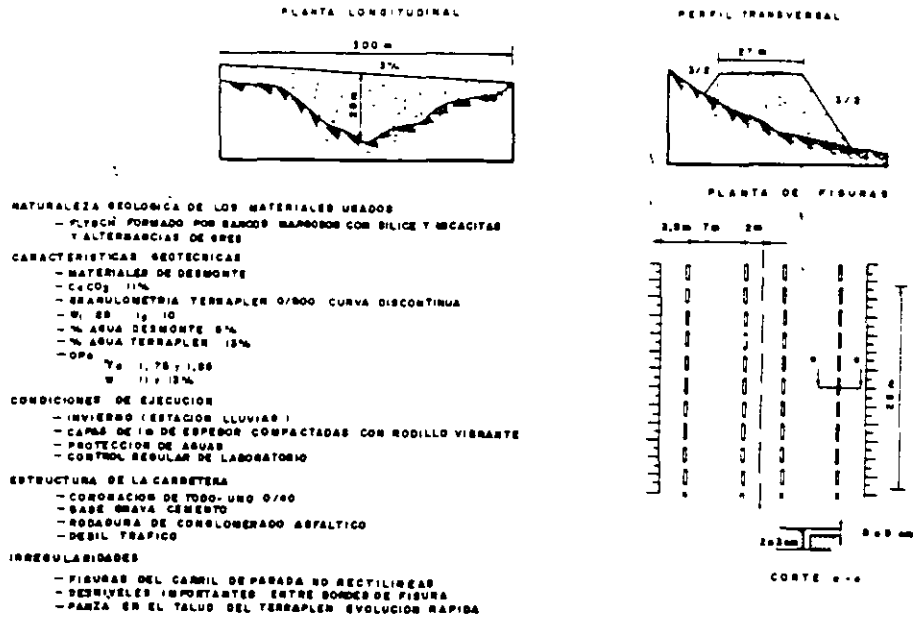


Fig. 7.22.— Gammadensímetro móvil para la medida en continuo de la densidad y de la humedad.

**TERRAPLENES SOBRE SUELOS
MUY COMPRESIBLES**

271

Consideraciones previas:

Los terraplenes que deben construirse sobre suelos de alta compresibilidad, tienen una problemática especial que les diferencia de los terraplenes normales, sobre todo en lo que se refiere a ensayos de caracterización y de predicción de asentos.

Por estas razones incluimos numerosas tablas y gráficos relacionados con procedimientos de construcción y ensayos de caracterización, construcción y control de comportamiento de terraplén construido.

8.1 TERRAPLENES SOBRE SUELOS MUY COMPRESIBLES				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Ensayos previos de caracterización del material relleno o aportación.	Todos los indicados en el cap 6.1	Comprobar la idoneidad del terraplén en sus diversas capas de cimentación, núcleo y coronación respecto al PG3 y normas indicadas en el cap. 6.	La indicada para cada ensayo en el cap. 6.	N C
2.— Humedad del terreno natural de base.	Norma NLT-102 y 103.	Clasificación del suelo blando a efectos de procedimientos constructivos del terraplén. w% = 40-80% Arcillas muy plásticas. w% = 80-150% Cienos. w% = 400-1.000% Turbas.	Un sondeo cada 5 000 m ² de terreno natural y una muestra cada 2-3 m de sondeo hasta una profundidad, 1.5 veces la altura del terraplén a construir	N
3.— Materia orgánica en el terreno natural de base	Norma NLT-117 y análisis químico	Id. 2. 0-1% Arcillas muy plásticas. 1-5% Cienos. 5-25% Turbas.	Id. 2	N
4.— Resistencia al esfuerzo cortante en el terreno natural de base.	Empleo del esci-sómetro de molinete in situ Norma ASTM-D2573.	Id. 2. Esfuerzo cortante. 0,02-0,20 kg/cm ² . Arcilla muy plástica. 0,01-0,15 kg/cm ² Cienos. 0,00-0,10 kg/cm ² Turba.	Id. 2. O bien cada 200 m lineales.	N
5.— Peso específico aparente seco del terreno natural de base.	NLT-203, 156 y 157.	Id. 2. Aprox. 1,20 Tm/m ³ . Arcilla muy plástica. Aprox. 0,80 Tm/m ³ Cienos. Aprox. 0,15 Tm/m ³ Turbas.	Id. 2.	N
6 — Límites de Atterberg y plasticidad del terreno natural de base.	NLT-105, 106	Id. 2. Ip = 40-60. Arcillas muy plásticas. Ip = 0 Cienos. Ip = No se puede determinar, Turbas.	1 ensayo cada 5.000 m ² a profundidad 0,5 veces la altura del terraplén a construir.	C
7.— Peso específico real de las partículas del terreno natural de base.	NLT-154, 155, 156 y cálculo	Id. 2. G = 2,60-2,80 Tm/m ³ . Cienos y arcillas. G = 0,90-0,95 Tm/m ³ . Turbas.	Id. 6.	C
8.— Peso específico aparente húmedo del terreno natural de base.	NLT-203, 156 y 157.	Id. 2. = 1,50-1,80 Tm/m ³ . Arcilla muy plástica. = 1,20-1,50 Tm/m ³ . Cienos. 1,00 Tm/m ³ . Turba.	Id. 6.	C

8.1 TERRAPLENES SOBRE SUELOS MUY COMPRESIBLES				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
9 — Prolongación del sondeo principal	Puede utilizarse cualquier tipo de sonda o el penetrómetro	Determinar la profundidad del estrato resistente y la cota del nivel freático	1 sondeo cada 5.000 m ² si el estrato resistente es homogéneo y cada 2.500 m ² si hay mucha variación de cotas de profundidad	N
10 — Ensayo edométrico	Muestra remodelada a la misma densidad y humedad que el terreno Norma ASTM-D 2435.	Predecir la amplitud y la velocidad de los asentos en función de las cargas, de las sobrecargas del terreno y de las características de éste	1 ensayo con 3 determinaciones cada 20 000 m ²	C

8.2 TERRAPLENES SOBRE SUELOS MUY COMPRESIBLES				EC
Tipo de Control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Ensayos de compactación del material de relleno	Todos los indicados en el capítulo 7 apartado EC	Los indicados en los correspondientes apartados del Cap 7 EC. Ver RP	Las mismas que en el capítulo 7 apartado EC	N C
2 — Asientos durante la construcción	Nivelación desde bases exteriores a la explanada. 1 punto cada 20 m 3 puntos cada 20 m en la capa final	Comprobar que las cotas finales de cada tongada compactada corresponden a las previstas en el cálculo de asentos Ver. R.P.	Al final de cada tongada o cada m de espesor. En la capa final cada semana	C
3 — Alteraciones de cota en el terreno natural circundante	Nivelación desde bases exteriores a la explanada 1 punto cada 20-30 m a 1 m del pie de cada talud	Comprobar que el volumen del terraplén de aportación corresponde al previsto y no se producen roturas ni desplazamientos del terreno natural. Ver RP	Cada semana.	C

8.3 TERRAPLENES SOBRE SUELOS Y COMPRESIBLES				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Capacidad portante	Las indicadas en el capítulo 7 3 apartado EF 1-2 y 3	Las indicadas en el capítulo 7 3 EF-1-2-3	Las mismas que Cap 7 3. EF-1-2 y 3	C
2 — Nivelación	La indicada en 7.3-EF-4	La misma que en el Cap 7 3 EF-4 Además de comprobar que no se producen asentos apreciables entre cada dos observaciones semanales y se estabiliza el asiento en el tiempo	Cada semana después de terminada la capa final	C

8.4 TERRAPLENES SOBRE SUELOS MUY COMPRESIBLES				EE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Permeabilidad sobre muestras del terreno natural de base	Con la humedad natural y con las densidades antes y después de la carga. Norma ASTM-D-2434.	Valorar la velocidad de asiento del terreno natural en combinación con otros parámetros geotécnicos	1 determinación cada 15.000 m ² .	C
2 — Penetrómetro estático sobre el terreno natural de base	Norma ASTM-D-3441 y Norma recomendada por la SIMS Tokio 1977.	Comprobar la homogeneidad del terreno, la resistencia del mismo con la profundidad y una indicación de la cohesión sin drenaje.	1 ensayo cada 500-700 m ² a una profundidad 1.5 veces la altura del terraplén a construir.	C
3 — Ensayos especiales de capacidad portante.	Id. 7.4 EE 1.2 y 3	Id. 7.4 EE. 1.2 y 3.	Id. 7.4 EE. 1.2 y 3.	C
4 — Ensayo presiométrico en el terreno natural de base (Presiómetro Menard).	A mayor profundidad de 2 m bajo el terreno natural. Norma MO-MS-IS-2 del LCPC.	Determinar la presión de consolidación, la resistencia a rotura del terreno y el módulo de deformación.	1 ensayo cada 20.000 m ²	C
5.— Permeabilidad in situ en el terreno natural de base.	Ensayo a carga constante con un piezómetro. Norma ASTM-D3385.	Avenguar el coeficiente de permeabilidad horizontal de compresibilidad para estimar la duración y velocidad del asiento del suelo.	1 ensayo cada 20.000 m ² en zona representativa.	C

8.5 TERRAPLENES SOBRE SUELOS MUY COMPRESIBLES		RP	Importancia
1 — La elección del procedimiento constructivo a emplear para construir un terraplén sobre suelos muy compresibles incide directamente en la calidad del mismo y en los tipos de control de calidad a efectuar posteriormente. Por ello conviene analizar todos los posibles casos constructivos para elegir debidamente. Véase cuadro 8.5.1			G
2.— Entre las múltiples soluciones a elegir y únicamente a efectos de recomendación se incluye el cuadro 8.5.2 en el que se indican los tipos más comúnmente utilizados en función de la profundidad del estrato resistente y del tipo de terreno natural clasificado en tres tipos simplificados: arcilla blanda, cieno y turba.			M
3 — Los ensayos previos del terreno de base destinados a caracterizar éste y elegir el procedimiento constructivo han de tener como principal objetivo la consecución de una adecuada capacidad portante del conjunto suelo-terraplén, una estabilidad volumétrica en el tiempo y unos asientos controlados y, a ser posible, que se hayan producido antes de la puesta en servicio. Son particularmente importantes los ensayos destinados a conocer la profundidad a que se encuentra el estrato resistente, las oscilaciones del nivel freático y la compresibilidad del terreno natural de base			G
4.— La excavación total del estrato blando por medio de retroexcavadoras o cargadoras de origen, suele emplearse cuando la profundidad del estrato consistente es del orden de 5 m y el terreno natural es lo suficientemente blando como para que las deformaciones no sean admisibles. Esta es la solución más segura y está limitada únicamente por razones económicas ligadas a la profundidad de la excavación. La anchura de ésta debe ser del orden de magnitud de la plataforma superior de la carretera aumentada en 5 veces la altura teórica del terraplén. Las principales consideraciones, en cuanto al control de calidad de la construcción, son la de evitar que queden bolsas de material blando en las irregularidades del fondo y las de un adecuado uso de los elementos de bombeo y agotamiento que evitan desplazamientos del terreno blando.			G

85 TERRAPLENES SOBRE SUELOS MUY COMPRESIBLES	RP	Importancia
5.— El método de desplazamiento del suelo blando mediante explosivos se utiliza en el caso de suelos turbosos, generalmente combinado con el método de desplazamientos por sobrecargas. Tanto si se utiliza el método de explosión frontal como el de explosión interna, es necesario un buen conocimiento de la geometría del estrato resistente para colocar las cargas de explosivo cerca de éste y evitar que queden bolsadas de material blando. Este método suele ser adecuado en capas de turba de 5 a 15 m con un contenido en agua entre 400% y 1.200%. El tipo de explosivo a emplear ha de ser resistente al agua como la gelinita amoniacal.		G
6.— El método de inyección de agua a presión para desplazar los terrenos blandos se emplea en combinación con el de excavación parcial y el de sobrecargas. Es muy sencillo de realizar pero requiere grandes cantidades de agua por m ³ desplazado, lo cual no es siempre factible. El control de calidad a llevar a cabo en este sistema es el de no dañar el terraplén construido y controlar los movimientos del terreno blando y del terraplén que se coloca sobre él.		M
7.— Los desplazamientos del terreno por sobrecarga se emplean en combinación con los otros métodos salvo que el terreno blando se presente en espesores relativamente pequeños. El hundimiento del terraplén hasta el estrato resistente puede hacerse por cargas simétricas o asimétricas según el tipo de geometría del fondo.		M
8.— Los terraplenes flotantes sobre el suelo blando, que antes se hacían sobre fajinas, mallas metálicas, tongadas de arena, lajas de hormigón, etc hoy han quedado sustituidos por terraplenes arenosos sobre láminas drenantes o geotextiles que actúan de capa anticontaminante, refuerzan la resistencia del terreno arenoso y lo que es más importante, limitan el volumen del terraplén evitando su dispersión e inclusiones en el suelo blando. Los controles que deben realizarse son los de comprobar que no se desgarran las juntas transversales de los geotextiles y calcular la superficie empleada de éstos para controlar el volumen de terraplén. Ver capítulo 17 para ensayos de geotextiles.		G
9.— Los terraplenes aligerados con ándos de arcilla expandida, escorias, bloques de poliestireno expandido o con la inclusión de tuberías metálicas transversales, requieren un tramo de ensayo previo que permita valorar su resistencia al tráfico y sus asientos.		P
10.— Las bermas laterales al pie de los terraplenes, que se construyen para aumentar la estabilidad al vuelco y la rotura por deslizamiento, no necesitan ser compactadas y únicamente deben controlarse su superficie y peso por m ² para que coincidan con los cálculos del proyecto.		M
11.— La consolidación del terreno blando por medio de drenes verticales de arena es tanto más adecuada cuanto mayor importancia tiene la consolidación primaria respecto a la secundaria, por ello deben emplearse en arcillas blandas y fangos arcillosos pero no en turbas o suelos con alto contenido en materia orgánica. Los ensayos a realizar sobre el material de relleno arenoso son los indicados en el Cap. 17 para este material. En cuanto a la ejecución, la precaución más importante es la de comprobar que el dren ha quedado completo, sin inclusiones de arcilla o disminuciones de sección.		G
12.— Los inconvenientes de los drenes de arena, que son su colmatabilidad y su difícil ejecución, se eliminan con el empleo de drenes de cartón que son además muy económicos y tienen altos rendimientos. El control de calidad tiene como operación principal la comprobación de la unión de todos los drenes con una capa drenante superior que los conecte entre sí y evacue el agua.		G
13.— El método de trincheras drenantes longitudinales unidas por una capa drenante superior, se utiliza en terrenos blandos de poco espesor cuando no puede realizarse la excavación total. Los materiales arenosos deben cumplir las especificaciones del capítulo 17. Este sistema mejora notablemente sus características si el material filtrante de las zanjas queda protegido por geotextiles.		M
14.— Los pilotes drenantes de cal o suelo-cal son muy adecuados para suelos con alto contenido orgánico pues producen una consolidación química adicional a la que se produce por la expulsión del agua a través de estos drenes verticales y al aumento de capacidad portante por sustitución parcial del suelo blando. Para los ensayos de la cal o del suelo-cal ver capítulo 21. La funcionalidad de estos pilotes será tanto más alta cuanto mayor sea la uniformidad granulométrica de la cal o suelo-cal empleada y por lo tanto sea mayor su permeabilidad.		G

8.5	TERRAPLENES SOBRE SUELOS MUY COMPRESIBLES	RP	Importancia
	15 — El método de hinca de tubos perforados de plástico o metálicos tiene el mismo efecto que los drenes verticales de arena y debe emplearse en los mismos casos. generalmente combinado con sobrecargas.		P
	16.— Otros métodos, como la consolidación por vacío, empleo de redes de well-points o la electroósmosis se emplean raramente y sólo en zonas localizadas por su menor economía.		P
	17.— Incluimos a continuación tablas y gráficos auxiliares.		M

TABLA 8-1

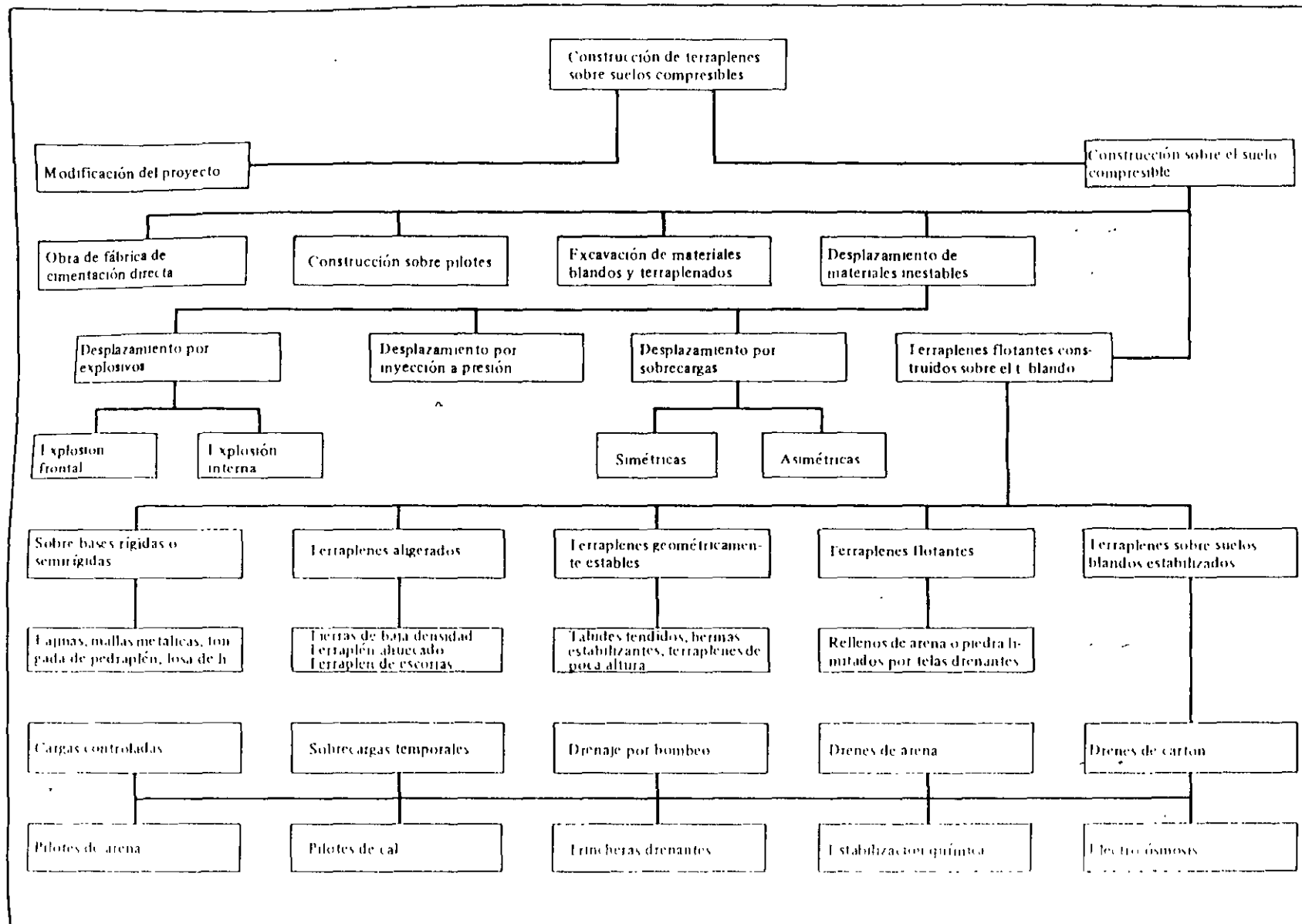


TABLA S-2

Sistemas de ejecución de terraplenes sobre suelos compresibles

mts. Profundidad Estrato resistente	B. Banquetas laterales T. Tela drenante S. Sobrecarga C. Cal A. Arena	ARCILLAS	CIENOS	TURBAS
		Materia orgánica 0-1% $\gamma_s \approx 1.20$ W% = 40-80%	Materia orgánica 1-5% $\gamma_s \approx 0.80$ W% = 80-150%	Materia orgánica 5-25% $\gamma_s \approx 0.15$ W% = 400-1 000%
0 - 5				
5 - 15				
> 15				



TABLA 8-3

Etapas del reconocimiento geotécnico de zonas de terrenos compresibles

ETAPA 1 – Investigación preliminar sobre las zonas y los suelos
Investigación de los condicionantes geotécnicos propios de cada banda a estudiar, utilizando la información existente
– Cartografía topográfica
– Cartografía geológica
– Cartografía de suelos
– Estudios geológicos y geotécnicos hechos anteriormente en la zona o en formaciones geológicas semejantes
– Fotografías aéreas
– Bibliografía geológica regional
– Etc
Asimismo se completará la información con aquella que se pueda recoger sobre el terreno (estratigrafía en las zonas donde sea visible, escorrentías de agua, encuesta a los habitantes de la zona, algunos sondeos y ensayos escisométricos y de penetración) todo ello si se considerase necesario
ETAPA 2 – Reconocimiento geotécnico preliminar
Determinación aproximada de la naturaleza y de las propiedades geotécnicas de los suelos encontrados (particularmente en las zonas compresibles) que puedan proporcionar una idea sobre los problemas de estabilidad y de deformabilidad, con sus implicaciones prácticas
Para ello se pueden utilizar los siguientes procedimientos
– Sondeos mecánicos con toma de muestras alteradas o sin alterar
– Ensayos de penetración estáticos o dinámicos
– Estudios hidrologicos preliminares
– Algunos ensayos de laboratorio y o ensayos escisométricos "in situ"
– Prospección geofísica
ETAPA 3 – Reconocimiento geotécnico detallado
Determinación en las zonas compresibles del trazado definitivo de las siguientes cuestiones
– La geometría de las capas longitudinal y transversalmente
– La naturaleza de estas capas y sus características de identificación de resistencia al cizallamiento y a la compresión
– Las condiciones hidrogeológicas generales (nivel freático y sus fluctuaciones, escorrentías)
– El carácter drenante o impermeable del sustrato incompresible
Para ello se pueden seguir los siguientes procedimientos
– Toma de muestras inalteradas para ensayos de laboratorio
– Ensayos de penetración complementarios
– Instalación de piezómetros
– Ensayos "in situ" con el escisómetro
– Ensayos de permeabilidad "in situ"
– Ensayos de identificación, de cizallamiento y de compresibilidad en laboratorio
– Tramos de ensayo

TABLA 8-4

Fundamento del reconocimiento geotécnico en terraplenes de prueba "in situ"

Objetivos de la construcción del terraplén estudio de	Tipos de ensayos					
	in situ			en laboratorio		
	Penetrómetro	Escisómetro	Permeámetro	Edómetro	Triaxial	Identificación
Estabilidad del terraplén	X	X			X	X
Condiciones de construcción por etapas	X	X	X	X	X	X
Estimación de las amplitudes y velocidades de asiento	X	X	X	X		X
Eficacia de los drenes verticales	X	X	X	X		X

TABLA 8-5
Calidad de las muestras

Grados de calidad	Propiedades observadas	Objetivo	Método de muestreo tipo
1	Propiedades modificadas Estructura Contenido en agua Densidad y porosidad Compresibilidad Parámetros de resistencia (tensiones efectivas) Parámetros de resistencia (en tensiones totales) Permeabilidad Coeficiente de consolidación	Ensayos de laboratorio sobre los suelos tal y como se encuentran en origen	Tomamuestras de piston, estacionario, con inyección de agua para equilibrar la presión hidrostática
2	Propiedades modificadas Estructura Contenido en agua Densidad y porosidad Compresibilidad Parámetros de resistencia (tensiones efectivas) Parámetros de resistencia (en tensiones totales)	Ensayos de laboratorio sobre suelos no sensibles, tal y como se encuentran en origen	Tomamuestras de pared delgada o gruesa, en sonda rotativa o de percusión con inyección de agua para equilibrar la presión hidrostática
3	Propiedades modificadas Estructura A: Conservada al 100% Estructura B: Conservada al 90%	Examen de la estructura y ensayos de laboratorio sobre suelo modificado	Tomamuestras de pared delgada o gruesa, en sonda rotativa o de percusión, con inyección de agua en los suelos muy permeables
4	Propiedades modificadas	Ensayos de laboratorio sobre suelo modificado Secuencia de las capas	Tomar aleatoriamente trozos de suelo
5	Ninguna	Secuencia aproximativa de las capas	Perforación mediante percusión

TABLA 8-6
Ejemplo de características físico-químicas de suelos de diferentes procedencias

Procedencias	W_L (%)	I_p (%)	% de elem. inferiores a 0.080 mm.	% de elem. inferiores a 0.002 mm.	$A_c = \frac{I_p}{P_2}$	Minerales
Cran	70 a 125	30 a 82	100	50 a 70	0,9 a 1,2	Montmorillonita- Illita-Clorita-Caolinita Cuarzo-Feldespatos- Mica
Palavas-les-Flots	43 a 100	18 a 44	91 a 100	28 a 56	0,6 a 1,4	Caolinita-Clorita- Mica-Feldespatos- Cuarzo Calcita
Lanester	109 a 135	65 a 81	94 a 100	38 a 51	0,7 a 0,8	Montmorillonita- Illita-Feldespatos- Clorita-Caolinita- Cuarzo

P₂ = % que pasa por tamiz de 0,002 mm

TABLA 8-7
Principales características geotécnicas de diferentes limos y arcillas

Terraplén experimental procedencia de los materiales	Núm. de capa	W (%)	WL (%)	I _p (%)	e	Materia orgánica (%)	CaCO ₃ (%)	Cu (kp/cm ²)	C _{cu} -φ _{cu}	Ensayo Cu en el triaxial		C' - φ'	C _e	σ c' / σ o
										Δ Cu	Δ p'c			
Cran	1	48	75	30	1,3	1		0,46			2,80		0,45	23
	2	108	125	82	2,9	3		0,16	0,08 -13 ^o	0,31	0,60	0,00 30 ^o	1,64	1,6
	3	64	70	31	1,8	2		0,40	0,14 -14 ^o	0,32	0,42		0,70	3,2
	4	73	87	47	1,7	4		0,40	0,28 -12 ^o	0,26	0,41	0,00 34 ^o	0,85	1,6
Palavas-les-Flots	1	48	43	18	1,2	4	53	0,16	0,11 -18 ^o	0,45	0,59	0,13 37 ^o	0,32	2,3
	2	67	76	38	1,8	6	38	0,21	0,08 -16 ^o	0,32	0,40	0,08 -33 ^o	0,66	1,3
	3	68	78	42	1,8	6	45	0,28	0,11 13 ^o	0,30	0,45	0,02 -33 ^o	0,69	0,9
	4	55	62	31	1,4	4	41	0,31	0,19 -12 ^o	0,26	0,33	0,14 26 ^o	0,54	0,8
	5	53	100	44	1,4			0,70					0,71	1
Plaine de L'Aude	3a	48	63	34	1,4	4	22	0,28	0,18 11 ^o	0,235	0,22	0,12 -26 ^o	0,59	1
	3b	48	63	34	1,4	4	42	0,79	0,48 8 ^o			0,31 22 ^o	0,62	1,3
Lanester	1	57			1,5			0,32			0,30		0,5	30
	2	131	116	69	2,9	7		0,14	0,06 14 ^o	0,32	0,47	0,04 33 ^o	1,4	2,4
	3	124	135	81	3	11		0,17	0,08 13 ^o	0,29	0,42	0,07 31 ^o	1,6	1,8
	4	109	109	65	2,7	8		0,19	0,07 14 ^o	0,31	0,53	0,08 35 ^o	1,3	1,2
Narbonne	1	30	41	20	0,8	1	18	0,41	0,32 14 ^o		0,36	0,22 25 ^o	0,19	3,9
	2	38	46	22	1,1	3	25	0,31	0,19 13 ^o		0,57	0,00 34 ^o	0,35	0,9
	5	34	34	13	0,9	2	28	0,26			0,27	0,02 36 ^o	0,18	1
	6	44	44	26	1,3	4	16	0,43			0,37			0,9
	7	31	27	7	0,8	2	29	0,25	0,32 14 ^o		0,19	0,25 32 ^o		1

TABLA 8-8

Relación entre la resistencia a la penetración standard (N) y la resistencia a la compresión simple de los suelos coherentes

N	Consistencia	Resistencia a la compresión simple (kPa)
2	Muy blanda	< 25
2 a 4	Blanda	25 a 50
4 a 8	Medianamente blanda	50 a 100
8 a 15	Consistente	100 a 200
15 a 30	Muy consistente	200 a 400
> 30	Dura	400 a 800

TABLA 8-9

Relación entre la consistencia de los limos y el coeficiente C_u

Consistencia del suelo	Cohesión sin drenaje (Kp/cm^2)
- Muy blanda	$C_u < 0.102$
- Blanda	$0.102 < C_u < 0.255$
- Medianamente consistente	$0.255 < C_u < 0.510$
- Consistente	$0.510 < C_u < 0.765$
- Dura	$C_u > 0.765$

TABLA 8-10

Ensayos de resistencia al corte según la naturaleza del suelo

Tipo de suelo		Limo arcillas blandas	Arcilla mediana consistente	Turbas	Limo	Arena gruesa	Arena fina
Resistencia a la compresión simple (UU)		O	XX	O	O	O	O
Escisometro (UU)		XX	X	X	O	O	O
Penetrometro (UU)		XX	XX	X	O	O	O
Corte directo	UU	O	X	O	O	O	O
	CN	X	X	X	O	O	O
	CD	O	O	O	O	O	XX
Ensayo triaxial	UU	XX	XX	XX	XX	O	O
	CN	X	XX	X	XX	O	O
	CD	O	O	O	XX	XX	XX

Para estudios de terrapienes sobre suelos compresibles
 O Ensayo no adecuado o no usado
 X Ensayo adecuado en ciertos casos, pero con precauciones
 XX Ensayo recomendado

CD Ensayo consolidado drenado - CN Ensayo consolidado no drenado - UU Ensayo no consolidado, no drenado

TABLA 8-11

Materiales poco densos para terraplenes

Material	Peso específico aproximado (T/m ³)	Observaciones
Cortezas de pino y abeto	0.8 - 1	Desecho relativamente poco utilizado ya que es difícil de compactar. El riesgo de polución de las aguas subterráneas por las aguas que escurren de las cortezas puede reducirse o eliminarse utilizando un material que se ha conservado inicialmente en agua y luego secado al aire durante algunos meses. La relación del volumen compactado al volumen inicial es del orden del 50%. Los asentos a largo plazo de las cortezas pueden alcanzar el 10% del espesor compactado.
Virutas de pino y abeto	0.8 - 1	Desecho normalmente utilizado por debajo de la capa freática, pero ya que ha sido empleado en terraplenes en los que los taludes se han sellado con asfalto o con láminas de plástico.
Turba secada al aire, triturada en bolas	0.3-0.5, 0.3-0.5; 0.2; 0.8-1	Experiencia particularmente extendida en Irlanda para reparar las carreteras en servicio, reemplazando la grava por turba en bolas.
Cenizas volantes, escorias, etc	1 - 1.4	Los desechos tales como las cenizas volantes se colocan generalmente 0.3 m por encima del nivel de crecidas. Estos materiales pueden llegar a cementar, lo que provoca un crecimiento significativo del coeficiente de seguridad a lo largo del tiempo. En ciertos casos (escorias de alto horno, por ejemplo), los materiales absorben el agua en el paso del tiempo, lo que aumenta su densidad.
Desechos de hormigón celular	1	El volumen de este material decrece considerablemente a lo largo de la compactación. Si la compactación es muy intensa, se puede llegar a convertir en polvo.
Hormigón de poca densidad	0.6	Es un nuevo material ligero de carácter experimental, fabricado a partir de cemento Portland, agua y de un agente espumante denominado "Elastizell".
Esquistos o arcillas expansivas (áridos lig.)	0.5 - 1	Las propiedades físicas de este material (densidad, resistencia, compresibilidad), son generalmente muy buenas para su utilización como material de terraplenes ligeros, si bien son algo variables según los procedimientos de fabricación. El material es bastante caro, pero puede llegar a ser económico al compararlo con otras técnicas de construcción de carreteras. El espesor mínimo del firme por encima de la arcilla es generalmente de 0.6 m.
Poliestireno expandido	0.1	Material extremadamente ligero utilizado únicamente (hasta el momento), en Estados Unidos y Noruega donde las experiencias adquiridas son alentadoras y donde su utilización se extiende más y más. En Noruega el material se utiliza en forma de bloques. El espesor del firme varía de 0.5 m a 1 m según la circulación y carga prevista de los vehículos. En el firme se incorpora una losa de hormigón armado, directamente colocado sobre el poliestireno para reducir su deformación y protegerlo frente a los productos petrolíferos. Este material es muy caro pero su pequeña densidad puede convertirlo en económico en ciertos casos particulares.

TABLA 8-12
Características generales de los piezómetros

Características	Piezómetros abiertos Verticales	Piezómetros cerrados hidráulicos	Piezómetros a contra-presión
Tiempo de respuesta	Satisfactorio en turbas No satisfactorio en los controles de estabilidad en las arcillas, pero sí para la estimación de asientos si el tiempo de respuesta es de algunos días	Satisfactorio	Satisfactorio
Robustez	No es aconsejable instalar columnas ascendentes a través del terrapién. Puede soportar deformaciones importantes provocadas por los asientos, (por ejemplo en las turbas donde los asientos pueden alcanzar varios metros).	Disponer los empalmes suficientemente holgados para tener en cuenta los asientos. Los empalmes pueden ser dañados por la maquinaria de la obra. Igualmente los empalmes pueden ser desconectados si las deformaciones son importantes	Como para los piezómetros hidráulicos
Simplicidad	Extremadamente simple, no tiene elementos móviles; no exige corriente eléctrica	Necesita generalmente un puesto de control central con los medidores, manómetros y el sistema de vaciado. Las sondas son bastante sencillas	El convertidor y el puesto de control central son simples si el piezómetro es neumático. El convertidor es sensible y el puesto complejo si el piezómetro es eléctrico
Campo de utilización	Los modelos instalados mediante percusión no son utilizables ya que la presión es elevada. Puede registrar el nivel de agua hasta el extremo de la columna ascendente. El campo de utilización puede ampliarse si se instala un medidor de Bourdon dotado de una válvula en descompresión	Presión de 0 a 600 kPa	Presión de 0 a 600 kPa y más
Estabilidad	Buena; larga duración No puede utilizarse con hielo. Puede revisarse en caso necesario	Buena Exige una protección contra el hielo. Puede ser revisado "in situ".	Satisfactoria a corto plazo, incierta a largo plazo; pueden formarse bolsas de gas bajo el diafragma. Permite la utilización con hielo.
Precisión	Buena (± 10 cm. de agua) En los suelos orgánicos se producen desprendimientos de gas	Buena (± 5 cm. de agua). Los gases deben ser evacuados	Satisfactorio (± 25 cm. de agua) La presencia de bolsas de gas provoca medidas muy elevadas, ocurre lo mismo que cuando la punta no se pone a presión atmosférica
	La precisión disminuye cuando la presión intersticial aumenta, en todos los modelos.		
Coste	Bajo	Medio Los manómetros y medidores son caros. El sistema de vaciado puede ser utilizable en muchos piezómetros del mismo grupo.	Bajo o medio para los aparatos neumáticos. Elevado para los eléctricos. Las cajas de control son bastante caras, pero pueden funcionar con un gran número de piezómetros a la vez.
Recopilación de datos	Bastante extensa	Rápida, si las operaciones se realizan centralizadas. Puede automatizarse	Rápida. Puede automatizarse.
Instalación	Simple cuando se pone por percusión. Los otros modelos exigen una perforación.	Existen modelos que se instalan por percusión aunque generalmente es necesaria la perforación. Los cables de acometida deben instalarse en una zanja entre la sonda y el puesto control cent.	Existen modelos instalados por percusión, siendo necesaria la perforación en otros casos. La zanja debe abrirse como poco hasta el borde del terrapién.

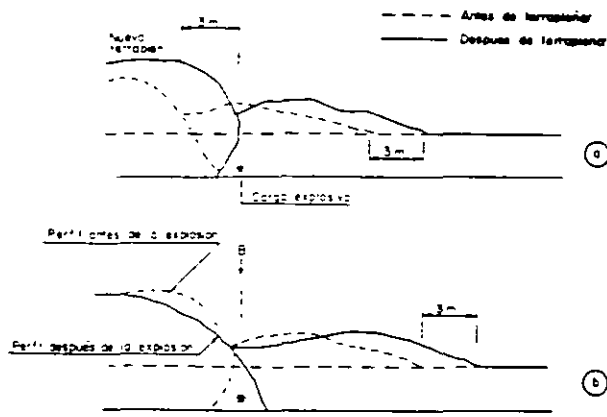


Fig. 8.1 — Terraplenado por explosiones frontales

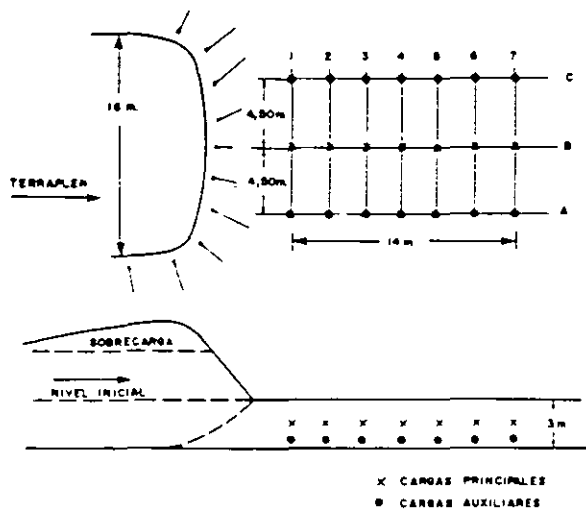


Fig. 8.2.— Explosiones frontales

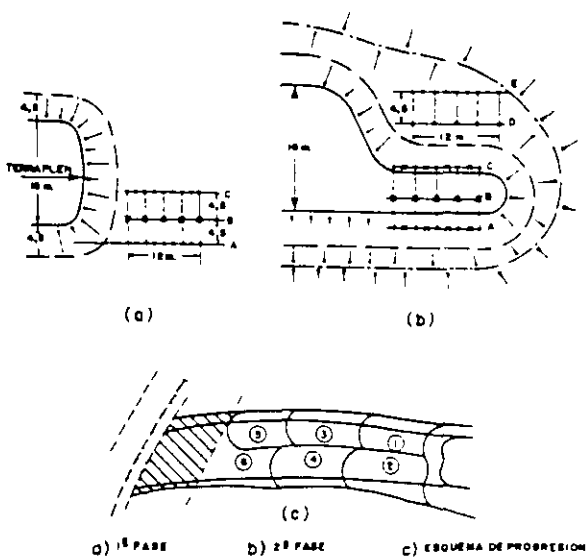


Fig. 8.3.— Explosiones frontales por fases

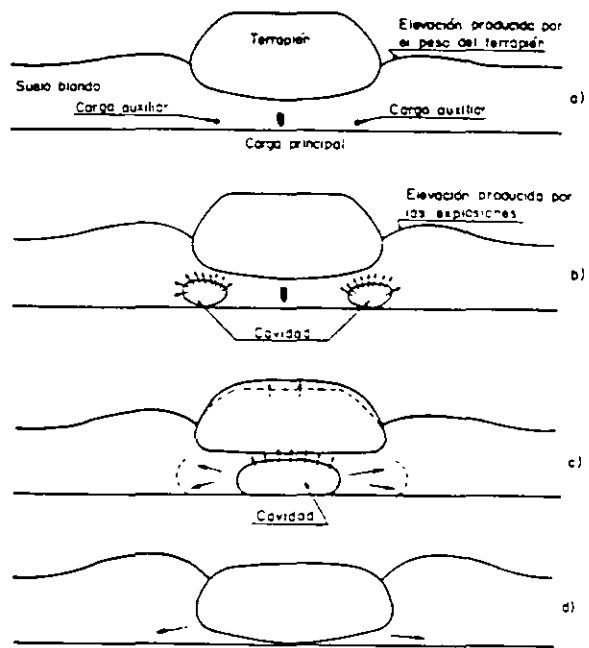


Fig. 8.4.— Terraplenado por explosiones internas

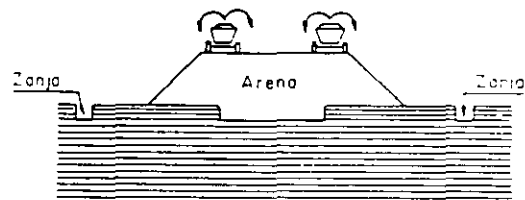


Fig. 8.5 — Desplazamiento del suelo blando por carga simétrica

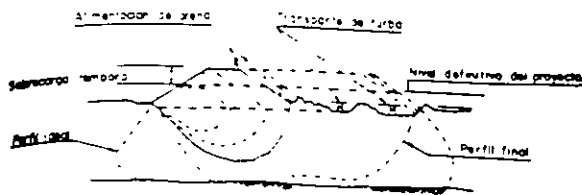


Fig. 8.6.— Desplazamiento del suelo blando por carga asimétrica.

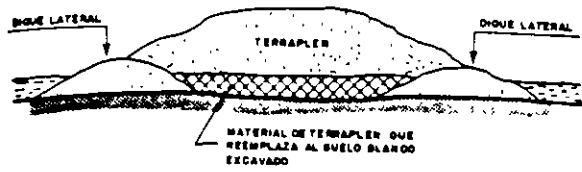


Fig. 8.7.— Terraplenado por excavación del suelo blando.

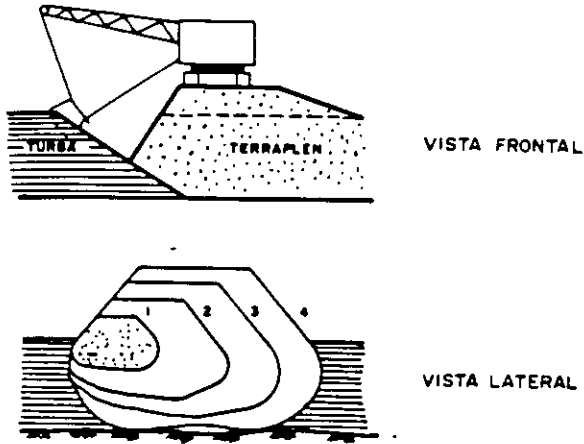


Fig. 8.8.— Terraplenado por excavación.

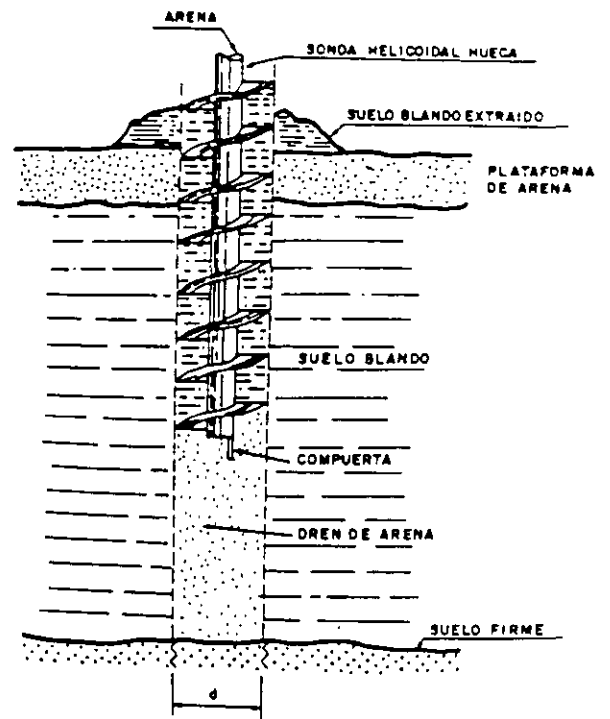


Fig. 8.9.— Ejecución de un dren de arena.

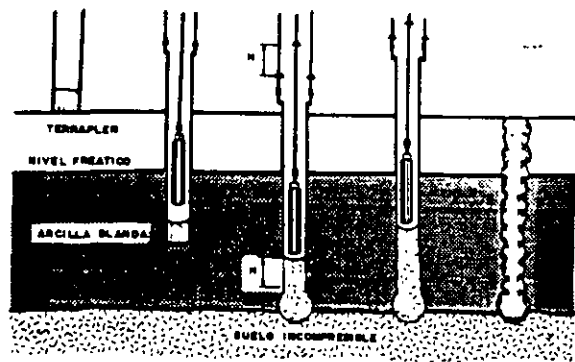


Fig. 8.10.— Ejecución de pilotes de arena apisonada.

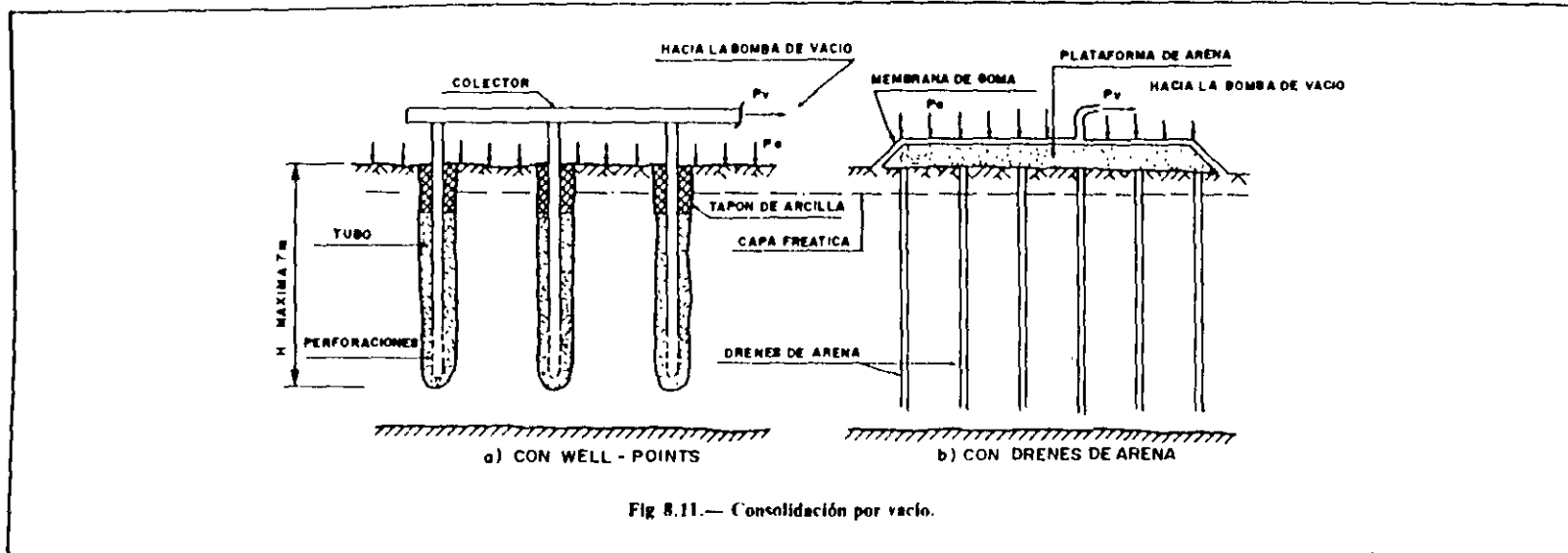


Fig 8.11.— Consolidación por vacío.

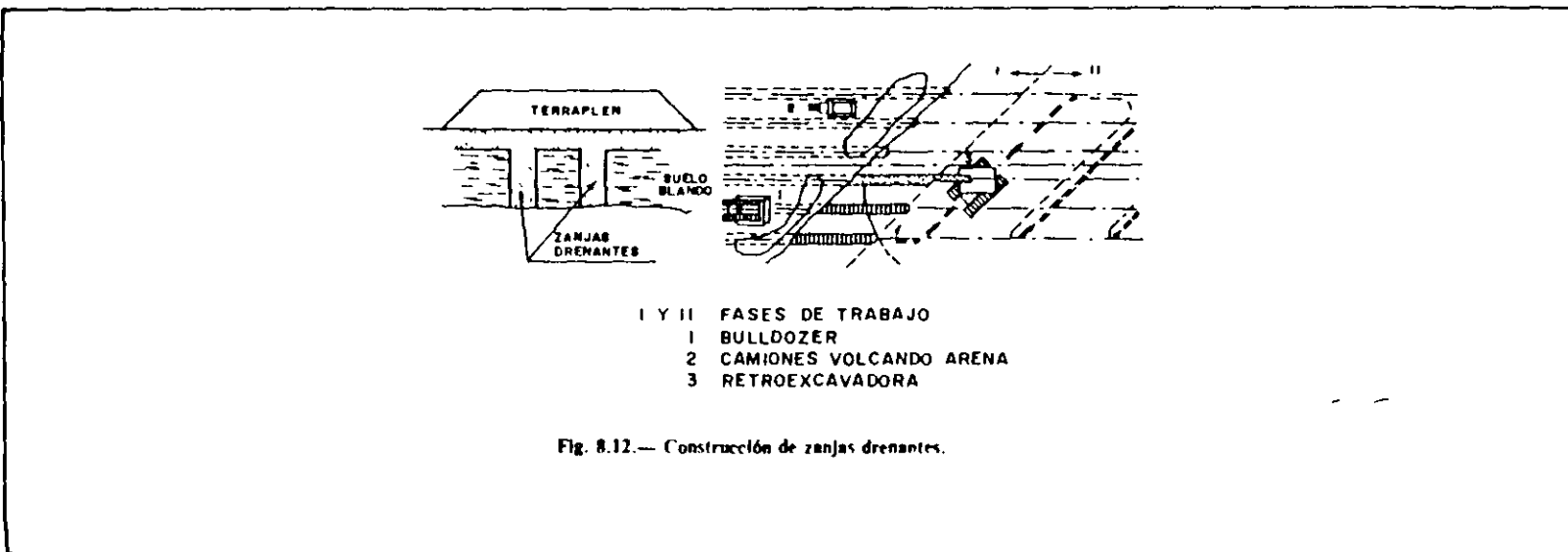


Fig. 8.12.— Construcción de zanjas drenantes.

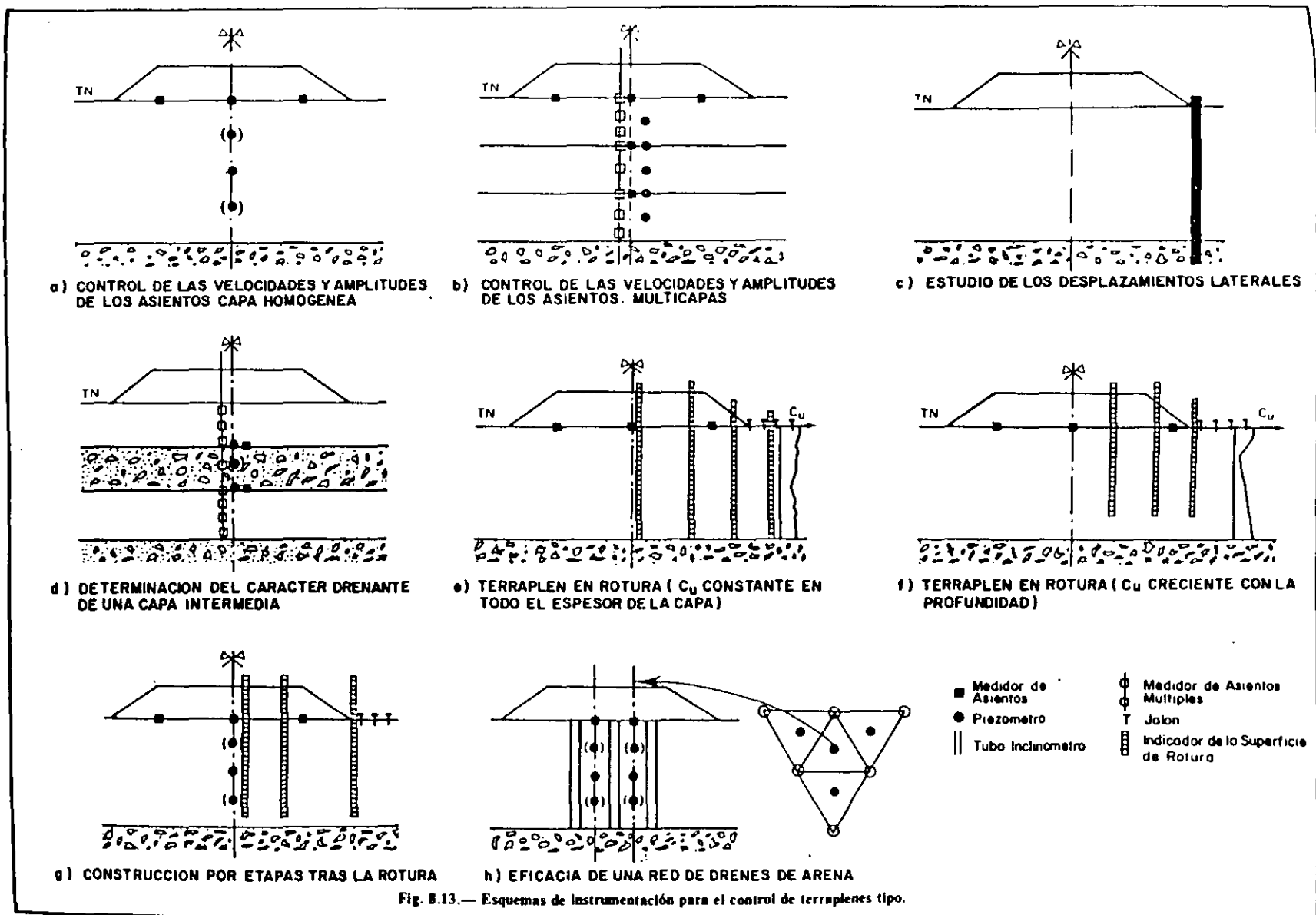


Fig. 8.13.— Esquemas de instrumentación para el control de terraplenes tipo.

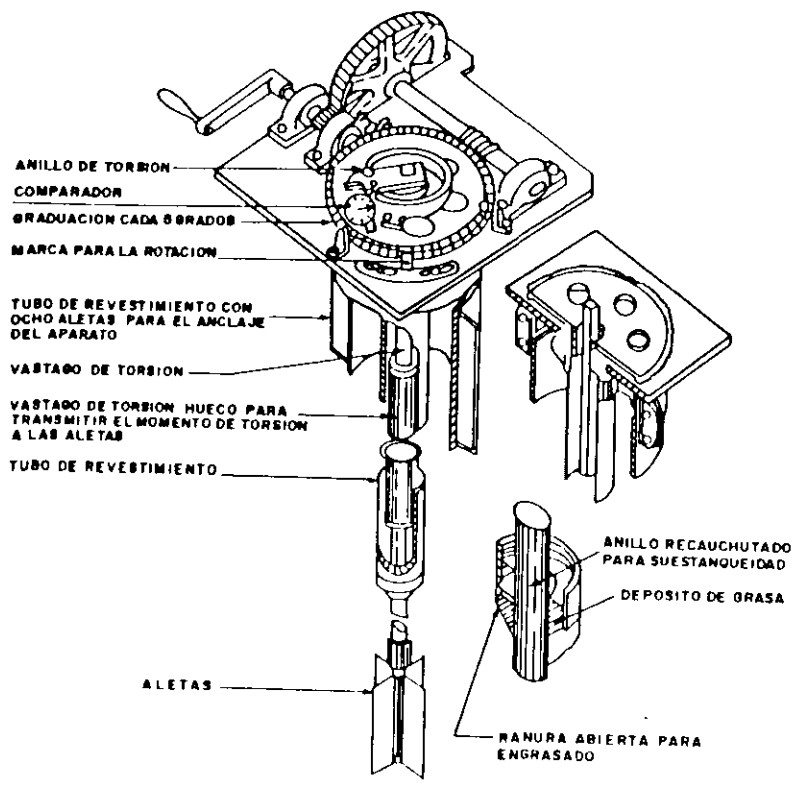


Fig 8 14 -- Esquema de un excisómetro

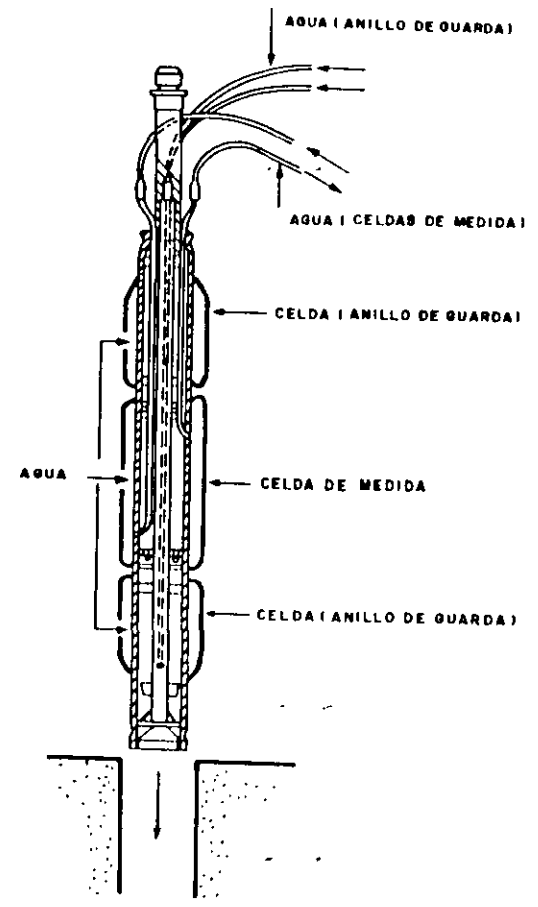


Fig 8 15 -- Esquema del presiómetro Menard

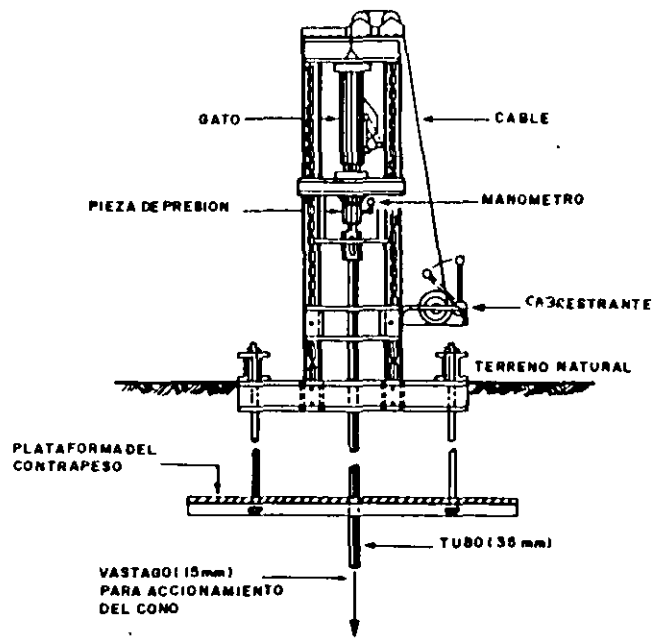


Fig. 8.16.— Penetrómetro estático.

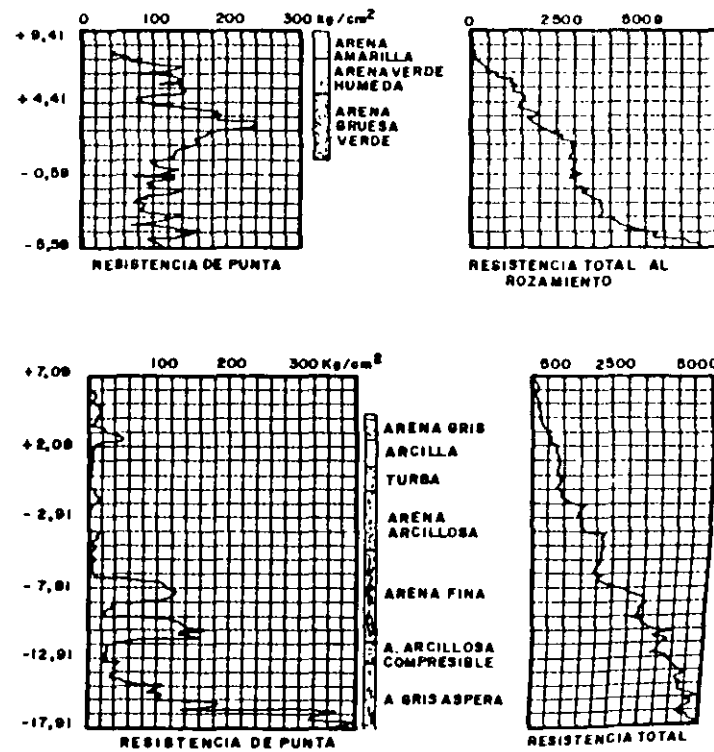
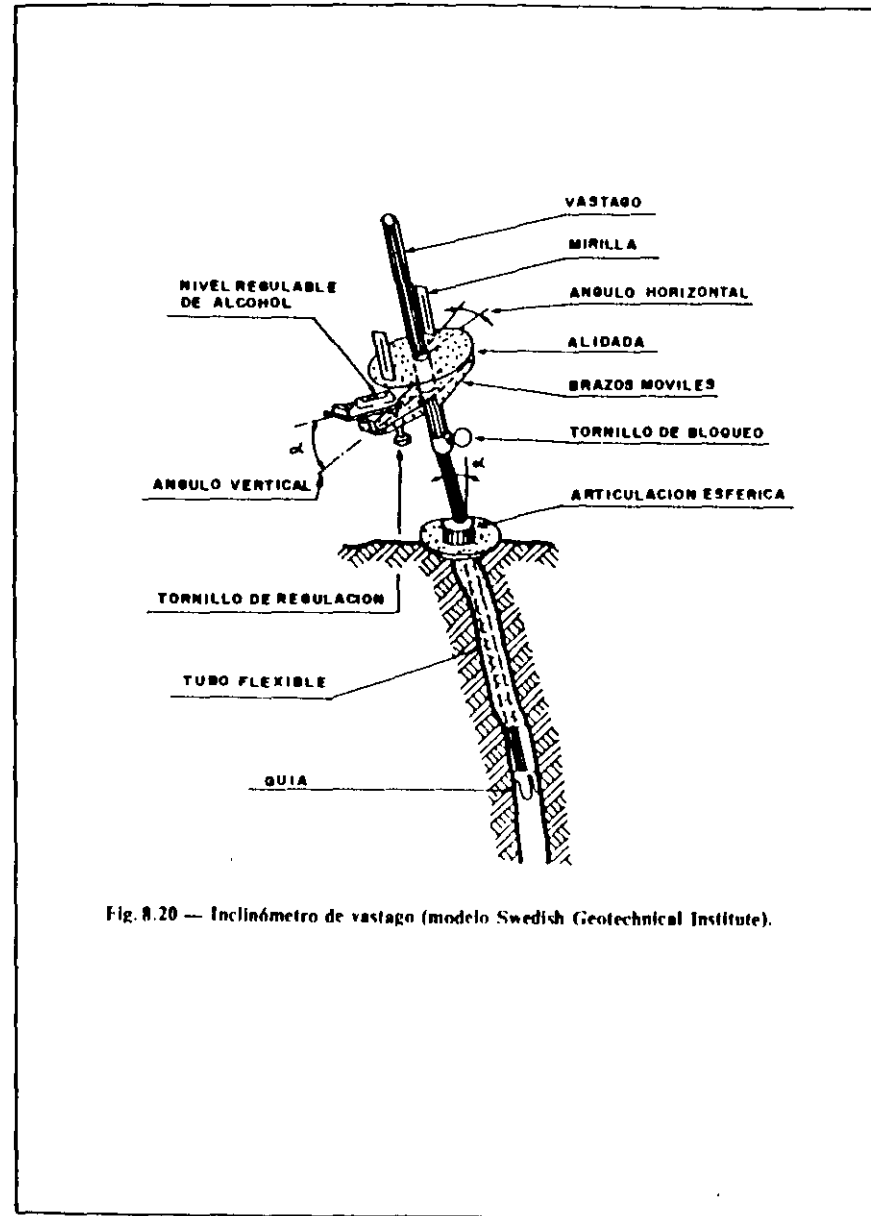
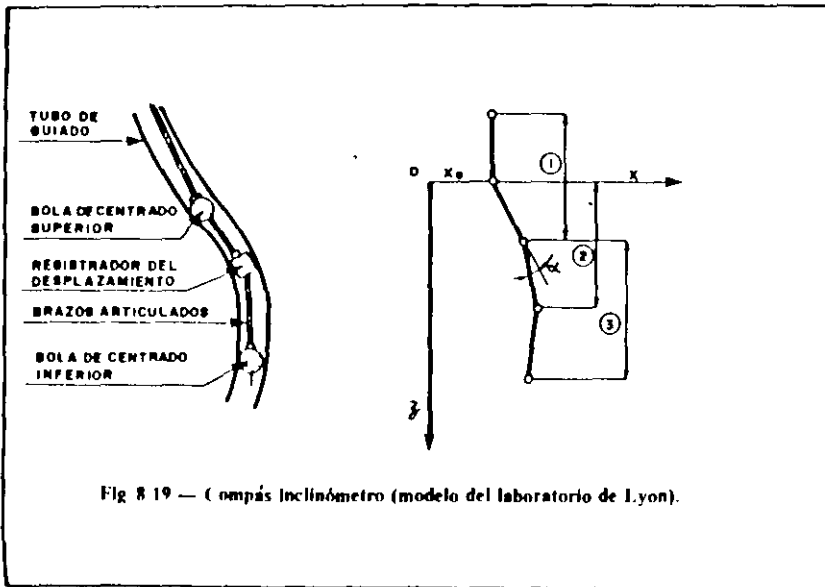
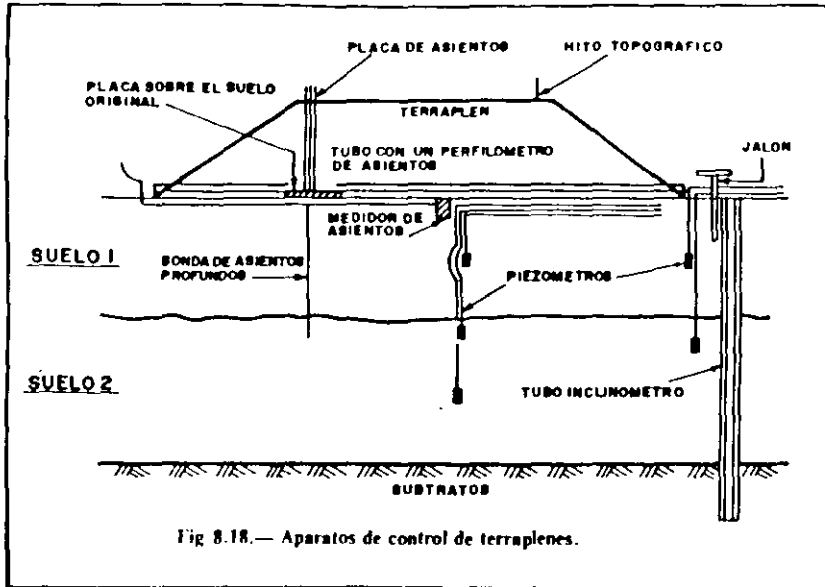
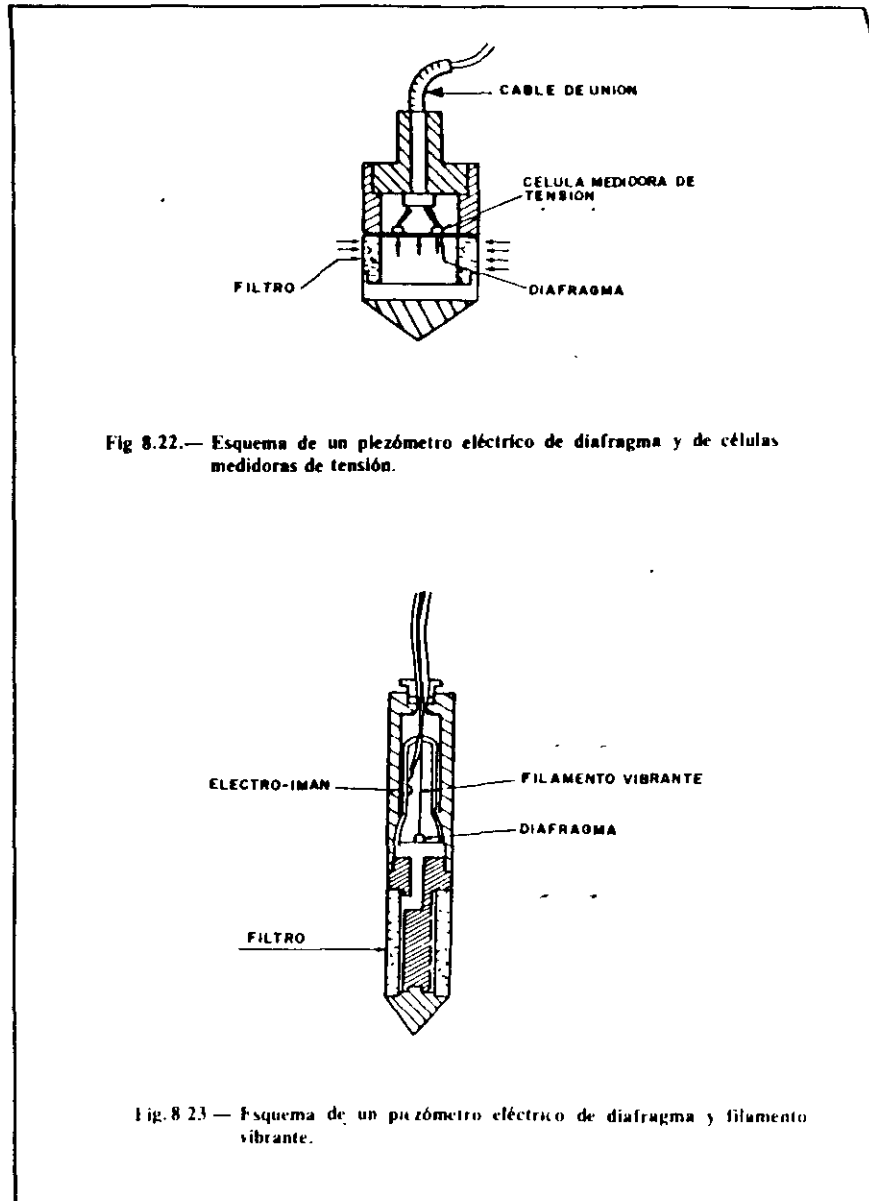
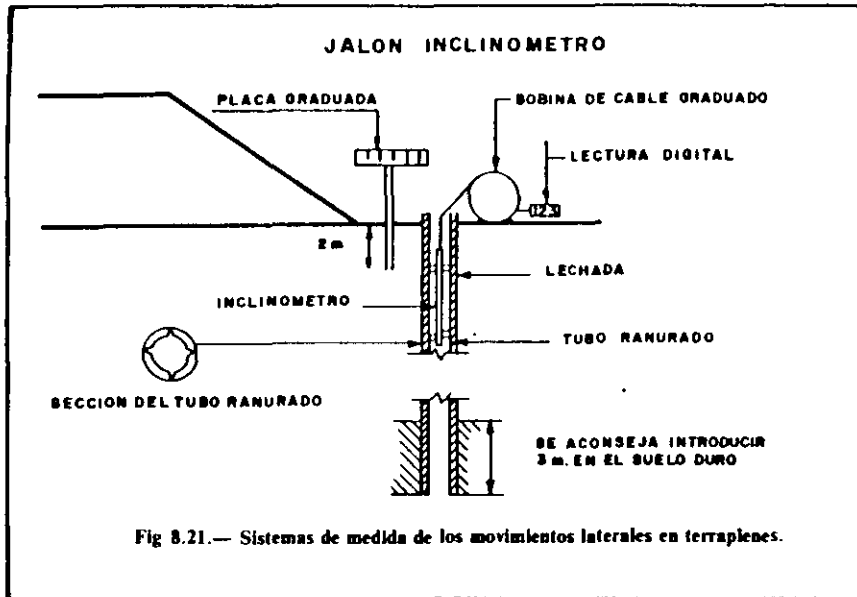


Fig. 8.17.— Ensayo de penetración en profundidad.





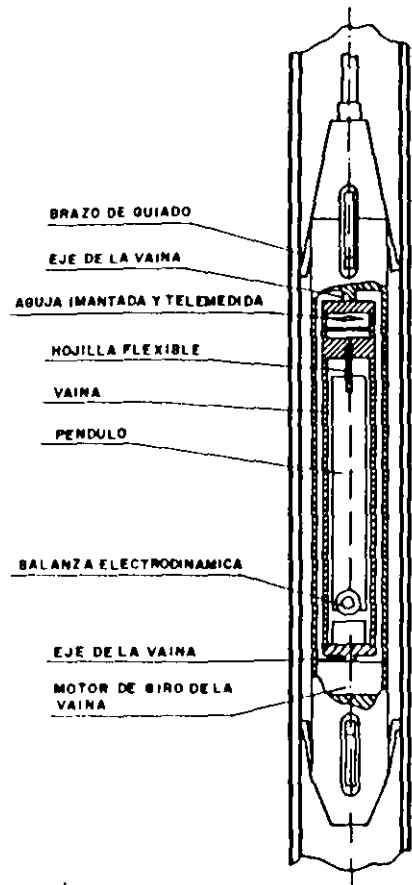


Fig. 8.24 — Inclinómetro (modelo Geoconsult)

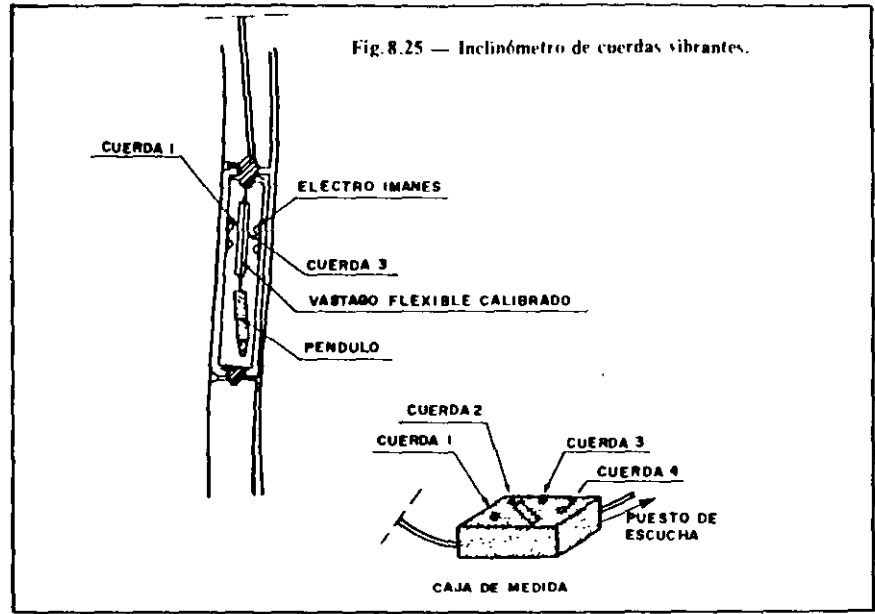
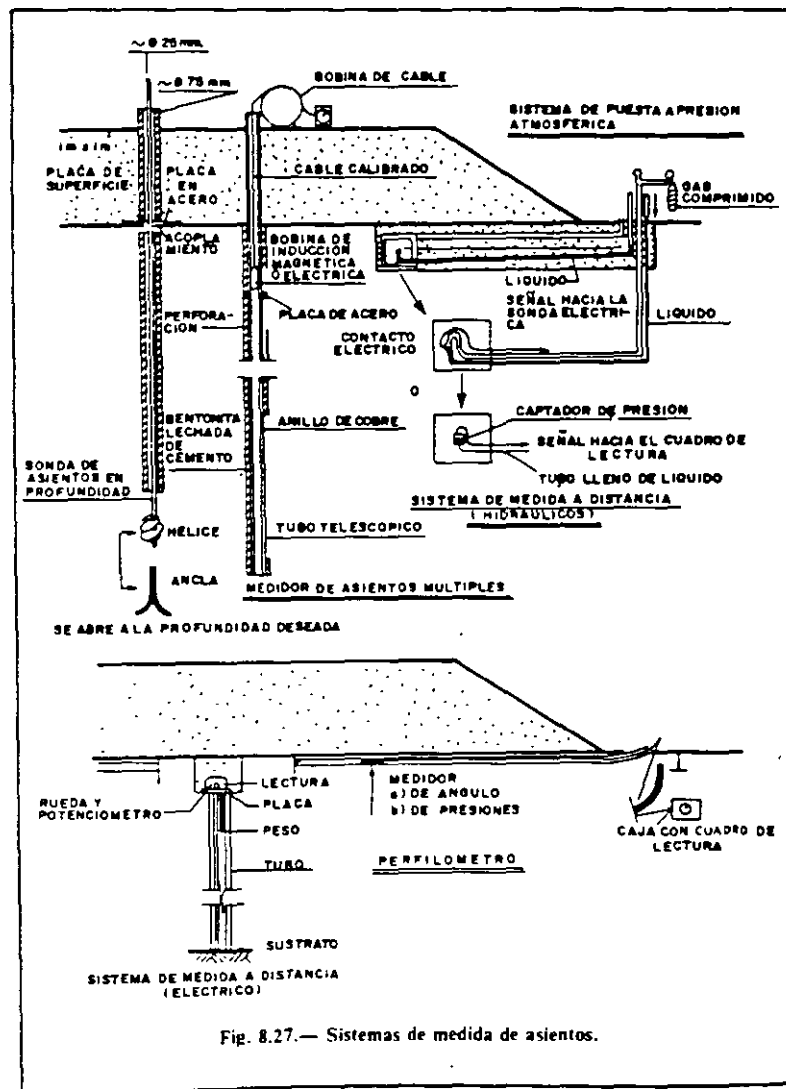
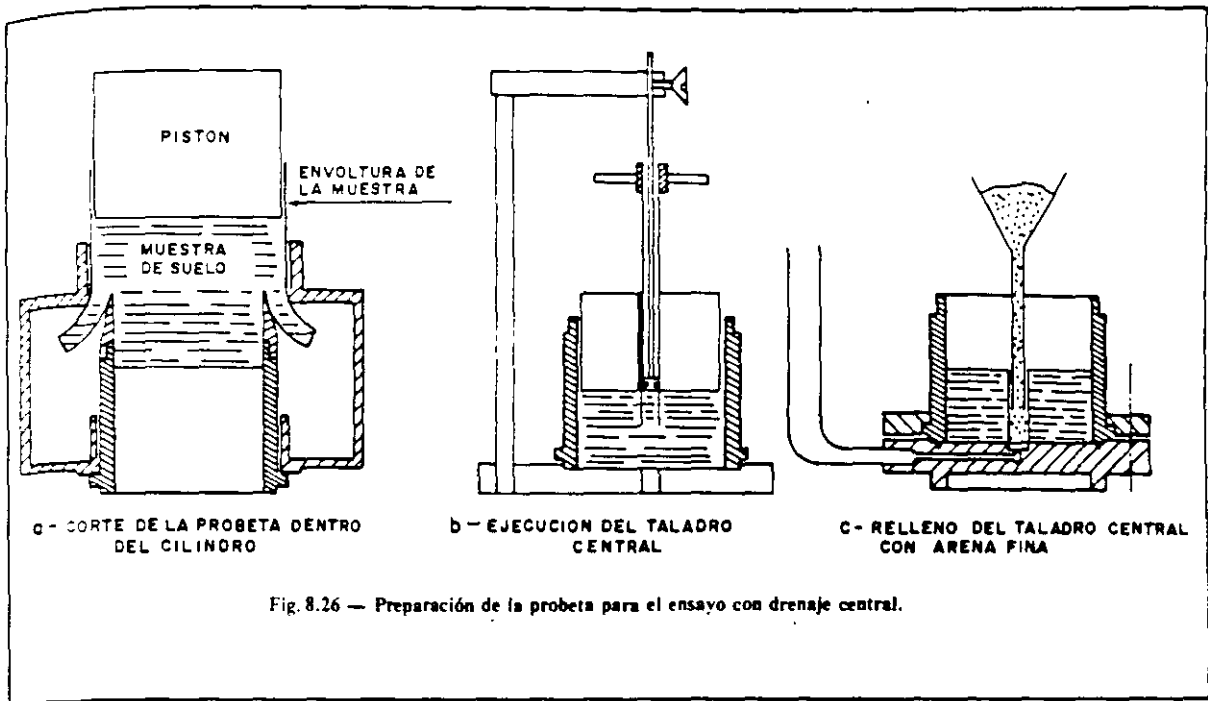


Fig. 8.25 — Inclinómetro de cuerdas vibrantes.



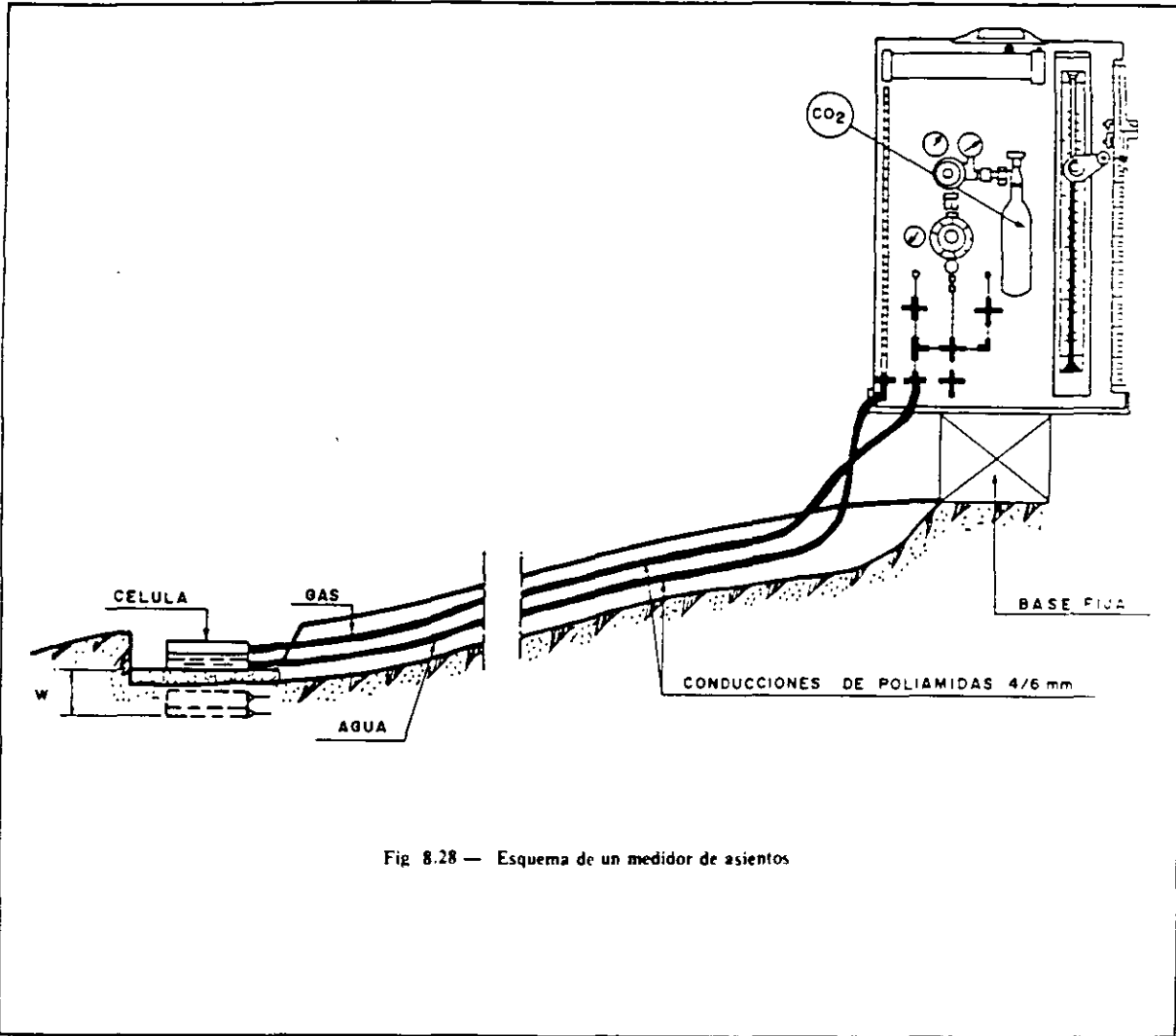


Fig 8.28 — Esquema de un medidor de asientos

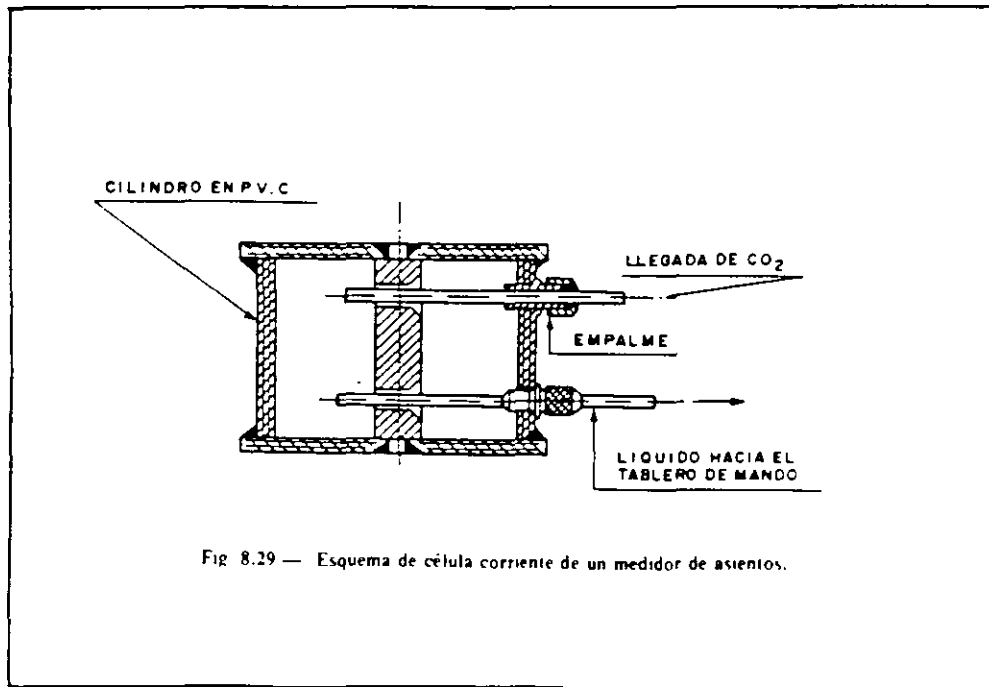


Fig 8.29 — Esquema de célula corriente de un medidor de asientos.

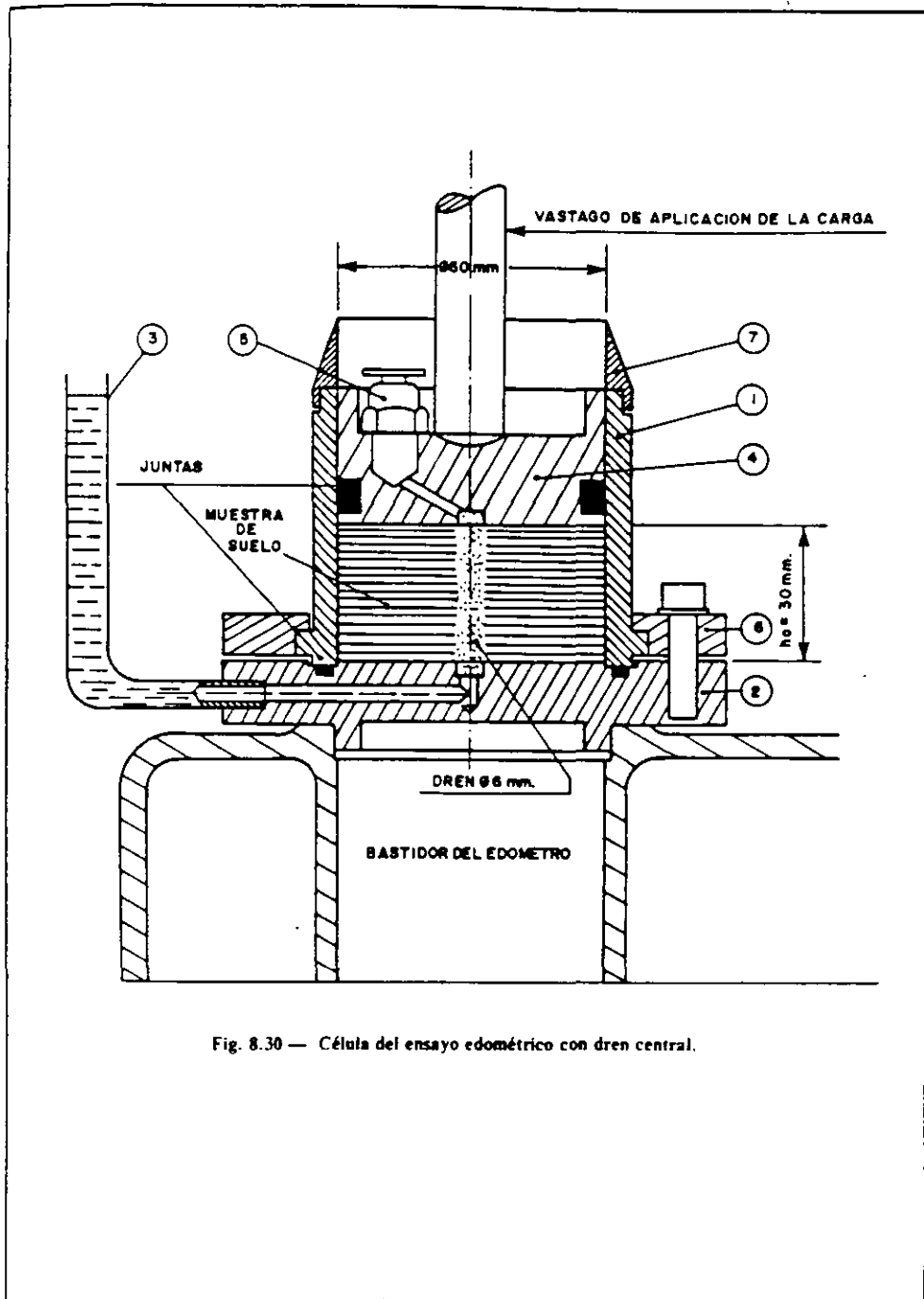


Fig. 8.30 — Célula del ensayo edométrico con dren central.

SISTEMAS PIEZOMETRICOS

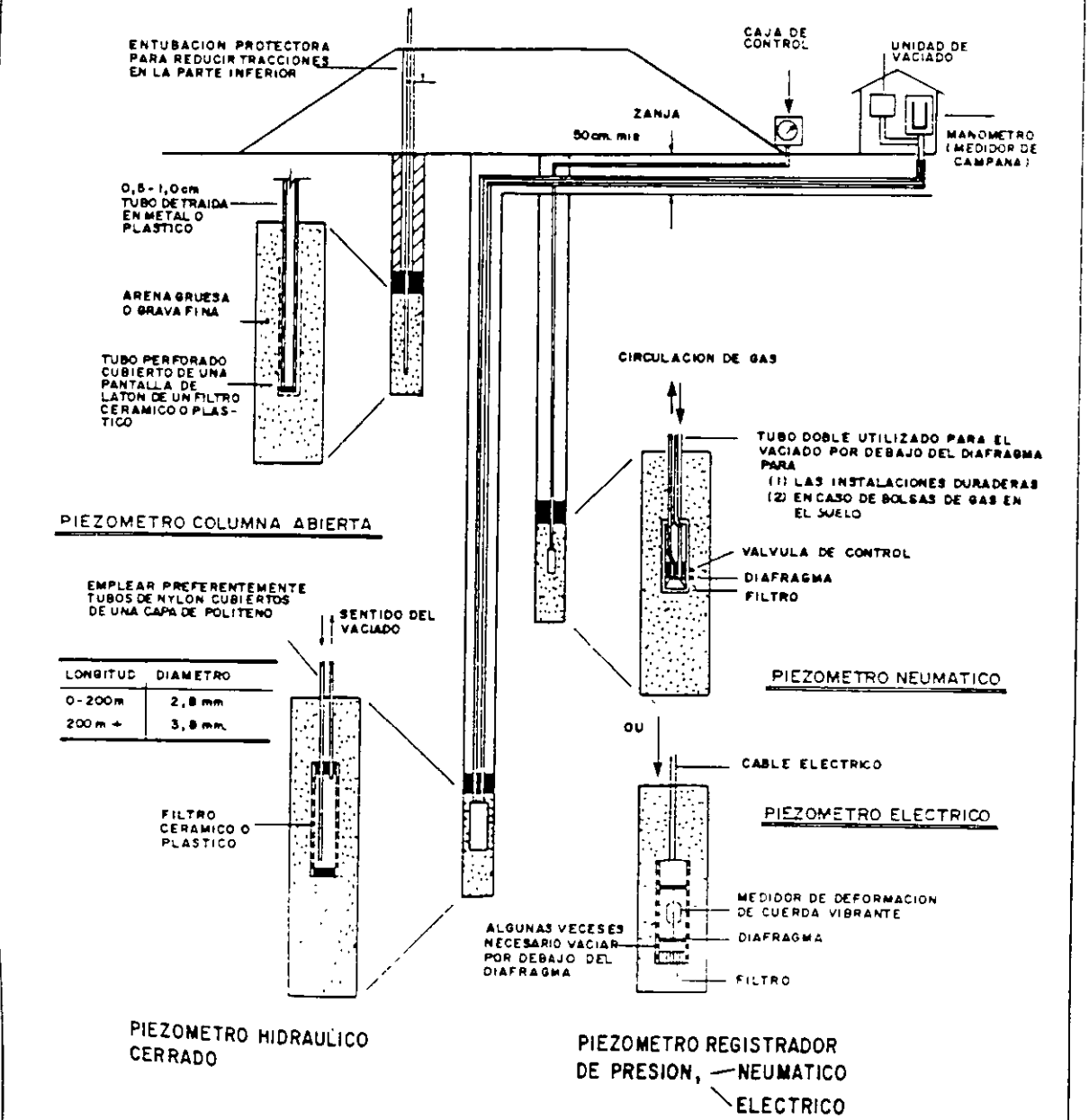


Fig. 8.31

LLAVES DE PASO A CARGA
CONSTANTE

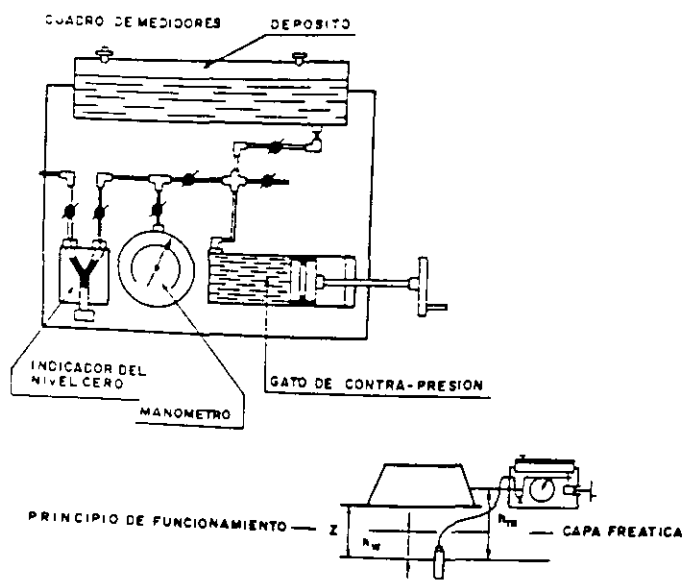


Fig. 8.32 — Piezometro a contra-presión hidráulico (MOD. LPC).

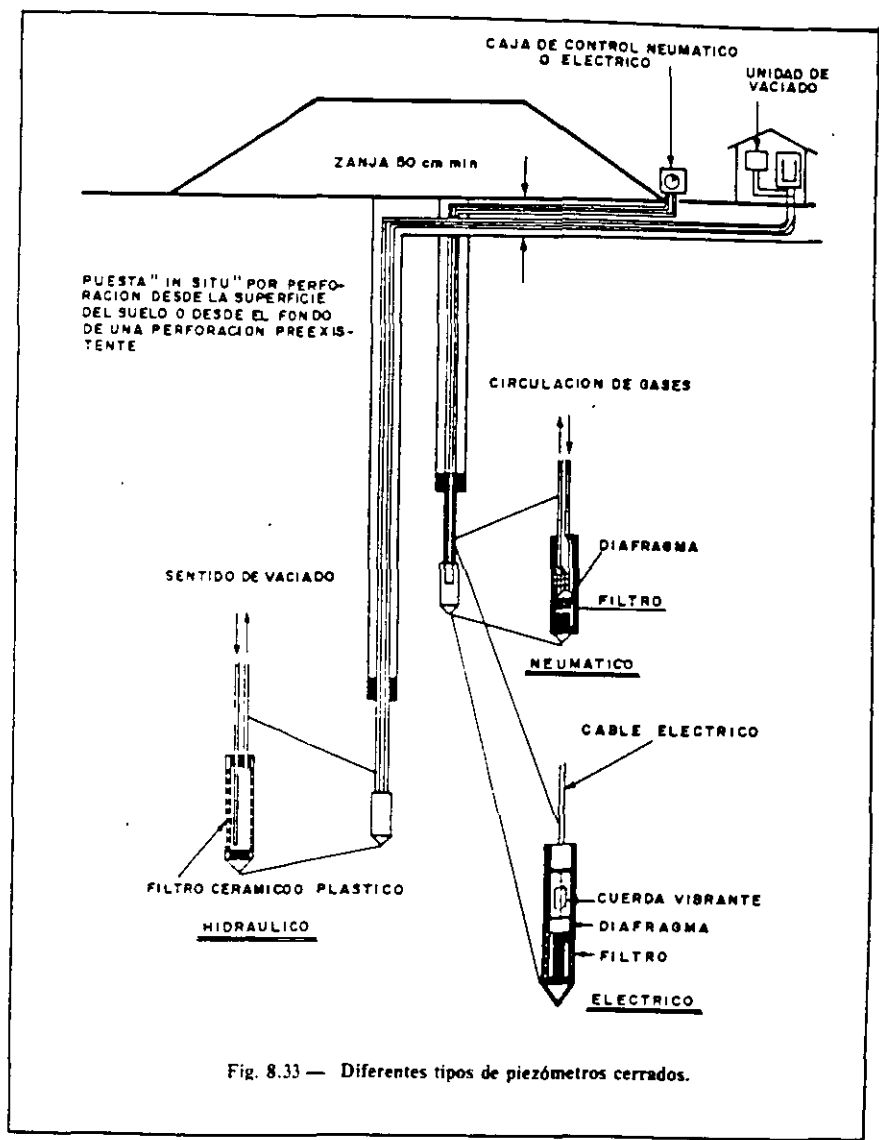


Fig. 8.33 — Diferentes tipos de piezómetros cerrados.

PIEZOMETRO PAC 2. PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO

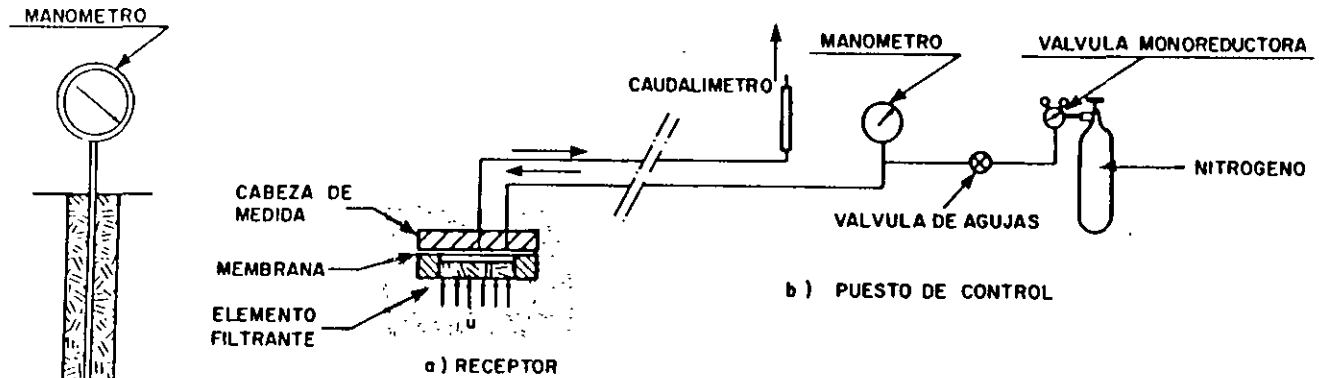


Fig 8 34 — Piezómetro tipo "Casagrande" equipado con piezómetro hidráulico

DESMONTES EN TIERRA

12.0

DESMONTES EN TIERRA

Consideraciones previas:

Los ensayos que se incluyen a continuación se refieren principalmente a los taludes y dentro de éstos, los que hacen referencia a la estabilidad superficial y general. Los ensayos de prospección del terreno realizados con antelación al proyecto y a la construcción de la carretera han proporcionado los datos necesarios para calcular la estabilidad mecánica de los taludes y fijar los ángulos de los mismos; por ello, los ensayos que se indican tienen el carácter de comprobación de los datos iniciales y de aplicación a los casos particulares que se presenten para corregir durante el proceso de construcción los problemas puntuales que surjan.

La caracterización del terreno correspondiente a la plataforma, o sea el fondo de la excavación en desmonte, tiene el mismo tratamiento y ensayos que se han descrito en el capítulo 5 (Desbroce del terreno, escarificado y compactación) y los ensayos que se deriven de su caracterización descritos en el capítulo 6 (Materiales para terraplenes) de acuerdo con las normas 6.1 I.C. y 6.2 I.C. de definición de explanadas.

12.1 DESMONTES EN TIERRA				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Ensayos de caracterización del terreno	Todos los indicados en el cap. 6.1.	Conocer los parámetros del terreno sobre todo los relacionados con su resistencia mecánica y su alterabilidad potencial.	La correspondiente a cada ensayo del Cap. 6.1.	N C
2.— Ensayo de corte directo.	Muestra inalterada o remodelada a las condiciones reales Norma ASTM D3080	Calcular la cohesión y el ángulo de rozamiento interno para fijar el ángulo de talud.	3 determinaciones por cada 10.000 m ² de talud o zona diferenciada.	C
3 — Ensayo Triaxial.	Id. 2 Con y sin drenaje. Norma. ASTM D2850	Id. 2. En diversas codificaciones de carga y drenaje. Sustituye o complementa al 2	3 determinaciones cada 20.000 m ² de talud o zona diferenciada.	C

12.2 DESMONTES EN TIERRA				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Localización de zonas húmedas superficiales	Inspección visual y aforo en su caso. Ver cap. 17.	Determinar la importancia de la presencia de humedad en taludes con objeto de adoptar el método de estabilización más adecuado. a) Drenes subhorizontales. b) Zanja drenante. c) Contrafuerte drenante. d) Manto drenante. e) Combinación de los anteriores.	En toda la superficie de los taludes.	N
2 — Colocación de bermas intermedias.	Anchura mínima de 4 m. Cada 7 m de diferencia de cota como máximo.	Impedir los desprendimientos superficiales de zonas altas, reducir la erosión y contribuir a la estabilidad general (que ya habrá sido prevista en proyecto.)	En toda la superficie de los taludes.	C
3.— Determinación de sobreechamientos entre cunetas y pie de talud.	Inspección visual de taludes y estudio de sus materiales.	Impedir los aterramientos y obstrucción de cunetas en zonas donde se detecte riesgo de desprendimientos de tierra o erosión.	En toda la longitud de los dos bordes de la explanada.	C



12.3 DESMONTES EN TIERRA				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Observación de desprendimientos	Medición de cantidades de materiales que llegan a cunetas o bermas.	Valorar la estabilidad superficial del talud, a lo largo del tiempo de construcción para proponer medidas correctoras en puntos especiales.	En todos los taludes, cada mes.	C
2 — Planeidad	Irregularidades menores de 1/50 de la longitud inclinada examinada entre cuneta o pie de berma y borde de berma superior.	Determinar el grado de cuidado en la terminación y refino de los taludes para una mejor impresión estética si los taludes no se van a plantar con árboles o arbustos. En este caso la tolerancia puede ser de 1/20.	Secciones transversales cada 20 a 30 m.	C

12.4. DESMONTES EN TIERRA				EE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Ensayos edafológicos.	Sin incluir la posible capa vegetal de aportación Ver cap. 49.	Analizar el suelo componente del desmonte desde el punto de vista de soporte para vegetación.	1 vez por zona diferenciada o cada 20.000 m ² de talud.	C
2.— Erosionabilidad	En una sección transversal de ensayo de 1 m de anchura 30 a 40 l/m ² y hora	Predecir la inestabilidad superficial de un talud a causa de una lluvia intensa.	1 vez en una sección de ensayo formada por el suelo más erosionable.	C
3.— Dispensabilidad de arcillas.	Ensayo del "pin-hole". Norma ASTM-D-4221	Estimar el grado de lavabilidad o erosionabilidad de un material arcilloso por corrientes de agua	1 ensayo por cada 20.000 m ² o zona diferenciada.	C

12. DESMONTES EN TIERRA		RP	Importancia
1.— Los ensayos de caracterización del terreno desde el punto de vista de capacidad portante de la explanada deben ir encaminados a proporcionar un fondo de desmonte que, con la mínima excavación; se adapte a las exigencias del PG. 3, o sea que forme una capa adecuada o tolerable que permita un espesor mínimo sobre ella de las otras capas de firme. En caso de ser un terreno inadecuado como componente de la explanada, la excavación en desmonte será la indicada en las instrucciones 6.1.IC. y 6.2.IC. En los fondos de desmonte los ensayos más importantes son los de placa de carga y CBR en laboratorio.			M
2.— Los ensayos de corte directo y triaxial son complementarios de los que debieron hacerse en la fase de prospección del terreno y sirven para comprobar la estabilidad del talud frente a deslizamientos. La frecuencia indicada de 1 ensayo de corte (3 determinaciones) cada 10.000 m ² o de 1 ensayo triaxial (3 determinaciones) cada 20.000 m ² puede deducirse notablemente o incluso anularse, si ya se hicieron este tipo de ensayos en la fase de prospección en estas mismas zonas. Los ensayos más adecuados son los que reproducen la situación real del terreno con su misma densidad, humedad y grado de consolidación, en un ensayo rápido, sin drenaje, que representa la fase de construcción y en ensayos lentos con drenaje que representan las fases de explotación de la carretera.			G
3.— La inestabilidad de los taludes en tierra está muy ligada a las presiones intersticiales que puedan desarrollarse como consecuencia de existencia de humedad u oscilaciones freáticas en el terreno por lo que es de suma importancia localizar y cuantificar la presencia de agua en la superficie e interior de los taludes			G

12.	DESMONTES EN TIERRA	RP	Importancia
4 -	Los drenes subhorizontales resultan muy eficaces para eliminar las presiones intersticiales del cuerpo del talud y recoger las aguas internas que producen la inestabilidad. Su longitud de penetración en el talud debe ser del orden de la altura de este. Ver RP del Capítulo 17.		M
5 -	Las zanjas drenantes situadas en sentido longitudinal al eje de la carretera han de excavarlas teniendo en cuenta que durante su ejecución puede producirse la rotura del talud, sobre todo si se realizan en la zona baja del mismo, que es por otra parte donde son más eficaces.		M
6 -	Los contrafuertes drenantes o zanjas transversales que se desarrollan a lo largo de la línea de máxima pendiente del talud son las más eficaces para captar manantiales localizados en la superficie del talud y pueden conectarse fácilmente con la red de drenaje general o con las cunetas.		M
7 -	Los mantos drenantes, ocupando la totalidad de la superficie del talud, sólo se usan en casos importantes de inestabilidad, que no pueden resolverse tendiendo más el talud y que por la abundancia de agua no puede realizarse una instalación general de drenes subhorizontales. El manto drenante realizado con materiales granulares contribuye también a la estabilidad por el peso de sus materiales, además de actuar de dren generalizado. Su conexión con el sistema general de drenaje ha de ser muy cuidada para evitar colmataciones.		P
8 -	La instalación de bermas en taludes de tierra tiene muchas ventajas, las más importantes son: el aumento del grado de estabilidad general del talud, la limitación de los efectos de la erosión, la accesibilidad para el mantenimiento de plantaciones y la facilidad para retirar desprendimientos y efectuar reparaciones. La anchura para acceso de máquinas ha de ser al menos de 4 m y es deseable que estén conectadas adecuadamente con los correspondientes caminos en la ladera. El desague de la propia berma se realiza con una ligera contrapendiente transversal y unas pendientes longitudinales desde el centro hacia los bordes.		G
9 -	En las zonas donde no sea posible disponer bermas, y haya riesgo de desprendimientos de tierra es conveniente colocar un sobreebanco en la parte exterior de la cuneta donde se acumulen estos derrumbios y pueda efectuarse la conservación de la carretera con una retirada periódica de los mismos.		M
10 -	La estabilidad de los taludes, la estética de los mismos y la economía en los gastos de mantenimiento a lo largo del tiempo, dependen del tipo de plantaciones que se realicen en los mismos para lo cual, es muy importante realizar estudios edafológicos para buscar la máxima compatibilidad entre el tipo de suelo, tipo de plantaciones y el clima de la zona.		G
11 -	La erosionabilidad potencial de un talud es difícil de determinar a priori pues depende de múltiples factores a escala localizada, sin embargo puede predecirse de una manera general en suelos arcillosos mediante el ensayo de dispersibilidad de arcillas o por los ensayos de alterabilidad potencial citados en 9.4 y 10.4. En caso de duda puede recurrirse a simular una lluvia sobre el talud terminado por medio de una tubería transversal con aspersores con la que puede ensayarse un tramo de talud con diferentes caudales y duración. La plantación de especies vegetales adecuadas nada más terminarse el talud modifica sustancialmente la erosionabilidad de éste, por lo que pueden suprimirse los ensayos si se tiene prevista una plantación rápida		P



TABLE 12-1
Resumen de datos sobre ángulos de fricción para su utilización en anteproyectos

Clasificación	Ángulos de fricción							
	Ángulo de talud natural		Para la resistencia residual	Para la resistencia máxima				
	ϕ (°)	Talud (vert. a hor.)		Compacidad media		Compacta		
ϕ (°)	Talud (vert. a hor.)	ϕ (°)	$tg \phi$	ϕ (°)	$tg \phi$	ϕ (°)	$\tan \phi$	
Limo (no plástico)	26	1:2	26	0.488	28	0.532	30	0.577
	^a 30	1:1.75	^a 30	0.577	^a 32	0.625	^a 34	0.675
Arena uniforme fina a media	26	1:2	26	0.488	30	0.577	32	0.675
	^a 30	1:1.75	^a 30	0.577	^a 34	0.675	^a 36	0.726
Arena bien graduada	30	1:1.75	30	0.577	34	0.675	38	0.839
	^a 34	1:1.50	^a 34	0.675	^a 40	0.839	^a 46	1.030
Arena y grava	32	1:1.60	32	0.625	36	0.726	40	0.900
	^a 36	1:1.40	^a 36	0.726	^a 42	0.900	^a 48	1.110

Según B.K. Hough Basic Soils Engineering. Copyright © 1957, The Ronald Press Company, Nueva York.

Nota. Dentro de cada gama se asignan los valores menores si las partículas son redondeadas y si existe un contenido importante de arcilla blanda o mica, mientras que los valores más elevados corresponden a partículas duras, angulosas. Utilícense menores valores para presiones normales altas que para presiones moderadas.

TABLE 12-2
Cohesión y ángulo de rozamiento interno para los distintos tipos de suelo

Suelo	Cohesión en kg/m ²	Ángulo ϕ de rozamiento interno
Arcilla líquida	500	0°
Arcilla muy blanda	1.000	2°
Arcilla blanda	2.000 a 2.500	4°
Arcilla medianamente dura	5.000	6°
Arcilla dura	10.000	12°
Arcilla muy dura	10.000 - 20.000	14°
Arena húmeda fina	0	10° - 15°
Arena seca	0	34°
Limo	0	20°

TABLA 12-3
Pesos específicos y ángulos de talud natural

Clases de terrenos	Peso específico aparente t/m ³	Angulo de talud natural	Tangente del ángulo de talud natural
1. Arena gruesa seca	1,5	35°	0,70
Arena fina seca	1,6	35°	0,70
Arena fina con humedad natural débil	1,8	40°	0,84
Arena fina saturada	2,0	25°	0,47
2. Gravilla angulosa	1,8	45°	1,00
Gravilla rodada	1,9	30°	0,58
3. Grava húmeda	1,6	30° a 40°	0,58 a 0,84
4. Tierra de relleno esponjada seca	1,4	40°	0,84
Tierra de relleno esponjada con humedad débil	1,6	45°	1,00
Tierra de relleno esponjada saturada	1,8	30°	0,58
Tierra de relleno apisonada, seca	1,7	40°	0,84
5. Arcilloso, esponjado, seco	1,5	40°	0,84
Arcilloso, esponjado con humedad débil	1,6	45°	1,00
Arcilloso, esponjado saturado	2,0	20°	0,36
Arcilloso, apisonado seco	1,8	40°	0,84
Arcilloso, apisonado con humedad adecuada	1,9	70°	2,75
6. Arcilla esponjada, seca	1,6	40°	0,84
Arcilla esponjada, húmeda	2,0	20°	0,36
Arcilla densa con humedad normal	2,5	70°	2,75

TABLA 12-4
Angulo de rozamiento interno de algunos suelos españoles

Designación	φ
Arcilla de las márgenes del río Cubillas	21° 50'
Arcillas azules blandas de las cercanías de Sevilla (S. 50)	22° 50'
Idem id. id. (S. 51)	30° 20'
Idem id. id. (S. 73-I)	26° 10'
Arcilla de la carretera de P. de Guardiola a Seo de Urgel	28° 50'
Arcilla limosa de Vuelta del Eo	30° 10'
Arenas arcillosas de N. de Madrid	35° 38'
Fangos de Amara (San Sebastián, Gupúzcoa)	29° 10'

Humedad natural y cohesión en muestra inalterada de algunos suelos españoles

Designación	Humedad natural — Por 100	Cohesión — Ton/m ²
Arcillas azules blandas de las cercanías de Sevilla (S. 50)	33,3	2,40
Idem id. id. (S. 51)	41,6	0,00
Idem id. id. (S. 73-I)	20,8	3,40
Tosco del subsuelo de Madrid	—	9,00
Arenas arcillosas del Norte de Madrid	—	0,5-10,1



TABLA 12-5
Resistencias al corte de algunos materiales de aluvión

Material	Fracción grava	ϕ'	Resistencia (kgf cm ⁻²)
Aluvión	0.7	41° a 44°	T 3.5-2.4
Arena con grava	-	45°	T 0-7
Morrena	-	37°	T 0-7
Pizarra (granular)	0	$\phi'_p=47^\circ$ $\phi'_r=40^\circ$ $\phi'_p=49^\circ$ $\phi'_r=39^\circ$	D 1.4-8.5 D 0.7-8.5
Pizarra	0.57	44°	D 0-0.2
Esquisto granulado	0.4-0.6	43°	D 0-0.2
Aluvión fluvial, glacial, etc.	0.6-0.8	37°	T 0-4
Arenas arcillosas (volcánicas)	35% arena 45% arena	38° 29°	

Nota T = Triaxial, D = Corte directo

Resistencias al corte de algunos suelos residuales y rocas meteorizadas

Material original	Grado de meteorización	Parámetros de resistencia (cohesión en KN m ⁻²)	Test
Gneis	Totalmente descompuesto	$c_u = 150, \phi = 27^\circ$	D
	Muy descompuesto	$c_u = 400, \phi = 29^\circ$	
	Parcialmente descompuesto	$c_u = 850, \phi = 35^\circ$	
	Sin meteorizar	$c_u = 1250, \phi = 60^\circ$	

TABLA 12-6
Parámetros de cizallamiento para diferentes arcillas

Tipo de suelo	Identificación %				Ensayos triaxiales. τ/σ_o		Cizallamiento simple	Escisómetro C_u/σ_o	
	W	W _L	W _p	I _p	Compresión	Tracción	τ_h/σ'_o	Observado	Corregido (velocidad)
Arcilla de Bangkok	140	150	65	85	0,70	0,40	0,41	0,59	0,47
Arcilla de Matagami	90	85	38	47	0,61	0,45	0,39	0,46	0,40
Arcilla plástica de Drammen	52	61	32	29	0,40	0,15	0,30	0,36	0,30
Arcilla de Vaterland	35	42	26	16	0,32	0,09	0,26	0,22	0,20
Studentertunden	31	43	25	18	0,31	0,19	0,19	0,18	0,16
Arcilla poco plástica de Drammen	30	33	22	11	0,34	0,09	0,22	0,24	0,21

TABLA 12-7
Parámetros típicos de resistencia al esfuerzo cortante de suelos residuales
y rocas parcialmente meteorizadas

Tipo de roca o suelo	Intensidad de la meteorización	Parámetros de resistencia				Criterio para la obtención
		c_u 2 cohesión. (Esfuerzos totales)	ϕ_u 2 ángulo de resistencia (esfuerzos totales)	ϕ (esfuerzos efectivos)	ϕ_2 (residual)	
		Kg/cm ²	—	—	—	
Rocas metamórficas						
Gneis	Sano	12,5	60°	—	—	Pruebas de corte directo con contactos roca
	Medianamente descompuesto	8	35°	—	—	
	Muy descompuesto	4	29°	—	—	
	Muy descompuesto (en fallas)	1,5	27°	—	—	
	Descompuesto	—	18,5°	—	—	Pruebas rápidas consolidadas
Esquistos	Parcialmente meteorizado	0,7	35°	—	—	Análisis a partir de deslizamientos normales a la esquistosidad
	Meteorizado	—	24,5°	—	—	
	Medianamente meteorizado	—	—	15°	—	Prueba rápida consolidada con grado de saturación el 50% y al 100%
	Meteorizado	—	—	21°	—	
	Meteorizado	—	26°-30°	—	—	Pruebas de corte directo en pedraplén compactado
Filtas	Suelo residual	0	24°	—	—	Análisis de deslizamiento perpendicular a la esquistosidad
Filtas	Suelo residual	0	18°	—	—	Análisis de deslizamiento paralelo a la esquistosidad
Rocas ígneas						
Granito	Índice de calidad					Pruebas de corte directo in situ
	3	6-13	62°-63°	—	—	
	5	5	57°	—	—	
	7	3	49°-52°	—	—	

TABLA 12-7

Parámetros típicos de resistencia al esfuerzo cortante de suelos residuales
y rocas parcialmente meteorizadas (continuación)

(continuación)

Tipo de roca o suelo	Intensidad de la meteorización	Parámetros de resistencia				Criterio para la obtención
		c_u 2 cohesión (esfuerzos totales) Kg/cm ²	ϕ_u 2 ángulo de resistencia (esfuerzos totales)	ϕ (esfuerzos efectivos)	ϕ_2 (residual)	
Granito (cont.)	10	2	45°	-	-	Pruebas de corte directo in situ
	15	1	41°	-	-	
	Relativamente sano	-	-	-	29°-32°	Pruebas de corte directo en el laboratorio
	Parcialmente meteorizado	-	-	-	27°-31°	
	Meteorizado	-	-	-	26°-33°	
Muy descompuesto	0	25°-34°	35°	-		
Suelo residual	-	-	28°	-		
Diorita	Descompuesto	0.1	30°	-	-	Pruebas rápidas consolidadas
	Parcialmente meteorizada	0.3	22°	-	-	
Riolita	Descompuesta	-	-	30°	-	
Rocas sedimentarias						
Marga	Sana	-	-	40°	23°-32°	Pruebas lentas y consolidadas
	Medianamente meteorizada	-	-	32°-42°	22°-29°	
	Altamente meteorizada	-	-	25°-32°	18°-24°	
Arcilla	Meteorizada	-	-	19°-22°	14°	
	No meteorizada	-	-	23°-30°	15°	
Materiales de relleno de grietas	Arcilla negra fisurada	-	-	-	10-5°	Pruebas rápidas consolidadas
	Arcilla negra no fisurada	-	-	-	14-5°	
Suelos y minerales						
Areña cuarzosa		-	-	-	30°-35°	
Caolinita		-	-	-	12°	
Illita		-	-	-	6-5°	
Montmorillon		-	-	-	4°-11°	
Moscovita		-	-	-	1°-24°	
Mica hidratada		-	-	-	16°-26°	

TABLA 12-8

Valores experimentales y teóricos de la resistencia al cizallamiento de suelos helados

Tiempo antes de rotura t_r	Ensayo núm. 1 arcilla limosa ($\theta = -0,4^{\circ}\text{C}$)		Tiempo antes de rotura t_r	Ensayo núm. 2 arena arcillosa ($\theta = -0,4^{\circ}\text{C}$)	
	Carga τ (kg/cm ²)			Carga τ (kg/cm ²)	
	Experimental	Teórico		Experimental	Teórico
7 s	4,5	4,55	14 s	4,8	5,0
45 s	2,3	3,3	5,3 h	2,3	2,35
2,5 h	1,7	1,75	33 h	2,1	2,05
42 h	1,5		429 h	1,9	1,75
77 h	1,3	1,35	788 h	1,6	1,7
4247 h	1,1	1,05	4735 h	1,5	1,55
Sin rotura	0,8	0,9	Sin rotura	1,3-1,25	1,3

TABLA 12-9

Variación de la orientación de las partículas arcillosas en diversos estados de fluencia (Kaolín, w = 40%)

Nº de ensayos	Tensión τ (g/cm ²)	Tiempo t (h)	Estado de influencia	$\omega = \frac{S_{\text{defecto}}}{S_{\text{sección}}} (\%)$
151	83,6	768	I	No hay orientación preponderante
153	83	408	I	
55	100	6	II	21,9
94	100	55	II	22,3
96	100	72	II	25,0
162	100	144	II	41,1
48	100	840	II	50,0
166	133	6,3	II	24,3
168	133	72	II	28,3
60	180	0,03	III	No hay orientación preponderante
68	160	0,15	III	
95	138	1,2	III	
67	133	984	III	

Grado de reorientación en la dirección de cizallamiento

TABLA 12-10

Variación de la densidad (ω) de los defectos en probetas de Kaolín en función de la duración de la deformación y la carga ($\omega = 40\%$)

Nº de ensayos	Tensión τ (g/cm ²)	Tiempo t (h)	Estado de la fluencia	$\omega = \frac{S \text{ defecto}}{S \text{ sección}}$ (%)
Inicial				24.1
155	91	144	I	21.3
153	83	408	I	23.1
154	75	528	I	20.3
151	83.3	768	I	21.1
168	133	72	II	38.2
56	125	21	II	27.6
163	117	168	II	34.6
98	125	192	II	34.2
55	100	6	II	28.5
46	100	28	II	27.0
94	100	55	II	33.8
96	100	72	II	34.8
162	100	144	II	35.0
48	100	840	II	35.6
170	166	0.03		36.8
169	135	3.75	III	37.0
95	138	1.2	III	36.3
165	135	4.2	III	37.1

TABLA 12-14

Factores más comunes que contribuyen a aumentar los esfuerzos cortantes actuantes en un talud

1. Remoción de soporte que comprende:
 - 1.a Erosión
 - 1.a.1 Por corriente y ríos.
 - 1.a.2 Por glaciares.
 - 1.a.3 Por acción de oleaje o corrientes marinas.
 - 1.a.4 Por procesos sucesivos de humedecimiento y secado (brisa, congelamiento, etc.)
 - 1.b Modificación del talud previo por caídas, deslizamiento, asentamiento o cualquier otra causa.
 - 1.c Actividad humana.
 - 1.c.1 Cortes y excavaciones.
 - 1.c.2 Remoción de muros de retención o tabiestacados.
 - 1.c.3 Vaciado de lagos, lagunas o depósitos de agua.
2. Sobrecarga.
 - 2.a Por causas naturales.
 - 2.a.1 Peso de lluvias, nieve, etc.
 - 2.a.2 Acumulación de materiales por caídos, deslizamientos u otras causas.
 - 2.b Por actividad humana.
 - 2.b.1 Construcción de rellenos.
 - 2.b.2 Edificios y otras sobrecargas en la coronación
 - 2.b.3 Eventuales fugas de agua de tuberías.
3. Efectos transitorios, como sismos.
4. Remoción de materiales subyacentes que proporcionaban soporte.
 - 4.a Por ríos o mar.
 - 4.b Por meteorización.
 - 4.c Por erosión subterránea por flujo de agua.
 - 4.d Por actividad humana. Excavación o minería.
 - 4.e Por pérdida de resistencia del material subyacente.
5. Aumento de presión lateral.
 - 5.a Por agua en grietas y fisuras
 - 5.b Por congelación del agua en grietas.
 - 5.c Por expansión de arcillas susceptibles.

TABLA 12-11
Valor de la densidad de los defectos (ω) en un suelo en el momento de la rotura

Kaolín							
Carga τ (g/cm ²)	100	133	160	166	180	200	$\omega = \frac{S_{\text{defectos}}}{S_{\text{sección}}} (\%)$
ω	36,9	39,1	36,8	37,0	38,4	38,0	
Media	37,3	37,1	36,8	37,2	38,5	36,0	
	39,7	36,3	37,4	38,5	38,5	37,5	
	40,5	37,0	35,9			37,3	
	38,6	37,3	36,7	37,6	38,4	37,2	37,6
Arcilla jurásica							
Carga τ (g/cm ²)	416	425	460	460	550	550	$\omega = \frac{S_{\text{defectos}}}{S_{\text{sección}}} (\%)$
ω	40,3	43,0	39,9	39,9	41,0	41,0	
Media	41,1	41,6	41,4	41,4	40,9	40,9	
	40,7	41,4	40,6	40,6	40,9	40,9	40,9

Maquinaria de ejecución de desmontes
TABLA 12-12

	Desmontes en terreno flojo	Desmontes en terreno compacto	Desmontes en roca										
Definición	Aquéllos en que la granulometría obtenida tras extracción sin acondicionamiento es inferior a un 0/200 mm. Los terrenos se excluyen	Aquéllos en que la granulometría es $> 0/200$ y $< 0/500$ mm. o en los que el material necesita del uso de un material especial de acondicionamiento para ser extraído.	Aquéllos con granulometría > 500 mm. tras extracción o que necesitan del uso de explosivos para ello.										
Medios de ejecución	Pala cargadora. Mototrailla. Bulldozer.	Ripper. Explosivo Pala hidráulica.	Explosivo Ripper. Otros medios.										
Rendimientos	Rendimiento normal, pudiendo bajar a un 80% del previsto. Sólo intervendrá en su análisis la naturaleza del material, excluyendo otros criterios como % del agua, estado del material, etc.	El rendimiento de las palas debe estar entre 60 y el 80% del rendimiento normal sin intervención del ripper. Tras la intervención del ripper, el rendimiento de los escalones debe ser al menos igual al 60% del rendimiento normal. El rendimiento de un ripper de 1 diente, sobre material de granulometría < 500 mm. es al menos de.	Para las palas: rendimiento inferior al 60% del rendimiento normal sin acondicionamiento previo.										
		<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">Potencia al volante</th> <th style="text-align: center;">Rendimiento mínimo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">500 CV</td> <td style="text-align: center;">250 m³/h</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">400 CV</td> <td style="text-align: center;">200 m³/h</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">300 CV</td> <td style="text-align: center;">150 m³/h</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">200 CV</td> <td style="text-align: center;">100 m³/h</td> </tr> </tbody> </table>	Potencia al volante	Rendimiento mínimo	500 CV	250 m ³ /h	400 CV	200 m ³ /h	300 CV	150 m ³ /h	200 CV	100 m ³ /h	
Potencia al volante	Rendimiento mínimo												
500 CV	250 m ³ /h												
400 CV	200 m ³ /h												
300 CV	150 m ³ /h												
200 CV	100 m ³ /h												

TABLA 12-13
Factores que producen los deslizamientos

Agente	Proceso que pone al agente en acción	Medio por el cual actúa el agente	Materiales más sensibles a la acción del agente	Naturaleza física de la acción del agente	Efectos sobre la estabilidad
Erosión y transporte	Procesos constructivos o erosiones	1 Aumenta la altura o la inclinación	Todos los materiales	Cambios en el estado de esfuerzos	Aumento de los esfuerzos cortantes
			Arcillas rígidas o fisuradas Lutitas	Cambios en los estados de esfuerzos y abertura de fisuras	Aumento de los esfuerzos cortantes. Se desencadena el proceso 8
Esfuerzos tectónicos	Movimientos tectónicos	2 Deformaciones grandes de la corteza terrestre	Todos los materiales	Aumenta el ángulo de talud	Aumento de los esfuerzos cortantes
Esfuerzos tectónicos o uso de explosivos	Temblores o explotación con explosivos	3 Vibraciones de alta frecuencia	Todos los materiales	Cambios de esfuerzos transitorios	Aumento de los esfuerzos cortantes
			Loess, arenas ligeramente cementadas y gravas	Alteración de los nexos interparticulares	Disminución de la cohesión y aumento de los esfuerzos cortantes
			Arena fina o media, suelta y saturada	Readaptación de granos	Licuaación
Peso del material que forma el talud	Construcción del talud	4 Deslizamiento superficial	Arcilla dura o fisurada Lutita, Remanentes de viejos deslizamientos	Apertura de fisuras cerradas y producción de nuevas fisuras	Disminución de la cohesión Se acelera el proceso 8
		5 Deslizamiento en estratos débiles al pie del talud	Materiales duros sobre estratos blandos		
Agua	Lluvias o fusión de nieve	6. Desplazamiento de aire en los huecos	Arena húmeda	Aumentos de presión intersticial	Disminución de resistencia
		7 Desplazamiento de aire en juntas abiertas	Roca fisurada Lutitas		
		8. Reducción de presiones capilares asociada con expansión	Arcilla dura y fisurada Algunas lutitas	Expansión	Disminución de la cohesión
		9 Descomposición química	Cualquier roca	Debilitamiento de los nexos interparticulares	
	Congelación del terreno	10. Expansión del agua por congelación	Roca fisurada	Apertura de fisuras cerradas y producción de nuevas fisuras	Disminución de la cohesión
		11 Formación de lentejones de hielo en el suelo	Limos y arenas limosas	Aumento en el contenido de agua del suelo congelado	Disminución de la resistencia por fricción
	Periodo de sequía	12 Contracción	Arcilla	Aguetamiento por contracción	Disminución de la cohesión
	Vaciado rápido	13. Flujo hacia el pie del talud	Limos y arenas finas	Aumento de presión intersticial	Disminución de la resistencia por fricción
	Fuctuaciones en la elevación del nivel freático	14 Readaptación de granos	Arena media a fina, suelta, saturada	Aumento de presión intersticial	Licuaación
	Ascenso de nivel freático en acuífero distante	15 Elevación del nivel piez en el material que forma el talud	Estratos de arena o limo entre o debajo de estrat. de arcilla	Aumento de presión intersticial	Disminución de la resistencia por fricción
	Flujo interno de agua	16. Flujo hacia el talud	Limo saturado	Aumento de presión intersticial	Disminución de la resistencia por fricción
		17. Desplazamiento de aire en los huecos	Arena fina húmeda	Disipación de la tensión superficial	Disminución de la cohesión
		18 Remoción de cement solubles	Loess	Debilitamiento de los nexos interparticulares	
		19 Erosión intern	Limo o arena fina	Sifonamiento	Aum esfuer cortantes

TABLA 12- 15
Resumen de métodos para la prevención y corrección

Efecto en la estabilidad del deslizamiento	Método de tratamiento	Uso general		Frecuencia de uso con éxito (1)			Posición del tratamiento en el deslizamiento (2)	Sus mejores aplicaciones y limitaciones	
		Preven- ción	Correc- ción	Derrumbe	Desliza- miento	Flujo			
NO AFECTA	I Método para eludirlo								
	A) Relocalización	X	X	2	2	2	Fuera de los límites del deslizamiento	Es el mejor método si es económica	
	B) Construcción de viaducto	X	X	3	3	3	Fuera de los límites del deslizamiento	Aplicable en tramos cortos de laderas inclinadas	
SE REDUCEN LOS EFUERZOS CORRIENTES ACTUANTES	II Movimiento de tierras								
	A) Remoción de la cabeza	X	X	N	1	N	Parte Superior y cabeza	Grandes masas de material cohesivo	
	B) Abatimiento de los taludes	X	X	1	1	1	En los taludes del corte o terraplén	Más eficiente en terraplenes sobre suelos con rozamiento	
	C) Escalonamiento de taludes	X	X	1	1	1	En los taludes del corte o terraplén	En masas superficiales relativamente pequeñas de material en movimiento	
	D) Remoción de todo el material inestable	X	X	2	2	2	Todo el deslizamiento		
SE REDUCEN LOS EFUERZOS CORRIENTES Y SU RESISTENCIA AL EFUERZO CORRIENTE DEL SUELO	III Drenaje								
	A) Superficial								
	1-Cunetas	X	X	1	1	1	Encima de la corona	Esencial en todos los tipos	
	2-Tratamiento del talud	X	X	3	3	3	En la superficie de la masa en movimiento	Revestimiento de rocas o manto permeable para controlar el flujo	
	3-Conformación de rasante	X	X	1	1	1	En la superficie de la masa en movto	Beneficioso en todos los tipos	
	4-Sellado de grietas	X	X	2	2	2	Completo de la corona al pie	Beneficioso en todos los tipos	
	5-Sellado de planos de juntas y fisuras	X	X	3	3	N	Completo de la corona al pie	Aplicable a formaciones rocosas	
	B) Drenaje								
	1-Drenes de penetración transversal	X	X	N	2	2	Localizado para interceptar y conducir las aguas subterráneas	Grandes masas de suelo donde existe el flujo subterráneo	
	2-Trincheras estabilizadoras	X	X	N	1	3		Masas de suelo relativamente superficiales con flujo subterráneo	
	3-Galerías drenantes	X	X	N	3	N		Profundas y grandes masas de suelo con alguna permeabilidad	
	4-Pozos verticales de drenaje	X	X	N	3	3		Masas profundas en deslizamiento, agua subterránea en varios estratos o lentejones	
	5-Sifón continuo	X	X	N	2	3		Usado principalmente como salida de trincheras o pozos de drenaje	
	SE AUMENTA LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO	IV Estructuras de contención							
		A) Apoyo en la base							
1-Relleno de roca		X	X	N	1	1	Base y pie	Roca sana o suelo firme a razonable profundidad	
2-Relleno de tierra		X	X	N	1	1	Base y pie	Contrapeo en el pie de resistencia adicional	
B) Muros de retención como celosía		X	X	3	3	3	Base	Masas en movto relativamente pequeñas	
C) Pilotes									
1-Fijos en superficie de deslizamiento			X	N	3	N	Base	Se incrementa resistencia en superficie de deslizo en cuantía de fuerza requerida para hacer fallar a los pilotes	
2-Sin fijar a superficie de deslizamiento			X	N	3	N	Base	Roca estratificada	
D) Anclajes en roca		X	X	3	3	N	Encima de la estructura (cortes)	Talud deteizable retenido por medio de una pantalla, la cual a su vez se ancla a una formación sólida subyacente	
E) Estaquillado en taludes						Encima de la estructura			
PRINCIPALMENTE AUMENTA LA RESISTENCIA AL CORTE	V Métodos varios								
	A) Indurecimiento de masa deslizante								
	1-Cementación o tratamiento químico								
	a) En la base		X	3	3	3	Base y pie	Suelos no cohesivos	
	b) En toda la masa deslizante		X	N	3	N	En toda la masa deslizante	Suelos no cohesivos	
	2-Congelamiento	X		N	3	3	En toda la masa deslizante	Para prevenir movimientos temporales en masas relativamente grandes	
3-Electroósmosis	X		N	3	3	En toda la masa deslizante	Masa cohesiva relativamente superficial		
B) Uso de explosivos		X	N	3	N	En la mitad inferior del deslizamiento	suprayaciendo a una masa de roca Superf. deslizo fragmentada, los explosivos pueden permitir que se drene el agua in. des.		

Clave (1) 1 Frecuente, 2 Ocasional, 3 Raro, N No se considera aplicable

(2) Relativa a la masa deslizante o potencialmente deslizante

303

TABLA 12—16
Hechos que ayudan a reconocer deslizamientos activos o recientemente activos

Tipo de movimiento	Clase de material	Partes estables que rodean el deslizamiento			Partes que se han movido				
		Corona o iniciación de la zona fallada	Talud principal (detrás de la zona fallada)	Flancos	Cabeza	Cuerpo	Bases	PIé	
Caídas y derrumbamientos. 1) Caída de rocas	Roca	Roca suelta gnetas probables detrás de la línea de falla, aspecto irregular caracterizado por sistemas de juntas	Normalmente casi vertical, irregular liso roca de aspecto fresco Roca fisurada	En general fillos de roca limpios	Generalmente no está bien definida El material caído forma un montón de rocas cerca del escarpe	Superficie irregular con fragmentos de roca Si es muy grande y si tiene árboles o materiales colores contrastes el material puede indicar dirección del movimiento radial desde el escarpe Puede contener depresiones	La base comúnmente enterrada Si está visible presenta generalmente las razones de la falla tales como roca subyacente débil o estratos socavados por el agua	Si la caída es pequeña tiene un talud irregular de detritos. Si la caída de rocas es grande el pie puede tener un contorno redondo	
	2) Caída de suelos	Suelos	Grietas detrás de línea de falla	Casi vertical Suelo húmedo Superficialmente muy agrietado	Con frecuencia casi verticales.	Generalmente no está bien definida El material caído forma un montón de rocas del escarpe	Irregular	Como el de arriba	Irregular
Deslizamiento. 1) Circular	Suelo	Numerosas gnetas la mayoría de ellas cóncavas hacia el deslizamiento	Inclinado, limpio, cóncavo hacia el deslizamiento comúnmente alto Puede presentar estrías y zanjas en la superficie que van de la corona a la cabeza La parte superior del talud tras la falla puede ser vertical.	Las estrías en los flancos del escarpe tienen grandes componentes verticales cerca de la cabeza y notables componentes horizontales cerca de la base La altura de los flancos decrece hacia la base El flanco del deslizamiento puede ser más alto que las superficies originales del terreno entre la base y el pié. Grietas en escalón rodean el deslizamiento en las primeras etapas	La parte superior del material fallado conserva partes del terreno natural antes de fallar Se producen al pié del talud principal encharcamientos Toda la cabeza de falla está surcada por grietas y los árboles en la zona caída apuntan cerro arriba	La parte del suelo que se mueve se rompe y disgrega Grietas longitudinales, hinchamientos Generalmente se desarrollan encharcamientos justo arriba de la base	Normalmente se desarrollan hinchamientos transversales y grietas sobre la base Zona de levantamiento, ausencia de bloques individuales grandes Los árboles inclinados cuesta abajo	Con frecuencia una zona de flujo de tierra con forma lobulada, material rodado, cóncavo y enterrado. Los árboles están tendidos o en varios ángulos mezclados entre el material del pié	
	2) Traslacional	Roca	Las grietas tienden a seguir las fracturas en la roca original	Como el de arriba	Como el de arriba	Como el de arriba	Como el de arriba pero el material no se rompe tanto ni se deforma plásticamente	Como el de arriba	Poco o ningún flujo de tiempo. El pie con frecuencia es casi recto y cercano a la base Puede tener un frente abrupto
		Roca o suelo	La mayoría de las gnetas son casi verticales y tienden a seguir el contorno del talud	Casi vertical en la parte superior, en la parte inferior casi plano y con transición gradual	Los flancos laterales muy bajos, grietas verticales Las grietas generalmente divergen cuesta abajo	Relativamente inalterada No hay rotación	Compuesto generalmente de una o varias unidades inalteradas excepto por grietas de tensión Las grietas presentan poco o ningún desplazamiento vertical	Ni base ni zona de levantamiento	Deslizante sobre la superficie del terreno
3) Deslizamiento de roca	Roca	Roca suelta gnetas entre los bloques	Generalmente escalonado de acuerdo con el espaciamiento de juntas o planos de estratificación Superficie irregular en la parte superior y ligeramente inclinada en la parte baja, puede ser casi plana o compuesta de derrames de rocas	Irregular	Muchos bloques de roca	Superficie rugosa con muchos bloques Algunos bloques pueden estar en su posición original pero más bajas si el movimiento fue de traslación lenta	Generalmente no hay una verdadera base	Acumulación de fragmentos de roca	

TABLA 12—16
Hechos que ayudan a reconocer deslizamientos activos o recientemente activos

Tipo de movimiento	Partes estables que rodean el deslizamiento				Partes que se han movido			
	Clase de material	Corona o iniciación de la zona fallada	Talud principal (detrás de la zona fallada)	Flancos	Cabeza	Cuerpo	Bases	Pié
Flujo de material seco 1) Flujo de fragmentos de roca	Roca	Igual que en las caídas de roca	Igual que en las caídas de roca	Igual que en las caídas de roca	No hay cabeza	Superficie irregular de fragmentos de roca mezclados derramados hacia abajo en abanico. Muestra valles y lomas transversales lobuladas	No hay base	Compuesta de lenguas. Puede deslizarse siguiendo líneas de cauce natural
	Suelo	No hay grietas	Forma de embudo cuando alcanza el ángulo de reposo	Desarrollados en una curva continua a partir de la corona	Generalmente sin cabeza	Montículo cónico de arena igual en volumen a la parte vaciada de la cabeza	No hay base	No hay pie o este es un amplio abanico poco perceptible
De material húmedo. 1) Flujo de lodos	Suelo	Pocas grietas	La parte superior en forma dentada o de V larga y angosta. Jisa y comúnmente estrada	Inclinados irregulares en la parte superior. Amontonamiento de material en la parte inferior de los flancos	Puede no haber cabeza.	De húmedo a muy húmedo; puede contener grandes bloques empacados en matriz de material fino. Líneas de flujo. Sigue las líneas de drenaje y puede dar vueltas pronunciadas. Muy largo comparado con el ancho	Ausencia de base o enterrada en los detritos	Extendido lateralmente en lóbulos. Cuando el pie se seca puede tener un escalón frontal de escasa altura
	Suelo	Puede haber algunas grietas	Cóncavo hacia el deslizamiento. En algunos casos es casi circular. El deslizamiento ocurre a través de un estrechamiento	Curvos, lados empinados	Consiste comúnmente en un bloque hundido	Roto en muchos pedazos pequeños. Húmedo, muestra la estructura del flujo.	No hay base	Extendido en lóbulos
	Suelo	Pocas grietas	Inclinado cóncavo hacia el deslizamiento. puede haber variedades de formas en el contorno (casi recta, tendencia a arco circular o forma de botella).	Frecuentemente los flancos convergen en la dirección del movimiento	Generalmente bajo agua	El cuerpo se extiende como fluido.	No hay base.	Extendido en lóbulos
2) Flujo de tierra	Suelo	Pocas grietas	Inclinado cóncavo hacia el deslizamiento. puede haber variedades de formas en el contorno (casi recta, tendencia a arco circular o forma de botella).	Frecuentemente los flancos convergen en la dirección del movimiento	Generalmente bajo agua	El cuerpo se extiende como fluido.	No hay base.	Extendido en lóbulos
3) Flujo de arena o limo.	Suelo	Pocas grietas	Inclinado cóncavo hacia el deslizamiento. puede haber variedades de formas en el contorno (casi recta, tendencia a arco circular o forma de botella).	Frecuentemente los flancos convergen en la dirección del movimiento	Generalmente bajo agua	El cuerpo se extiende como fluido.	No hay base.	Extendido en lóbulos

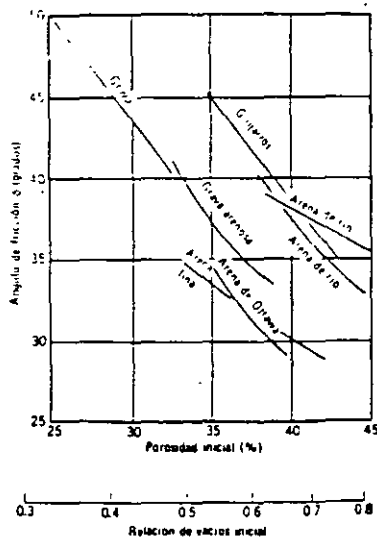


Fig. 12.1.— Relación entre el ángulo de fricción y la porosidad inicial para diversos suelos granulares.

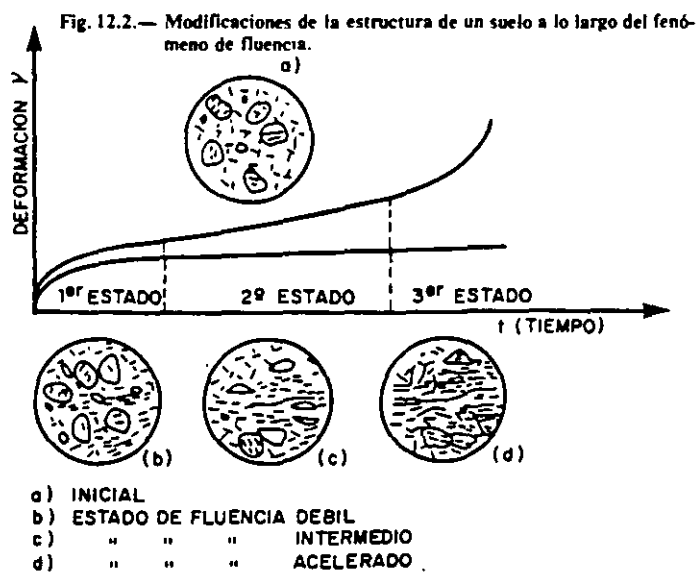


Fig. 12.2.— Modificaciones de la estructura de un suelo a lo largo del fenómeno de fluencia.
a) INICIAL
b) ESTADO DE FLUENCIA DEBIL
c) " " " INTERMEDIO
d) " " " ACELERADO

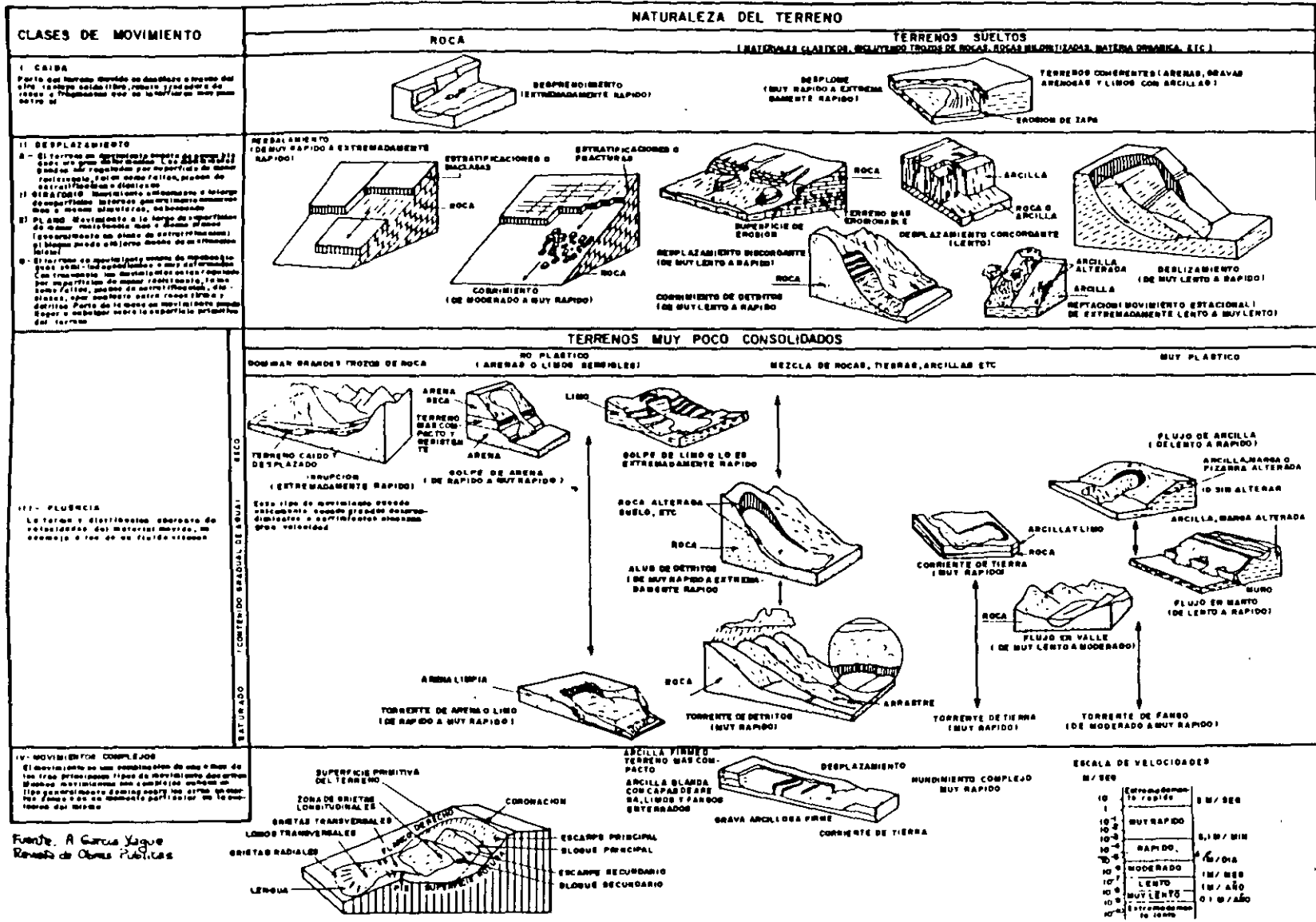


Fig. 12.3.— Clasificación de los movimientos del terreno.

Fuente: A Garcia Jaques
Revisión de Obras Publicas

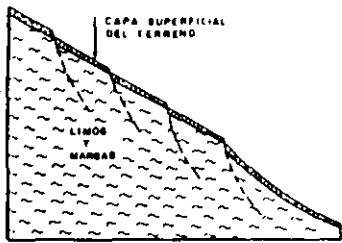


Fig. 12.4.— Deslizamientos rotacionales escalonados.

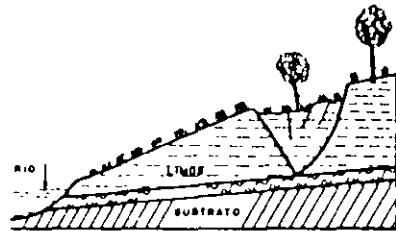


Fig. 12.5.— Corrimiento combinado con deslizamiento rotacional y hundimiento

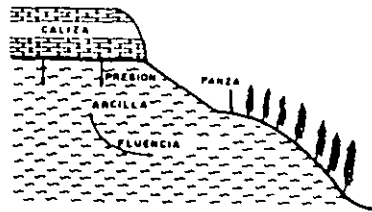


Fig. 12.6.— Fluencia lenta.



Fig. 12.7.— Deslizamientos rotacionales complejos.

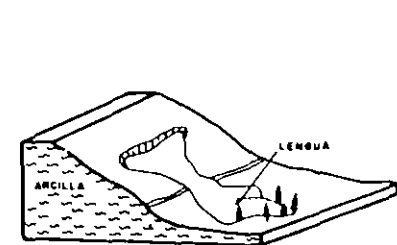


Fig. 12.8.— Golpe de limos o loess.

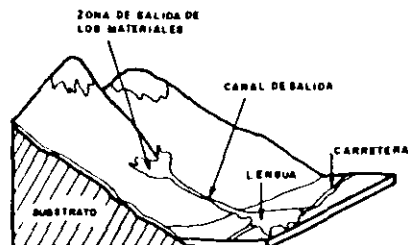


Fig. 12.9.— Golpe de arena o alud de detritus.

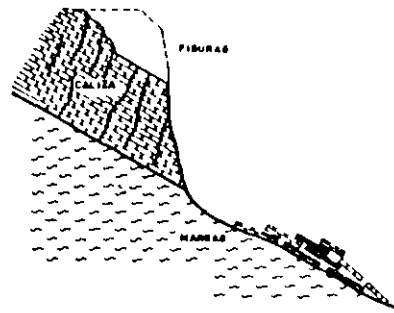


Fig. 12.10.— Desplome rocoso asociado a un corrimiento

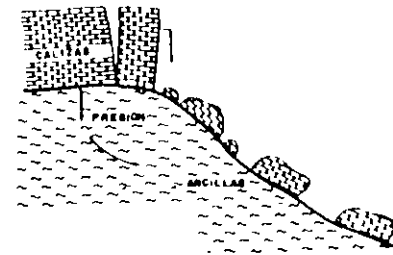


Fig. 12.11.— Desplome por fluencia o corrimiento de capas.

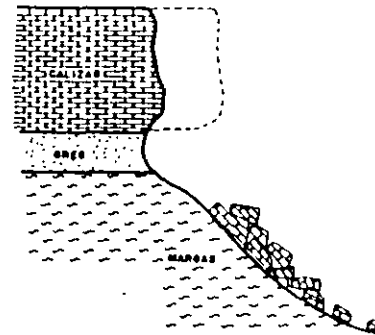


Fig. 12.12.— Desprendimiento provocado por erosión de las capas subyacentes.

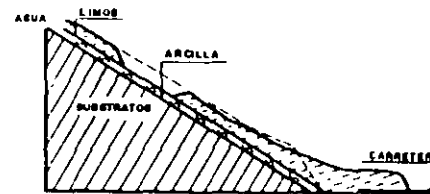


Fig. 12.13.— Corrimiento sobre una capa en malas condiciones

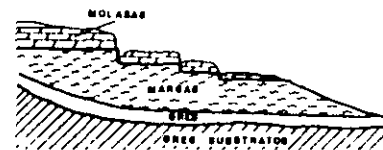


Fig. 12.14.— Desplazamiento con hundimientos por extrusión

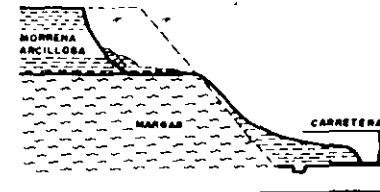


Fig. 12.15.— Deslizamiento rotacional

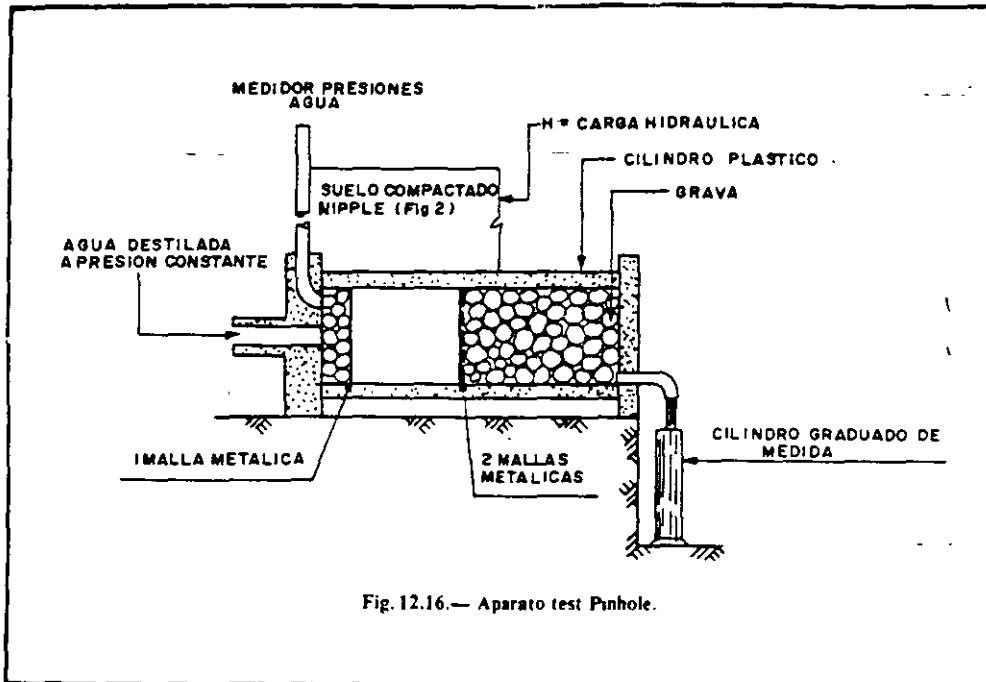


Fig. 12.16. — Aparato test Pinhole.

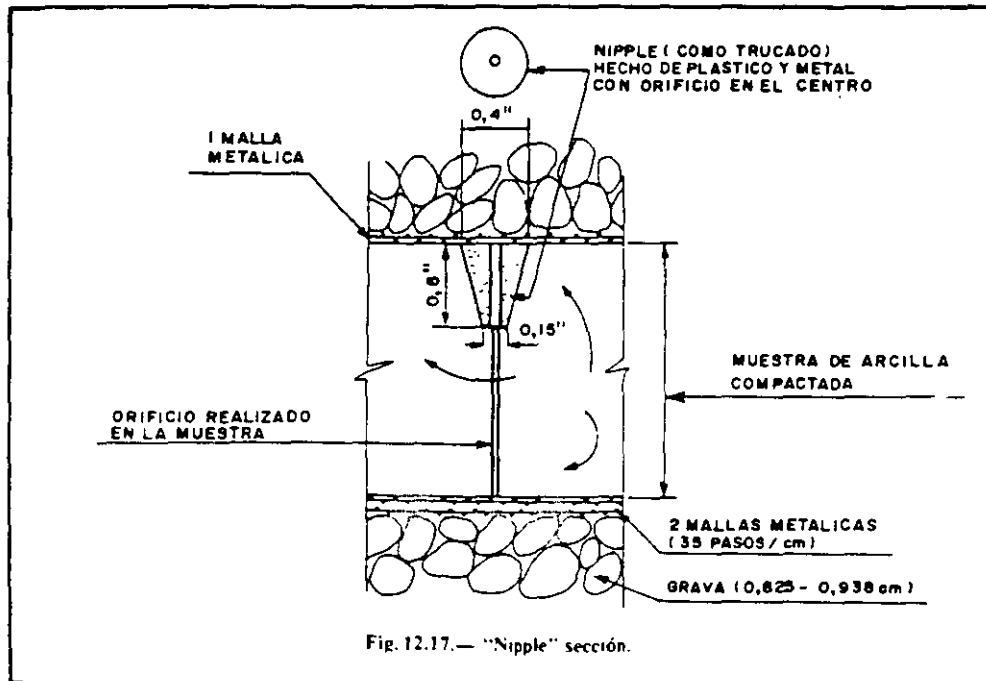


Fig. 12.17. — "Nipple" sección.

DESMONTES EN ROCA

13.0

DESMONTES EN ROCA

Consideraciones previas:

Los ensayos que se incluyen a continuación se refieren principalmente a los taludes y están relacionados con la estabilidad superficial y general. Los ensayos de prospección del terreno realizados con antelación al proyecto y a la construcción de la carretera son los que han proporcionado los datos necesarios para calcular la estabilidad mecánica de los taludes y fijar el ángulo de los mismos desde un punto de vista teórico, por ello, los ensayos que se indican tienen el carácter de comprobación de datos iniciales y de resolución de casos particulares que se presentan muy frecuentemente durante la construcción. Por ello, un buen control de calidad debe basarse en estos ensayos y observaciones visuales para corregir los problemas en zonas localizadas. La caracterización del terreno correspondiente a la plataforma, o sea el fondo de la excavación en desmonte, tiene el mismo tratamiento y ensayos que se han descrito en el capítulo 10. (Canteras para pedraplenes) y en el capítulo 11. (Pedraplenes) de acuerdo con las normas 6.1 I.C. y 6.2.I.C. de definición de explanadas.

13.1 DESMONTES EN ROCA				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Ensayos de caracterización de las rocas.	Todos los indicados en el capítulo 10.2.	Conocer los parámetros mecánicos y geotécnicos del terreno relacionados con la estabilidad de los taludes, alterabilidad potencial y capacidad portante.	La correspondiente a cada ensayo del capítulo 10.2.	N C
2.— Determinación de los planos principales de diaclasamiento.	Por métodos sísmicos y observación visual. Ver Tablas.	Determinar los planos de deslizamiento posible para fijar el ángulo de talud de la roca, los procedimientos de excavación y los sistemas de sujeción o prevención.	En todos los taludes de más de 3 m de altura.	C
3 — Ensayo de corte directo.	Sobre muestras de roca representativa. Norma ASTM D 3080.	Determinar la resistencia a esfuerzo cortante.	3 ensayos por cada 10.000 m ² de talud o roca diferenciada.	C

13.2 DESMONTES EN ROCA				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Localización de zonas húmedas en la superficie del talud	Inspección visual y aforo en su caso.	Determinar la importancia de la presencia de agua con objeto de adoptar el método de estabilización más adecuado a) Drenaje y captación por tubos. b) Zanja drenante. c) Contrafuerte drenante. d) Impermeabilización. e) Combinación de los anteriores.	En toda la superficie de los taludes.	N
2.— Colocación de bermas intermedias	Anchura mínima de 3 m. Cada 7 m de diferencia de cota como máximo. Ver Tablas.	Impedir que pequeños desprendimientos puedan llegar al pie del talud o a la carretera. Contribuir a la estabilidad general que ya habrá sido prevista en proyecto según el grado de diaclasamiento.	En toda la superficie de los taludes.	C
3 — Corrección de dimensiones de cunetas colectoras de rocas.	Inspección visual del talud y estudio de diaclasas. Ver Tablas.	Corregir durante la construcción la anchura y/o profundidad de las cunetas colectoras de rocas en función de la cantidad y tamaño de las posibles rocas que puedan desprenderse	En toda la longitud de los dos bordes de la explanada.	C

13.2 DESMONTES EN ROCA				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
4 — Localización de lajas, cornisas, grietas verticales, fracturas, bloques inestables, derrumbios en pendientes y otros elementos que puedan provocar caída de bloques	Inspección visual Ver ejemplos de consolidación de taludes	Impedir la caída de bloques a la carretera mediante: a) Vallas protectoras en pie de talud, borde de cuneta o borde de berma. b) Eliminación de zonas de talud por recorte o excavación. c) Bulonado de estratos. d) Drenaje y captaciones. e) Gunitado e impermeabilización. f) Mallas fijas a la superficie. g) Redes colgantes. h) Muros de protección.	En toda la superficie del talud.	N

13.3 TALUDES EN ROCA				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Observación de desprendimientos.	Medición o estimación de materiales desprendidos.	Valorar la estabilidad superficial del talud, a lo largo del tiempo de construcción para proponer medidas correctoras o comprobar la idoneidad de las adoptadas.	En todos los taludes, cada mes.	C

13.4 DESMONTES EN ROCA				EE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Inestabilidad provocada.	Introducción de agua en cunetas de guarda en la coronación o grietas en zona superior. Altura superior a 5 m.	Provocar desprendimientos en zonas dudosas, sobre todo si existen diaclasas con planos paralelos al eje de la carretera.	En dos o tres zonas dudosas.	C
2 — Arranque de un bulón		Comprobar la eficacia del cosido de estratos por bulones mediante el ensayo de rotura por arrancamiento del bulón y establecer la longitud de anclaje adecuada. Sólo es procedente este método cuando se tienen que emplear gran número de bulones en el cosido de estratos gruesos y subverticales.	En una zona representativa.	C

13.5 DESMONTES EN ROCA			RP	Importancia
<p>1.— Los ensayos de caracterización de roca tienen dos finalidades, la de obtener parámetros que permitan calcular la estabilidad de los taludes y la de determinar la capacidad portante de la explanada. Para la segunda finalidad es necesario realizar los ensayos indicados en el capítulo 10 (Canteras para pedraplenes) y para la segunda, además de otros ensayos, se requieren los de corte directo en muestras de roca y el de establecimiento de los planos de diaclasamiento y evaluación de los posibles bloques a deslizar o desprenderse.</p> <p>2.— En los fondos de explanadas en roca deberá eliminarse toda la roca que se aprecie meteorizada, desprendida o en malas condiciones de cota respecto a la siguiente capa de la explanación (hoyos o picos). Los hoyos se rellenarán con hormigón H-50 de 50 Kg/cm² de resistencia característica (PG3-Art. 610) mientras que los picos se eliminarán sin uso de explosivos.</p>				

13.5 DESMONTES EN ROCA

RP

Importancia

- 3.— En lo relativo a la excavación de los taludes en roca es de aplicación todo lo indicado en el capítulo 10.5 con las precauciones adicionales relacionadas con la estética de los taludes, la seguridad de los mismos y la no alteración de la capacidad portante de la explanada rocosa. Estas recomendaciones son las siguientes:
- a) La excavación de los desmontes debe hacerse por bancos del orden de 10 m y nunca superiores a 14 m.
 - b) Los bordes de la excavación se realizarán por el sistema de precortes o sea con taladros separados del orden de 50 cm. diámetro aproximado 40-50 mm, carga explosiva reducida que produzca la fisura entre taladros y detonación de las cargas con antelación a las filas de taladros contiguas.
 - c) El empleo de microrretardos asegurará la detonación progresiva de las filas de taladros desde los bordes hacia el centro.
 - d) Las cargas de fondo de los taladros se dimensionarán para no producir fragmentación ni alteración excesiva en el fondo de la excavación.
 - e) La longitud de subtaladrado de los barrenos de borde, o sea los que tiene que configurar la pared de los taludes debe de tener en cuenta la excavación de la cuneta y sobreancho de la explanación, pero esta longitud de subtaladrado no debe rebasar una dimensión que afecte a la explanada, o sea del orden de 50 cm por debajo de la línea teórica de fondo de cuneta.
 - f) La excavación de cunetas, sobreanchos y repiés, debe realizarse con martillo picador o en rocas muy duras con empleo de explosivos o sistemas de escasa potencia.
 - g) Cuando los estratos tengan un buzamiento muy próximo a la línea teóricamente adoptada de inclinación del talud, es preferible adoptar como inclinación de excavación en las dos laderas, la del buzamiento de los estratos más próximos a esta línea teórica para no tener después riesgo de desprendimiento.
- 4.— La inestabilidad de los taludes en roca está muy relacionada con la existencia de corrientes de agua entre los estratos de roca, que favorecen la erosión, deslizamientos, arrastres de materiales y vuelcos por lo que es de suma importancia localizar y cuantificar las corrientes de agua en la masa del talud rocoso.
- 5.— Los drenes de captación, generalmente formados por tubos perforados alojados en taladros realizados en estratos blandos, resultan muy eficaces para eliminar las causas de deslizamientos de estratos. Su longitud de penetración debe ser del orden de la distancia a la que estén situados respecto a la coronación del talud.
- 6.— La ejecución de bermas en taludes rocosos es una buena solución para evitar caídas de pequeños derrubios a la explanación y favorecer la estabilidad del talud. Sin embargo, cuando hay riesgo de caída de grandes bloques su uso es contraproducente pues se puede producir un rebote y caer el bloque en el centro de la calzada. Así pues, sólo se debe utilizar en taludes muy fragmentados o con buzamientos que no vayan a favor de deslizamientos hacia la carretera.
- 7.— La profundidad y anchura de las cunetas colectoras de rocas, solas o combinadas con vallas protectoras deben ser objeto de cálculo en función del tamaño del bloque, peso del mismo, posible altura de caída y talud del macizo rocoso. Como orientación de dimensiones para cunetas colectoras de bloques se usan de 3 m x 1 m para alturas del orden de 6 m; de 4,5 x 1,5 m para alturas de 9 m; de 6 m x 2,00 m para 18 m de altura, a partir de 10 m de altura hay que considerar la posibilidad de una barrera protectora al borde del arcén.
- 8.— Las zonas inestables, lajas verticales, acumulación de derrubios, estratos colgados, bloques sueltos, y otros elementos que hagan sospechar desprendimientos inmediatos, deben eliminarse durante la construcción.
- 9.— El gunitado de taludes rocosos es un buen procedimiento de evitar la meteorización superficial de la roca y el desprendimiento posterior de pequeños bloques. Debe utilizarse en rocas homogéneas masivas, no estratificadas, y en las que no haya agua interna.
- 10.— Las mallas fijas a la superficie por pequeños bulones, cumplen la misión de evitar la caída de bloques desprendidos, pero no evitan la meteorización, aunque permiten el drenaje natural. Su utilización está indicada en rocas masivas poco estratificadas y con fragmentación abundante y diaclasamiento muy acusado pero sin peligro de corrimiento de estratos y desprendimiento de grandes bloques.

13.5 DESMONTES EN ROCA	RP	Importancia
<p>11.— Las mallas o redes colgantes cumplen la misma misión que las fijas con la ventaja de que pueden eliminarse los derrubios desprendidos y acumulados en las bermas o pie de taludes. Tienen la desventaja que un desprendimiento grande puede rebasarlas.</p> <p>12.— Los muros de protección al borde de los arceles son la solución más segura contra desprendimientos siempre que cuenten con la debida altura y espacio posterior en el trasdós para actuar de colector de bloques desprendidos. Tiene la desventaja de su precio y de la dificultad de remoción de los bloques.</p> <p>13.— Las medidas más adecuadas para evitar los desprendimientos, o sea la caída libre vertical de rocas es la de proteger la carretera con estructuras tipo túnel y consolidar los estratos blandos subyacentes impermeabilizándolos o adosando muros de hormigón.</p> <p>14.— Las medidas más adecuadas para evitar las consecuencias de los desplomes o basculamientos de rocas superiores sobre taludes más bajos es la de disponer cunetas anchas y profundas; sanear la parte superior de las formaciones rocosas construyendo simultáneamente cunetas de guarda; inyectar las rocas diaclasadas y provocar desplomes previos a la finalización del refino de taludes.</p> <p>15.— Los métodos más indicados para prevenir deslizamientos entre estratos son los de saneamiento de grietas entre estos e inyección con mortero de cemento; la eliminación del acceso del agua a los planos de interestratificación; el cosido de estratos duros mediante bulones y por último, provocar los deslizamientos durante la construcción.</p> <p>16.— Para evitar los corrimientos de detritos lo más indicado es eliminar aportes de agua mediante cunetas de guarda, evitar la aportación de nuevos detritos con muros de contención en torrentes, construir muros al pie del talud o provocar el corrimiento de detritos durante la construcción.</p> <p>17.— Los desplazamientos de bloques de roca situados sobre taludes de tierra o mixtos de tierra y rocas, se evitan mediante la consolidación del terreno subyacente con inyecciones o sobrecargas, con un adecuado drenaje de las capas blandas que soportan los bloques; con la aceleración del desplazamiento del bloque antes de poner la carretera en servicio o bien con la voladura de estos bloques.</p> <p>18.— Incluimos a continuación datos prácticos de excavación de taludes, pendientes recomendables para cada tipo de roca y ejemplos de consolidación y protección de taludes rocosos.</p>		

TABLA 13-1
Descripción del estado de alteración de macizos rocosos

Clase	DESCRIPCION	Terminología
AM1	Sin signos visibles de alteración o muy ligeras trazas de alteración limitadas por las superficies de las principales discontinuidades	Sano
AM2	Las superficies de las principales discontinuidades están alteradas pero la roca sólo lo está ligeramente	Ligeramente alterado
AM3	La alteración se extiende a toda la masa rocosa, pero la roca no está desmenuzada	Medianamente alterado
AM4	La alteración se extiende a toda la masa rocosa, y la roca está en gran parte desmenuzada	Muy alterado
AM5	La roca está completamente descompuesta y desmenuzada. Sin embargo, la textura y la estructura de la roca se conservan	Completamente alterado

- Nota:**
- (1) En los casos de rocas alteradas con un alto % de mineral arcilloso, el material puede alcanzar la plasticidad antes que la descomposición.
 - (2) Cuando sea posible, se especificará si se trata de una alteración mayormente meteórica o de una alteración de origen profundo, hidrotermal

TABLA 13-2
Tabla con descripción de la densidad de las discontinuidades y sus intervalos en el macizo

Clase	Intervalos entre las discontinuidades ID (cm)	Densidad de discontinuidades en el macizo rocoso
ID 1	> 200	Muy débil
ID 2	60 a 200	Débil
ID 3	20 a 60	Media
ID 4	6 a 20	Fuerte
ID 5	< 6	Muy fuerte

TABLA 13-3
Núm. (N) de familias principales de discontinuidades

CLASE		DESCRIPCION
N 1		Sin discontinuidades o algunas discontinuidades difuminadas
N 2	a	Una familia principal
	b	Una familia principal y discontinuidades difuminadas
N 3	a	2 familias principales
	b	2 familias principales y discontinuidades difuminadas
N 4	a	Tres (y más) familias principales
	b	Tres (y más) familias principales y discontinuidades difuminadas
N 5		Numerosas discontinuidades sin ordenación en su distribución

TABLA 13-4
Separación media S entre las discontinuidades de cada familia

CLASE		S ó E	DESCRIPCION	
Separación	Espesor	(cm)	Separación de las discontinuidades de una familia	Espesor de los estratos
S1	E1	> 200	Discontinuidades muy espaciadas	Estratos muy espesos
S2	E2	60 a 200	Discontinuidades espaciadas	Estratos espesos
S3	E3	20 a 60	Discontinuidades medianamente espaciadas	Estratos medianamente espesos
S4	E4	6 a 20	Discontinuidades próximas	Estratos delgados
S5	E5	< 6	Discontinuidades muy próximas	Estrato muy delgados

E = Espesor de los estratos

S = Separación entre discontinuidades

TABLA 13-5
Resistencia de la roca a compresión simple

Clase	Resistencia (MPa)	Descripción
R 1	> 200	Resistencia muy alta
R 2	200 a 60	Resistencia alta
R 3	60 a 20	Resistencia media
R 4	20 a 6	Resistencia débil
R 5	< 6	Resistencia muy débil

TABLA 13-6
Tabla de los valores teóricos V_1^* de las velocidades de las ondas de compresión en rocas secas

Rocas	V_1^* (m/s)
Granitos	6 000
Dioritas	6 500
Gabros	7 000
Rocas metamórficas	6.000
Anfibolitas	6.500
Rocas carbonatadas	6 500
Rocas silíceas	6.500

IC = Índice de continuidad $IC = \frac{V_1}{V_1^*}$

V_1 = velocidad medida V_1^* = velocidad teórica

TABLA 13-7
Índice de continuidad de las rocas

Clase	Índice de la roca	Densidad de microfisuras y poros	Continuidad
IC 1	100 a 90	Nula	Muy fuerte
IC 2	90 a 75	Débil	Fuerte
IC 3	75 a 50	Media	Media
IC 4	50 a 25	Elevada	Débil
IC 5	25 a 0	Muy elevada	Muy débil

TABLA 13-8
(Continuación)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	HASTA 5m	DE 5 A 10m	DE 10 A 15m	MAYOR DE 15m	
Arenas limosas y limos					Descabezar la parte superior suelta.
Arcillas poco arenosas firmes (homogéneas)					Descabezar a 1:1 la parte alterada. Si existe flujo de agua proyectar subdrenaje.
Arcillas muy suaves expansivas y compresibles.					Para cortes mayores de 15m. proyectar berma a la mitad de la altura bien drenada.
Caolín producto de la alteración de granitos o dioritas.					Cubrir con plantaciones el talud para cortes mayores de 8 m. proyectar berma de 6m bien drenada. (altura máxima 16 m)
Arenas limpias poco o nada compactas	Su ángulo de fricción interna con banqueta de 1,00 m. en la base.				Cubrir los taludes con plantaciones.
<p>* La construcción de la berma requerirá de una contrapendiente con objeto de drenar el agua por medio de cuentas que deberán ser impermeables, pues si no lo son se podría temer una filtración que pondría en peligro la parte inferior del corte al establecerse una superficie de falla ocasionada por la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del material por efecto de la filtración.</p>					

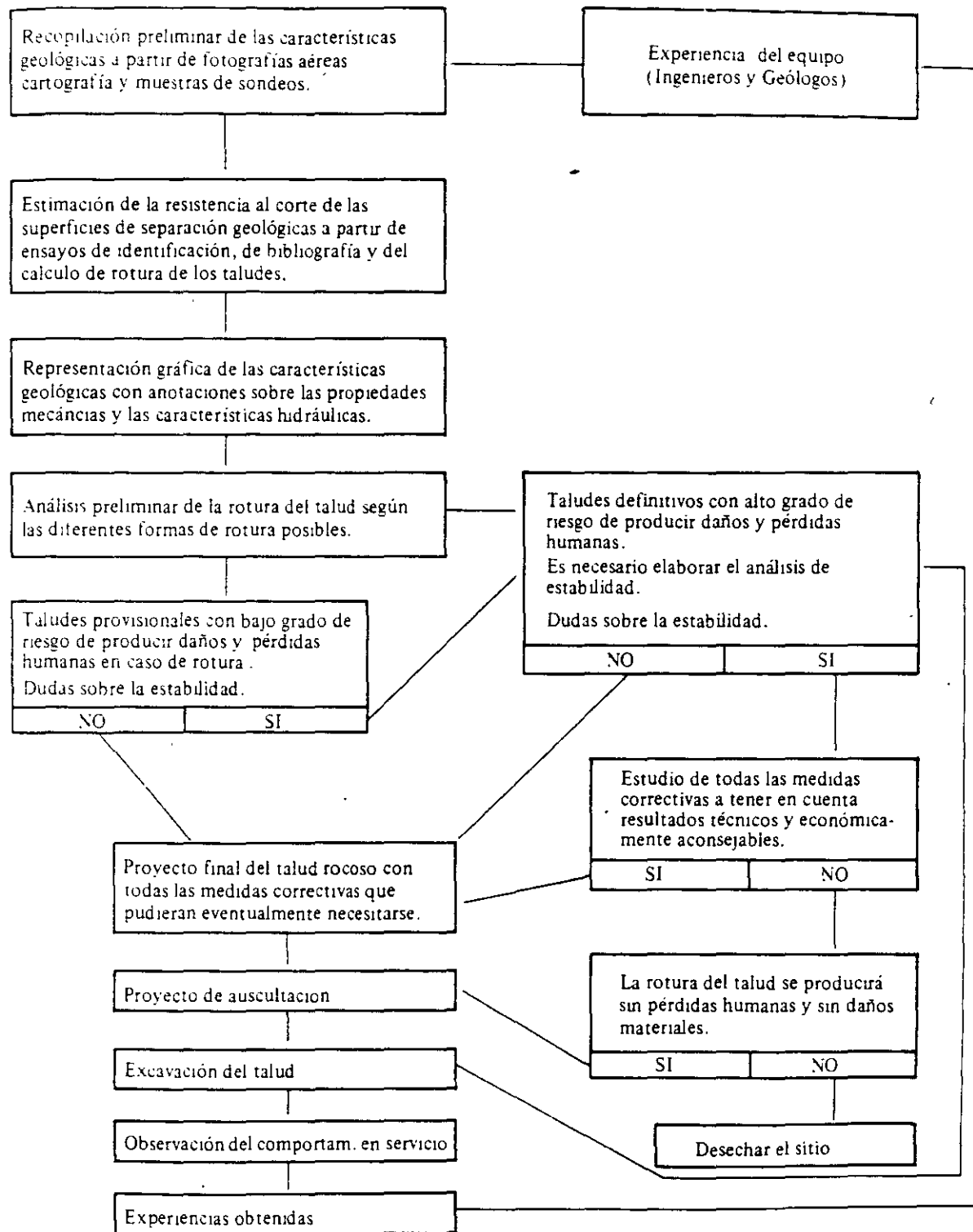


Fig. 13-1.— Organigrama para el proyecto de un talud rocoso

VELOCIDAD SISMICA EN m / seg

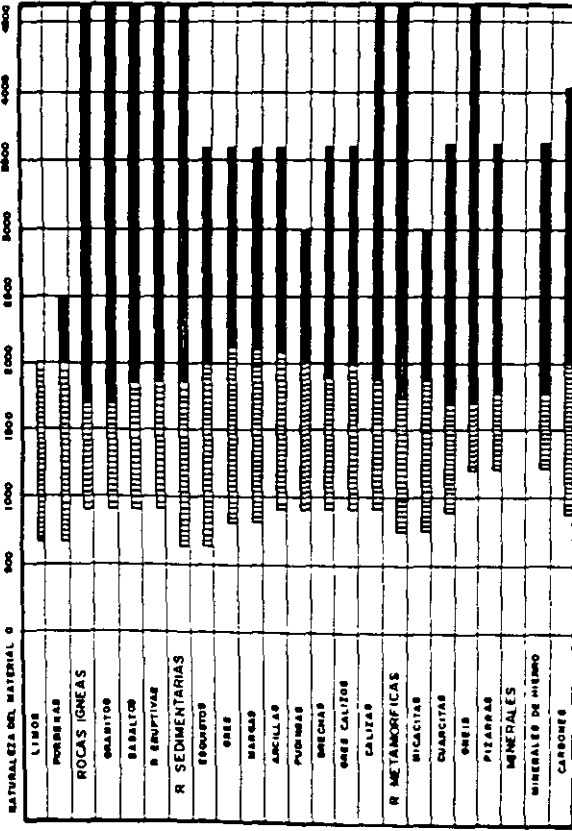
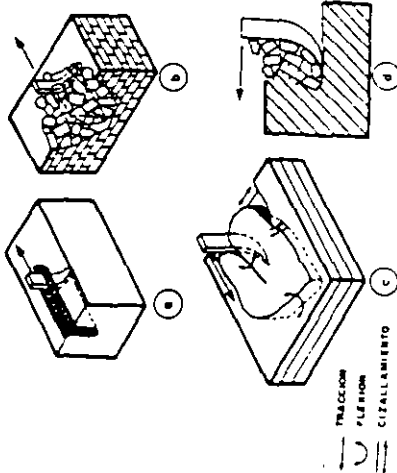


Fig. 13.3. — Tabla para ripadoras (390 CV, 1 diente); correlación entre velocidad sísmica y ripabilidad para diferentes materiales.



- (a) EN MARGAS
- (b) EN UNA ROCA FISURADA DENSA
- (c) EN UNA ROCA ESTRATIFICADA HORIZONTALMENTE EN ESTRATOS CONTINUOS
- (d) EN UNA ROCA CON ESTRATIFICACION INCLINADA Y EL RIPPER TRABAJANDO EN EL SENTIDO DEL BUZAMIENTO

Fig. 13.4 — Acción del Ripper

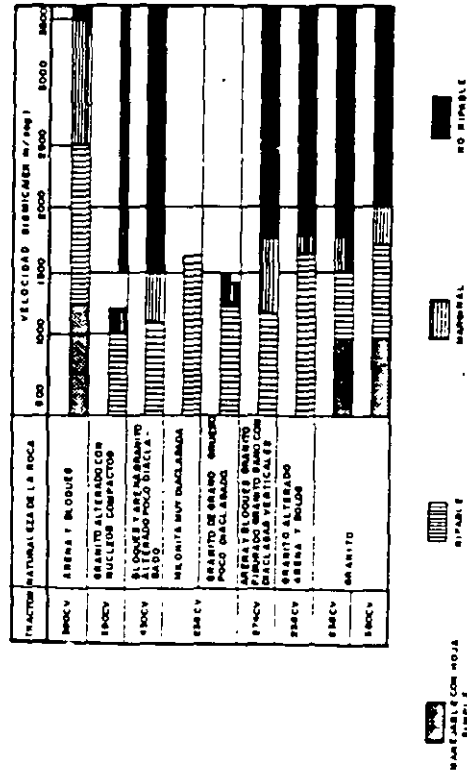


Fig. 13.4 — Ejemplos de correlaciones entre la velocidad sísmica y la ripabilidad en los granitos.

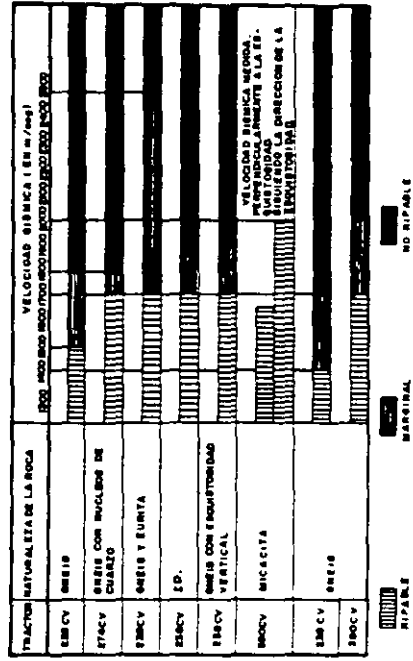


Fig. 13.5 — Ejemplos de correlación entre velocidad sísmica y ripabilidad en los greses y las micacitas.

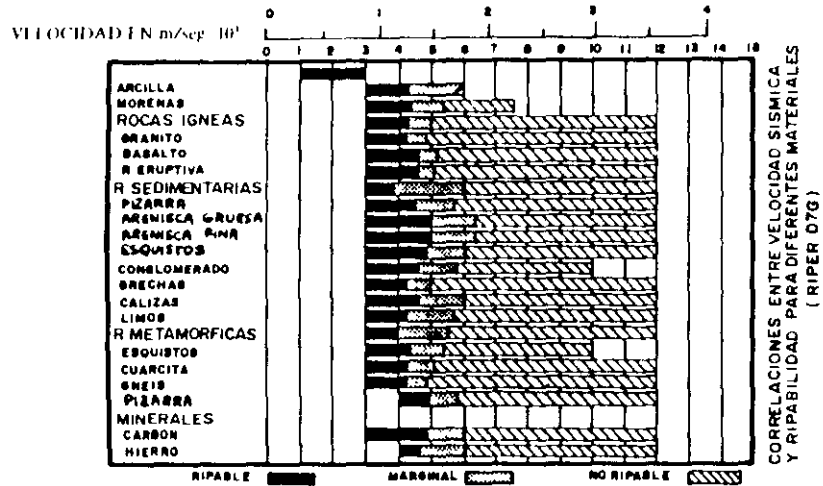


Fig. 13.6

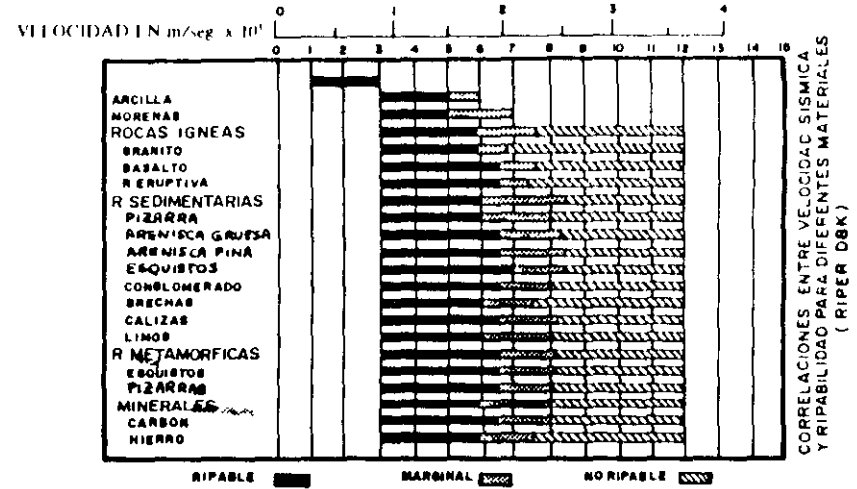


Fig. 13.7

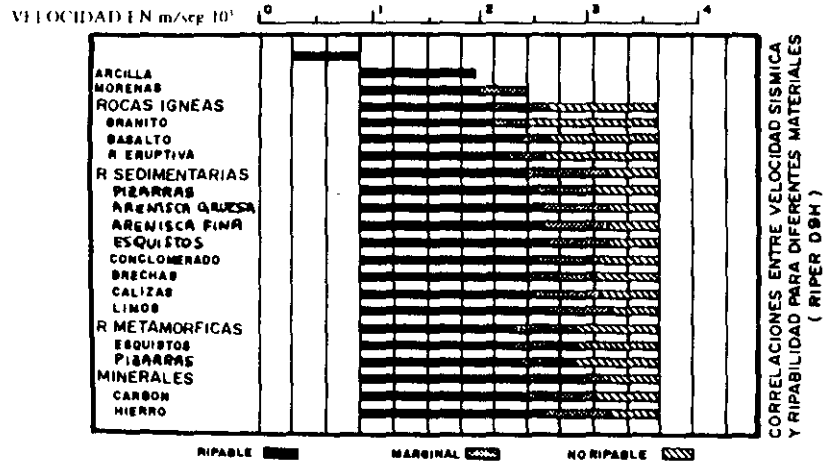


Fig. 13.8

TRACTOR	NATURALEZA DE LA ROCA	VELOCIDAD SISMICA EN m / Seg				
		800	1000	1800	2000	2500
274CV	GRES ROSA DE ENBUY (FRANCA)	[Pattern: Ripable]				
228CV	GRES DE LOS YOGALLES (FRANC)	[Pattern: Ripable]				
274CV	GRES DE LES VOSSUES (FRANC)	[Pattern: Ripable]				
274CV	GRES	[Pattern: Ripable]				
390CV		[Pattern: Ripable]				

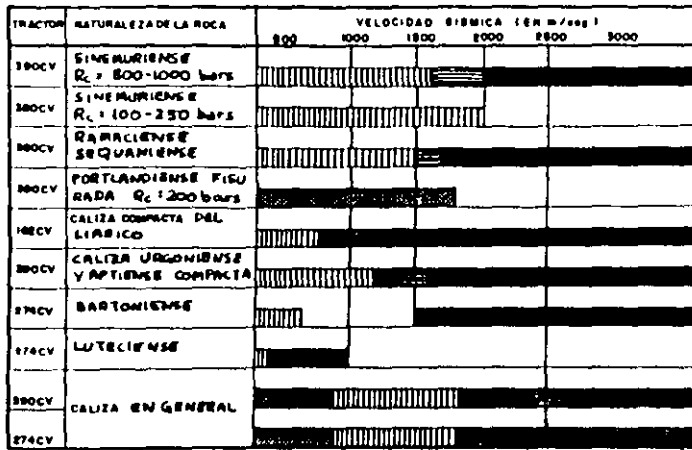
MANEJABLE CON HOJA SIMPLE

RIPABLE

MARGINAL

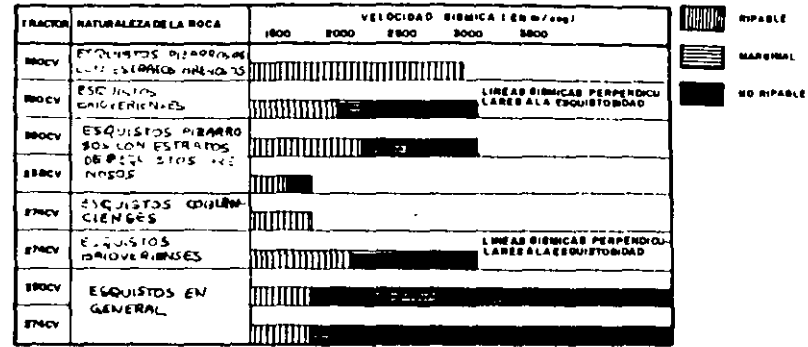
NO RIPABLE

Fig. 13.9.— Ejemplos de correlación entre velocidad sísmica y ripabilidad en los gres.



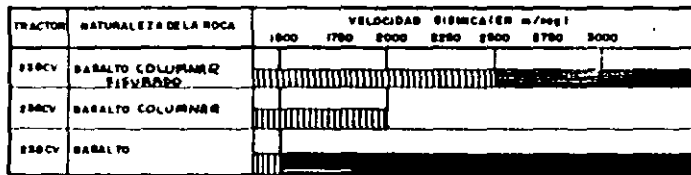
MANEJABLE CON HOJA SIMPLE
 RIPABLE
 MARGINAL
 NO RIPABLE

Fig. 13.10 — Ejemplos de correlación entre velocidad sísmica y ripabilidad en las calizas.



RIPABLE
 MARGINAL
 NO RIPABLE

Fig. 13.11 — Ejemplos de correlación entre velocidad sísmica y ripabilidad en los esquistos.

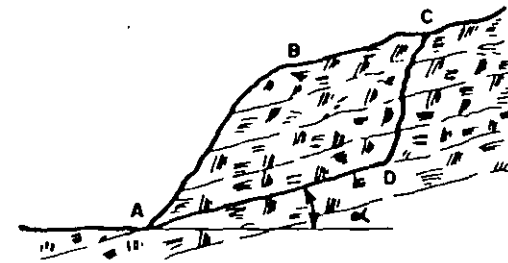


RIPABLE
 MARGINAL
 NO RIPABLE

Fig. 13.12 — Ejemplos de correlación entre velocidad sísmica y ripabilidad en los basaltos.

ABCD SERA ESTABLE SEGUN EL PLANO AD, SI

$$T \leq \frac{T \cdot \psi}{F}$$



ψ = rozamiento entre estratos F = coef. de seguridad

Fig. 13.13 — Estabilidad de bloques de roca.

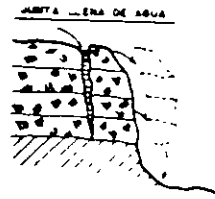


Fig. 13.14 — Papel de la presión intersticial en la estabilidad.

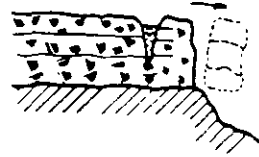


Fig. 13.15.— Acción del hielo en una fisura.



Fig. 13.16.— Evolución de un talud compuesto por capas de diferentes durezas.



Fig. 13.17.— Disposición de los estratos hacia el exterior con pendiente mayor que la del talud.

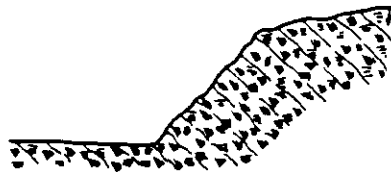


Fig. 13.18.— Disposición de los estratos hacia el interior del talud.

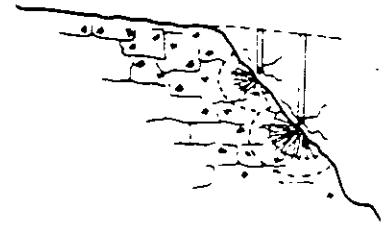


Fig. 13.19.— Deterioro provocado por explosivos

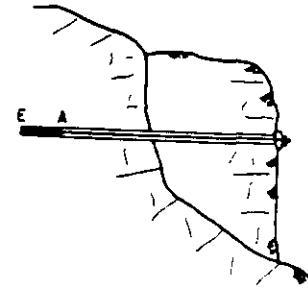


Fig. 13.20.— Anclaje activo. Empotramiento entre E y A.

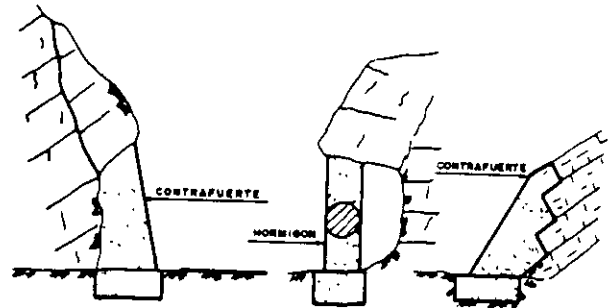


Fig. 13.21.— Refuerzos.

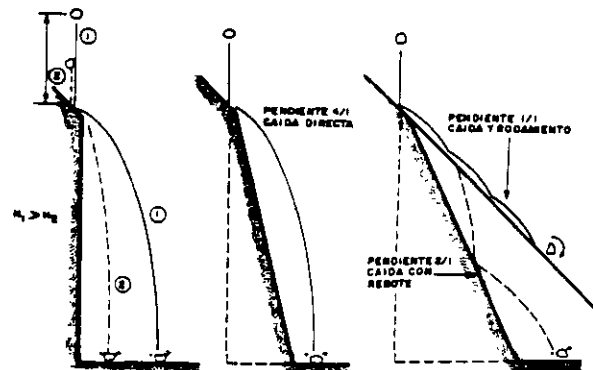


Fig. 13.22.— Esquema de las trayectorias en función de diferentes pendientes.

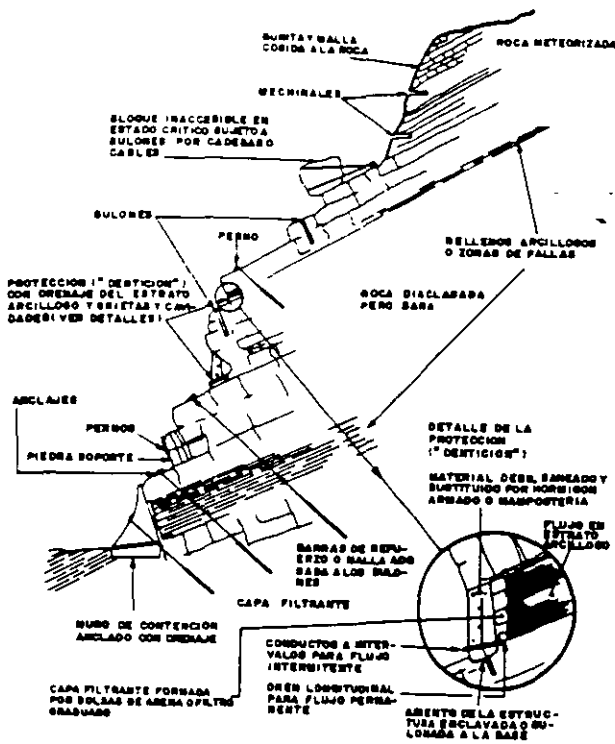


Fig. 17.27.— Minimización de desprendimientos de rocas por medios estructurales.

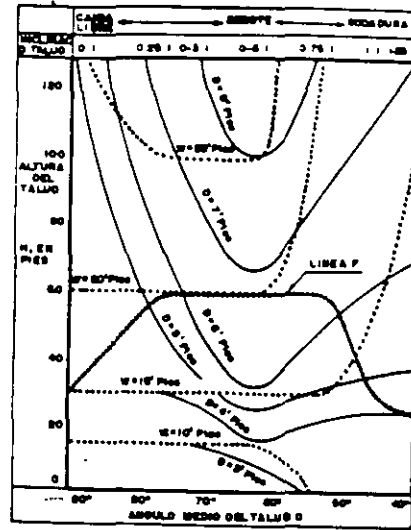


Fig. 13.29.— Proyecto de cunetas colectoras de rocas (Ritchie, 1963).

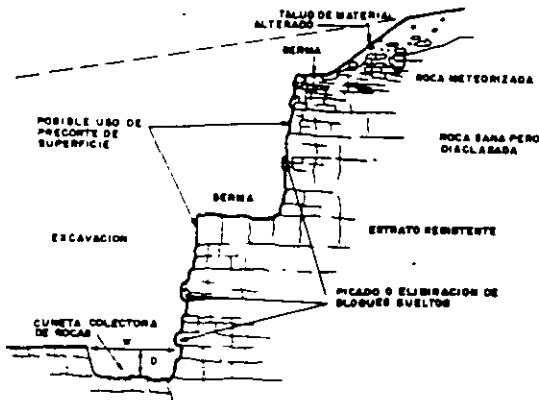


Fig. 13.28 — Tratamiento de la superficie inmediatamente después de la excavación.

PENDIENTE	ALTURA DEL TALUD H (METROS)	ANCHURA DEL PIE L (METROS)	PROFUNDIDAD D (METROS)
VERTICAL (90° a 90°)	0 - 10	3	1
	10 - 20	6	1,5
	> 20	6,6	1,5
6/1 (78°)	0 - 10	3	1,5
	10 - 20	6	2
	20 - 36	6,6	2
2/1 (69°)	0 - 10	3	1,5
	10 - 20	6	2 + BARRERA
	20 - 36	6	2 + BARRERA
4/3 (56°)	0 - 10	3	1
	10 - 20	6	1,5
	> 20	6	2 + BARRERA
1/1 (45°)	0 - 10	3	1
	10 - 20	3	1,5 + BARRERA
	> 20	6	2 + BARRERA

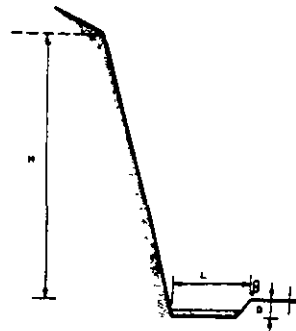






Fig. 13.30.— Recomendaciones para el dimensionamiento de zanjas al pie del talud con objeto de proteger la carretera de la caída de piedras.

TIPO DE ROTURA		EXCAVACION		SOPORTE ESTRUCTURAL								DRENAJE				CONTROL DE DESPRENDIMIENTOS					
		TALUD PLANO	BERMA EXCAVACION LOCAL	SUPERFICIE OUNITADA	SUPERF. PERMEABLE	REVESTIMIENTO	REVESTIMIENTO ESTRUCTURAL LOCAL	ESTRIBOS CONTRAPUERTE	ANCLADO	TIRANTE	BULON	PERNO	ANCLAJE	CUNETA DE DRENAJE	SUPERFICIE REVESTIDA	DRENES CORTOS	DRENES LARGOS	MOVER LA ESTRUC-TURA	CUNETA COLECTORA DE FOCAS	BARRENA COLECTORAS DE ROCAS	MURO DE ROCAS
 ROTURA PLANA	GRANDE	1	2	3	3	3	3	1	1	2	3	1	1	1	1	2	2	2	2	3	2
	PEQUEÑO	2	2	2	2	3	2	1	1	2	3	1	2	1	1	3	2	1	1	1	1
 ROTURA EN CUÑA	GRANDE	1	3	3	3	3	3	1	1	3	2	2	1	1	3	1	2	3	3	3	3
	PEQUEÑO	1	2	2	3	3	2	1	1	1	1	3	1	1	2	2	2	2	2	2	2
 VUELCO (TOPPLING)	GRANDE	1	3	3	3	3	3	2	2	3	3	2	1	1	3	1	2	3	3	3	3
	PEQUEÑO	2	2	2	3	3	2	2	3	2	2	1	2	1	1	2	2	2	2	2	2
 CAIDA DE ROCAS O PIEDRAS Y DE GRADACION NEPAL	GRANDE	1	2	2	2	2	2	1	1	2	3	2	3	1	1	3	2	2	2	2	1
	PEQUEÑO	2	1	1	1	1	1	1	1	2	2	1	3	1	1	3	2	1	1	1	1

1 - SU USO SERA BENEFICIOSO
 2 - USO POSIBLE SEGUN LA SITUACION
 3 - USO DE EFECTIVIDAD O ECONOMIA POCO PROBABLE

Fig. 13.31.— Tipos de rotura de taludes rocosos y algunas medidas de estabilización apropiadas.

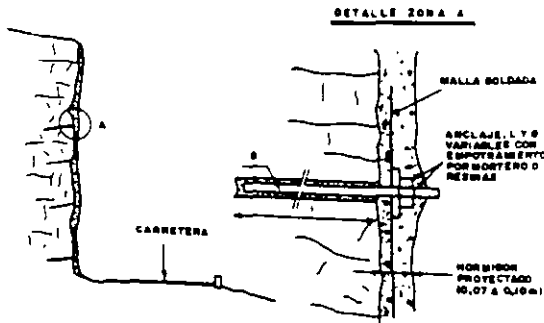


Fig. 13.32.— Protección por revestimiento de hormigón proyectado.

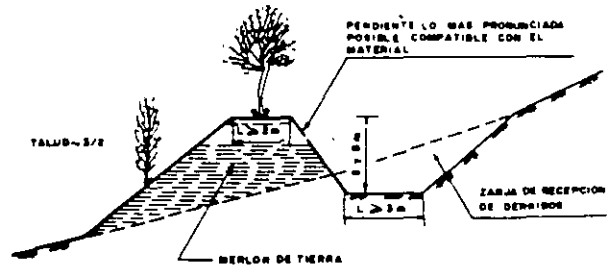


Fig. 13.33.— Perfil transversal típico de un merlón de tierra y zanja de recepción de derrubios.

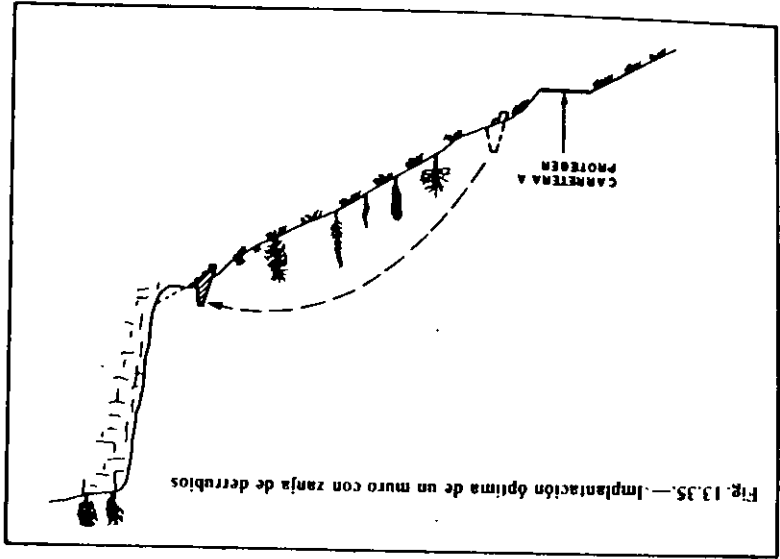


Fig. 13.35.—Implantación óptima de un muro con zanja de derrubios

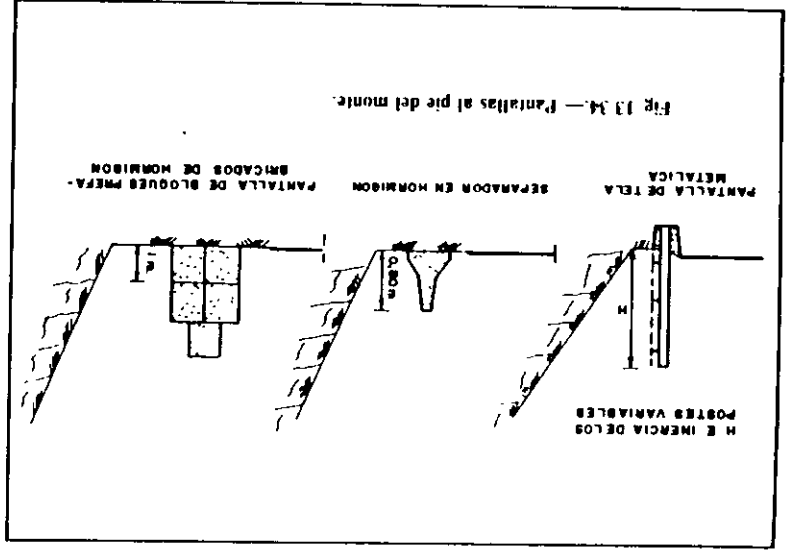


Fig. 13.34.—Pantallas al pie del monte.

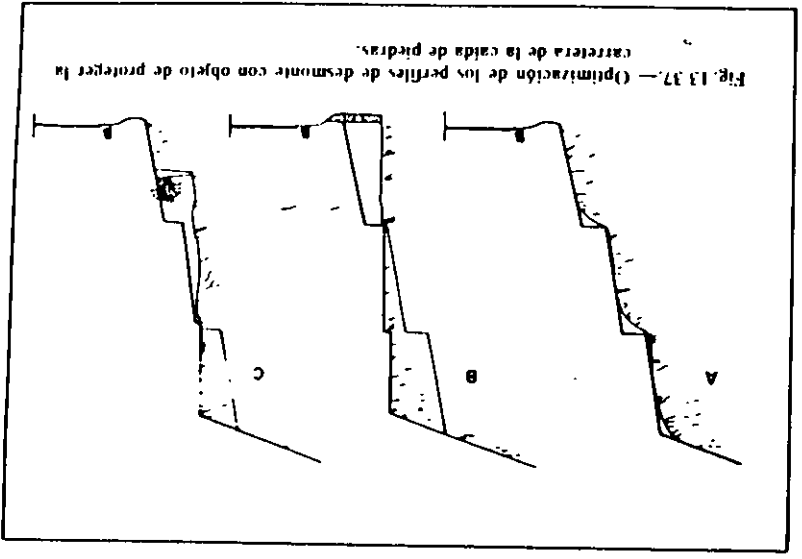


Fig. 13.37.—(Optimización de los perfiles de desmonte con objeto de proteger la carretera de la caída de piedras.

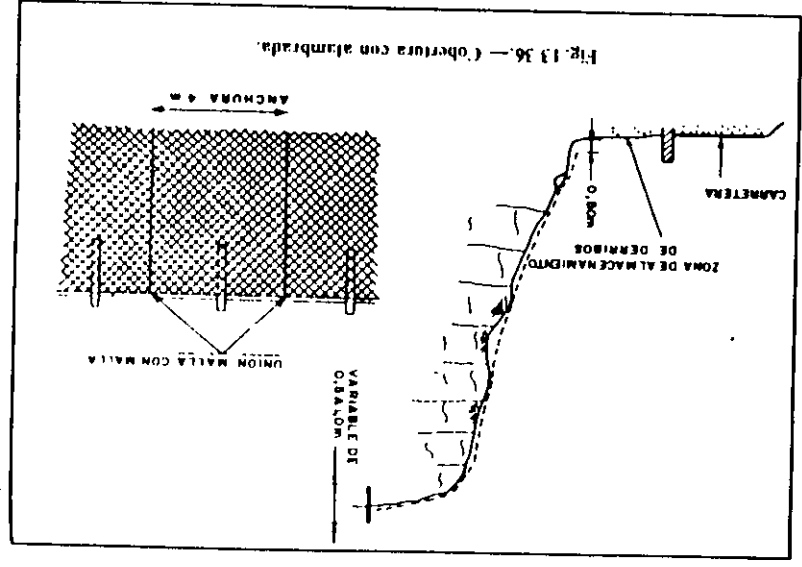
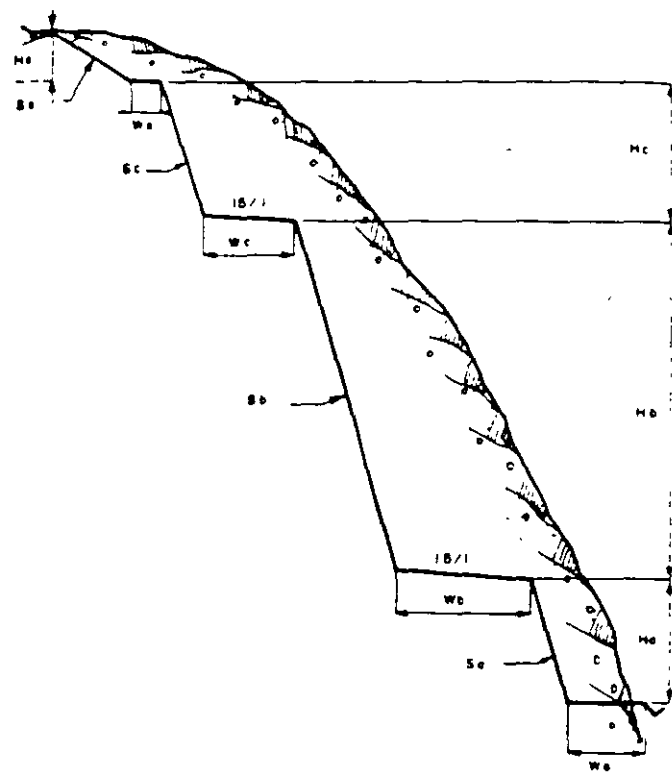
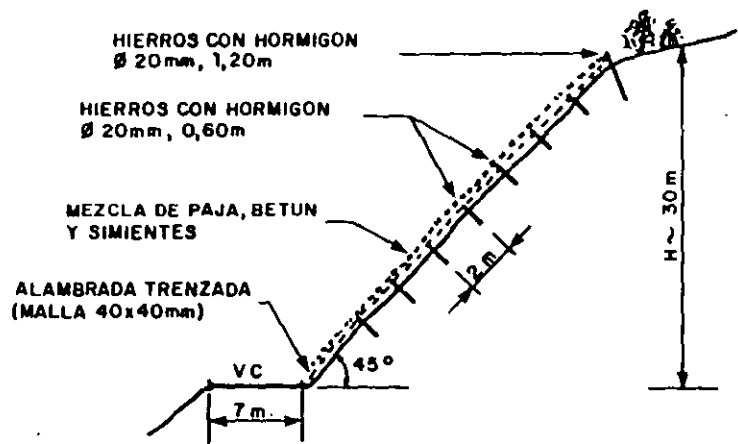


Fig. 13.36.—(Obertura con alambrada.



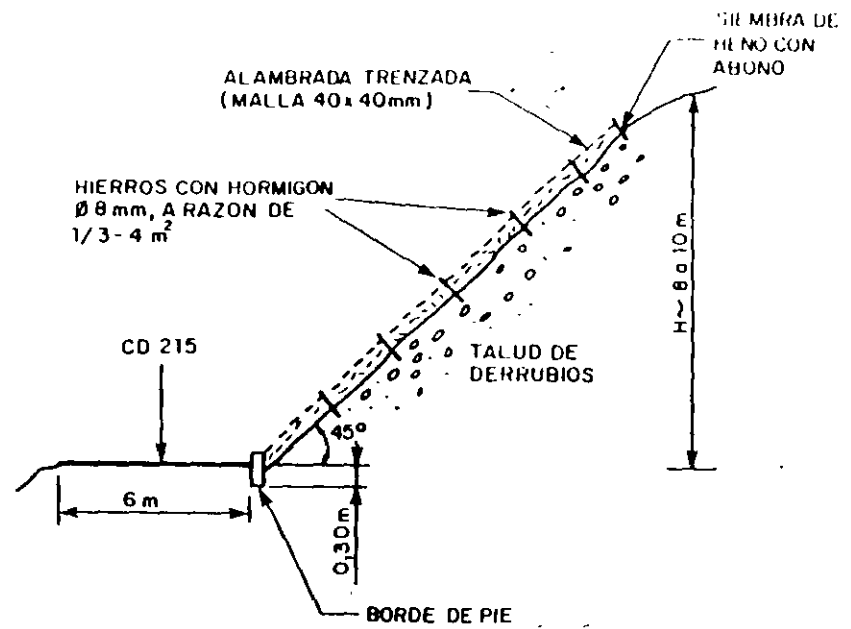
TIPO DE ROCA	ALTURA ENTRE CORTES			ANCHURA DE LOS CORTES			PENDIENTE (HORIZ / VERT)	
	H _a	H _b H _c etc	W _a	W _b W _c etc	S _a	S _b S _c etc		
1. Desmorte importante en esquistos con intercalaciones de gres	en m 1,70 a 6,5	en m 6,5 a 10	en m 0 a 10	en m 6,5 a 12	1/2	1/4 a 1/2		
2. Desmorte importante en gres.	3 a 10	10 a 13	0 a 6,5	6,5 a 10	1/4	1/4		
3. Desmorte importante en gres sobre esquistos.	3 a 10	6,5 a 13	0 a 8	6,5 a 12	1/4	1/4 a 1/2		
4. Desmorte moderado en gres y esquistos	3 a 13	6,5 a 13	0 a 6,5	6,5 a 10	1/2	1/4		
5. Desmorte importante en esquistos	3 a 8	6,5 a 13	0 a 10	6,5 a 13	1/1	1/2 a 2/1		

Fig. 13.38.— Pendientes de taludes rocosos



EJEMPLO 1 - (SAVOIE, VC, SAINT-JEAN-DE-MAURIENNE-ALBIEZ)

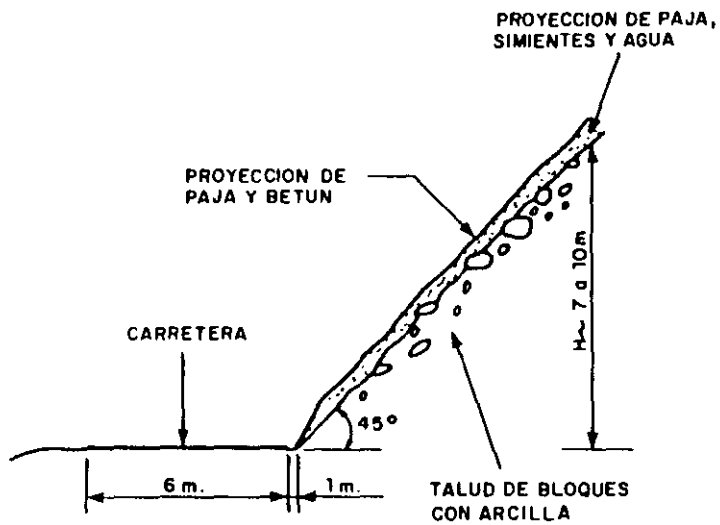
Fig. 13.39.



EJEMPLO 2 - (SAVOIE, CD 215)

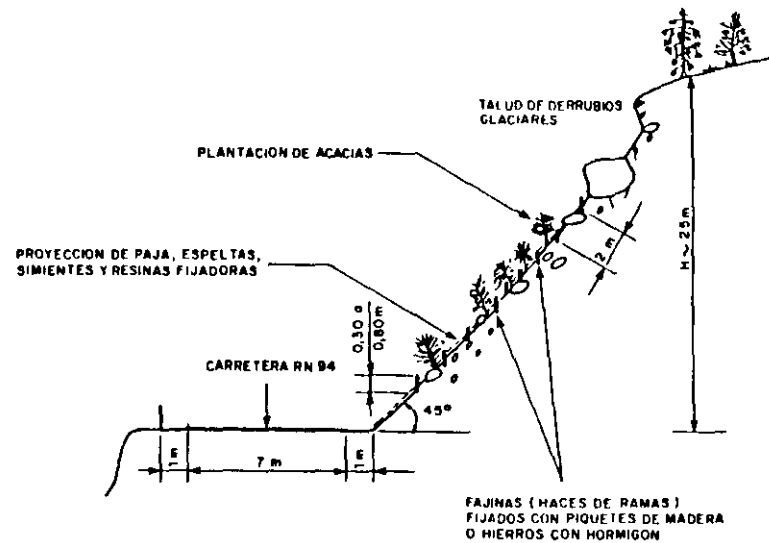
Fig. 13.40.

(*) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES



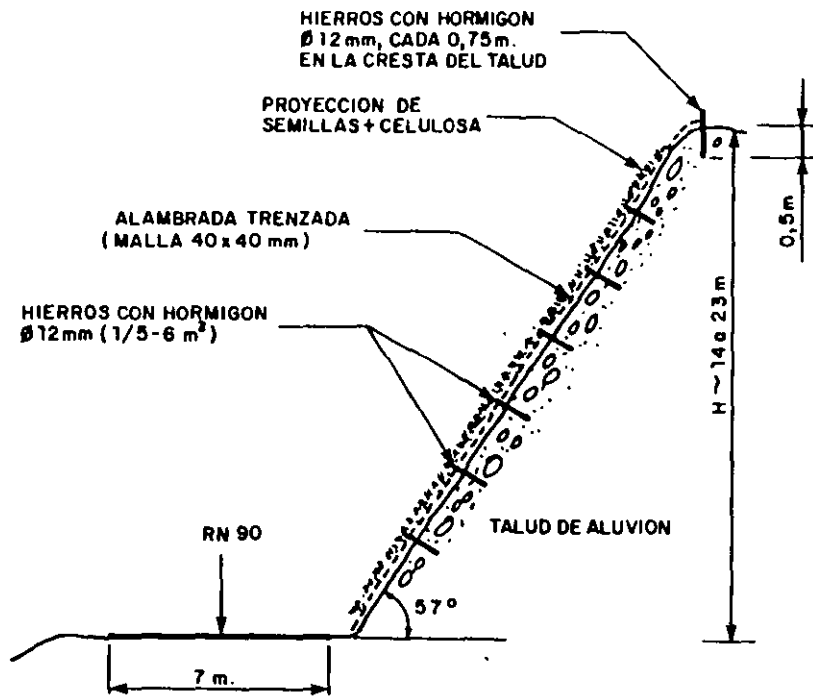
EJEMPLO 3.- (ISERE, CD 218, CD 215)

Fig 11.41



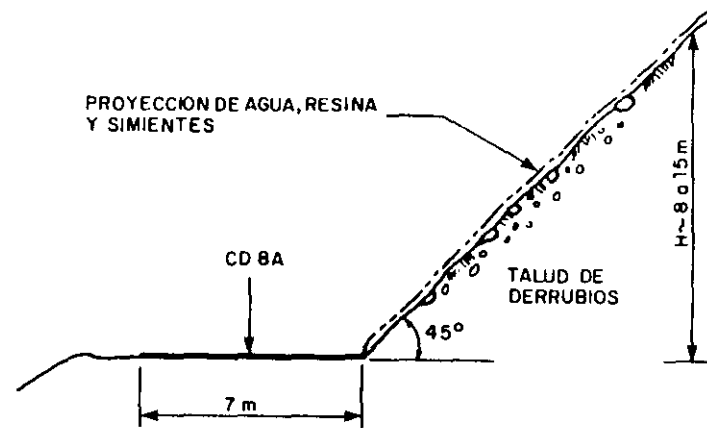
EJEMPLO 4- (ALTOS ALPES, RN 94, P K 152,500)

Fig. 13.42.



EJEMPLO 5.— (SAVOIE, RN 90, P.K. 70,500 A 70,600)

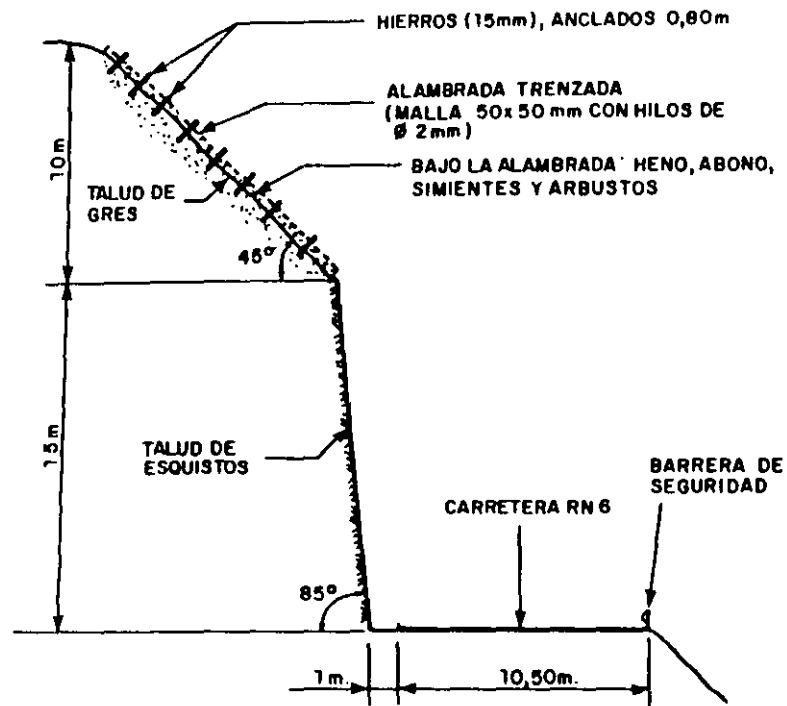
Fig. 13.43.



EJEMPLO 6.— (ISERE, CD 8A, P.K. 4,700 A 4,950)

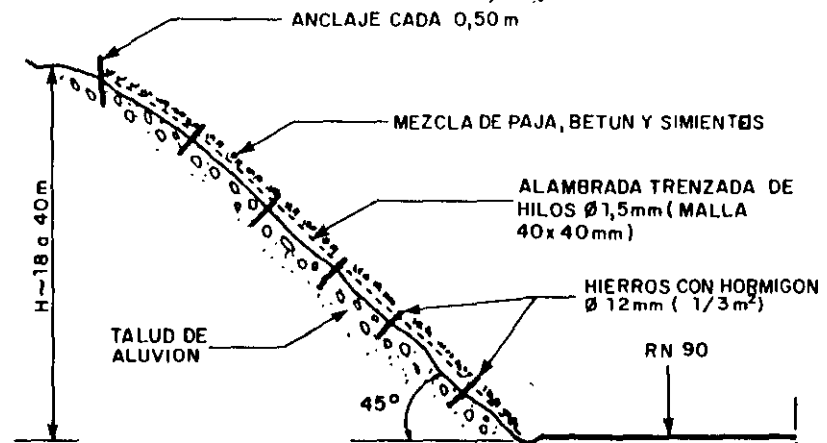
Fig. 13.44.

(*) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES (CONTINUACION)



EJEMPLO 7.- (SAVOIE, RN 6, P.K. 126,700)

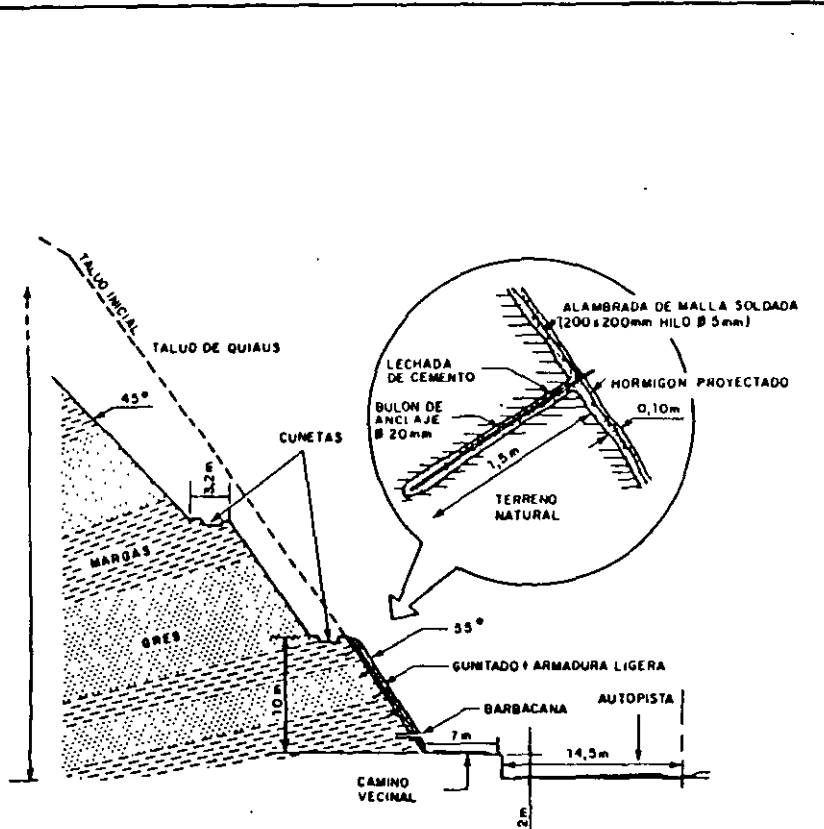
Fig. 13.45.



EJEMPLO 8.- (SAVOIE, RN 90, P.K. 76,200 A 76,500)

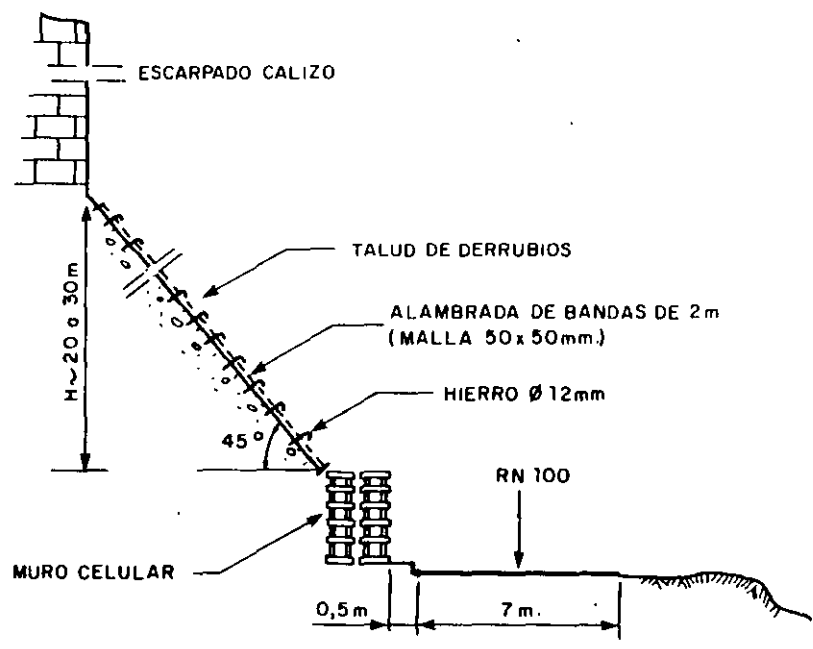
Fig. 13.46.

(*) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES (CONTINUACION)



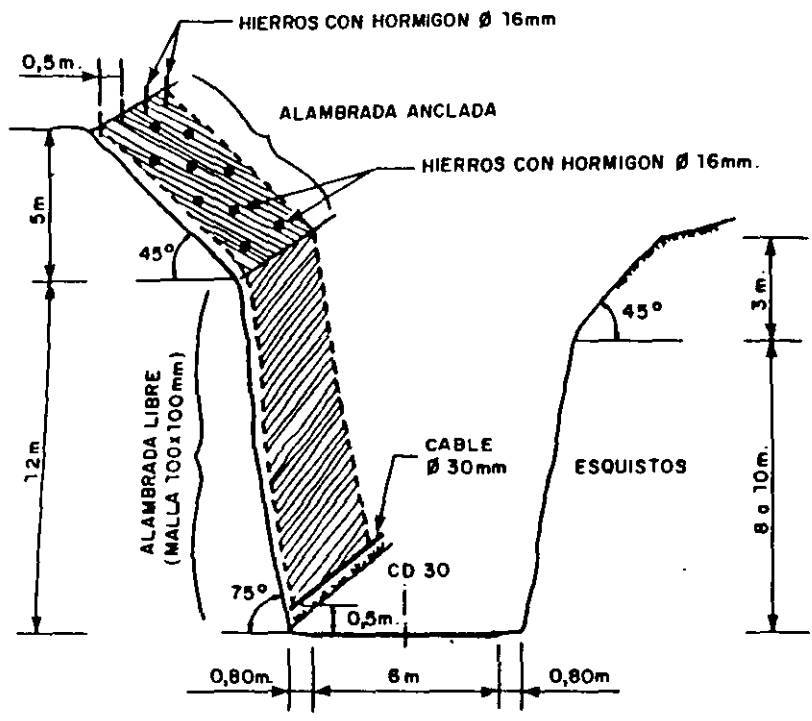
EJEMPLO 9 - (ALPES MARITIMOS AUTOPISTA AOB, DESMONTE DE QUIAUS P K 186 DESMONTE SITUADO EN LA SALIDA NORTE DEL TUNEL DE RICARD)

Fig. 13.47.



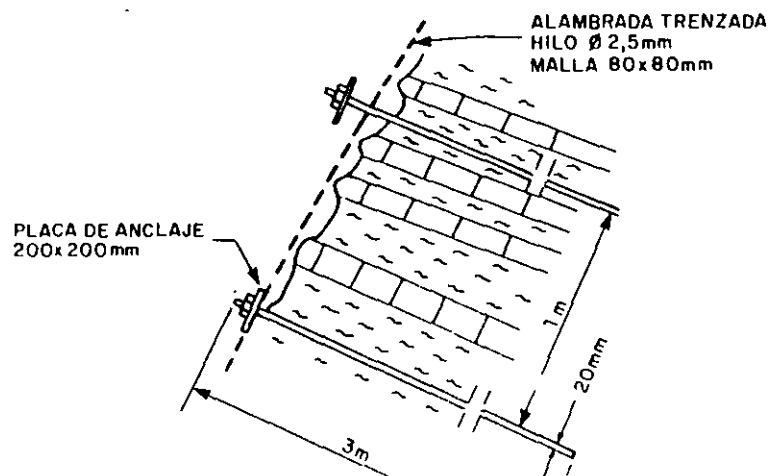
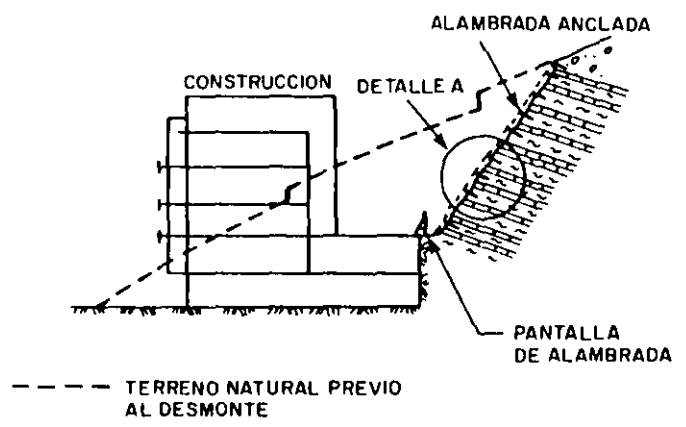
EJEMPLO 10.- (ALTOS ALPES, RN 100)

Fig 13.48



EJEMPLO 11.- (ISERE CD 30)

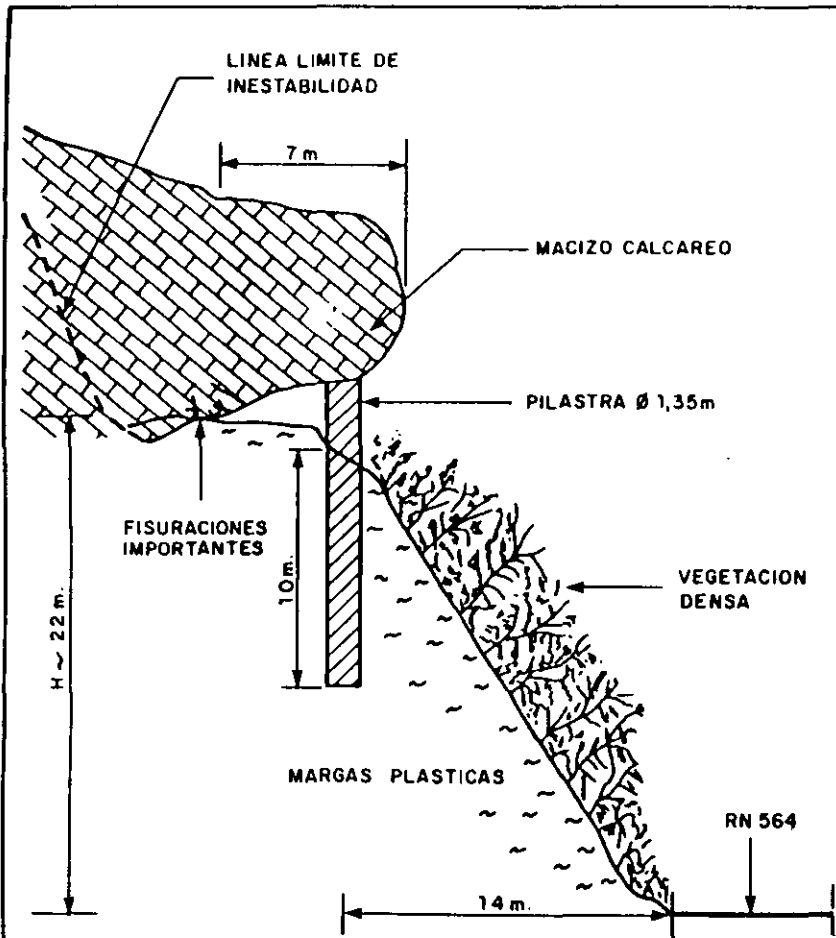
Fig. 13.49.



EJEMPLO 12 -(BOUCHES-DU-RHONE)

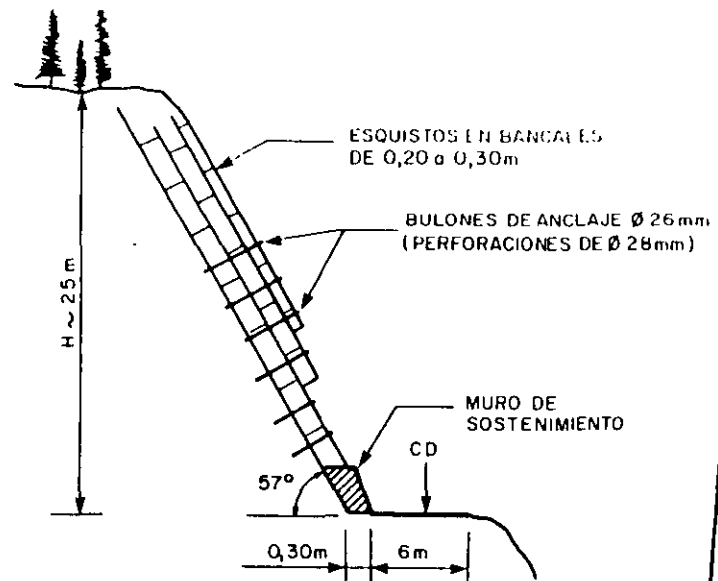
Fig. 13.50.

(*) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES (CONTINUACION)



EJEMPLO 13.- (ALPES MARITIMOS RN 564, SALIDA ESTE DEL PUENTE DE MONEGHETTI)

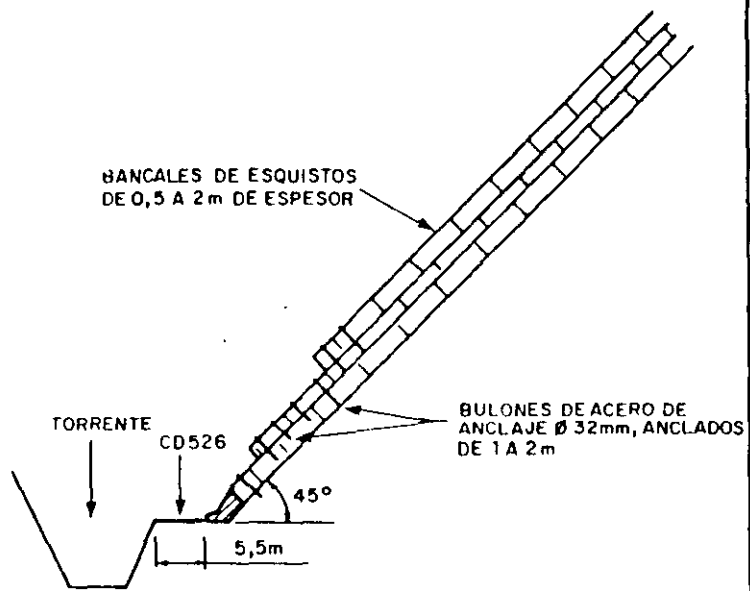
Fig. 13.51.



EJEMPLO 14.- (ISERE, CD 255, PK 8,650)

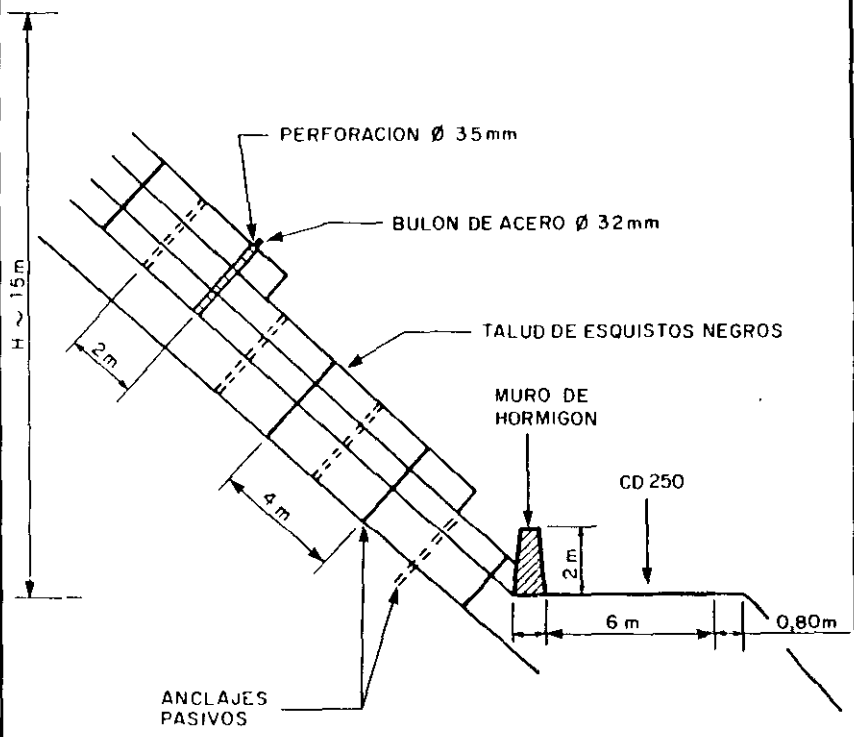
Fig. 13.52.

(* EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES (CONTINUACION))



EJEMPLO 15 - (ISERE, CD 526, P K 10)

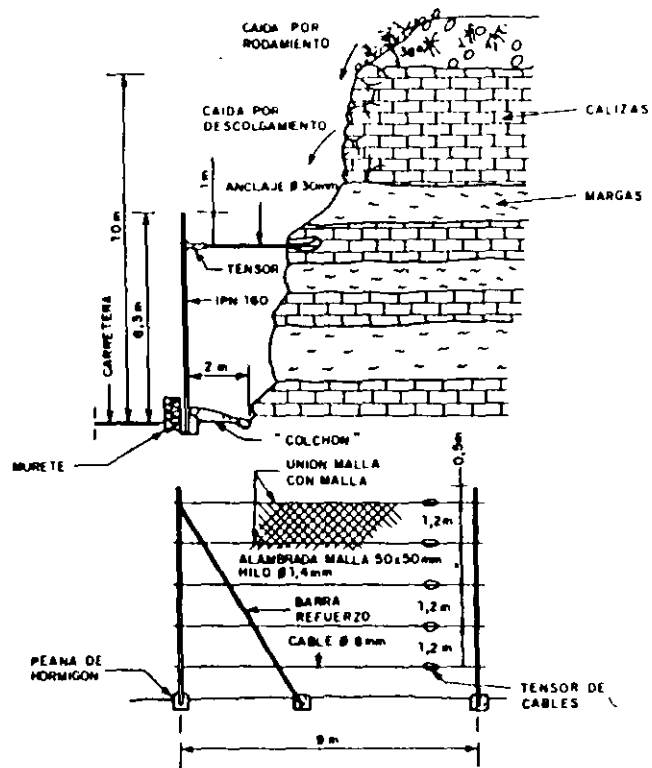
Fig 13 53



EJEMPLO 16 - (ISERE CD 250, P K 3,500)

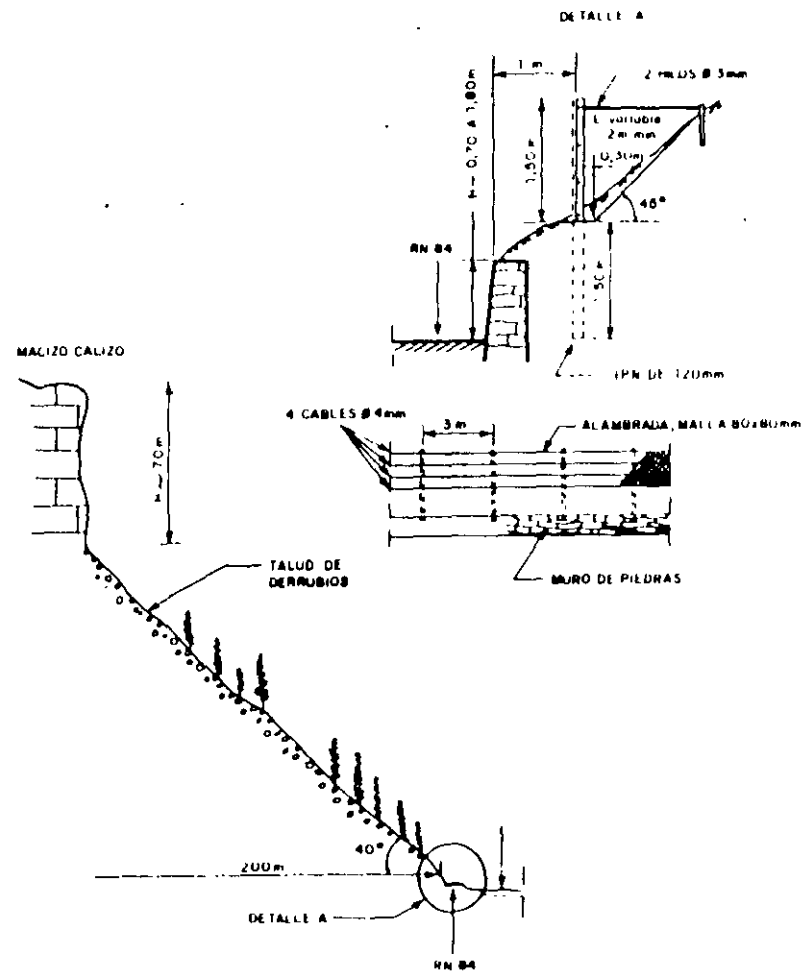
Fig 13 54

(*) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES (CONTINUACION)



EJEMPLO 17.— (GARD, RN 107 BIS P.K 9,400)

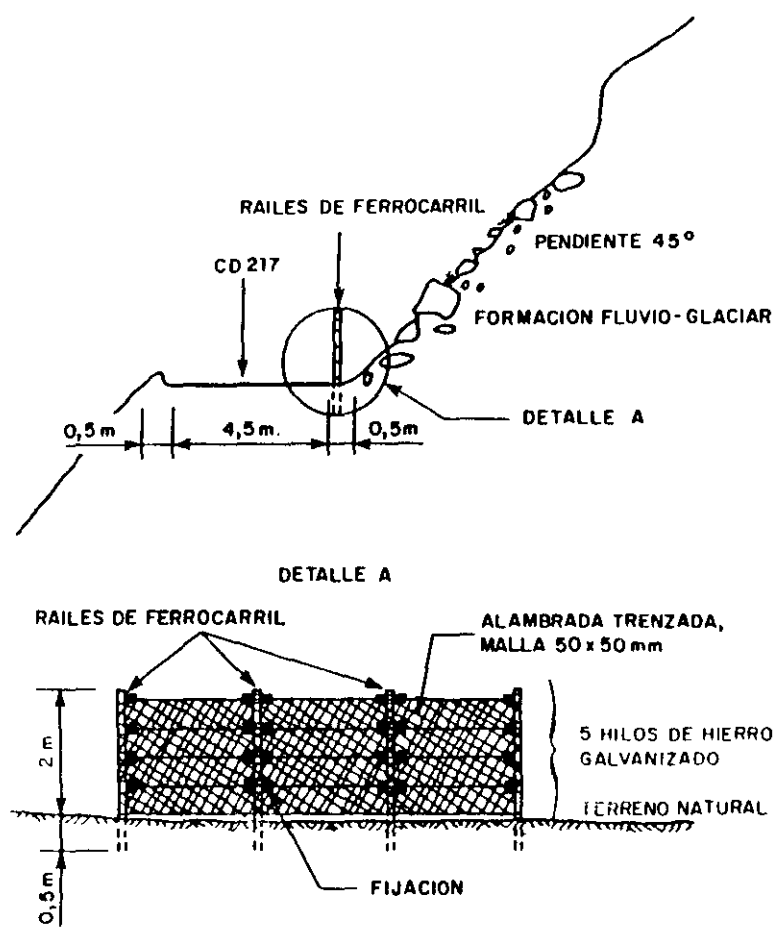
Fig. 13.55.



EJEMPLO 18.— (AIN, RN 84, P.K 82,112 A 83,112)

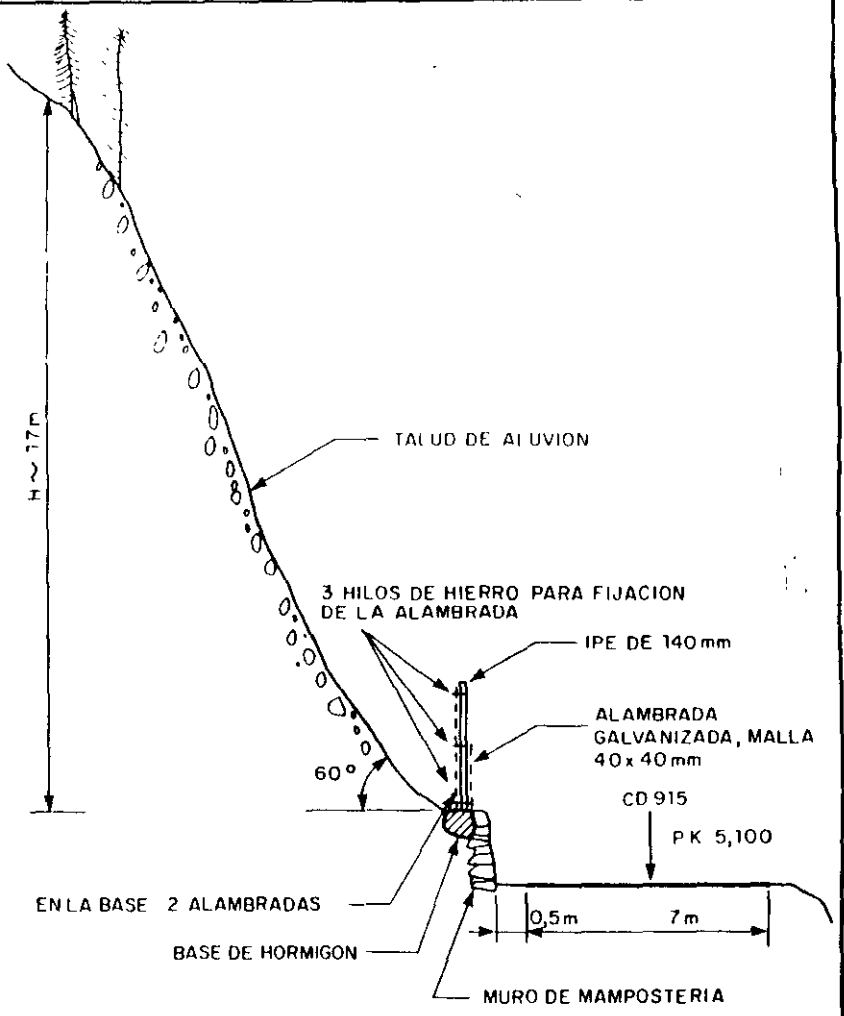
Fig. 13.56.

(X) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES (CONTINUACION)



EJEMPLO 19.- (ISERE CD 217, P.K 2,550)

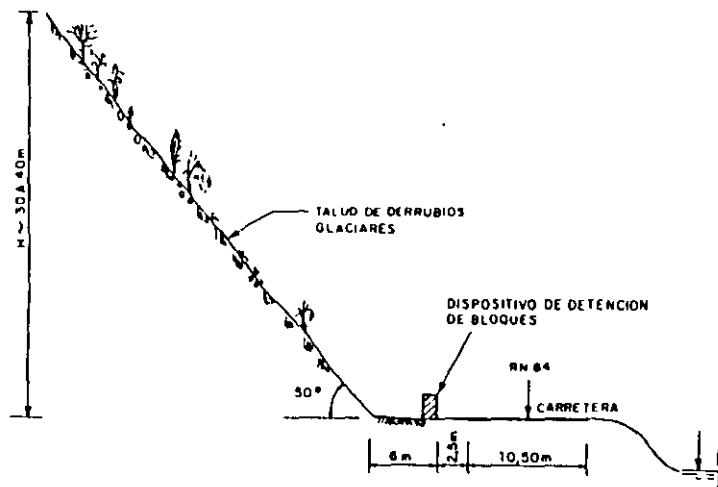
Fig. 13.57.



EJEMPLO 20 - (SAVOIE CD 915, P.K 4,250, 5,100 Y 9,500)

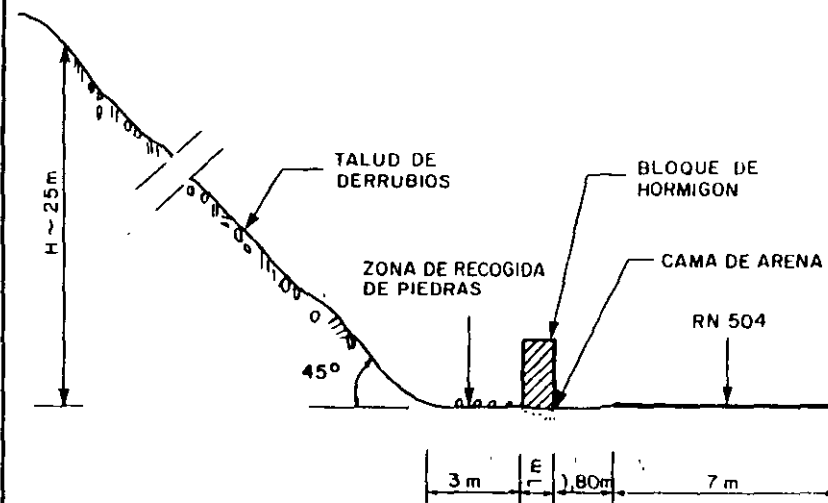
Fig. 13.58.

(*) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES (CONTINUACION)



EJEMPLO 21 - (TALUD DE DERRUBIOS GLACIARES)

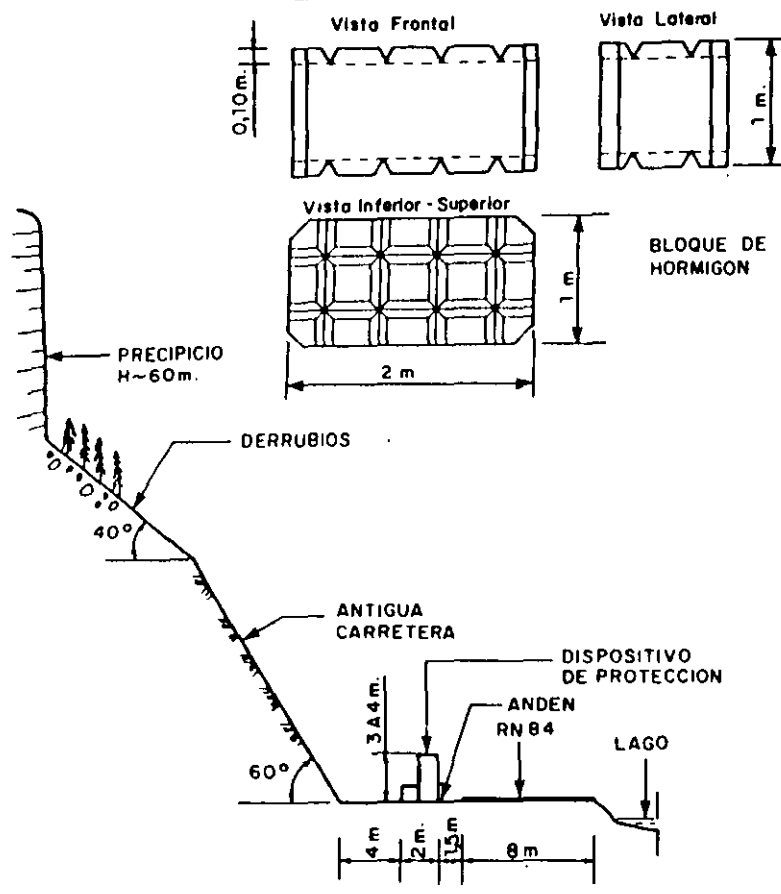
Fig. 13.59.



EJEMPLO 22 - (AIN, RN 504, P.K. 69,000 A 70,200)

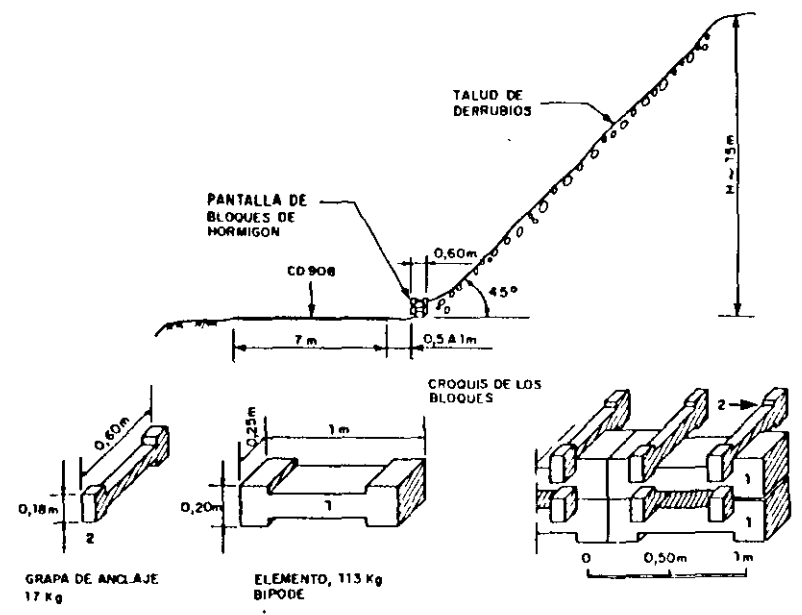
Fig. 13.60.

(*) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES (CONTINUACION)



EJEMPLO 23 - (AIN, RN 84, P.K 83.112 A 83.276)

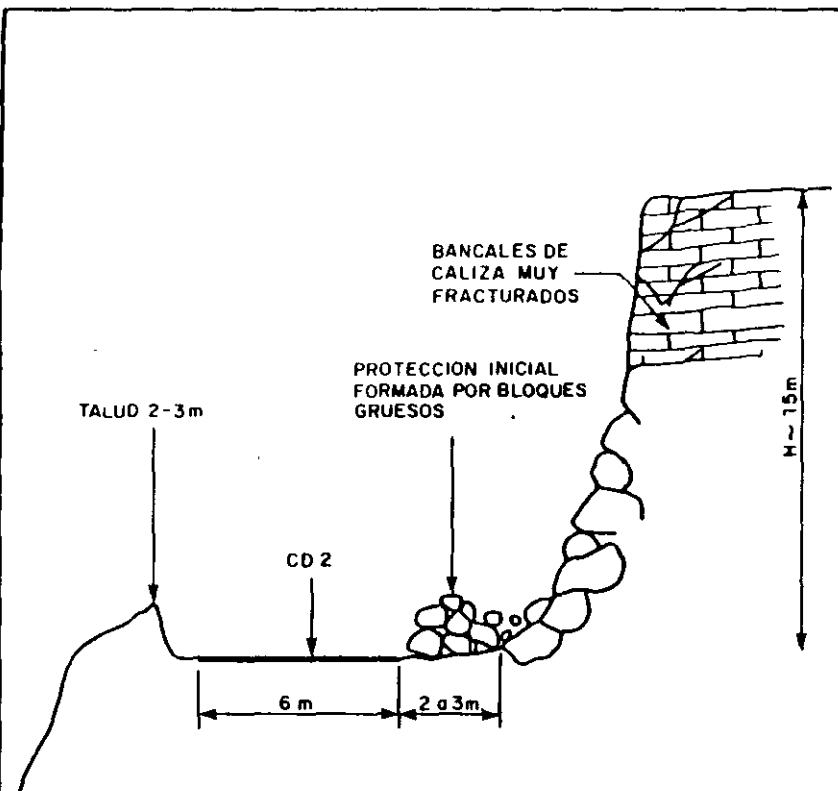
Fig 13.61



EJEMPLO 24 - (ALPES DE LA ALTA PROVENZA, CD 908, P.K 2.700)

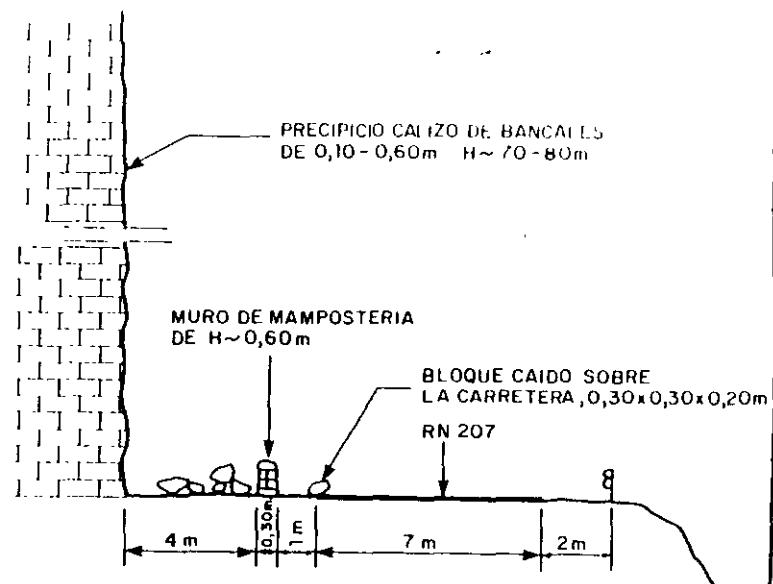
Fig 13.62.

(*) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES (CONTINUACION)



EJEMPLO 25.- (BOUCHES-DU-RHONE, CD 2, P.K. 11)

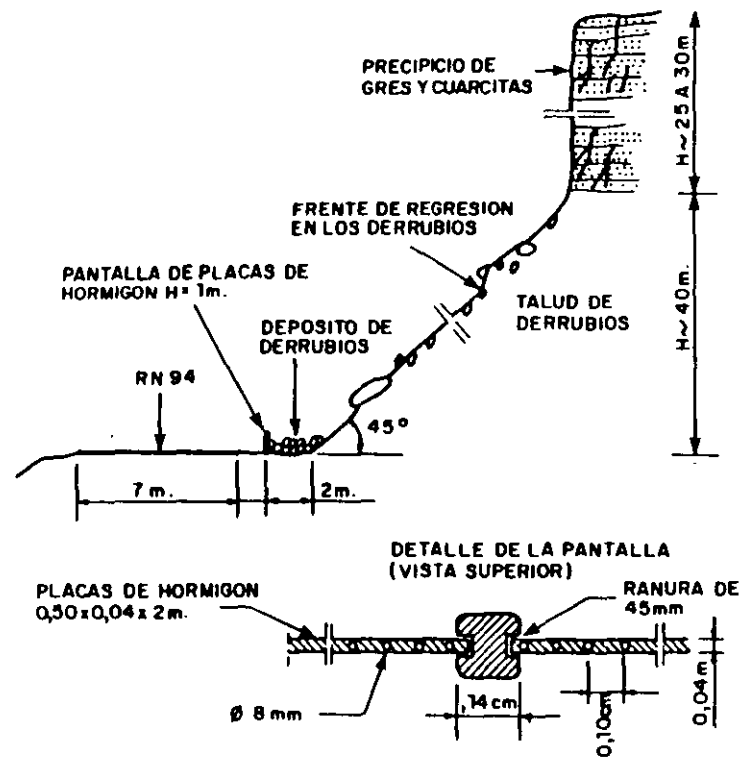
Fig. 13.63.



EJEMPLO 26.- (ALPES DE LA ALTA PROVENZA, RN 207)

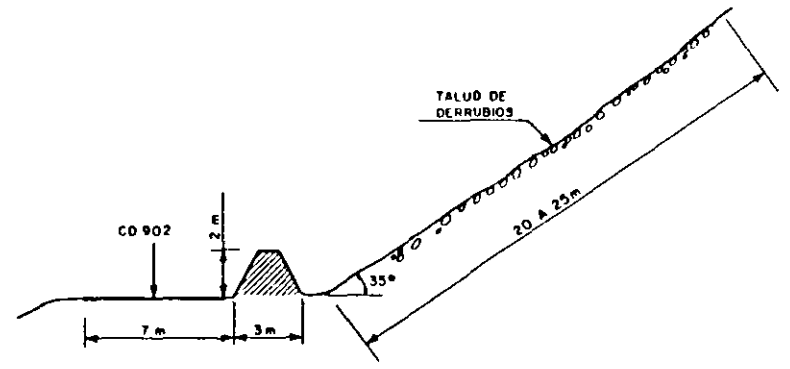
Fig. 13.64.

(*) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES (CONTINUACION)



EJEMPLO 27.—(ALTOS ALPES, RN 94, P.K. 154)

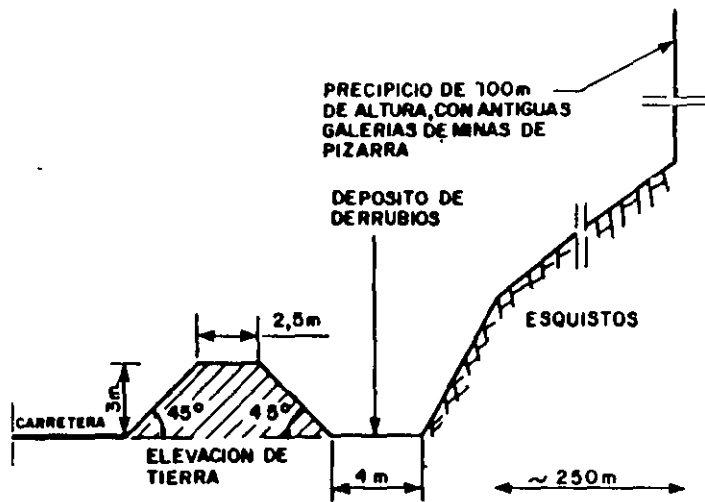
Fig. 13.65.



EJEMPLO 28.—(SAVOIE, CD 902, P.K. 110,200)

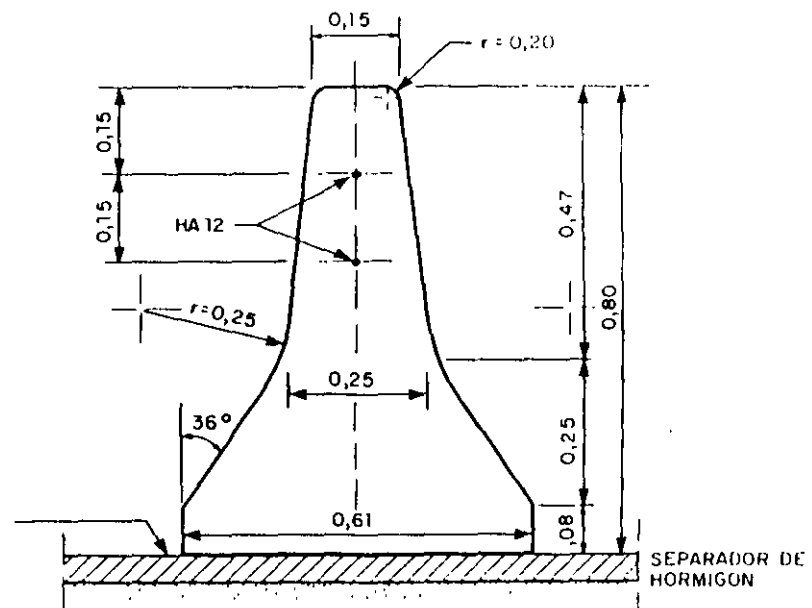
Fig. 13.66.

(*) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES (CONTINUACION)



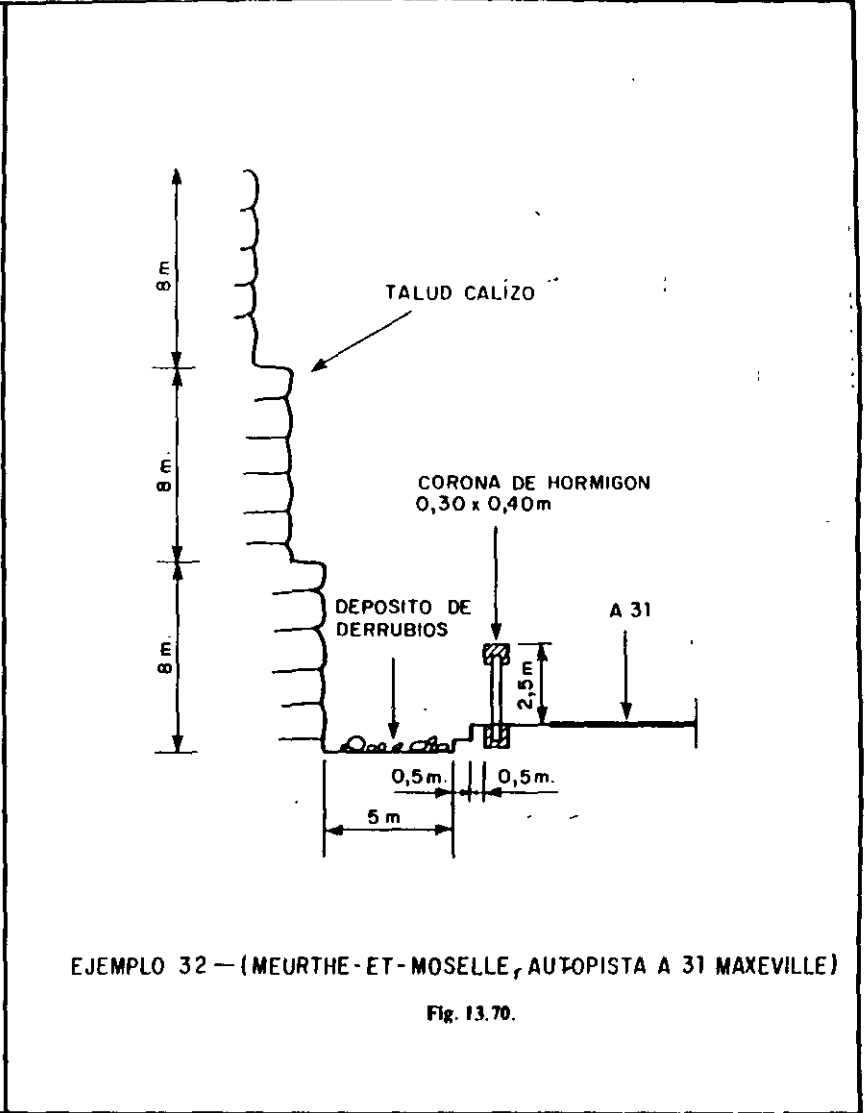
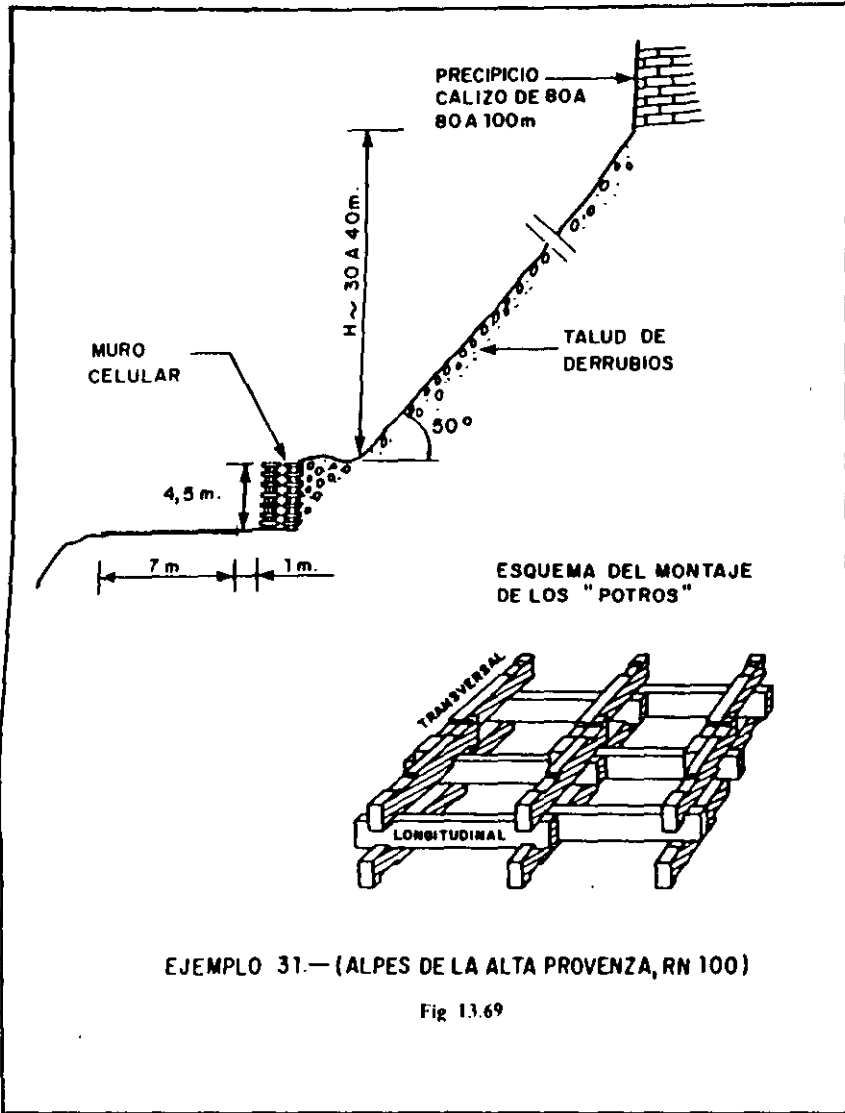
EJEMPLO 29.— (SAVOIE, CD 80)

Fig. 13.67.

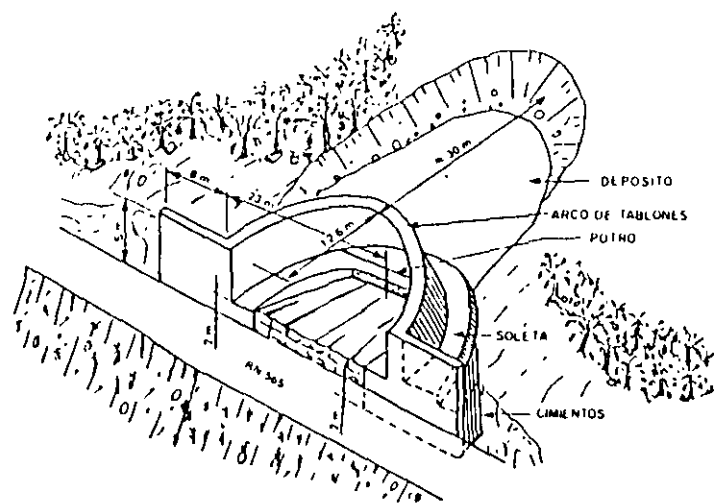


EJEMPLO 30 — (BOUCHES-DU-RHONE, AUTOPISTA B 52)

Fig 13.68.

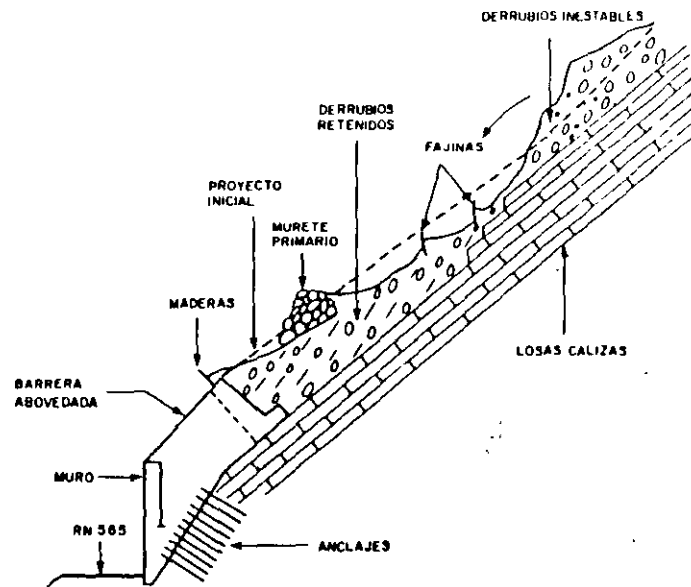


(* EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES(CONTINUACION)



EJEMPLO 33 — (ALPES-MARITIMOS, RN 565, PK 12,450)

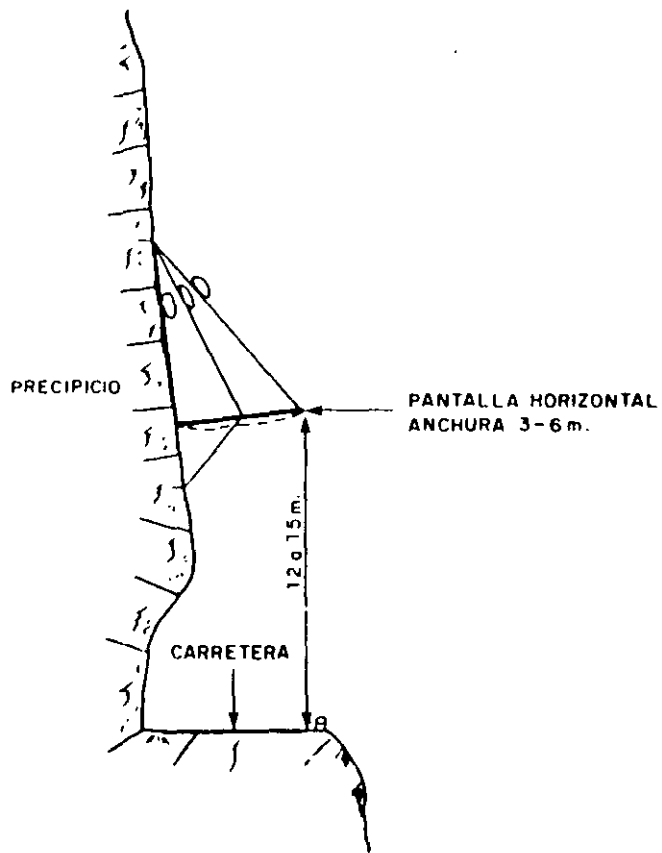
Fig. 13.71.



EJEMPLO 33 — (SECCION)

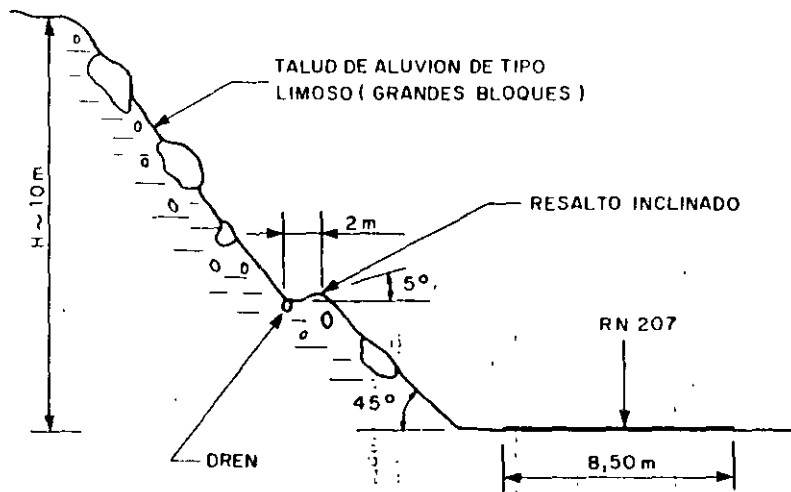
Fig. 13.72.

(*) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES (CONTINUACION)



EJEMPLO 34 — (SAVOIE, ALPES MARITIMOS AUTOPISTA 8)(TUNEL DEL ARME)

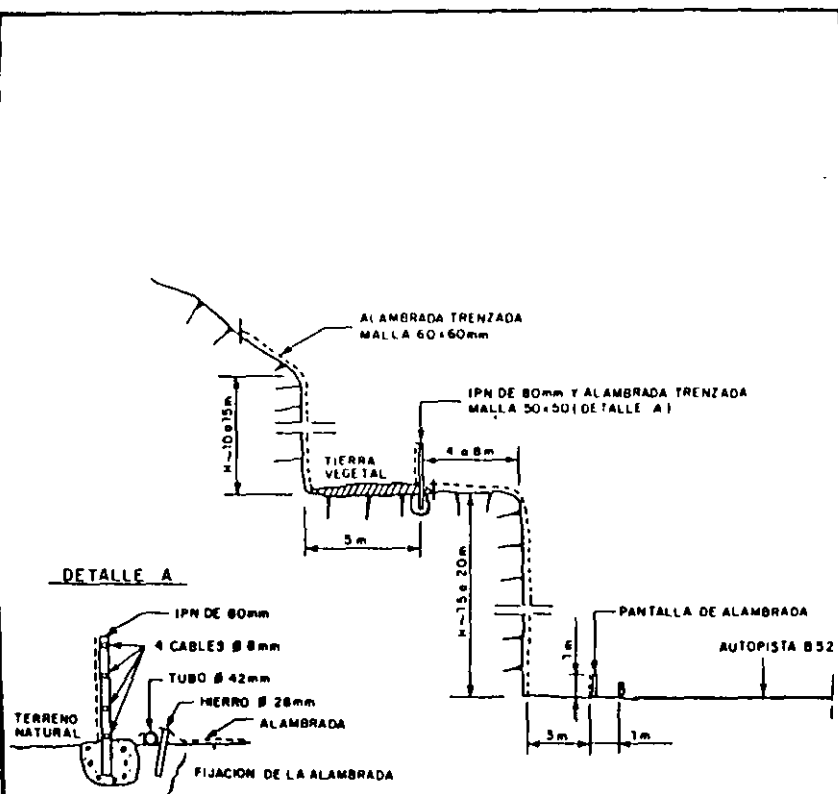
Fig. 13.73



EJEMPLO 35.— (ALPES DE LA ALTA PROVENZA, RN 207, P K 84,600 A 84,800)

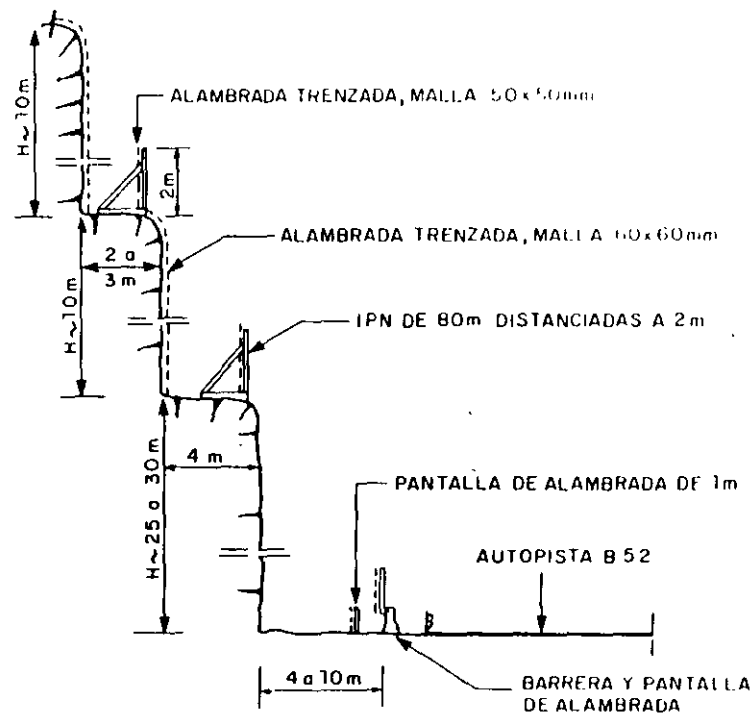
Fig. 13.74.

(*) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES(CONTINUACION)



EJEMPLO 36 - (BOUCHES-DU-RHONE, AUTOPISTA B 52)

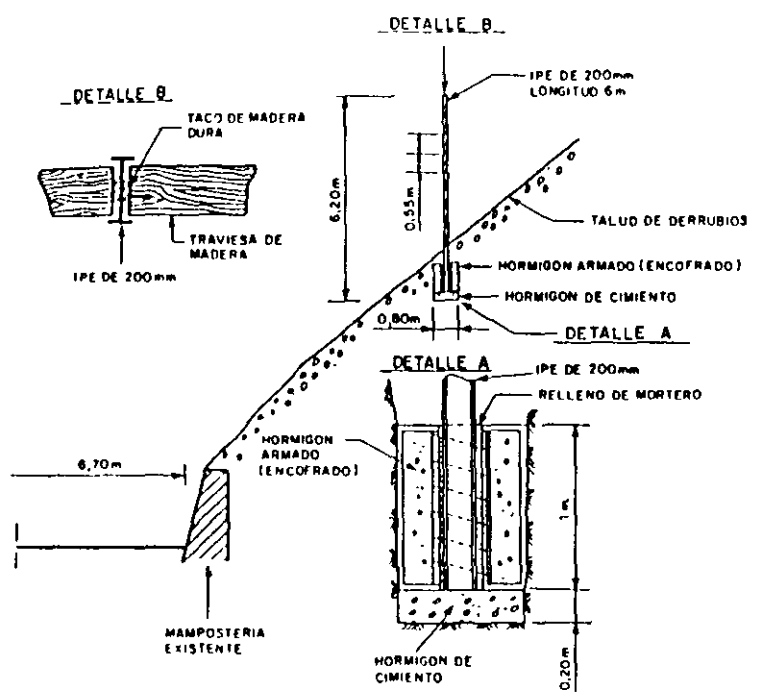
Fig. 13.75.



EJEMPLO 37-

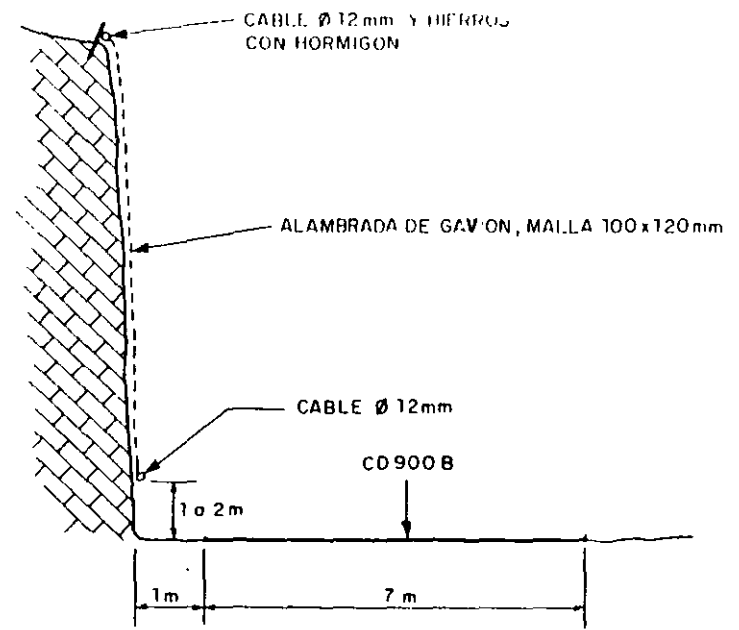
Fig. 13.76

(*) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES (CONTINUACION)



EJEMPLO 38 - (SAVOIE, RN 90, P K 54,700)

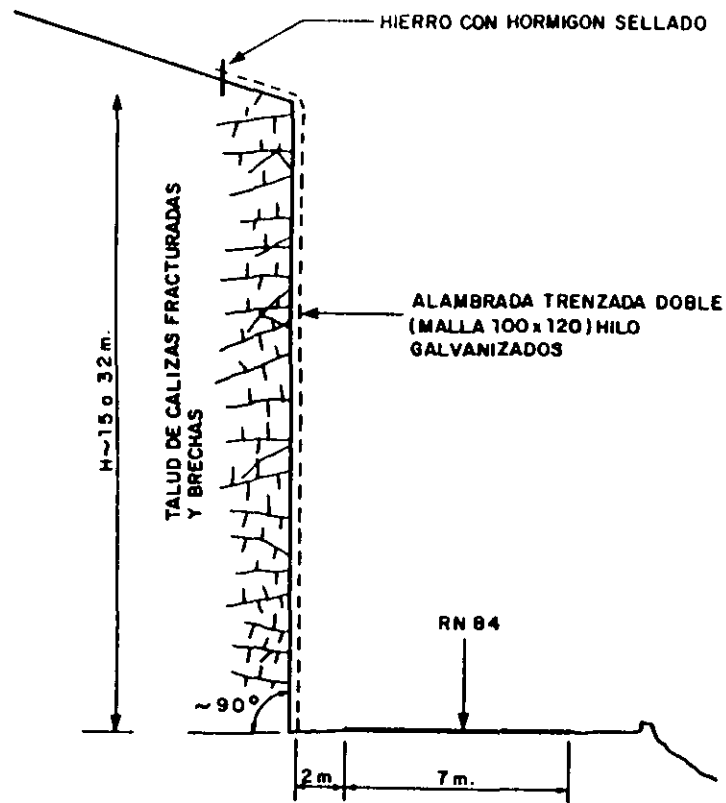
Fig. 13.77



EJEMPLO 39 - (ALTOS ALPES, CD 900 B, P K 6,200)

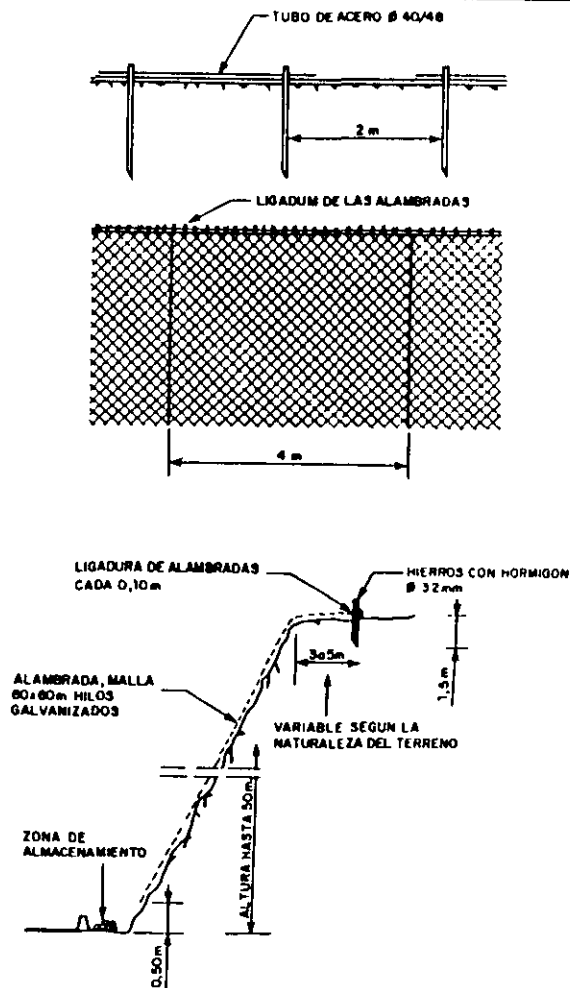
Fig. 13.78.

(*) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES (CONTINUACION)



EJEMPLO 40.— (AIN, RN 84, P.K. 67,000 A 67,350 Y 65,230 A 65,400)

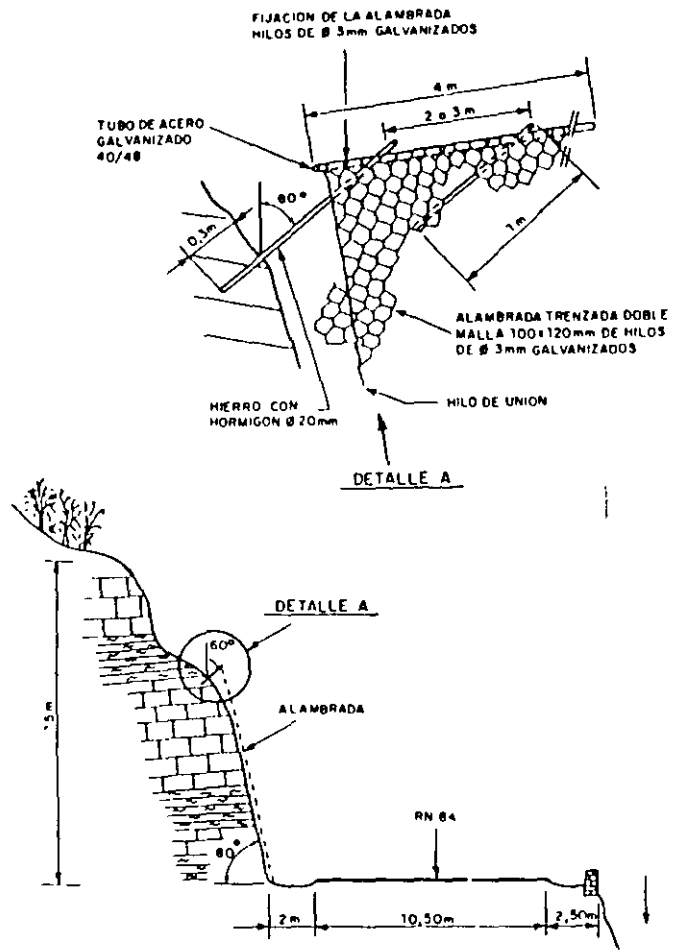
Fig. 13.79.



EJEMPLO 41 — (ALPES MARITIMOS Y VAR, AUTOPISTA A 08 Y B 52)

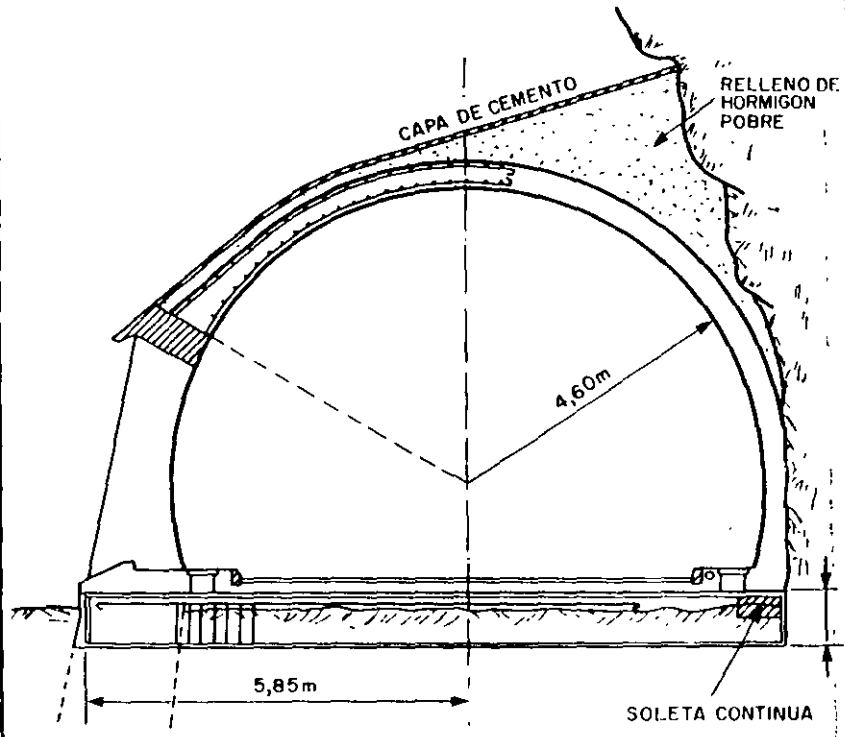
Fig. 13.80.

(*) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES (CONTINUACION)



EJEMPLO 42 - (AIN, RN 84, P.K 102,200 A 102,700)

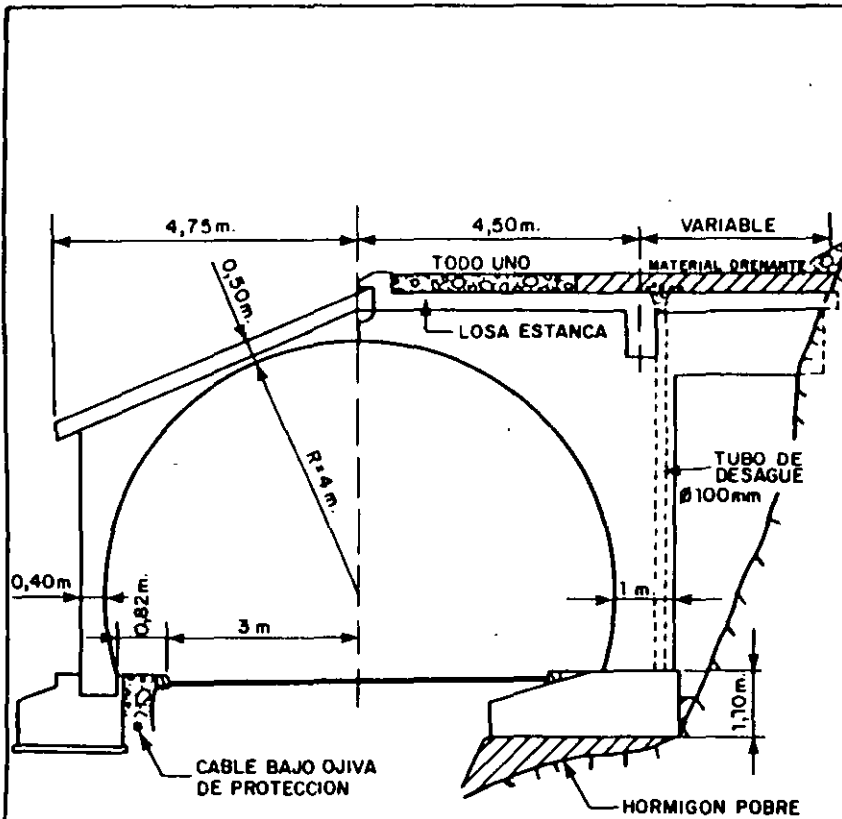
Fig 13.81.



EJEMPLO 43.- (ALPES DE LA ALTA PROVENZA, RN 202)

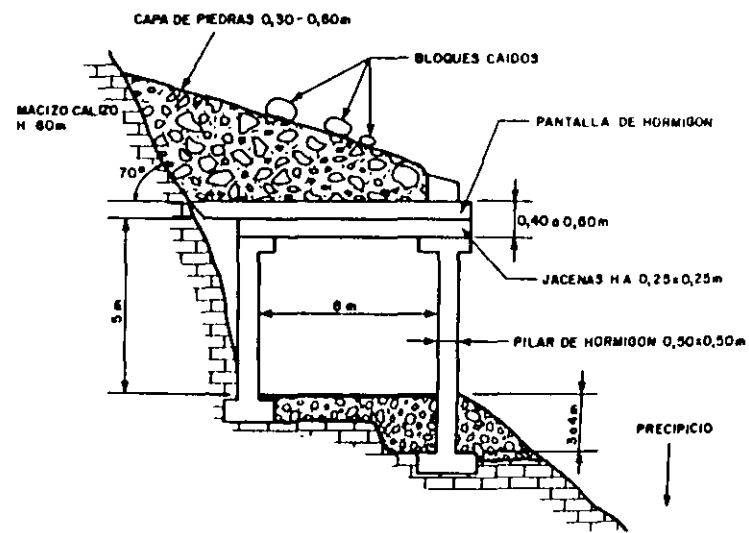
Fig. 13.82.

(*) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES (CONTINUACION)



EJEMPLO 44.— (ALPES DE LA ALTA PROVENZA, RN 100)

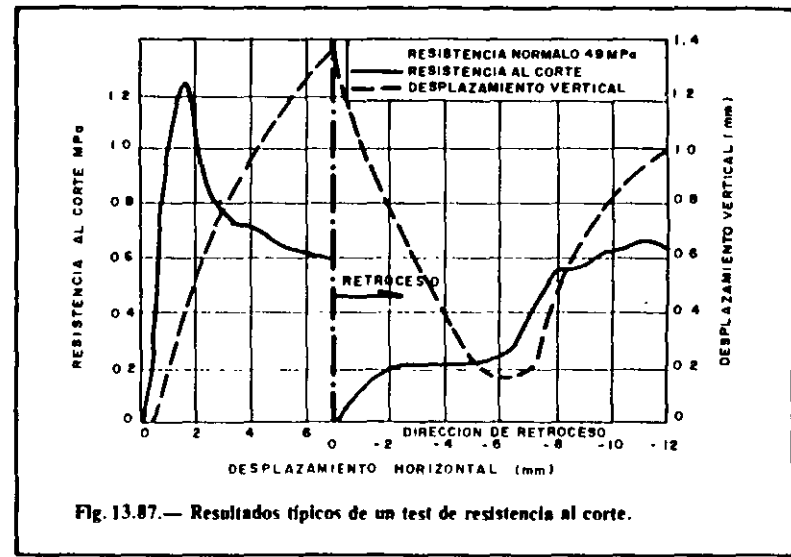
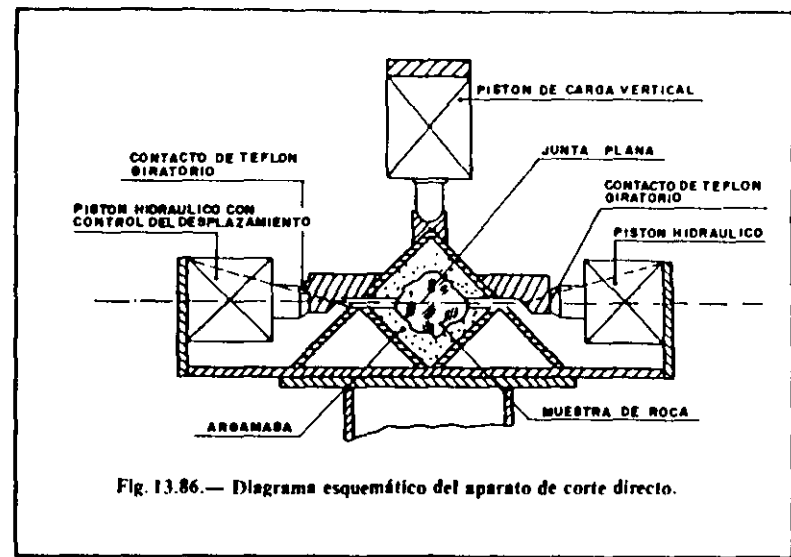
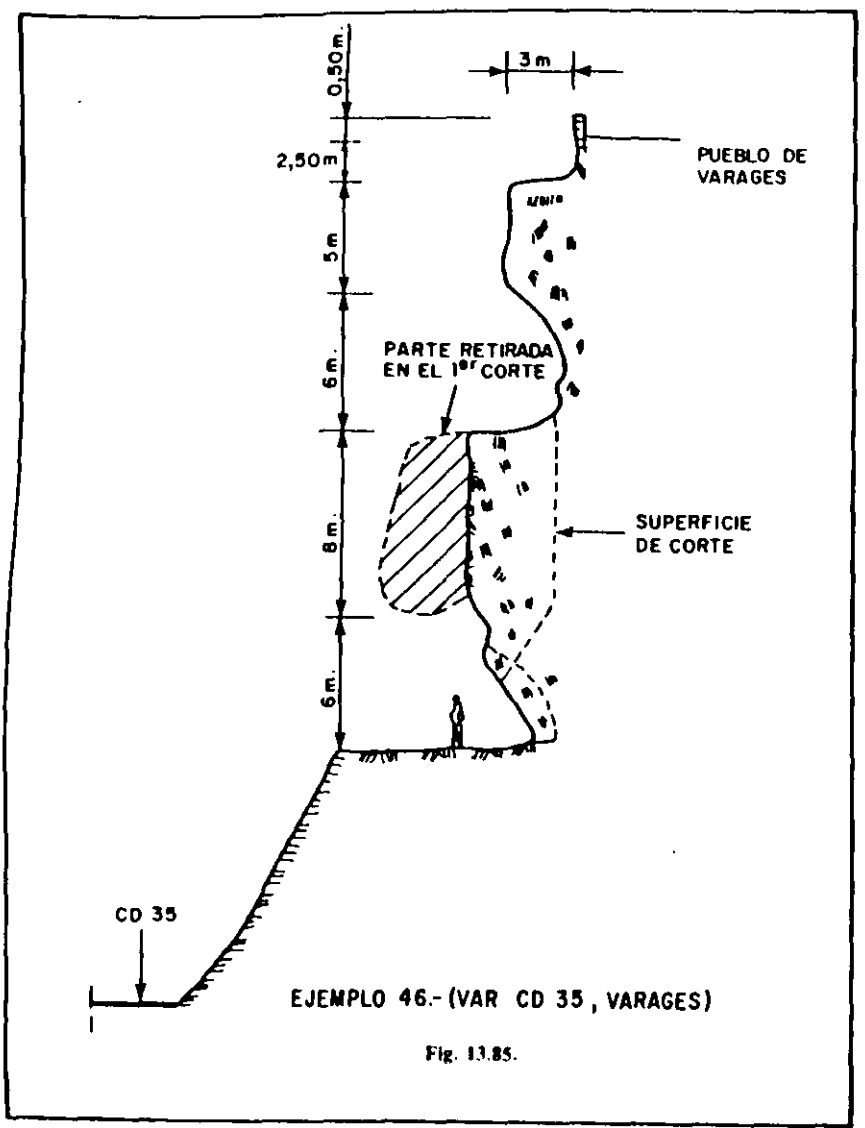
Fig. 13.83.



EJEMPLO 45.— (SAVOIE, CD 219, P.K. 3,500)

Fig. 13.84.

(*) EJEMPLOS DE PROTECCIONES DE TALUDES(CONTINUACION)



**SUELOS ESTABILIZADOS
IN SITU CON CAL**

21.0 SUELOS ESTABILIZADOS IN SITU CON CAL

Consideraciones previas:

Los ensayos y pruebas para las capas de terrapién de suelos estabilizados in situ con cal son muy similares a las correspondientes a las capas de terrapién ordinario indicadas en el capítulo 7, por lo que pueden seguirse las directrices generales expresadas allí, complementándolas con los ensayos específicos derivados de la adición de cal y que fundamentalmente se refieren a la variación de características de capacidad portante, en función del tipo de terreno, su humedad y el porcentaje de cal.

21.1 SUELOS ESTABILIZADOS IN SITU CON CAL

EP

Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Análisis químico de la cal	Normas UNE 7095 a 7099 incl Cal aérea tipo I CaO+Mg ₂ O ₂ > 90% Cal aérea tipo II CaO+Mg ₂ O ₂ > 75% CO ₂ < 5%	Procurar que la cal tenga una capacidad reactiva con el terreno de manera que el intercambio iónico produzca un aumento de resistencia del suelo.	1 vez al comienzo de los trabajos o por partida, si no hay certificados fiables de la empresa suministradora.	N
2 — Finura de molido de la cal	Norma UNE 7187 Rechazo ponderal acumulado: Cal tipo I Tamiz 0.20 UNE < 5% Tamiz 0.080 < 10% Cal Tipo II Tamiz 0.16 UNE < 15% Tamiz 0.080 < 0%	Id 1 Obtener una cal cuya granulometría sea lo suficientemente fina para favorecer la mezcla con el suelo y la reacción química sea más homogénea	Id 1.	N
3 — Análisis granulométrico del suelo o estabilizar	Norma NLT-104 tamaño máximo < 80 mm o 1/2 del espesor de la capa. Rechazo en tamiz 0.080 UNE < 85%	Facilitar la mezcla in situ Utilizar un suelo que no sea tolerable según el PG3 art 330 o mejorar un suelo tolerable o adecuado	1 por cada 2.000 m ³	N
4 — Límites de Atterberg del terreno	Norma NLT 105-106	Clasificación del terreno para estimar su grado de aptitud a la estabilización con cal	1 cada 3 000 m ³	
5 — Proctor normal del terreno sin estabilizar	Norma NLT 107	Obtener la referencia patrón de la densidad y humedad de los terrenos a estabilizar para compararlos con los de las diversas mezclas suelo-cal	1 cada 3.000 m ³ o zona de préstamos diferenciada	C
6 — Índice CBR del terreno sin estabilizar	Norma NLT 111	Determinar la capacidad portante del terreno sin estabilizar y comprobar su grado de mejora con la estabilización	1 cada 5.000 m ³ o zona de préstamos diferenciada.	C
7 — Proctor normal de la mezcla suelo-cal de la fórmula de trabajo.	Norma NLT 107 y 301.	Obtener la referencia patrón de la mezcla suelo-cal en cuanto a humedad y densidad óptima para comparar con la que se obtenga in situ.	Id. 5.	N

21.1 SUELOS ESTABILIZADOS IN SITU CON CAL				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
8.— Índice CBR de la mezcla suelo-cal de la fórmula de trabajo.	Norma NLT 111. Norma 6.I.I.C. S-EST-1: CBR > 5. S-EST-2: CBR > 10.	Determinar la capacidad portante de la mezcla suelo-cal de la fórmula de trabajo escogida.	Id. 6	N
9 — Contenido de cal del suelo-cal de la fórmula de trabajo	> 3% del peso seco del suelo Tolerancia. ± 0.3%. Id < 3%. Tolerancia. 10% peso de la cal.	Obtener una capacidad portante alta y facilitar la reacción química e intercambio iónico.	1 cada 3 000 m ³ .	N
10 — Humedad de la mezcla en función de la humedad del terreno	Normas NLT 102-107.	Id 9 Evitar errores en la dosificación de agua que hagan bajar la capacidad portante.	Id. 9	N
11 — Resistencia a compresión simple de probetas de suelo-cal de la fórmula de trabajo	Normas NLT 202-305-310	Comprobación del aumento de resistencia de la mezcla en función del tiempo y dosificación de cal y agua, con objeto de correlacionarlo con parámetros teóricos de cálculo.	1 serie de 5 probetas al comienzo de los trabajos por tipo de suelo.	C

21.2 SUELOS ESTABILIZADOS IN SITU CON CAL				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Temperatura ambiente.	> 2°C	Evitar que el agua de la mezcla se hiele y de lugar a falsa compactación. Tanto más importante cuanto más arcilloso es el terreno	Al comenzar el proceso de compactación o cuando se note un descenso de temperatura.	N
2 — Densidad in situ	≥ 100% Proctor Normal Normas NLT 109-110.	Obtener la mayor capacidad portante posible, la mayor inalterabilidad volumétrica y la mayor resistencia a la deformación	5 ensayos cada 5.000 m ² de tongada	N
3 — Humedad in situ	≤ Humedad óptima de la fórmula de trabajo + 2%.	Id 2 Los excesos de humedad pueden dar lugar a fenómenos de inestabilidad o arrollamiento.	Id. 2	N
4.— Porosidad y grado de saturación.	$n = (\gamma_s - \gamma_d) / \gamma_s$ $S_r = w \gamma_s \gamma_d / (\gamma_s - \gamma_d)$ w = humedad in situ γ_d = densidad in situ γ_s = peso específico de la mezcla	Comprobar que la porosidad no es excesiva para evitar la alterabilidad de los terrenos y que no existe saturación que pueda debilitar la resistencia del terreno al desarrollarse presiones intersticiales bajo cargas	1 determinación de "n" y "Sr" por cada grupo de 10 ensayos de densidad y humedad	C
5 — Dosificación de cal en la capa a estabilizar	Inspección visual y cálculos en función de capacidades, volúmenes y pesos.	Comprobar que la dosificación de cal es la adoptada en la fórmula de trabajo. Ver R.P.	3 ensayos cada 5 000 m ² de tongada	N
6 — Rotura a compresión simple de probetas de suelo-cal	Normas NLT 202-305-310	Comprobación de la resistencia prevista en la fórmula de trabajo. Ver R.P.	5 probetas cada 10.000 m ² de tongada.	C

21.3 SUELOS ESTABILIZADOS IN SITU CON CAL				ET
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— CBR in situ.	Norma NLT-112. Correlación de resultados con el CBR de laboratorio.	Comprobación de la capacidad portante de las capas estabilizadas. Es preferible usar la placa de carga.	1 cada 10.000 m ² . Si hay dudas en la densidad.	C
2.— Placa de carga in situ.	Normas suizas. SNV-40372 y 70317. Módulo elástico >1500 kg/cm ² en explanadas. (>50 MPa). (Valor indicativo).	Id. 1. Los resultados deben referirse a una humedad adecuada (inferior a la óptima Proctor) o corregirse respecto a ésta. Complementa o sustituye al anterior.	1 cada 10.000 m ² en zonas secas representativas.	C
3.— Viga Benkelman.	Eje tipo de 13 Tm. Deflexión <2,0 mm en coronación de terraplén. <1,5 mm en firmes. Norma NLT-356	Comprobar la resistencia del terreno y su capacidad portante a través de la deformación bajo carga de un eje de 13 Tm. Complementa o sustituye a los anteriores.	1 por zona donde haya problemas especiales detectados por ensayos de densidad o placa.	C
4 — Prueba con camión de 2 ejes.	Carga mayor de 20 Tm	Acotar las zonas donde se marcan o hunden los neumáticos o donde se produce "colchoneo" o sea deformación elástica con recuperación del orden de 2 cm o más. Eliminar estas zonas volviendo a estabilizar.	En una calle longitudinal, en zona dudosa.	C
5.— nivelación.	La superficie acabada no rebasará la teórica en ningún punto ni diferirá en más de 1/5 del espesor	Asegurar que las capas previstas en proyecto tienen el espesor adecuado y por tanto la capacidad resistente prevista.	1 vez al terminar la capa. Perfiles cada 20 m.	N
6.— Planeidad.	Desnivel < 10 mm en regla de 3 m.	Id 5. Comprobar la homogeneidad del espesor. Esta condición puede ser extremadamente dura y por tanto inoperante en suelos con gravas o gravillas.	1 vez cada 500 m ² en zonas especialmente marcadas por el Director de Obra.	C

21.4 SUELOS ESTABILIZADOS IN SITU CON CAL				EE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Tramo de pruebas	Longitud > 15 Anchura > 3 m	Realizar todos los ensayos previstos en 21.1-EP, 21.2-EC, y 21.3-EC que crea necesarios el Director de Obra para elegir la fórmula de trabajo más adecuada.	1 vez antes del comienzo de la obra de estabilización.	C
2 — Paso de un rodillo vibratorio	Velocidad de paso 4 km/hora Rodillo > 3 Tm.	Detectar zonas no homogéneas, con excesiva humedad o simplemente con baja compactación. Caminar al lado del rodillo es insostenible si el suelo está bien compactado; si hay humedad o descompactación se puede soportar.	1 pasada en zonas dudosas. Elegir una calle longitudinal. Ver RP.	C
3.— Placa dinámica.	Coefficiente de restitución en coronación de terraplén > 50% (valor indicativo)	Medir un coeficiente de restitución, que expresa la relación entre la energía comunicada a una placa por un choque dinámico y la energía que éste restituye.	Id. 2.	C

21.4 SUELOS ESTABILIZADOS IN SITU CON CAL				EE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
4 — Medida del pH del suelo-cal	Bulletin de Liaison des Laboratoires routiers N° 48 NOV 1970	Comparar la dosificación de cal del suelo estabilizado con la muestra patrón del proyecto. El método consiste en formar sacarato soluble mediante la adición de sacarosa y calcular el calcio del sacarato añadiendo ácido bórico hasta llevar la solución hasta un pH de 10.5.	3 ensayos cada 5.000 m ² de tongada si hay dudas con otros ensayos.	C
5 — Medida de la permeabilidad al aire de muestra compactada.	Tiempo que tarda en bajar la presión de 0,5 bar a 0,2 bar en un depósito de 15 l conectado con la probeta.	Comparar la dosificación de cal del suelo estabilizado con la muestra patrón del proyecto. La probeta puede ser compactada por el método Proctor o por cualquier otro método siempre que sea uniforme a lo largo de la obra.	Id 4	C

21.5 SUELOS ESTABILIZADOS IN SITU CON CAL	RP	Importancia
<p>1.— Los objetivos de la estabilización de un suelo con cal pueden ser tres principalmente:</p> <p>a) Mejorar un suelo demasiado húmedo para permitir el paso de la maquinaria pesada de la obra, suelo que formará parte del terraplén.</p> <p>b) Utilizar un suelo no tolerable para mejorar sus características y convertirlo en otro con parámetros geotécnicos similares a los de un suelo tolerable o adecuado.</p> <p>c) Mejorar un suelo tolerable.</p> <p>En el primer caso no serán necesarios los ensayos relacionados, sino solamente un pequeño grupo de ellos escogidos entre los mencionados en este capítulo y todos los relacionados en el Capítulo 7 (Terrapienes).</p> <p>En el segundo y tercer caso serán de aplicación todos los ensayos de este capítulo 21.</p>		M
<p>2.— Los suelos más adecuados para su tratamiento y estabilización con cal son los que tienen una apreciable componente arcillosa que les clasifica como inadecuados según el PG3 art 330 pero que están cerca de las características exigidas a los suelos tolerables; los suelos arenosos son más adecuados para estabilizaciones con cemento o productos bituminosos. No son convenientes suelos muy plásticos o con gravas ya que se dificultan las operaciones de mezclado in situ. Los efectos de la cal en suelos arcillosos son los siguientes:</p> <p>a) Disminución del índice de plasticidad.</p> <p>b) Disminución del valor de la densidad óptima Proctor y aumento de la humedad óptima Proctor, lo que permite el uso de cal en suelos más húmedos.</p> <p>c) Aumento del índice CBR o de la capacidad portante.</p> <p>d) Disminución de la sensibilidad al agua.</p> <p>e) Aumento progresivo de la resistencia a compresión simple del suelo por formación de silicatos y aluminatos de calcio hidratados.</p>		G
<p>3 — Se puede escoger cal viva o cal apagada. La cal viva es más eficaz ya que rebaja en mayor medida la humedad del suelo, es más densa y contiene más iones calcio lo que produce mayor reacción con el suelo. La cal apagada tiene sin embargo la ventaja de la seguridad de manejo. Así pues se usará la cal viva cuando las operaciones de almacenamiento, transporte, extendido y mezclado estén muy automatizadas y no presenten peligro para los operarios y cal apagada cuando se usen máquinas mas convencionales o intervalos largos entre las diversas fases de proceso, sobre todo entre extendido y mezclado. La utilización de cal viva exige un personal experimentado, suprimir el extendido cuando hay viento, utilización de guantes, mascarillas, gafas protectoras y ropa adecuada, y además una previsión de productos para curar las posibles quemaduras.</p>		G

21.5 SUELOS ESTABILIZADOS IN SITU CON CAL

RP 37

- 4.— Antes de la adición de la cal al suelo conviene escarificarlo para eliminar elementos gruesos y ahuecar el suelo. Si se dispone de una estabilizadora rotativa mecánica lo mejor es remover el suelo antes de la dosificación de la cal mediante una pasada que afecte a todo el espesor a estabilizar.
- 5.— La comprobación de la dosificación de cal en cada momento es importante, tanto desde el punto de vista económico como del funcional para adaptarse lo más posible a las características del suelo, sobre todo su humedad. Resulta conveniente medir la humedad del suelo en cada tongada, determinar la densidad in situ, la porosidad y el grado de saturación para ir adaptando la dosificación de cal a la prevista en el proyecto de mezcla. Un control de dosificación además de procurar una homogeneidad y detectar errores, es altamente rentable en términos económicos por el ahorro de cal que produce.
- 6.— Cuando la cal se extiende en la superficie del terreno a estabilizar el primer control de calidad a efectuar es el de la homogeneidad del extendido, evitando la formación de zonas longitudinales con diferentes dotaciones de cal, lo que puede ocurrir si se distribuye la cal en sacos formando cuadrículas. Con este sistema hay que suspender inmediatamente el extendido de cal cuando haga viento, por la doble razón de los errores en la dotación de cal y la inseguridad de los operarios. La tendencia actual es la de utilizar máquinas dosificadoras-mezcladoras en las que la mezcla se hace dentro de una carcasa protectora.
- 7.— El espesor de una capa estabilizada debe ser del orden de 25 a 30 cm por razones de calidad y economía. Aunque las máquinas de rotores mezcladores horizontales pueden realizar espesores de 40-50 cm (lo que supone una capa esponjada de 50 a 70 cm) no es conveniente estabilizar estos espesores que resultan difíciles de compactar.
- 8.— La mezcla de cal con el suelo debe realizarse lo más inmediatamente posible desde el extendido de la cal, con el número de pasadas necesarias de rotores, gradas de discos o escarificadores de manera que se consigan grumos inferiores a 30 mm en capas de terraplén o a 20 mm en coronación de terraplén o capas superiores. Si esto no se consiguiera fácilmente por la alta plasticidad del suelo, se repetirá la operación entre las 24 y 48 horas siguientes, compactando ligeramente la capa si hubiera riesgo de lluvia.
- 9.— Durante el proceso de compactación se seguirán las mismas recomendaciones prácticas indicadas en el capítulo 7 (terraplenes) con la salvedad de que en caso de utilizar cal viva conviene esperar varias horas a que se produzca la hidratación de la cal, siempre que no haya peligro de lluvia inmediata.
- 10.— La comprobación de la densidad in situ por métodos convencionales o por aparatos de emisión neutrónica previamente tarados por este trabajo es el método más rápido de comparar con las condiciones iniciales previstas. Pero dado que en los suelos estabilizados con cal pequeñas variaciones en la densidad producen grandes variaciones en la capacidad portante conviene además usar otros métodos de comparación con la mezcla proyectada, por este orden: probetas a compresión simple, placa de carga y CBR in situ.
- 11.— La comprobación de la porosidad es otra medida complementaria de la densidad in situ y permite matizar este. El índice de huecos de aire, o sea la parte de huecos no rellena de agua $I = W N_a - N_d/N_s$ debe ser inferior al 15% salvo ensayos previos que indiquen otra magnitud más tolerable.
- 12.— La comprobación de la dosificación de cal en la capa a estabilizar es una de las más importantes, por lo que es muy conveniente conocer esta dosificación lo más rápidamente posible. Si no se consigue esto calculando el peso del material del suelo por su espesor, superficie y densidad y el peso de la cal por medición directa del material gastado, será necesario recurrir al método de medición del pH del suelo, en el que se tardan unos 20 minutos según el método de adición de sacarosa y neutralizando con ácido bórico según el método descrito en el Bulletin de Liaison del Laboratoires Routiers N° 48 Nov. 70. Otro método muy rápido es el de permeabilidad al aire de una probeta compactada, obteniendo el material para ésta, inmediatamente después del mezclado y antes de la compactación.

P

G

M

M

M

G

G

P

G

21.5 SUELOS ESTABILIZADOS IN SITU CON CAL	RP	Importancia
<p>13.— La compactación de los suelos estabilizados con cal requiere algunas precauciones además de las generales indicadas en 9).</p> <p>a) El comportamiento de un suelo arcilloso tratado con cal es el de una gran sensibilidad de la densidad seca respecto a la energía de compactación. Así cuando el porcentaje de cal es pequeño el índice CBR puede descender si se sobrepasa una determinada energía de compactación, de manera que el suelo-cal se acerque a la saturación. Con dosificaciones altas de cal el CBR aumenta con la energía de compactación.</p> <p>b) La compactación de suelos estabilizados con cal sobre capas de estos mismos suelos sin tratar puede ser muy difícil en las primeras tongadas por la baja capacidad portante del suelo subyacente.</p> <p>c) La maquinaria más adecuada para compactar este tipo de suelos suele ser el rodillo tamping o de impactos siempre que se disponga para el acabado de un rodillo liso. Si los suelos no son excesivamente arcillosos pueden servir también los rodillos vibratorios.</p> <p>14.— El suelo estabilizado deberá someterse a un curado adecuado, bien por adición de agua durante 5 ó 7 días según el clima, de manera que la superficie aparezca siempre húmeda, o bien mediante la aplicación de un riego asfáltico de imprimación (ver capítulo 32) que puede realizarse en varias fases hasta totalizar una dotación del orden de 0.5 a 1.0 kg/m² según el tipo de terreno. La manera de comprobar la correcta aplicación del sellado asfáltico es la de verificar que bajo la capa asfáltica el suelo se mantiene húmedo durante una semana.</p>		<p>G</p> <p>M</p>

TABLA 21-1

Indice de calidad de los terrenos en función de las condiciones temporales para suelos finos y arcillas Limos, bentonitas areno-arcillosas y arcillo-arenosas, arenas con yeso, arcillas verdes o blancas, arcillas con sílex y arcillas con pedernal

Condiciones temporales	<ul style="list-style-type: none"> - Limos ($I_p < 10$) - Arcillas arenosas sin bloques - Arenas finas arcillosas ($I_p > 10$) - Arenas finas limosas (más del 12% de finos) 	<ul style="list-style-type: none"> - Arcillas arenosas con bloques - Arcillas pedregosas - Limos ($I_p > 10$) - Arcillas plásticas
Condiciones favorables: Periodo estival, tiempo seco	2 +	2 + +
Condiciones medias: Primavera y otoño normales Veranos lluviosos	1 +	1 + +
Condiciones desfavorables: Periodo invernal, periodos lluviosos largos	0	0
+	No hay problema para realizar un tratamiento del suelo con cal, cemento o ambos	
++	Suelos que se pueden tratar pero que deben homogenizarse debido a la presencia combinada de suelos coherentes y pedregosos	
I_p	Indice de plasticidad	
Finos	Elementos de dimensiones inferiores a 80 micras	

TABLA 21-2
Tipo de estabilización según el tipo de suelo

Componentes dominantes del suelo	Estabilización recomendada	Razones
Mezcla arenosa	Mezclada	Otros métodos son poco efectivos
Arcillas margas limp. y arenas	Arcillas, margas limp. y arenas	Obtener estabilidad mecánica (arcillas y margas) Obtener densidad y cohesión (cemento) Obtener cohesión (betún)
Yeso	Yeso sola	Obtener densidad y resistencia
Arenas	Arena-cemento-cal	Obtener estabilidad mecánica, resistencia a corto, y trabajo plazo y trabajabilidad (respectivamente)
Limos	Cemento-cal	Trabaja bien con el kaolin
Yeso-arcillas margas	Cal	Trabaja bien y resistencia a corto plazo
Yeso-arcillas margas limp. y arenas	Yeso	Sólo es recomendable a nivel teórico, ya que las experiencias son escasas

M... .. 4... .. % de cal... ..

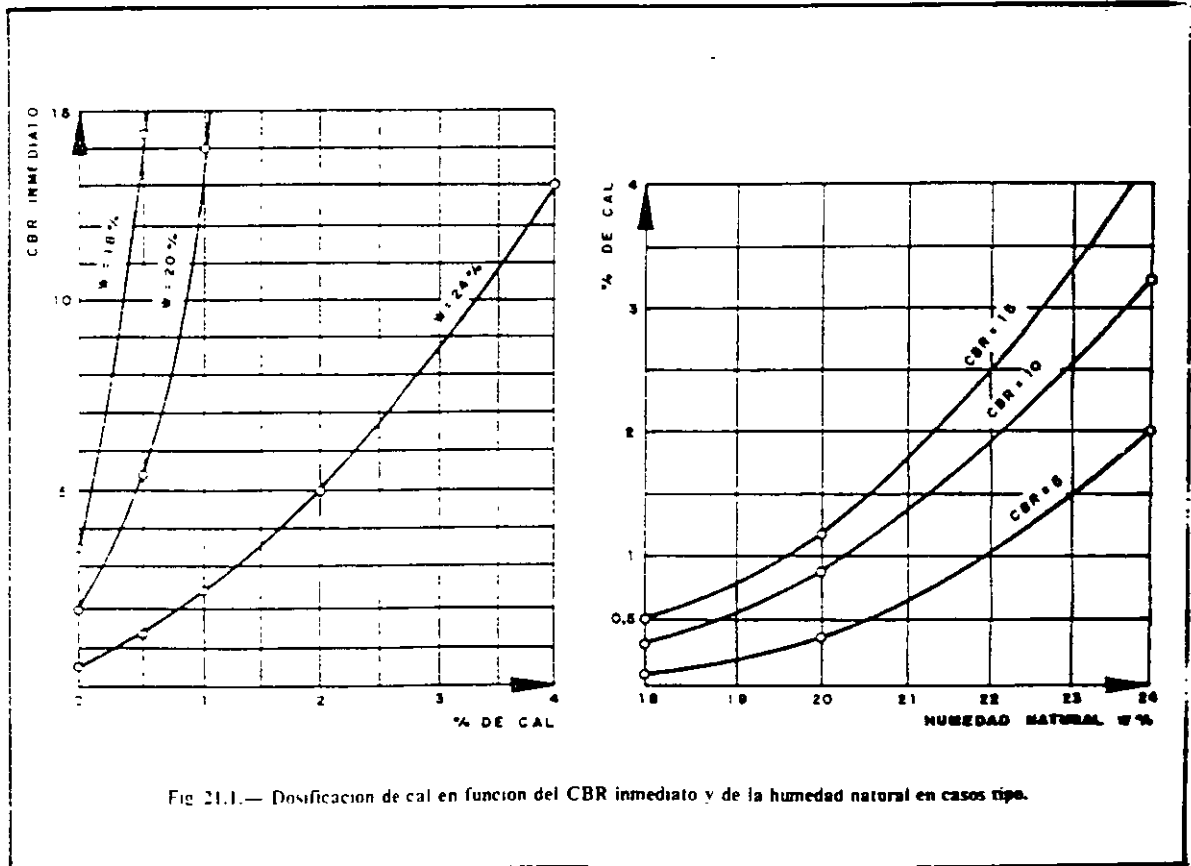
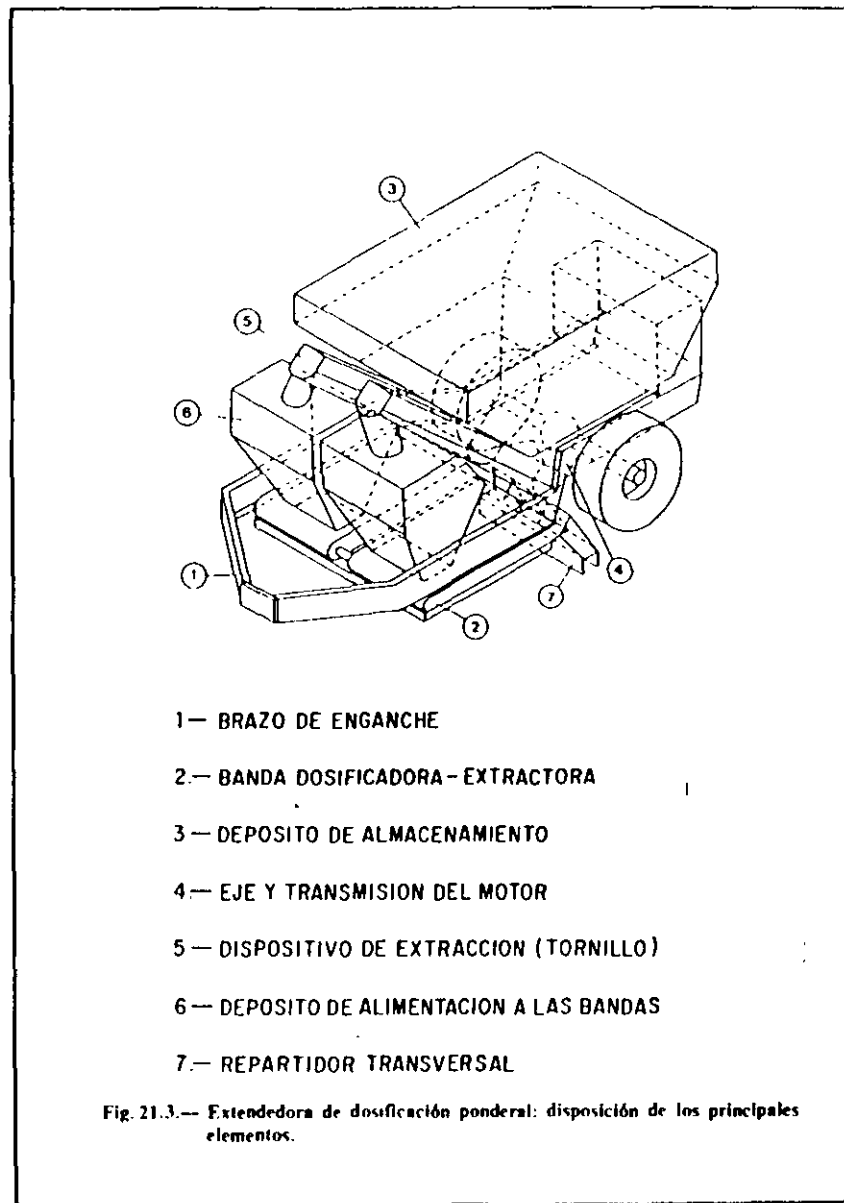
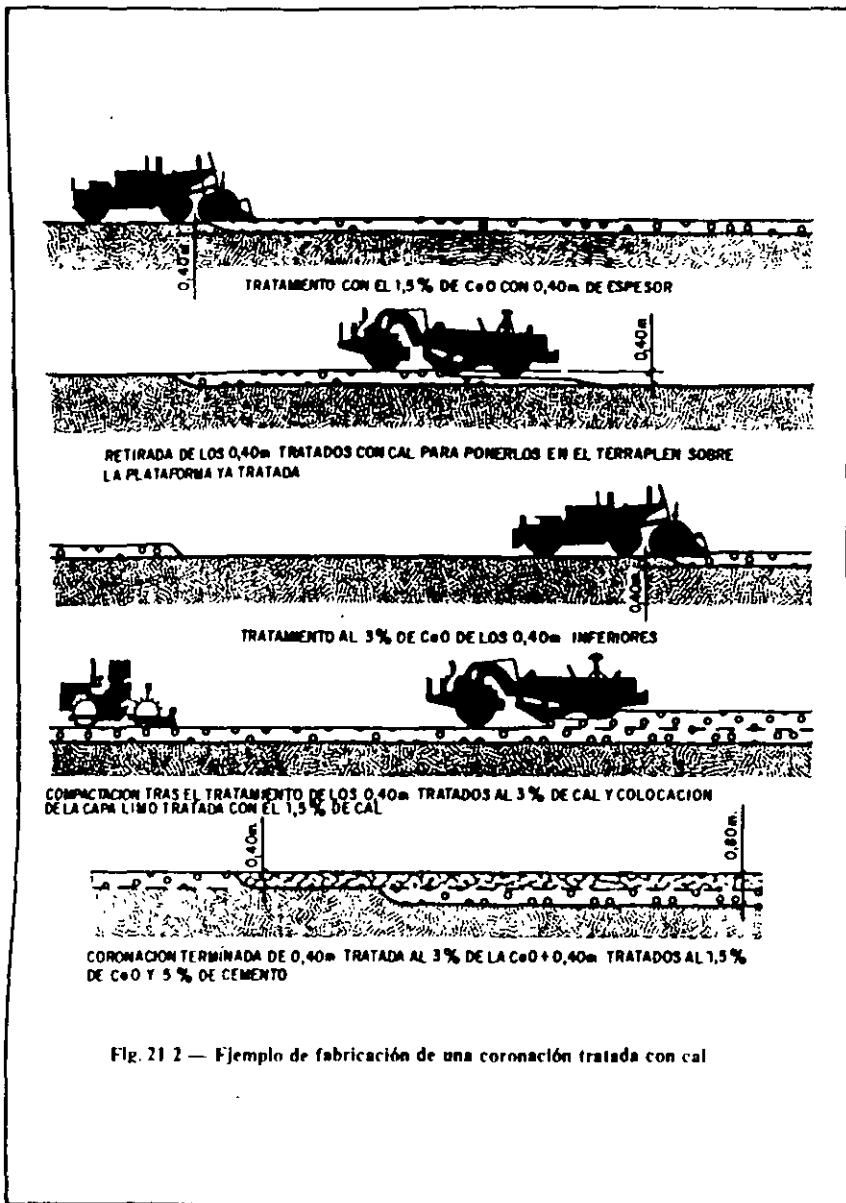
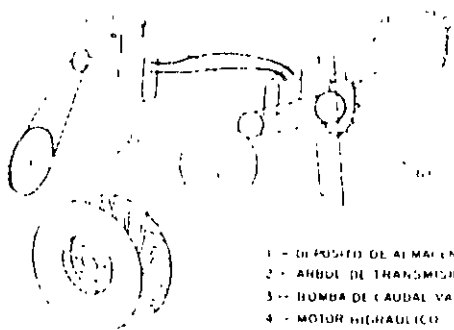


Fig. 21.1.— Dosificación de cal en función del CBR inmediato y de la humedad natural en casos típicos.





- 1 - DEPÓSITO DE ALMACENAMIENTO
- 2 - ARBOL DE TRANSMISION
- 3 - BOMBA DE CAUDAL VARIABLE
- 4 - MOTOR HIDRAULICO
- 5 - TAMBOR ALVEOLAR
- 6 - REPARTIDOR TRANSVERSAL
- 7 - MANIVELA DE MANIOBRA

Fig 21 4 — Esquema del dosificador de una extensora volumétrica

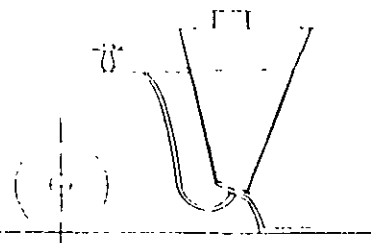


Fig 21 6 — Esquema de funcionamiento y ejemplo de extensora de "escotilla" no sujeta a la velocidad de avance

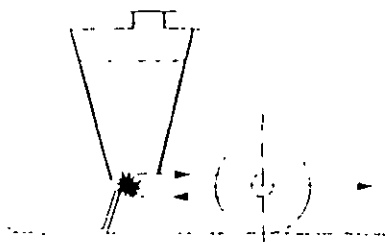


Fig 21 5 — Esquema de funcionamiento de una extensora de gravedad con distribuidor sujeto a la velocidad de avance.

SUBBASES GRANULARES

[Faint, illegible text]

25.0 SUBBASES GRANULARES

Consideraciones iniciales:

Los ensayos más importantes en la ejecución de subbases son los relacionados con la capacidad portante y con la drenabilidad de la capa. La capacidad portante es el dato fundamental en el cálculo del firme en casi todos los métodos y por ello debe comprobarse en la capa ejecutada para verificar las condiciones iniciales de cálculo, interpretando adecuadamente los datos de placa de carga o CBR en función de la densidad, humedad, profundidad y porosidad del punto de ensayo. En cuanto a los ensayos de drenabilidad, pueden complementarse con los indicados en el capítulo 17 "Drenaje subterráneo".

25.1 SUBBASES GRANULARES				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Granulometría.	Normas NLT 104 150-151. PG3-75 ver cuadro adjunto. Fracción que pasa por tamiz 0,080 UNE < que 2/3 fracción que pasa por 0,40 UNE.	Cumplir una composición granulométrica dentro de unos usos que garanticen alta densidad y capacidad portante con una plasticidad reducida o nula que proporcione drenabilidad e insensibilidad al agua.	1 Ensayo por cada 1 000 m ³ o fracción.	N
2 — Tamaño máximo de los áridos	1/2 del espesor de la tongada compactada.	Facilitar la extensión y compactación evitando heterogeneidades.	Id. 1.	N
3 — Desgaste de Los Angeles.	Norma NLT-149 DLA < 50	Determinación de la resistencia de los áridos a la fragmentación por cargas dinámicas.	1 Ensayo por cada 5.000 m ³ o fracción.	N
4 — Índice CBR	Norma NLT-111 CBR > 20	Determinar la capacidad portante, o sea la resistencia a las cargas de Tráfico.	Id. 3.	N
5 — Equivalente de arena	Norma NLT-113 EA > 30 para tráfico pesado y medio, EA > 25 para tráfico ligero.	Determinación semicuantitativa de la cantidad de arcilla de una arena y por tanto de su limpieza.	2 Determinaciones cada 1.000 m ³ o fracción.	N
6 — Límites de Atterberg.	Norma NLT-105-106 Para tráfico pesado y medio el material será no plástico. Para tráfico ligero LL < 25, IP < 6	Determinar la cantidad y naturaleza de los finos del material mediante el cálculo de la humedad que define una resistencia al cizallamiento y una resistencia a tracción.	1 Ensayo cada 2 000 m ³ o fracción.	N
7 — Ensayo Proctor modificado	Norma NLT-108	Obtención de la referencia patrón para comparar las densidades y humedades obtenidas en la capa compactada.	Id. 1.	N

25.2 SUBBASES GRANULARES				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Temperatura ambiente	> 2°C	Evitar que se hiele el agua de la capa granular y dé lugar a falsa compactación. Tanto más importante cuanto mayor cantidad de arcilla haya	Al comenzar el proceso de compactación, o cuando se note un descenso de temperatura.	N
2 — Densidad in situ	≥ 95% Proctor modificado Normas NLT-109 y 110	Obtener la mayor capacidad portante posible, la mayor inalterabilidad volumétrica y la mayor resistencia a deformación bajo cargas	5 Determinaciones cada 4 000 m ² de de tongada	N
3 — Humedad in situ	≤ Humedad óptima Proctor modificado + 2% correspondiente a la curva de la densidad medida Normas NLT-102 103.	Id 2. Los excesos de humedad respecto al límite indicado no son perjudiciales necesariamente ya que la subbase debe ser drenante, pero son más seguras las humedades inferiores por estar más alejadas de la saturación que disminuye la resistencia.	Id 2	N
4 — Prueba con camión de 2 ejes	Carga en un eje 13 Tm. o total mayor de 20 Tm.	Id 2. Acoitar las zonas donde se marcan o se hunden los neumáticos o donde se produce "colchoneo", o sea, deformación elástica con recuperación del orden de 2 cm. Eliminar estas zonas o sanearlas volviéndolas a compactar	En toda la superficie o tramo representativo.	C
5 — Porosidad y grado de saturación	$n = (\gamma_s - \gamma_d) / \gamma_s$ $S_r = w \gamma_s \gamma_d / (\gamma_s - \gamma_d)$ w = humedad in situ. γ_d = densidad seca in situ γ_s = peso específico del suelo	Comprobar que la porosidad n es la adecuada para conseguir la permeabilidad de cálculo y que el grado de saturación S_r no alcanza el 100% y disminuye entre dos ensayos en un mismo punto separados una semana	1 Determinación de porosidad "n" y grado de saturación "S _r " por cada grupo de 10 ensayos de densidad y humedad	C

25.3 SUBBASES GRANULARES				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — CBR in situ	Correlación de resultados con el CBR en laboratorio en iguales condiciones de humedad Norma NLT-112	Comprobación de la capacidad portante de la capa y comparación con la prevista en proyecto. Es preferible usar el ensayo de placa de carga	1 Ensayo cada 8 000 m ² si existen dudas en los de densidad-humedad	C
2 — Placa de carga in situ	Comparación de resultados con los teóricos establecidos en el proyecto. Módulo elástico > 800 kg/cm ² (80 MPA). Valor indicativo Normas suizas SNV-40732 y 70317	Id 1. Los resultados deben corregirse para la humedad adecuada (inferior a la óptima Proctor modificado) o repetirse el ensayo cuando la capa está seca	Id 1	C

25.3 SUBBASES GRANULARES				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
3 — Viga Benkelman	Eje tipo de 13 Tm Deflexión < 200/100 mm Norma NLT-356	Comprobar la resistencia de la capa y sus capacidad portante a través de su deformación bajo carga de un eje de camión de 13 Tm. midiendo las deflexiones. Sustituye o complementa a los ensayos anteriores.	En una vía de 3.50 m. lateral en toda su longitud o tramo representativo.	C
4.— Nivelación	La superficie acabada no debe rebasar a la teórica en ningún punto ni diferir de ella en más de 1/5 del espesor	Comprobar que la capa prevista en proyecto tiene el espesor indicado o bien que resulta escasa y se complementa con mayores espesores de las capas suprayacentes de mayor capacidad portante.	Perfiles transversales cada 20 m.	N
5 — Plancidad.	Desniveles < 10 mm en regla de 3 m PG 3-500.4.	Id 4 Esta condición puede ser extremadamente dura y por lo tanto inoperante en capas con gravas o gravillas	1 vez cada 300 m ² en zonas especialmente marcadas por el Director de obra.	C

25.4 SUBBASES GRANULARES				EE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Ensayo del "azul de Metileno"	Norma AFNOR P-18592.	Ver 6.4 EE-1.	1 cada 2.000 m ³	C
2 — CBR sin inmersión en agua.	Normas NLT-111 y 112.	Ver 6.4 EE-2	1 cada 2.000 m ³	C
3 — Paso de un rodillo vibratorio de más de 3 Tm	Velocidad de paso 4 km/hora. Caminar a 0.5 m del centro del rodillo	Ver 7.4 EE-1.	En un tramo representativo de una calle lateral de 3.5 m	C
4 — Placa dinámica	Coefficiente de restitución > 60% (valor indicativo).	Ver 7.4 EE-3	Id. 3.	C
5.— Coeficiente de friabilidad de los áridos	Norma NLT-351.	Medir la capacidad de desgaste de los áridos por rozamiento entre sus partículas.	1 cada 5.000 m ³	C
6.— Ensayo Deval	Norma AFNOR P-18572.	Ver 9.4 EE-10. Sustituye o complementa al ensayo de Los Angeles en casos dudosos.	1 cada 5 000 m ³ .	C
7.— Drenabilidad	Riego en una sección transversal mayor de 2 m con caudal equivalente a 30 l por m ² y hora (si no hay especificación en proyecto).	Comprobar la capacidad drenante de la subbase y el tiempo en que ésta pasa de grado de saturación 100% al 75% o al correspondiente a la humedad óptima Proctor modificado. Conviene aplicar placas de carga en esta sección cada semana para ver la variación de resistencia.	En una sección transversal de más de 2 m cada 10 km o fracción.	C

25.5 SUBBASES GRANULARES	RP	Importancia
1 — En la zona de préstamos para material de subbase se aplicarán las recomendaciones prácticas indicadas en el Capítulo 6. Zonas de préstamos para terrapienes		G
2 — Cuando el material a utilizar en subbase sea la mezcla de dos o más materiales de diferentes procedencias los ensayos de caracterización o ensayos previos 25 I EP se realizarán sobre una mezcla teórica en laboratorio de estos materiales. En zonas de material granular relativamente sucio puede ser necesario mezclar este material con arena limpia o material fino de machaqueo. Los procedimientos de extendido y mezcla in situ serán los que aseguren la máxima homogeneidad preferentemente mezcladoras rotatorias. Son menos adecuadas las gradas de discos y las motoniveladoras		G
3 — La llegada a la zona de extensión y compactación de los materiales de subbase requiere una inspección visual para rechazar camiones con tierra vegetal, piedras grandes, ramas, material muy húmedo o simplemente camiones con terraplén que llegan con destino equivocado. Ver 7.5 F-P-1.		M
4.— Para cada tipo de terreno y humedad es conveniente tener una idea lo más exacta posible del espesor final de la tongada compactada en función del volumen esponjado transportado, para lograr la mejor calidad en la compactación y para evitar después refinados costosos. En tajos grandes conviene emplear extendedoras-mecladoras rotatorias.		M
5 — En las subbases, por tratarse de materiales con predominio granular el mejor método de compactación es el empleo de rodillos vibratorios generalmente de 3 Tm. de peso para tongadas de 25-30 cm. Para tongadas mayores, lo cual es poco frecuente, pueden emplearse rodillos vibratorios de T. toneladas de peso estático para espesores finales de 10 Tm. cm. El empleo de rodillos de mayor tonelaje puede ser contraproducente, ya que pulverizan los granos superficiales y se reseca la superficie.		G
6 — La comprobación de la densidad in situ y de la humedad puede hacerse por los métodos convencionales (NLT-109-110) o bien mediante el empleo de aparatos de emisión de neutrones en cuyo caso se puede elevar al doble el número de ensayos expresados en EC-2 y 3, ya que el método es más rápido y da los resultados en el mismo tajo		G
7 — La placa de carga in situ proporciona una determinación directa de la resistencia de la subbase pero es un ensayo caro y lento que sólo se puede aplicar en unos pocos puntos al día, lo que le resta capacidad de control, aunque puede correlacionarse con otros ensayos y limitan su uso a zonas dudosas o subbases con predominio de gravas y gravillas en los que no puede realizarse con exactitud el método de densidad in situ. Es muy importante correlacionar el módulo con la humedad para corregir adecuadamente los resultados, sobre todo si se emplean subbases con finos cerca del límite admisible		M
8.— Los sistemas para realizar el ensayo de placa de carga son muy variados a) El método suizo VSS utiliza ciclo único de carga y escalones de 0.5 kg/cm ² hasta 4.5 kg/cm ² en subbases y 5.5 kg en bases b) El ensayo ASTM utiliza ciclo único hasta el máximo posible o bien ciclos repetidos hasta un asiento de 1 mm (6 veces), luego hasta 5 mm (6 veces) y luego hasta 10 mm (6 veces). c) El ensayo de Westergaard emplea ciclo único de carga o ciclos múltiples con presión de 0.7 kg/cm ² d) El ensayo canadiense es idéntico al ASTM. e) Los ensayos belgas de placa de carga han utilizado cargas lentas y rápidas aunque esto es más propio de laboratorio. En el terreno se utilizan ciclos únicos con escalones de 0.5 kg/cm ² o cargas con velocidad constante de penetración de 1.27 mm/minuto, parecido al ensayo CBR f) Los ensayos alemanes que usan placa VSS suiza se realizan en tres ciclos con 7 escalones de carga hasta una deformación de 2 mm		
Todos los métodos usan una carga previa de asiento de la placa. Los más adecuados a la práctica española son los métodos suizo y alemán, sobre todo este último cuando se adopta el módulo en segunda carga y su relación con el módulo obtenido en primera carga.		M

- 9 — El ensayo CBR in situ tiene las mismas características teóricas de ensayo e interpretación que la placa de carga. M
- 10 — Las deflexiones medidas con la viga Benkelman, o mejor aún con los deflectógrafos Iacox 01 y 03 proporcionan una información inestimable para conocer el estado resistente de la subbase, sin embargo, como este ensayo es muy costoso se suele aplicar a las capas superiores del firme o al conjunto del firme terminado. Este ensayo puede reservarse para analizar subbases en vías lentas o desviaciones con mucho tráfico previsto. P
- 11 — La nivelación de la subbase requiere mayor exactitud que las capas de terraplén, por lo que es deseable el uso de niveladoras con guía automática sobre hilo lateral, durante el extendido, o mejor aún utilizar extendedoras mezcladoras guiadas automáticamente. De esta manera se evitarán las costosas operaciones de refinado. P
- 12 — La planeidad de la subbase es importante a efectos de adaptarse al proyecto y sobre todo para poder evacuar una lluvia ocasional entre la ejecución de la subbase y de las capas del firme. Más importante que la planeidad medida por la regla de 3 m es que no haya puntos de acumulación de agua en la explanada o en los bordes. Si la subbase es poco drenante esta acumulación de agua impide el tráfico sobre la misma que debe suprimirse totalmente incluso para peatones y si la subbase es muy drenante las zonas bajas o puntos de acumulación indebida de agua pueden dañar el terraplén subyacente. En zonas muy lluviosas o cuando se prevé un lapso de tiempo grande hasta la colocación de las capas de firme conviene emplear un riego de imprimación (ver capítulo 32). G
- 13 — La humectación de la subbase durante la construcción requiere precauciones especiales, sobre todo, en cuanto a la homogeneidad de la distribución del agua, por lo que deben emplearse cubas de riego con barras o aspersores que permitan una buena regulación. Si la subbase es muy drenante puede compactarse perfectamente con exceso de agua sobre la óptima Proctor modificado pero hay que tener en cuenta al terraplén subyacente que puede resultar dañado parcialmente por el exceso de agua; por ello, es preferible usar en la mayoría de los casos una cantidad de agua igual al óptimo Proctor modificado menos 1% o 2% que es más económico y más seguro aunque requiere algunas pasadas más de rodillo vibratorio. M
- 14.— En subbases de granos gruesos en la que la densidad in situ por medios convencionales puede dar errores se puede utilizar el método de control geométrico de la tongada descrito en 7-5 R-P-9. M
- 15 — Cuando la subbase se encuentre excesivamente húmeda a su llegada al tajo y no haya podido ser seleccionada en origen en cuanto a su humedad, será extendida sin compactar y se volteará con grada de discos o motoniveladoras hasta que por aireación e insolación recupere la humedad adecuada. Este caso se da cuando se presenta una lluvia sobre una tongada no compactada. Los camiones en camino hacia el tajo es preferible devolverlos hacia la zona de extracción de préstamos. M
- 16 — Se incluyen a continuación algunas correlaciones entre ensayos, especialmente de capacidad portante, así como tablas de dimensionamiento de firmes en las que se aprecia la importancia de este ensayo. M

TABLA 25-1
Cuadro 500 (PG 3)
Composición granulométrica para subbases granulares

Cedazos y tamices UNE	Cernido ponderal acumulado (%)					
	51	52	53	54	55	56
50	100	100	—	—	—	—
25	—	75-95	100	100	100	100
10	30-65	40-75	50-85	60-100	—	—
5	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	70-100
2	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100
0.40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70
0.080	2-8	5-15	5-15	10-25	6-20	8-25

TABLA 25-2
Valores del equivalente de arena
Influencias del % de agua (W) y del tiempo de imbibición

	W%	10 min.	3 h.	24 h.	2 d.	8 d.
Microdiorita machacada	2	58	57	53	53	53
	5	54	51	49	49	49
	10	—	50	48	48	46
Aluviones triturados	2	73	73	70	70	70
	5	70	70	71	70	70
	10	72	70	69	71	71
Grava natural F = 22.5%	2	28	27	26	27	27
	5	26	25	26	26	25
	10	25	26	24	26	25
Grava natural F ~ 10%	2	48	48	48	47	44
	5	49	49	46	45	43
	10	51	46	45	46	39

F % de elementos < 0.08 mm

Naturaleza de los finos (%)	W = 4%		W = 8%		W = 0%	
	10 min.	8 d.	10 min.	15 d.		
Caliza machacada con bentonita	c = 4, b = 1	54	49	55	52	53
	c = 3, b = 2	33	32	34	33	35
	c = 9, b = 0.5	59	58	60	62	56
	c = 9, b = 1	46	44	48	47	53
	c = 7, b = 3	29	27	28	28	29

c = finos calizos, b = finos de bentonita

TABLA 25-3
Influencia de la granulometría de una arena en el valor de equivalente de arena

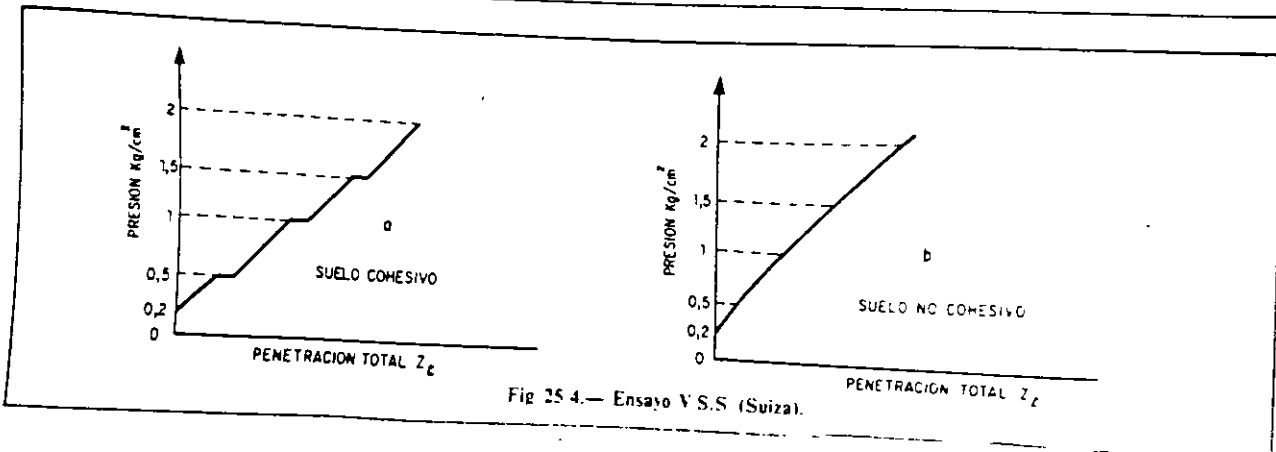
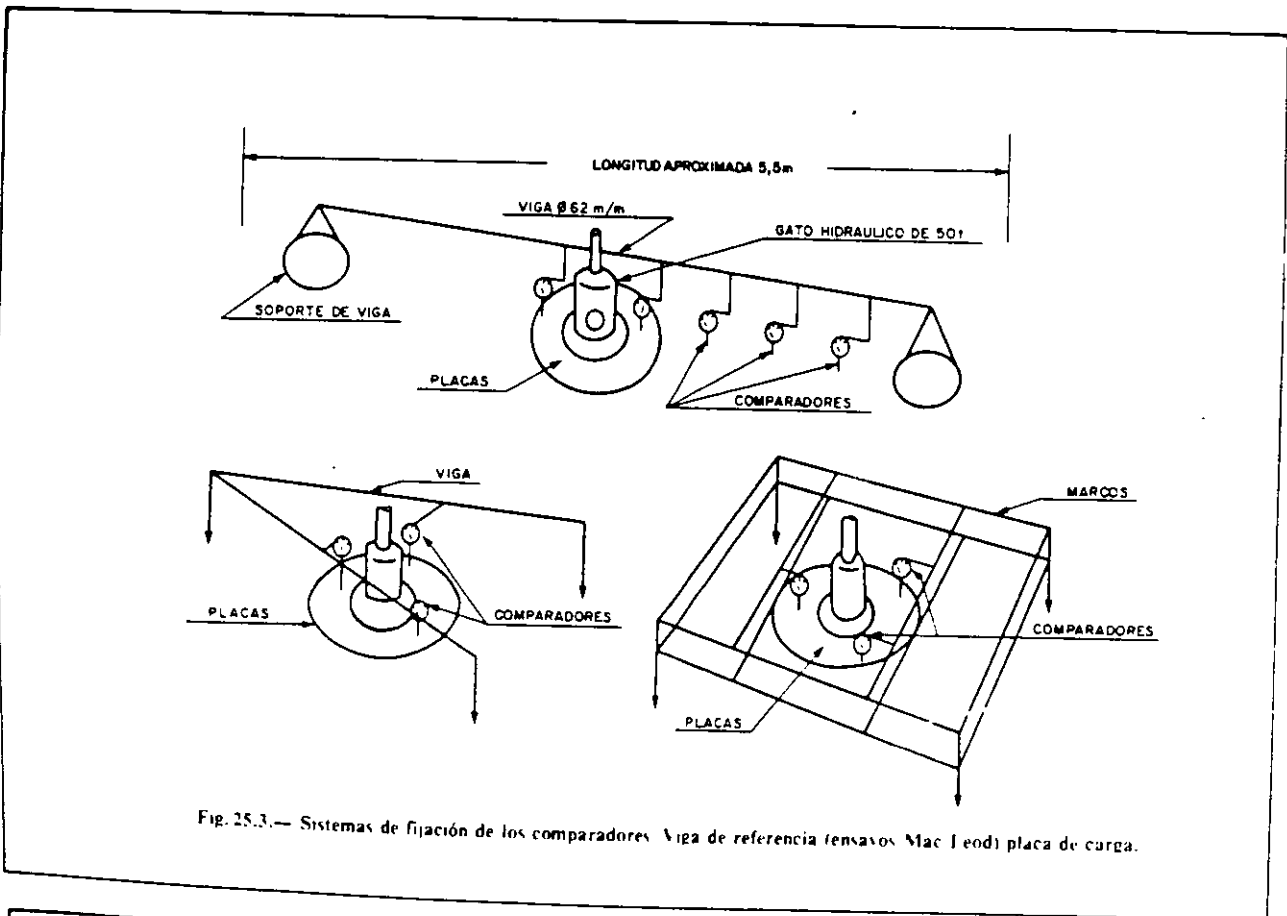
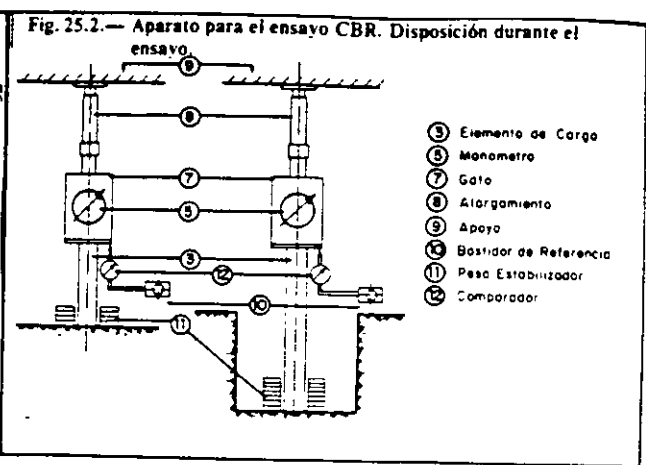
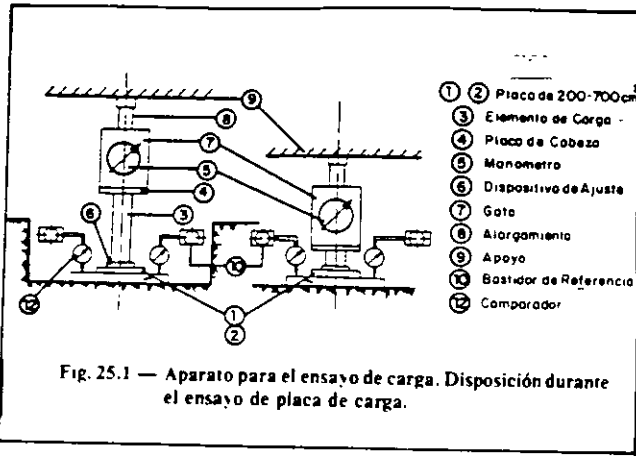
1-2 mm	Granulometría de la arena en % de las fracciones				E. A. para	
	0.63-1	0.315-0.63	0.160-0.315	0.08-0.160	20% finos	10% finos
60%	10%	10%	10%	10%	70	76
30	30	20	10	10	71	79
20	20	20	20	20	66	74
15	15	40	15	15	72	72
10	10	10	30	40	66	69
10	10	10	10	60	62	71

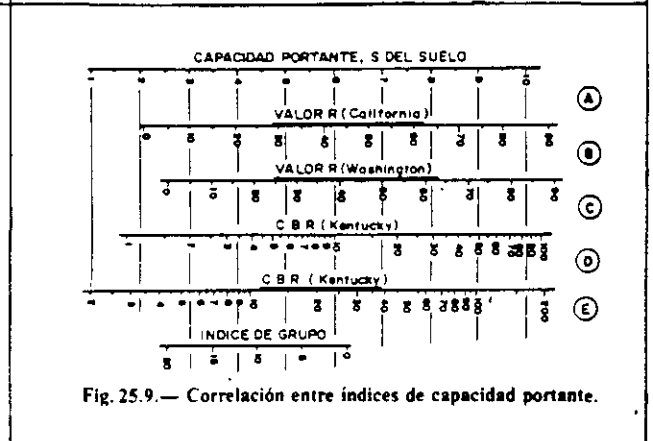
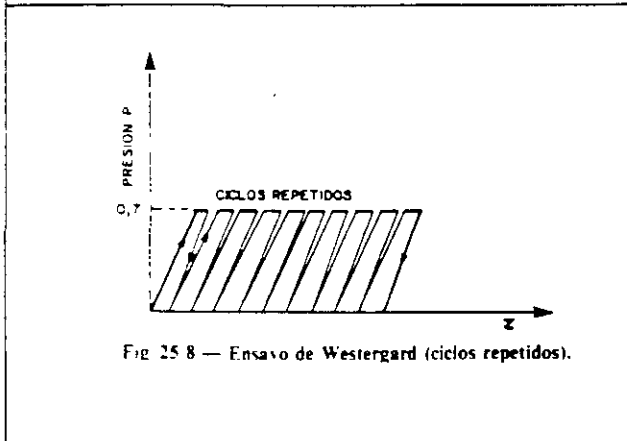
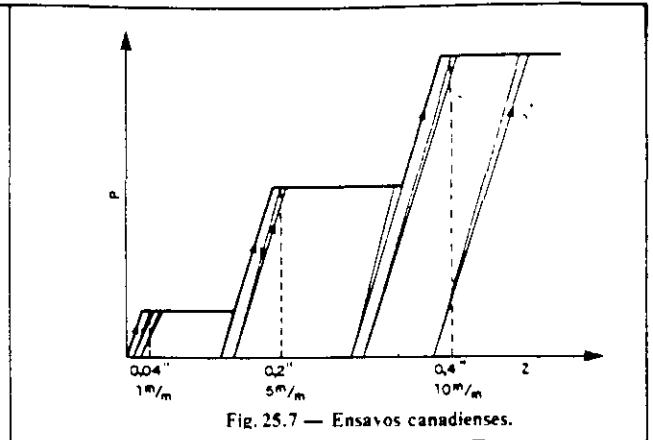
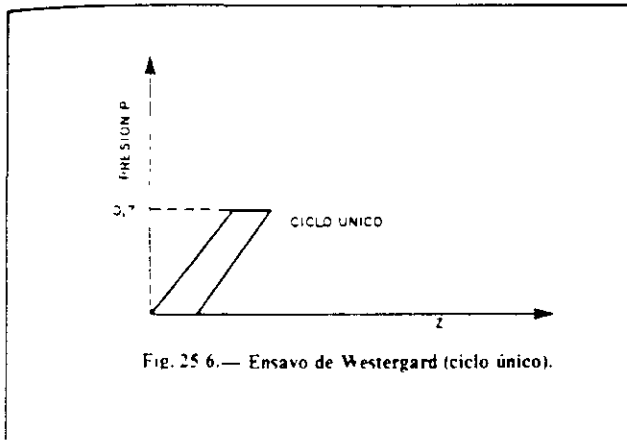
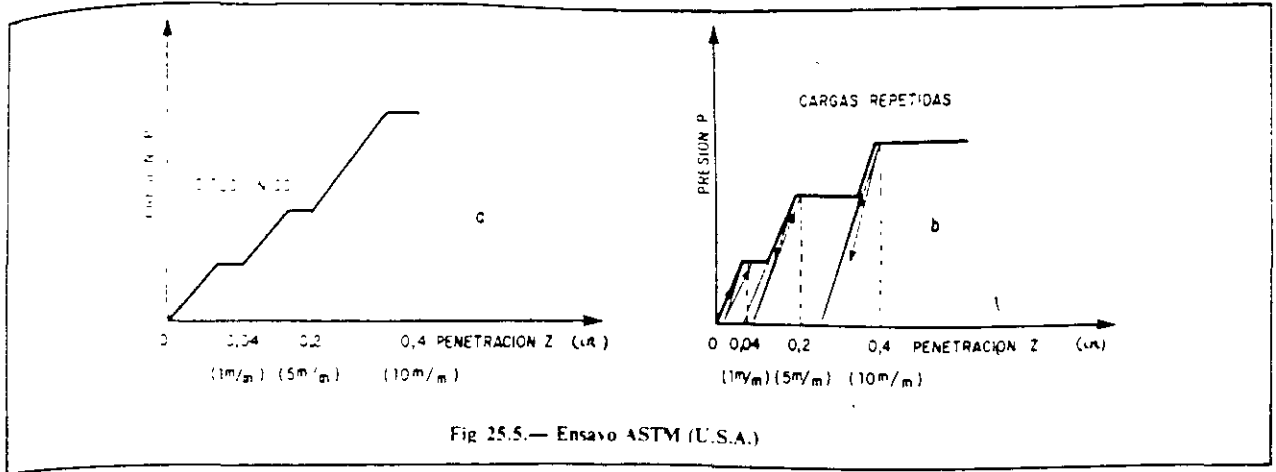
TABLA 25-4
Influencia de la granulometría de los finos (en μm)
en el equivalente de arena (A)

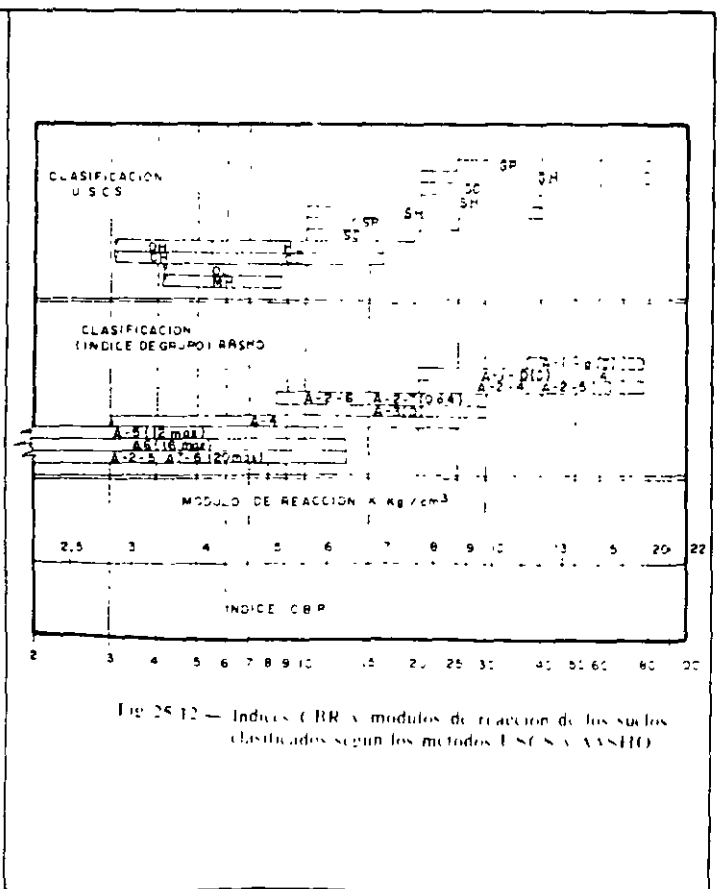
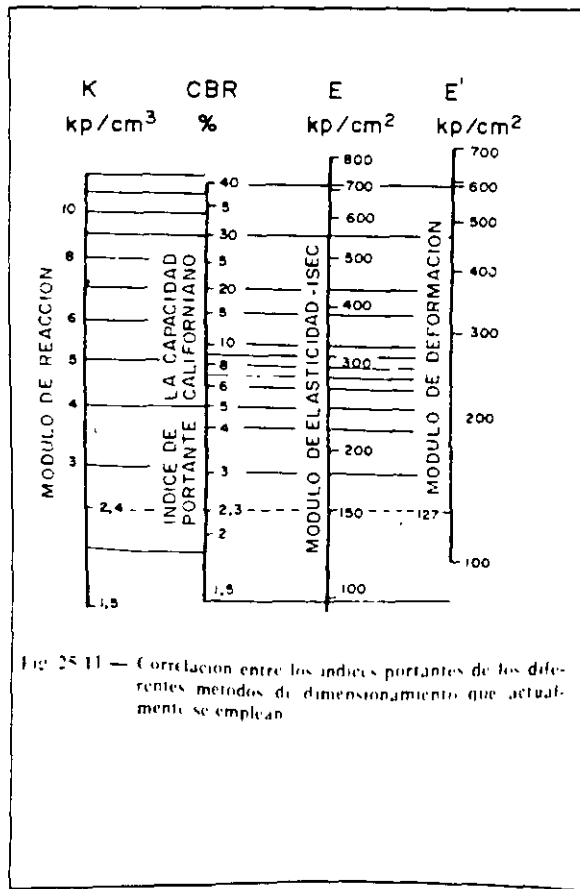
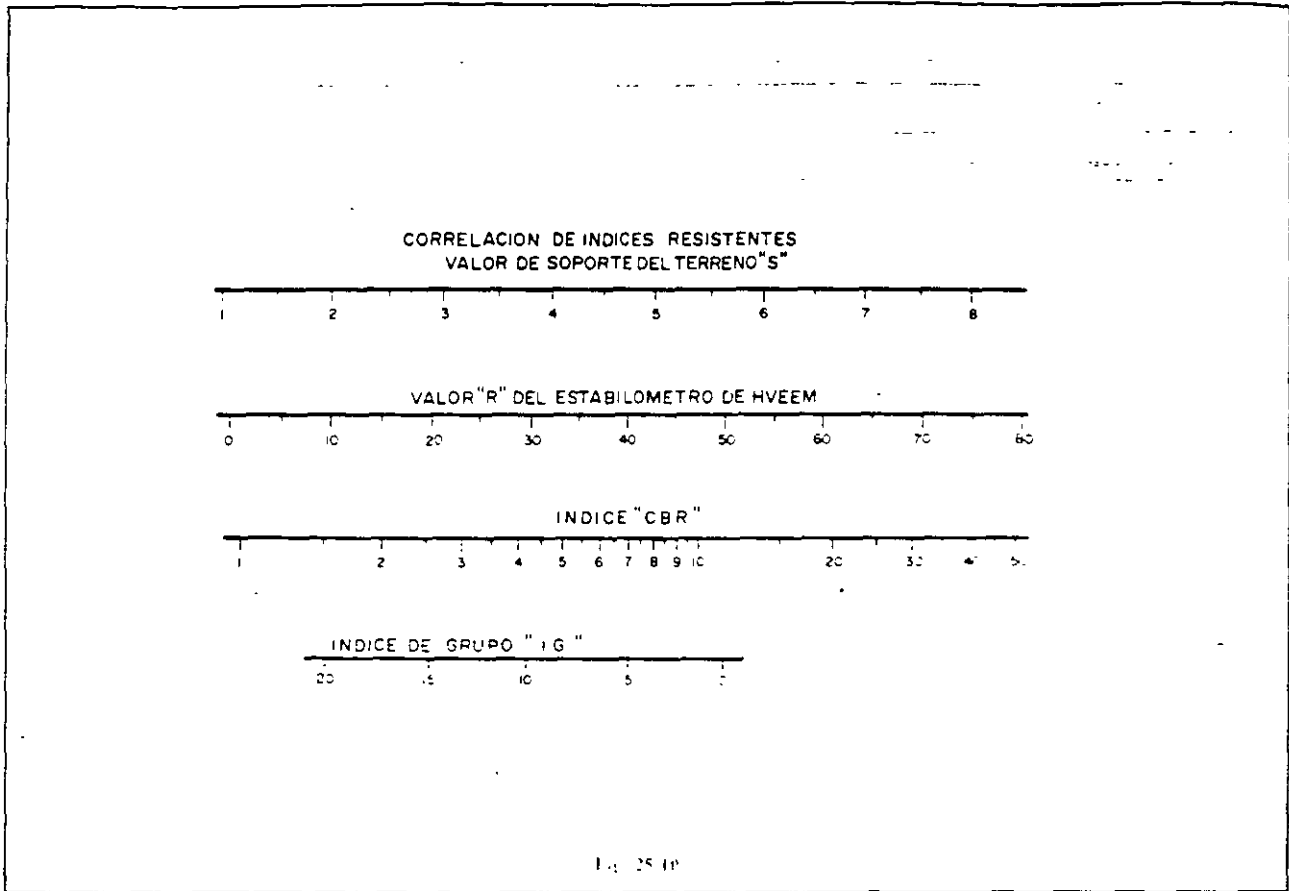
Arena de aluvion machacada							Arena de caliza machacada					EA 10% de finos
Granulometría de finos				E A para proporciones			Granulometría de finos					
80 μm -100	33-80	18-33	0-6	25%	15%	10%	Nº	30-150	10-50	0-10	0-2	
100%				77	81	81	1	100				85
-	100			63	75	79	2		100			84
		100		61	68	78	3			100		43
			100	23	33	52	4				100	33
40	40	20		75			5	75	25			83
20	40	40		70			6		75	25		79
20	20	40	20	57			7			75	25	54
20	20	20	40	41			8	25	25	25	25	71
10	20	30	40		60	70	9		33	33	33	61
							10	40	40	10	10	78

TABLA 25-5
Influencia de la granulometría de los elementos finos

% de bentonita respecto a la muestra	Arena machacada + Bentonita					Curvas granu- lométricas de los finos (A)	Arena de machaqueo + finos inertes									
	0	0,25	0,50	1	2		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Nº de ciclos de agitación	90	66	62	53	42	30	(B) 90	81	79	42	30	77	77	57	68	61
(B)	450	63	45	35	27	26	(B) 450	81	79	42	29	76	74	54	66	56
	900	56	37	30	26		(B) 900	78	75	42	29	76	73	46	61	54







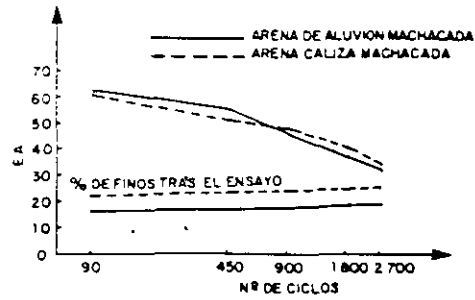


Fig. 25.13.— Influencia del nº de ciclos de agitación sobre el valor de E A

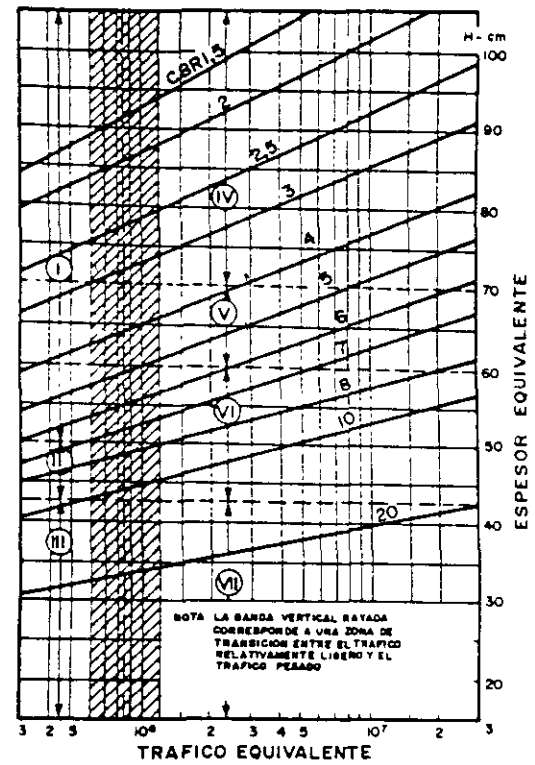


Fig. 25.15.— Diagrama del método francés, que dimensiona el firme a través del índice CBR de la explanada y del tráfico equivalente, expresado en número de pasadas del eje-patrón de 13 Tn.

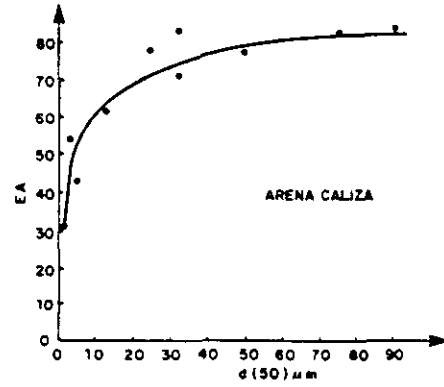
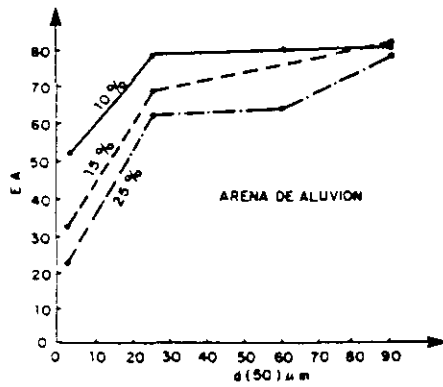


Fig. 25.14 — Variación del E.A. (equivalente de arena) en función del diámetro medio de los finos.

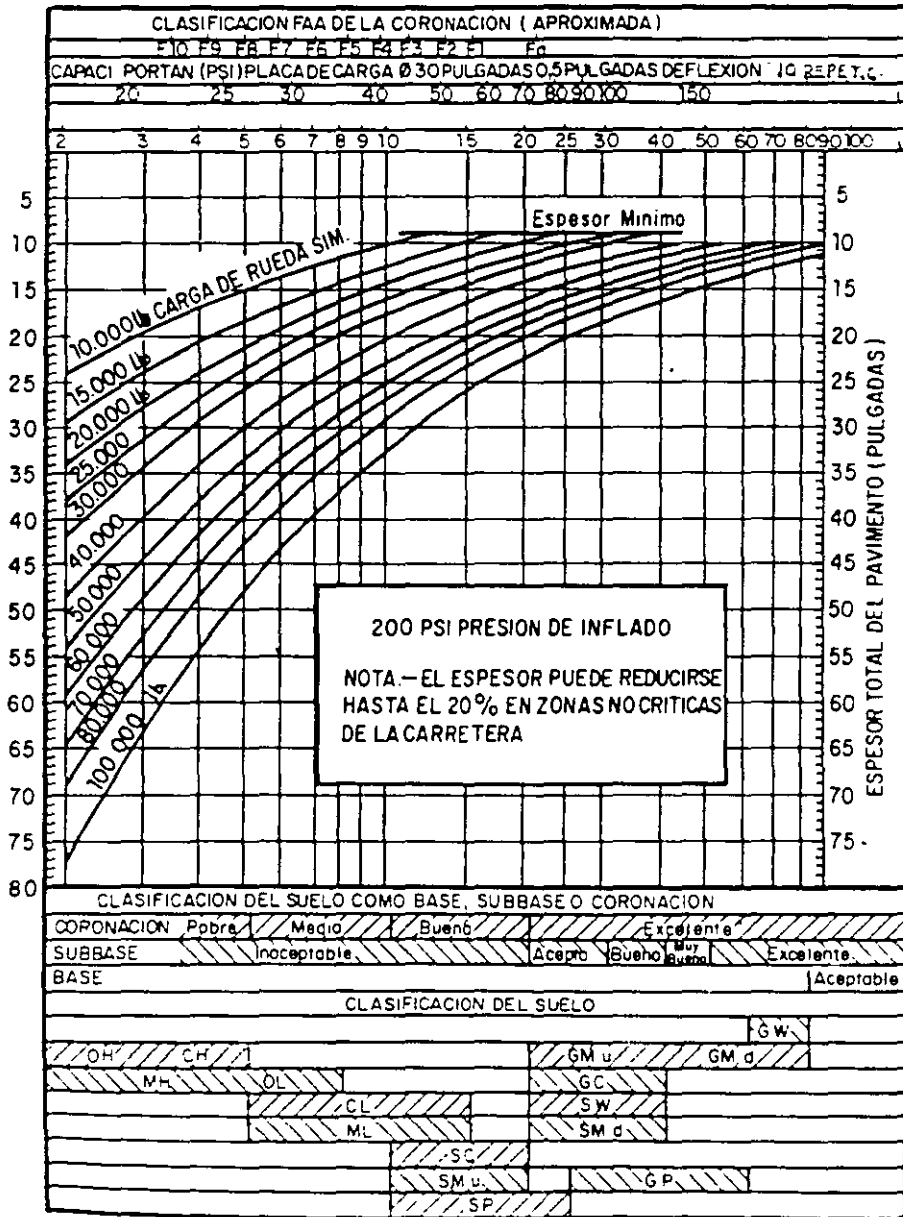


Fig 25 16 — Correlacion entre las diversas capacidades portantes de los suelos

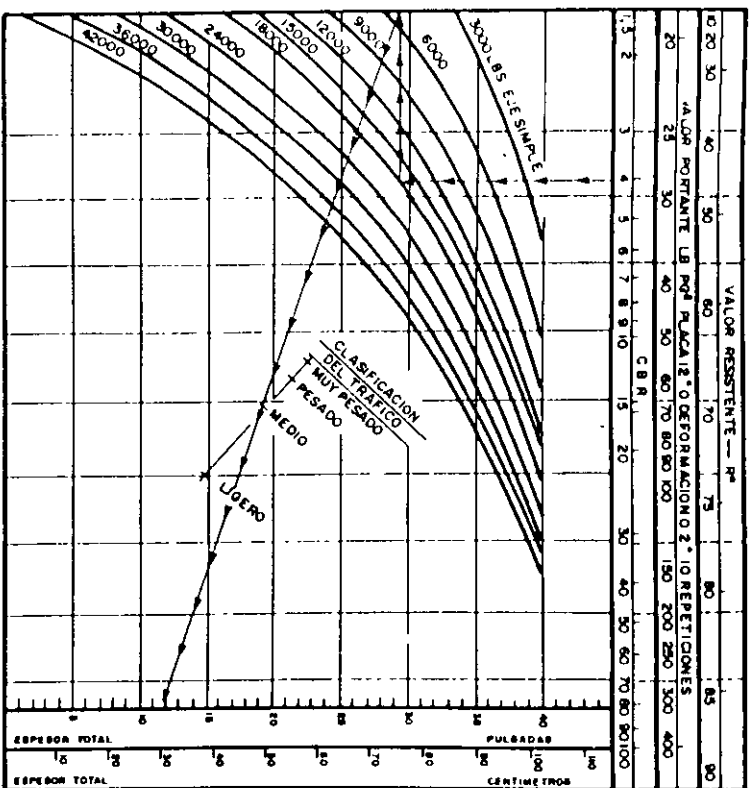


Fig. 25.17.— Correlación de índices de capacidad portante.

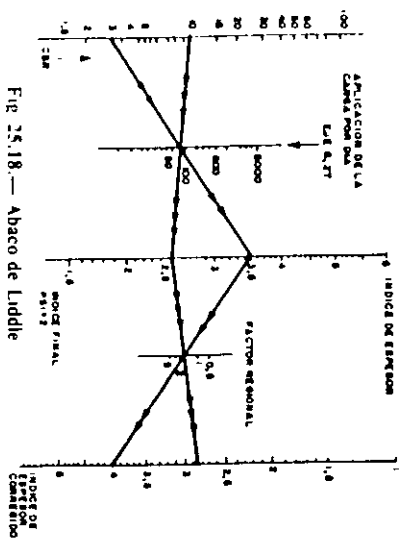


Fig. 25.18.— Abaco de Liddle

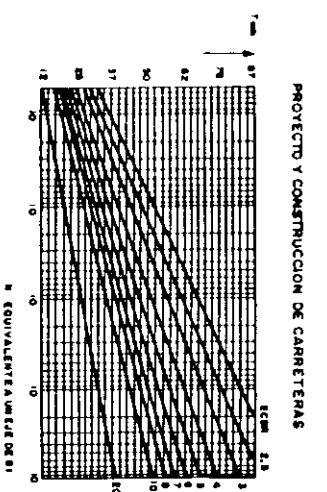


Fig. 25.19.— Abaco de Shook y Fim.

BASES GRANULARES

343

26.0 BASES GRANULARES

Consideraciones iniciales:

Los ensayos más importantes son los relacionados con la capacidad portante, la limpieza de los materiales su durabilidad y rozamiento interno, ensayos que a pesar de su importancia pueden ser reducidos a un número menor del indicado si los materiales para formación de bases granulares proceden de yacimientos conocidos o de utilización simultánea en otras unidades de obra como hormigones o grava-cemento

26.1 BASES GRANULARES

EP

Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Granulometría	Normas NLT 104 150-151 PG3-75 Ver cuadro adjunto Fracción que pasa por tamiz 0,080 UNE < 1/2 de la fracción que pasa por tamiz 0,40 UNE	Id 25.1 EP-1	1 Ensayo por cada 1 000 m ³ o fracción	N
2.— Tamaño máximo de los áridos.	1/2 espesor de la tongada compactada.	Id. 25.1 EP-2	Id 1.	N
3.— Desgaste de Los Angeles	Normas NLT-149 DLA < 35.	Id 25.1 EP-3	1 Ensayo cada 5 000 m ³ o fracción	N
4 — Machaqueo y caras fracturadas.	Inspección visual La fracción retenida por el tamiz 5 UNE deberá contener como mínimo en peso un 50% de elementos con 2 o más caras fracturadas Norma NLT-358	Lograr una mayor trabazón de los áridos, con un ángulo de rozamiento interno elevado que proporcione una gran resistencia a las cargas.	Id. 3.	N
5.— Equivalente de arena	Norma NLT-113 EA > 30.	Id. 25.1 EP-5	2 Determinaciones cada 1.000 m ³ o fracción.	N
6 — Límites de Atterberg.	Normas NLT 105 106. Material no plástico	Id. 25.1 EP-6.	1 Ensayo cada 2.000 m ³ o fracción.	N
7 — Ensayo Proctor modificado	Norma NLT-108.	Id. 25.1 EP-7.	Id. 1.	N

26.2 BASES GRANULARES

EC

Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Temperatura ambiente.	> 2°C.	Id. 25.2 EC-1.	Id. 25.2 EC-1	N
2.— Densidad in situ.	≥ 100% del Proctor modificado en bases para tráfico pesado y medio. ≥ 98% en bases para tráfico ligero. NLT-109.	Id. 25.2 EC-2.	5 Determinaciones cada 4.000 m ² de tongada.	N

26.2 BASES GRANULARES				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
3 — Humedad in situ	Id 25.2 EC-3.	Id. 25.2 EC-3.	Id. 2.	N
4 — Prueba con camión de 2 ejes.	Id 25.2 EC-4.	Id 25.2 EC-4	Id. 25.2 EC-4.	C
5 — Porosidad y grado de saturación.	Id 25.2 EC-5	Id. 25.2 EC-5.	Id. 25.2 EC-5.	C

26.3 BASES GRANULARES				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — CBR in situ	Id 25.3 EF-1.	Id. 25.3 EF-1	Id. 25.3 EF-1.	C
2.— Placa de carga in situ	Comparación de resultados con los teóricos establecidos en el proyecto Módulo elástico > 1 000 kg/cm ² (100 M Pa) (valor indicativo). Normas suizas SNV 40732 y 70317.	Id 25.3 EF-2.	Id 25.3 EF-2.	C
3.— Viga Benkelman	Eje tipo de 13 Tm Deflexión < 150/100 mm (valor indicativo para espesores bajos). Norma NLT-356.	Id. 25.3 EF-3.	En una vía de 3.5 m lateral en toda su longitud o tramo representativo.	C
4 — Nivelación	Id. 25.3 EF-4	Id 25.3 EF-4.	Id. 25.3 EF-4	N
5 — Planeidad.	Id. 25.3 EF-5.	Id. 25.3 EF-5.	Id. 25.3 EF-5	C

26.4 BASES GRANULARES				EE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Ensayo del "Azul de Metileno".	Norma AFNOR P-18592.	Ver 6.4 EE-1.	1 cada 2.000 m ³ .	C
2.— CBR sin inmersión en agua.	Normas NLT-111 y 112.	Ver 6.4 EE-2.	1 cada 2.000 m ³ .	C
3.— Paso de un rodillo vibratorio de más de 3 Tm.	Velocidad de paso 4 km/hora. Caminar a 0.5 m del centro del rodillo.	Ver 7.4 EE-1.	En un tramo representativo de una vía lateral de 3.5.	C
4 — Placa dinámica	Coefficiente de restitución > 65% (valor indicativo)	Ver 7.4 EE-3	Id 3.	C
5.— Coeficiente de friabilidad de los áridos	Norma NL-351	Id. 25.4 EE-5	Id 25.4 EE-5	C
6 — Ensayo Deval	Norma AFNOR P-18572	Ver 9.4 EE-10- Sustituye o complementa al ensayo de Los Angeles en casos dudosos	1 cada 5 000 m ³	C

26.5 BASES GRANULARES

RP

Importancia

- 1.— La ejecución de las bases granulares es muy similar a la de las subbases granulares por lo que las recomendaciones de tipo práctico para su control de calidad son de aplicación íntegramente a las bases. Ver RP-25.5.
- 2.— Debido a la mayor granularidad y menor contenido de finos de las bases granulares respecto a las subbases (en términos generales) hay que extremar las precauciones para evitar la segregación y la heterogeneidad, sobre todo en el caso de emplear una curva granulométrica compuesta de dos curvas simples correspondientes a materiales diferentes. La mezcla in situ en este caso ha de ser muy cuidada para asegurar la homogeneidad. Debe realizarse preferentemente con extendedoras-mezcladoras rotativas o, en su defecto, hay que dar numerosas pasadas de homogeneización con motoniveladoras y gradas de discos que remuevan la totalidad del espesor de la tongada.
- 3.— El aspecto más importante de las bases granulares es el del tratamiento de imprimación o penetración con ligantes bituminosos. Sus fines son los de mejorar la cohesión de la parte superior y evitar la discontinuidad entre la base y el pavimento constituyendo un elemento de unión. Estos objetivos son particularmente necesarios cuando el pavimento es un tratamiento superficial, que es el caso más frecuente en calzadas de poco tráfico. El tratamiento superficial se adapta mejor que alomado asfáltico a una sección estructural de base granular que tiene deflexiones relativamente altas. Ver Instrucción 6.1 I.C. Ver capítulo 32. Riegos de imprimación y capítulo 34. Macadam bituminoso fabricado in situ.

G

G

G

TIPO DE CARRETERA	CLASE DE TRAFICO			
	> 75	75	75	< 75
CARRETERAS CON BASES NO TRATADAS	F			
	B			
CARRETERAS CON BASES TRATADAS CON LIGANTES HIDRAULICOS	F			
	B			
CARRETERAS DE HORMIGON	F			
	R			




-  UTILIZACION NO ACONSEJABLE
-  UTILIZACION POSIBLE
-  UTILIZACION POSIBLE EN CIERTOS CASOS, SEGUN EL ORIGEN DEL HORMIGON (CARRETERAS O EDIFICIOS)
- F CORONACION
- B BASE
- R CAPA DE RODADURA

Fig. 26.1.— Posibilidades de utilización de áridos obtenidos en el machaqueo de hormigón de demoliciones.

TABLA 26-1
Cuadro 501.1 (PG3)
Curvas granulométricas para zavorras artificiales

Cedazos y tamices Une	Cernido ponderal acumulado (%)		
	Z1	Z2	Z3
50	100	—	—
40	70-100	100	—
25	55-85	70-100	100
20	50-80	60-90	70-100
10	40-70	45-75	50-80
5	30-60	30-60	35-85
2	20-45	20-45	20-45
0,40	10-30	10-30	10-30
0,080	5-15	5-15	5-15

TABLA 26-2
Clasificación y utilización de materiales no tratados en bases y subbases

Explanada	E1								E2								E3							
	Tráfico		T1	T1	T2	T2	T3	T3	T4	T4	T1	T2	T3	T3	T4	T4	T1	T2	T3	T3	T4	T4		
Base granular	DT					SI		SI				SI		SI					SI		SI			
	AR		5		4		5				5	4		5				5	4		5			
	AI		7		4						7	4							4					
	BG		20		20	25	15	20			20	20	25	15	20			20	20	25	15	20		
	SG		20		20	20	20	20			15	15	15	15	15									
Base asfáltica	AR	6	6	5	5	5	5	4		6	5	5		4										
	AI	6	6	5	5					6	5													
	AB	13	11	10	8	10	8	6		13	10	10		6										
	SC		15		15		15																	
	SG	25	15	25	15	20	20	20		25	15	15		15										
Base de gravacemento	AR	6	6	5		6		5	5	6	5	6								6				
	AI	9	9	7							9	7								9				
	GC	18	20	18		18		15		18	15	15							18					
	SC	15						15																
	SG	15		20		20		15	15		15	15												
Firmes rígidos	HH	23*		21		20		18																
	GC	15		15																				
	SC																							
	SG	15		15		15		15																

* 25 cm en caso de Tráfico T0
 Nomenclatura: DT= Doble tratamiento superficial; AR= Capa de rodadura de aglomerado asfáltico, AI= Capa intermedia id
 AB= Capa de base id, GC= Grava-cemento, BG= Base granular, SG= Subbase granular; SC= Suelo cemento, HH= Hormigon hydr.

TABLA 26-3
Cualidades que deben de cumplir los materiales no tratados empleados en bases y subbases

	Pasa por el tamiz 0.080 UNE	T. máx. mm.	DLA	CBR	EA	LL	IP	Compactación	Porcentaje de elementos sup. a tamiz 5 con 2 o más caras machac
Subbases granulares	< 2/3 que pasa por tamiz 0.40 UNE	1/2 del espesor de la tongada o 50 mm	< 50	> 20	> 30	-	0	> 95% Proctor modificado	-
Zahorra artificial	< 1/2 lo que pasa por el tamiz 0.40 UNE	1/2 del espesor de la tongada o 50 mm	< 35		> 30	-	0	> 100% Proctor modificado en bases para trat. pesado y m. ligero > 98% bases para trat. ligero > 95% subbases	> 50%
Macadam	< 5% 10% a 25% en el recebo	100 a 50 mm según uso	< 35		> 30	-	0	receb	> 75%

DLA= Desgaste de Los Angeles, EA= Equivalente de arena, LL= Límite líquido, IP= índice de plasticidad

TABLA 26-4
Umbral de espesores mínimos de empleo de los materiales para carreteras tras compactación .

Técnica	Espesor mínimo absoluto (cm)	Espesor aconsejable para asegurar un mínimo de seguridad para estos suelos en condiciones cuidadas de trabajo (cm)
Grava no tratada 0/60	20	22
Grava no tratada 0/20-0/40	15	17
Arena-escoria y Arena-cemento	15	17
Arena betún	10	12
Grava escoria y Grava-cemento Grava-cenizas	12	15
Grava betún y Grava-emulsión	8	10
Mezcla bituminosa densa 0/10	4	5
Mezcla bituminosa densa 0/20	5	6
Mezcla bituminosa fina y mezcla bituminosa de arena	2	3
Aglomerado bituminoso 0/6	3	4
Aglomerado bituminoso 0/10	5	6

TABLA 26-5
% de agua mínimo y máximo en diferentes tipos de bases

Tipo de base	% en agua mínimo admisible	% en agua máximo admisible
Grava sin tratar, material duro, muy limpio	PM - 2 puntos	PM + 2 puntos
Grava-escoria, en carreteras nuevas	PM - 1 punto	PM + 2 puntos
Grava-escoria en refuerzos	PM - 2 puntos	PM - 1 punto
Grava-cemento	PM - 2 puntos	PM + 0 puntos
Grava-ceniza	PM - 1 punto	PM + 3 puntos

PM = Proctor modificado

TABLA 26-6
Tipos de gravas a emplear en capas de base y firmes (Normas Suizas)

Propiedades de los materiales	Prescripciones			
	Rodada	Machaqueo	Rodada	Machaqueo
(%) Fracción < 0.02 mm		≤ 3		≤ 10
Coefficiente de uniformidad.				
$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$	15-100	10-50	-	-
$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$	1-3	1-3	-	-
Tamaño máximo (mm)		30-100		10-100
% agua óptima (fracción 7 mm)		≤ 5		≤ 10
% Límite líquido LL	-	-		≤ 25
% Índice de plasticidad IP	-	-		≤ 6
$\frac{CBR_2}{CBR_3}$ (%)	-	-	≥ 30	≥ 80
$\frac{CBR_2}{CBR_1}$ respecto $\frac{CBR_3}{CBR_1}$		-		> 0.5

D_n = Diámetro tal que hay un n% de elementos más pequeños.
 CBR_1 = Coeficiente CBR (%), tras compactación
 CBR_2 = Coeficiente CBR (%), tras 4 días de imbibición en agua
 CBR_3 = Coeficiente CBR (%), tras un ciclo de hielo-deshielo

TABLA 26-7
Ejemplos de especificaciones poco severas para áridos de bases

Capa	Rocas	URSS		Francia	
		Valores de los índices (% máscos)			
		Fr	U	LA	MDE
Bases de áridos tratados con ligantes bituminosos	Eruptivas				
	Intrusivas	≤ 34	≤ 60		
	Efusivas	≤ 20	≤ 60	≤ 40	≤ 35
	Sedimentarias	≤ 38	≤ 60		
Capas de coronación de áridos tratados con ligantes hidráulicos	Eruptivas				
	Intrusivas	≤ 34	≤ 60		
	Efusivas	≤ 20	≤ 60	≤ 40	≤ 35
	Sedimentarias	≤ 54	≤ 60		
Capas de base de áridos tratados con ligantes hidráulicos	Eruptivas				
	Intrusivas	≤ 30	≤ 50		
	Efusivas	≤ 17	≤ 50	≤ 40	≤ 35
	Sedimentarias	≤ 40	≤ 50		

Fr = Fragmentación de los áridos por aplastamiento en un molde cilíndrico
 U \ LA = Coeficiente Los Angeles según los modos operativos de Rusia (U) y Francia (LA)
 MDE = Coeficiente obtenido en el ensayo Micro-Deval en presencia de agua

RIEGOS DE IMPRIMACION

32.0 RIEGOS DE IMPRIMACION

Consideraciones iniciales:

La correcta ejecución de un riego de imprimación depende de la dosificación adecuada de ligante en función del tipo de éste y de la clase de capa a imprimir, para lo cual han de darse preferencia a los ensayos correspondientes.

32.1 RIEGOS DE IMPRIMACION

EP

Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Caracterización del ligante bituminoso.	PG3 art. 530 tipos de ligantes BQ30 (PG3-210) MCO, MC1, MC2 (PG3-212) EARO, ECRO, EAL ECL (PG3-213). Ver cuadros del Cap. 23	Escoger el ligante adecuado para que la capa no bituminosa objeto de la imprimación adopte una capa superficial sobre la que adhieran convenientemente las capas bituminosas suprayacentes	1 vez al comienzo de las obras si no hay certificados fiables de la industria suministradora. 1 vez por partida si hay dudas	N
2 — Granulometría del árido de cubrición	Norma NLT-104 100% pasará por el tamiz 5 UNE 0% por el tamiz 0,080 UNE	Crear una zona rugosa entre la capa de terraplén o subbase y las de aglomerado asfáltico para favorecer su adherencia.	1 ensayo cada 100 m ²	N
3 — Humedad del árido de cubrición	Norma NLT-102-103 Máximo 2%; 4% si se usan emulsiones.	Favorecer la adherencia de áridos y ligante y de ambos, a la capa de subbase o terraplén	1 ensayo cada 50 m ² o cuando llueva	N
4 — Humedad, porosidad y grado de saturación del terreno	Normas NLT-102 y 103 $n = (\gamma_s - \gamma_d) / \gamma_s$ $S_r = w \gamma_s \gamma_d / (\gamma_s - \gamma_d)$ w = humedad in situ γ_d = densidad seca in situ. γ_s = peso específico del suelo.	Calcular la dotación de ligante de imprimación. Este ligante debe rellenar los huecos de una capa de 1 a 3 mm en general de la tongada a imprimir. El conocimiento del volumen de poros no rellenos de agua permite estimar la dotación de riego. El exceso de éste se absorberá con la arena de cubrición.	1 ensayo cada 5.000 m ² o cada 2.500 m ² si hay zonas diferenciadas.	C

32.2 RIEGOS DE IMPRIMACION

EC

Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Temperatura ambiente	> 10°C o > 5°C si hay tendencia a aumentar	Favorecer la colocación del ligante en obra y una buena adherencia con los áridos	1 vez al día al comienzo de los trabajos.	N
2 — Temperatura de aplicación del ligante.	NLT-133. La que produce una viscosidad Saybolt Furol de 20 a 100 seg.	Id. 1.	Id. 1.	N
3 — Dosificación del ligante.	La que pueda absorber la capa en 24 h. Tolerancia $\pm 15\%$.	Crear una zona de transición en parte superficial de la capa imprimada. Ver RP.	1 vez cada 5.000 m ² .	C
4 — Dosificación de áridos.	La que requiera la absorción y envuelta del ligante no absorbido.	Absorber el ligante libre que no haya penetrado en el terreno y que a su vez no quede suelto sin envolver por el ligante.	Id. 3.	C

32.3 RIEGOS DE IMPRIMACION				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Comprobación de dosificación final de ligante	Sobre una tela de 1 m ² que se pesa antes y después de la imprimación	Comprobar que la dosificación empleada es la adecuada desde el punto de vista técnico y de medición.	1 cada 5.000 m ²	N
2.— Comprobación de dosificación final de áridos	Id 1 Antes y después de la aplicación de los áridos	Id 1	1 cada 5 000 m ²	C
3.— Paso de un camión de 2 ejes.	Carga > 20 Tm	Comprobar que el riego no se despega y que la superficie imprimada no se agrieta o deteriora.	En una calle longitudinal.	C
4.— Dimensiones.	Inspección visual.	Comprobar que las dimensiones del riego de imprimación rebasan en anchura, al menos, 10 cm por cada lado de la capa asfáltica que se colocará sobre ella	Una sección transversal cada 50 m.	C

32.4 RIEGOS DE IMPRIMACION				EE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Tramo de prueba.	Longitud > 50 m. Anchura > 4 m.	Efectuar los ensayos EF-1 y EF-2 los EC-3 y EC-4 previa determinación del ensayo EP-4. Fijar las dosificaciones adecuadas al tipo de terreno	1 vez al comienzo de los trabajos	C
2.— Calicata	Profundidad 5 cm	Observar el grado de penetración del ligante bituminoso en el suelo.	1 cada 2 000 m ² en zonas representativas	C
3.— Impermeabilidad	Rellenar de agua en un círculo de 50 cm de diámetro limitado por un cordón de arcilla o mortero de 10 cm de altura	Comprobar el grado de impermeabilización del riego de imprimación en aquellas capas que así lo requieran como coronaciones de terraplén o subbases que hay que proteger de la lluvia. En 1 hora no se debe apreciar descenso de nivel	1 ensayo cada 5 000 m ² en zonas representativas	C

32.5 RIEGOS DE IMPRIMACION		RP	Importancia
1 — En la aplicación del ligante es preferible usar camión-cuba regador con difusores calibrados que la bituminadora con lanza manual que debe reservarse para sitios inaccesibles al camión-cuba. Debe realizarse previamente un tramo de prueba para comprobar la homogeneidad del riego y su dotación por m ² en función de la velocidad del camión y presión de la bomba			M
2 — La buena calidad de un riego de imprimación depende mucho de la humedad de la capa a imprimir, por lo que es sumamente importante comprobar que no está saturada (ensayos 32.1 - EP-4) sino ligeramente húmeda			C
3.— La capa que ha de recibir el riego de imprimación ha de limpiarse previamente de polvo, suciedad y materiales sueltos que restarían eficacia y calidad al riego			M
4 — En superficies de baja capacidad de absorción del riego es conveniente que estén secas en lugar de ligeramente húmedas, y debe aplicarse la imprimación en dos fases separadas 48 horas, teniendo cuidado de no acumular dotación de riego en juntas o partes que solapen unas zonas con otras			M

32.5 RIEGOS DE IMPRIMACION

	RP	Importancia
5.— Los elementos adyacentes a la carretera, como vallas, bordillos, árboles, edificaciones, etc., se protegerán del posible riego que pueda mancharlos con papel o planchas ligeras.		P
6.— La aplicación de áridos para completar la capa de imprimación debe realizarse en todas aquellas superficies que sin ello quedarían excesivamente lisas o heterogéneas, o bien en las que por su excesiva porosidad o granulometría gruesa necesiten una capa de transición que las dote de impermeabilidad y rugosidad.		M
7.— En terraplenes que por necesidades de programación de los trabajos hayan de estar largo tiempo sin recibir las capas suprayacentes, el riego de imprimación ha de asegurar la impermeabilidad, por ello deben realizarse los ensayos EE-2 y EE-3 en zonas de prueba para poder escoger el ligante más adecuado que produzca mayor grado de penetración e impermeabilidad. En estos casos conviene adoptar una dosificación más bien alta, realizada por fases, para lograr esta capa impermeable.		G
8.— La absorción del ligante por la capa imprimada requiere un tiempo que depende de la temperatura ambiente, tipo de ligante y tipo de suelo. El tiempo de absorción es tanto mayor cuanto más alta es la viscosidad del ligante, la compacidad del terreno y más baja es la temperatura ambiente; factores que hay que tener en cuenta para elegir el tipo y dotación de ligante por m ² . En ningún caso se permitirá el tráfico por la capa imprimada antes de 24 horas o bien antes de que haya dado resultado satisfactorio el paso de un camión (ensayo EF-3).		G
9.— Las dotaciones de ligante por m ² varían con el tiempo de capa y de ligante pero pueden darse los siguientes datos orientativos.		
Alquitranes	1,5 a 2,5 kg/m ²	
Betunes fluidificados	1,3 a 2,5 kg/m ²	
Emulsiones con 45% de betún residual	2,0 a 4,5 kg/m ²	
Emulsiones con 55% de betún residual	2,0 a 4,0 kg/cm ²	
Emulsiones con 60% de betún residual	2,0 a 3,5 kg/cm ²	M

RIEGOS DE ADHERENCIA

10 45

33.0 RIEGOS DE ADHERENCIA

Consideraciones iniciales:

La correcta ejecución de un riego de adherencia depende de la exacta dosificación del ligante, para lo cual deben realizarse cuantas pruebas sean necesarias en orden a lograr la dotación prevista por m², evitando en particular las sobredosificaciones que puedan dañar a las capas suprayacentes.

33.1 RIEGOS DE ADHERENCIA

EP

Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Caracterización del ligante bituminoso	PG3, art. 531 tipos de ligantes AQ-38, BQ-46 (PG3-210); RC-0 RC-1 y RC-2 (PG3 212) EARO, ECRO EAR1, ECR1 (PG3-213). Ver cuadros del Capítulo 23.	Escoger el ligante adecuado para que la capa bituminosa objeto del riego de adherencia forme una zona de contacto y unión con las siguientes capas bituminosas.	1 vez al comienzo de los trabajos si no hay certificados fiables de la industria suministradora. 1 vez por partida si hay dudas.	N
2 — Limpieza de la capa asfáltica base del riego	Inspección visual.	Asegurar el contacto del ligante con la capa, mediante la comprobación de ausencia de polvo, barro, suciedad, etc	Al comienzo de cada riego en toda la capa.	N
3 — Humedad de la capa asfáltica base del riego.	Inspección visual.	Asegurar el contacto del ligante con la capa, por hallarse ésta seca superficialmente.	Id. 2.	N

33.2 RIEGOS DE ADHERENCIA

EC

Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Temperatura ambiente	> 10°C ó > 5°C si hay tendencia a aumentar.	Favorecer la colocación del ligante en obra y la eliminación de los volátiles	1 vez al día al comienzo de los trabajos.	N
2.— Temperatura de aplicación del ligante.	NLT-133 La que produce una viscosidad Saybolt-Furol de 20 a 100 seg.	Id. 1.	Id. 1.	N
3 — Dosificación de ligante	El que teóricamente rellenas los huecos de los 3 cm de espesor de la mezcla suprayacente (como máximo) Tolerancia ± 15%	Favorecer la adherencia entre capas sin crear zonas "pastosas" o cuyo betún incorporado a la mezcla suprayacente no rellenas los huecos de éste en un 100% en sus 3 cm de espesor. Ver RP.	1 vez cada 5.000 m ² .	C

33.3 RIEGOS DE ADHERENCIA

EF

Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Comprobación de la dosificación de ligante.	Id. 32.3 EF-1.	Id. 32.3 EF-1.	Id. 32.3 EF-1.	N

33.3 RIEGOS DE ADHERENCIA				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
2.— Paso de un camión de 2 ejes	Id. 32.3 EF-3	Id. 32.3 EF-3.	Id. 32.3 EF-3.	C
3.— Dimensiones.	Inspección visual	Comprobar que las dimensiones del riego de adherencia cubren toda la capa inferior o al menos la anchura de la superior más 10 cm por cada lado y quedan imprimadas las juntas verticales	Una sección transversal cada 50 m y todas las puntas verticales	C

33.4 RIEGOS DE ADHERENCIA				EE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Tramo de prueba.	Longitud > 10 m. Anchura > 3 m	Efectuar los ensayos EF-1 y EC-3. Fijar las dosificaciones adecuadas a cada capa y tipo de ligante.	1 vez al comienzo de los trabajos.	C
2.— Adherencia.	Tira de tela de algodón de 0.20 x 1.00 m colocada sobre el riego con presión de rueda inflada a 2 kg/cm ²	Comprobar la efectividad del riego de adherencia. Después de 24 horas la tela es imposible de despegar sin roturas si el riego es adecuado	1 vez cada 5 000 m ²	C

33.5 RIEGOS DE ADHERENCIA		RP	Importancia
1 — La aplicación de ligante puede realizarse con camión-cuba o con bituminadora de lanza manual. En el primer caso hay que asegurarse de que la regulación de los difusores sea la adecuada para una dotación baja, lo que a veces es incompatible con la reducida velocidad del camión. Con la bituminadora es más fácil aplicar poco ligante por m ² pero su distribución es más heterogénea en general.			M
2 — La finalidad de un riego de adherencia es la unión entre dos capas bituminosas, por ello su dotación por m ² puede variar mucho en función del estado superficial de la capa. En una capa de aglomerado asfáltico recién terminada, en la que no ha habido tráfico sobre ella y no se ha contaminado con polvo o suciedad el betún envuelve los áridos superficiales y sirve de unión con la capa siguiente. En este caso no haría falta teóricamente un riego de adherencia y por tanto las dosificaciones de éste deben ser mínimas. Por el contrario, en una capa que ha sufrido un tráfico intenso o se ha ensuciado, no hay betún "superficial" que pueda unir la siguiente capa y las dosificaciones deben ser altas			G
3.— Además de lo indicado en los puntos 1 y 2 hay que tener en cuenta que un exceso de riego de adherencia pueda destruir una capa bituminosa delgada colocada sobre él. Es conveniente hacer un cálculo numérico de manera que en la hipótesis de que todo el betún del riego de adherencia se incorporase a la mezcla suprayacente y ésta aumentase su compacidad un 5% respecto a la obtenida en obra, por efecto del tráfico, se mantuvieran dentro de los límites especificados, las magnitudes de huecos en mezcla y huecos rellenos de betún.			G
4.— Los elementos adyacentes a la carretera, como vallas, bordillos, árboles, edificaciones, etc. se protegerán del posible riego que pueda mancharlos con papel o planchas ligeras			P
4 — Las dosificaciones más usuales son las de 100 a 300 gr/m ² de betún residual. Debido a la dificultad de aplicación de dosificaciones tan pequeñas interesa usar emulsiones asfálticas muy diluidas (con 30% a 40% de betún residual), con lo que la dotación total de ligante variaría de 300 a 800 gr/m ² , mucho más manejables.			M

MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRIO

37.0 MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRIO

Consideraciones previas:

Los ensayos de las mezclas en frío son muy similares a los de las mezclas en caliente, exceptuando aquellos que se derivan de la diferente naturaleza del ligante. Los ensayos previos se caracterizan por el uso de métodos de formulación y dosificación basados en fórmulas empíricas desarrolladas por diferentes organismos y que se incluyen en este apartado. Los ensayos de construcción se basan en la comprobación de estos datos empíricos, mientras que los ensayos finales y especiales son prácticamente iguales que en las mezclas en caliente. Las recomendaciones de tipo práctico para la fabricación y puesta en obra, puede decirse que son las mismas, aunque en la práctica el control de calidad es menos severo en este tipo de mezclas respecto a las de ejecución en caliente, por ser de menor índice de calidad en general.

37.1 MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRIO

EP

Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Caracterización de betunes fluidificados.	PG3, Art. 212 tipos RC1, RC2, RC3, MC1, MC2 y MC3. Cuadros 212.1 y 2.	Comprobar la idoneidad del betún fluidificado a emplear en las mezclas.	Una vez al comienzo de la obra si no hay certificado fiable de la casa suministradora.	N
2.— Caracterización de alquitranes	PG3, Art. 210 tipos BQ30 y BQ38. Cuadro 210.1.	Comprobar la idoneidad de los alquitranes a emplear en las mezclas.	Id. 1.	N
3.— Caracterización de emulsiones.	PG3 Art. 213 tipos EAM1, EAM2, EAMf, EAL1, ECM1, ECL1 y ECLf. Cuadros 213 1 y 2	Comprobar la idoneidad de las emulsiones a emplear en las mezclas.	Id. 1.	N
4.— Tamaño mínimo del árido grueso	Id. 36.1 EP-3.	Id. 36.1 EP-3.	Id. 36.1 EP-3.	N
5.— Índice de machaqueo del árido grueso	Id 36.1 EP-4	Id. 36.1 EP-4.	Id. 36.1 EP-4	N
6.— Desgaste de Los Angeles del árido grueso.	Id 36.1 EP-5.	Id. 36.1 EP-5.	Id. 36.1 EP-5.	N
7.— Coeficiente de pulido acelerado para árido grueso.	Id 36.1 EP-6	Id. 36.1 EP-6	Id. 36.1 EP-6.	N
8.— Índice de lasjas de los áridos gruesos (IL)	Id 36.1 Ep-7	Id 36.1 EP-7	Id. 36.1 EP-7.	N
9.— Ensayo de adhesividad de áridos gruesos.	Id 36.1 EP-8.	Id. 36.1 EP-8	Id. 36.1 EP-8.	N
10.— Ensayo de adhesividad de áridos finos (Riedel-Weber)	Id. 36.1 EP-9.	Id. 36.1 EP-9.	Id. 36.1 EP-9.	N

37.1 MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRIO				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
11 — Granulometría del filler de recuperación o aportación	Id 36.1 EP-10	Id. 36.1 EP-10.	Id. 36.1 EP-10.	N
12 — Densidad aparente del filler en tolueno	Id 36.1 EP-11	Id. 36.1 EP-11	Id 36.1 EP-11.	N
13 — Coeficiente de emulsibilidad del filler (CE)	Id 36.1 EP-12.	Id 36.1 EP-12	Id 36.1 EP-12	N
14 — Equivalente de arena de la mezcla de áridos en frío (EA)	Id 36.1 EP-13.	Id. 36.1 EP-13	Id. 36.1 EP-13	N
15 — Densidad y absorción de áridos gruesos	Id. 36.1 EP-14	Id 36.1 EP-14.	ID 36.1 EP-14.	N
16.— Densidad relativa y absorción de áridos finos	Id. 36.1 EP-15.	Id. 36.1 EP-15	Id 36.1 EP-15.	N
17 — Resistencia perdida tras el ensayo de inmersión compresión	Id. 36.1 EP-16.	Id 36.1 EP-16	Id. 36.1 EP-16	N
18 — Determinación de la fórmula de trabajo para mezclas abiertas por el método de Probisa	<p>Dotación de ligante:</p> $K \sqrt{\Sigma \cdot \alpha}$ <p>donde</p> $\Sigma = \frac{1}{100} (0.25 G + 2.3 S + 12 s + 135f)$ <p>G = peso de elementos > 5 mm. S = Id entre 6 y 0.315 mm. s = Id entre 0.315 y 0.08 mm. f = Id < 0.08 mm K = 3 a 3.5 para capas de base K = 3.3 a 3.8 para capas intermedias K = 3.8 a 4.8 para capas de rodadura. $\alpha = 2.65/\text{densidad del árido}$</p>	<p>Encontrar la formulación óptima desde el punto de vista de prestaciones mecánicas, durabilidad de la mezcla y facilidad de puesta en obra. Obtención de referencias para los ensayos constructivos. Ver cuadro 541.1</p>	5 probetas por cada tipo de mezcla, al comienzo de la obra	N

37.1 MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRIO				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
19 — Determinación de la fórmula de bajo para mezclas abiertas por el método del Equivalente centrífugo de keroseno	Norma NLT-169. Dotación de ligante = $1.5 K_c + 3.5$ K_c = resultado del ensayo Ver cuadro 541 1 del PG-3	Id. 18 El resultado es válido para capas de rodadura. La dotación obtenida debe reducirse un 20% para capas intermedias y 30% para capas de base. Ensayo alternativo al 18	1 Ensayo (con tres determinaciones) por cada tipo de mezcla abierta	C
20 — Determinación de la fórmula de trabajo para mezclas densas por el método de la Compañía Chevron.	Método similar al del estabilómetro y cohesiómetro de Hveem 36.4 EE-4. Descripción en el libro "Pavimentos bituminosos en frío" Cap. 5 de J.A. Fernández del Campo.	Encontrar la formulación óptima desde el punto de vista de prestaciones mecánicas, durabilidad de la mezcla, facilidad de puesta en obra y curado. Obtención de referencias para los ensayos constructivos. Ver cuadro 541 1.	8 probetas por cada contenido de emulsión y tipo de mezcla al comienzo de la obra.	N
21. — Determinación de la fórmula de trabajo para mezclas densas por el método de la compañía Armak.	Método similar al Marshall 36.4. EP-17. Descripción en la obra citada en EP-19. Ver cuadro 541 1 del PG-3	Id. 20. Método alternativo del EP-20.	5 probetas por cada dosificación de emulsión y 5 dosificación (25 probetas) por tipo de mezcla al comienzo de la obra.	N
22 — Determinación de la fórmula de trabajo para mezclas DF 25, SF 25 y GF 25 por el método de Illinois.	Id. 21.	Id. 20 Método alternativo del EP-20.	Id. 21	N
23. — Determinación de la fórmula de trabajo para mezclas densas por el método de la Secretaría de O P de México	Id 20	Id 20. Método alternativo al EP-20.	Id. 20.	N
24 — Resistencia a compresión simple y relación Rhúmido/Rseco.	Norma LCPC de Junio 1979. Correlación con los ensayos EP-17 a 23 Valores indicativos: $R_c > 50 \text{ kg/cm}^2$. $R_{húm}/R_{seco} > 0.65$.	Id. 20 Método complementario al EP-20 o al EP-18.	5 probetas por cada tipo de dosificación final y mezcla al comienzo de la obra.	C

37.2 MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRIO				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Viscosidad Saybolt-Furol para emulsiones asfálticas.	Norma NLT-138. Ver cuadros 213.1 y 2 del PG3.	Comprobar que la emulsión suministrada a la planta es la prevista en el proyecto	1 ensayo por partida suministrada.	N
2 — Viscosidad Saybolt-Furol para betunes fluidificados	Norma NLT-133. Ver cuadros 212.1 y 2 del PG3	Comprobar que los betunes fluidificados suministrados a la planta son los previstos en el proyecto	Id 1	N
3.— Equiviscosidad de alquitranes.	Id 36 2 EC-2	Id 36 2 EC-2	Id 36 2 EC-2	N
4.— Punto de reblandecimiento anillo y bola del residuo de destilación de alquitranes.	Norma NLT-125 de 35 a 46°C para BQ30 y de 35 a 47°C para BQ38	Id. 36.2 EC-2.	Id 36 2 EC-3.	N
5 — Granulometría de la mezcla de áridos y filler antes de añadir el ligante.	Normas NLT-150 151 PG 3. Art. 541. Cuadros 541.1 y 541.2.	Comprobar que la granulometría de los áridos empleados en la mezcla cae dentro del uso correspondiente previsto en el proyecto	2 ensayos cada 1.000 Tm. de mezcla o 2 ensayos por día.	N
6.— Dosificación de ligante en peso	Medición directa en básculas. Tolerancia ± 0.5 kg	Id. 36.2 EC-8	Id 36 2 EC-8	N
7 — Dosificación de cada fracción de áridos y filler.	Medición directa Tolerancias $\pm 0.5\%$ 0.5 kg en el filler	Id 36 2 EC-9	Id 36 2 EC-8	N
8 — Comprobación del peso de los áridos respecto a la fórmula de trabajo. Por extracción	Norma NLT-165 y pesada directa Tolerancias Arido grueso $\pm 6\%$ Aridos entre 2.5 y 0.16 mm. $\pm 3\%$ Filler $\pm 1\%$. Del peso total de los áridos.	Comprobar que la mezcla empleada se corresponde con la fórmula de trabajo adoptada	Cada 1 000 Tm. de mezcla o por día de trabajo 1 serie de 3 extracciones	N
9.— Comprobación del peso de ligante respecto a la fórmula de trabajo.	Norma NLT-353 Tolerancia $\pm 0.5\%$ del peso total de los áridos.	Id 8	Id 8	N
10 — Resistencia perdida tras del ensayo de inmersión compresión	Id 36 1 EP-16	Id 36 1 EP-16	1 ensayo cada 10 000 Tm. de mezcla o cada 2 semanas (3 determinaciones)	N
11 — Temperatura ambiente en la zona de extendido	$> 5^{\circ}\text{C}$	Evitar una compactación defectuosa por viscosidad alta de la mezcla y evitar un curado inadecuado	Continuamente	N

37.2 MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRIO				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
12 — Comprobación de la fórmula de trabajo por el método de EP-18 para mezclas abiertas	Id EP-18	Comparación de los resultados previstos en EP-18. Determinación de las densidades patrón para comparar con la densidad in situ.	2 series de 3 a 5 probetas cada 1 000 Tm o cada día.	N
13 — Comprobación de la fórmula de trabajo por el método de EP-20 (o alternativos) para mezclas densas	Id EP-20	Comparación de los resultados previstos en EP-20. Determinación de las densidades patrón para comparar con la densidad in situ.	Id 12	N
14. — Comprobación de la fórmula de trabajo por el método del LCPC EP-24 para todo tipo de mezclas.	Id. EP-24	Id. 12 y 13.	Id. 12.	C

37.3 MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRIO				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Comprobación de la densidad in situ mediante extracción de testigos	Norma NLT-168. Densidad in situ > 97% de la densidad teórica correspondiente obtenida en los ensayos. EP-18 a EP-23.	Id. 36.3 EF-1.	Id. 36.3 EF-1.	N
2.— Comprobación de la densidad in situ mediante gamma-densímetro de sonda.	Id. 1	Id. 36.3 EF-2. Ensayo alternativo o complementario del EF-1.	Id. 36.3 EF-2.	N
3 — Comprobación de huecos en mezcla in situ mediante extracción de testigos.	Norma NLT-168 Huecos en la mezcla según la fórmula de trabajo empleada en los ensayos. EP-18 a EP-23.	Id. 36.3 EF-3. Debe tenerse en cuenta el posterior efecto de compactación del tráfico en capas de rodadura. Los huecos deben medirse cuando el ligante haya eliminado fluidificantes o emulgentes, o sea con el betún residual.	Id. 36.3 EF-1.	N
4.— Nivelación.	Id. 36.3 EF-4.	Id. 36.3 EF-4.	Id. 36.3 EF-4.	N
5.— Planeidad.	Id. 36.3 EF-5.	Id. 36.3 EF-5.	Id. 36.3 EF-5.	C
6.— Deflectógrafo Lacroix 01 a 03.	Id. 36.3 EF-6.	Id. 36.3 EF-6. Ensayos después de 1 mes de la apertura al tráfico.	Id. 36.3 EF-6.	C

37.3 MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRIO				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
7 — Viga Benkelman	Id. 36.3 EF-7.	Id. 36.3 EF-7. Ensayos después de 1 mes de la apertura al tráfico.	Id. 36.3 EF-7.	C
8 — Coeficiente de rozamiento medido con péndulo de fricción en cada de rodadura	Id. 36.3 EF-8.	Id. 36.3 EF-8.	1 ensayo cada 30 m. en curvas y cada 300 en rectas o curvas de radio > 1.000 m.	C
9 — Coeficiente de rozamiento longitudinal medido con rueda remolcada tipo Skidómetro o remolque LCPC.	Id. 36.3 EF-9.	Id. 36.3 EF-8.	Id. 36.3 EF-9.	C
10.— Coeficiente de rozamiento transversal medido en continuo con el aparato SCRIM.	Id. 36.3 EF-10.	Id. 36.3 EF-8.	Id. 36.3 EF-10.	C
11 — Medida de la rugosidad por el método del círculo de arena.	Id. 36.3 EF-11.	Id. 26.3 EF-11.	Id. 36.3 EF-11.	C
12 — Uniformidad del perfil longitudinal medida con aparato tipo viagrafo.	Id. 36.3 EF-12.	Id. 36.3 EF-12.	Id. 36.3 EF-12.	C
13.— Uniformidad del perfil longitudinal medida con aparato APL del LCPC.	Id. 36.3 EF-13.	Id. 36.3 EF-13.	Id. 36.3 EF-13.	C
14 — Comprobación del espesor de las capas por extracción de testigos.	Id. 37.3 EF-1.	Id. 36.3 EF-1.	Id. 36.3 EF-1. Sirven los mismos.	N
15 — Comprobación del espesor de las capas por ensayos no destructivos	Colocación de un hilo transversal de cobre cada 20 m.	Id. 36.3 EF-15.	Id. 36.3 EF-15.	C

37.4 MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRIO				EE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Envuelta de áridos con emulsión.	Norma NLT-145. La emulsión debe romper al contacto con los áridos. Envuelta de áridos > 95%.	Comprobar la afinidad entre áridos y emulsión y la capacidad de ésta para adherirse y envolver a los áridos en un alto porcentaje.	Una vez al comienzo de la obra por cada tipo de árido.	C
2 — Consistencia de materiales bituminosos (betunes fluidificados, emulsiones y alquitranes) por el método del flotador.	Norma NLT-183. Correlación con los ensayos de viscosidad o consistencia.	Id. EC-1, 2, 3 y 4. Ensayo alternativo de éstos para comprobación de partidas a su llegada a obra	1 ensayo por partida suministrada.	C
3 — Estabilidad de los áridos frente a la acción de sulfatos sódico y magnésico.	Norma NLT-158. Correlación con EP-6.	Id. 36.4 EE-3.	Id. 36.4 EE-3.	C
4 — Tramo de ensayo.	Longitud > 100 m Anchura > 3,0 m	Id. 36.4 EE-11.	Id. 36.4 EE-11.	C
5 — Comprobación de la densidad in situ en continuo mediante gamma-densímetro móvil.	Id. EF-1.	Id. EF 1 y 2. Válido para capas de 6 a 9 cm. Sustituye a los ensayos 1 y 2. Necesita un tarado semanal.	En una calle longitudinal.	C

37.5 MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRIO		RP	Importancia
<p>1.— Los ensayos de áridos, además de fijar las características de forma, tamaño, granulometría, resistencia mecánica e inalterabilidad potencial, deben fijar como objetivo la utilización de áridos exentos de suciedad, polvo y sobre todo finos arcillosos que rebajan las prestaciones mecánicas de las mezclas al impedir la correcta adhesividad de los áridos y el ligante. Para ello en caso de duda, debe realizarse un análisis macroscópico o mineralógico de los finos para comprobar que éstos no son activos. En la mayoría de los casos bastan los ensayos EP-1 a EP-10. La caracterización del filler es importante por las mismas razones anteriores y hay que asegurarse de su procedencia, limpieza e inactividad, con los ensayos EP-11, 12, 13 y 17. Los mejores fillers son los procedentes de calizas limpias, luego los silíceos y por último los procedentes de calizas contaminadas.</p>			M

37.5 MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRIO	RP	Importancia
<p>2.— El contenido en huecos en una mezcla bituminosa es un factor esencial en su comportamiento futuro, y además en las mezclas en frío se requiere un contenido de huecos tras la compactación que permita la eliminación de los volátiles del ligante. Las mezclas abiertas en frío tienen contenidos en huecos similares a las mezclas correspondientes en caliente, mientras que las mezclas densas en frío requieren unos porcentajes de huecos ligeramente superiores a las correspondientes mezclas en caliente. La determinación de los huecos se obtiene a partir de varios datos, entre ellos la densidad relativa y absorción de los áridos (EP-15 y 16). El cálculo de esta densidad viene distorsionado por el hecho de que los áridos tienen diferente grado de absorción según su tamaño y ésta es diferente respecto al agua, al betún o al alquitrán. El cálculo del volumen de material y por consiguiente la densidad relativa de los áridos podría calcularse usando la densidad relativa del árido seco (difícil de realizar e inexacta por ser diferente proceso para árido, gruesos, finos o filler y por determinar el volumen geométrico, no real) la densidad relativa real (sólo la parte sólida e impermeable al agua, pero el betún o el alquitrán no penetran como el agua) o bien la densidad de los áridos impregnados en su correspondiente ligante, betún fluidificado, alquitrán o emulsión asfáltica (teóricamente exacto pero muy difícil de realizar aunque no tanto como en mezclas en caliente). En la práctica se usa la densidad de los áridos impregnados en aceite de parafina que es de fácil realización y reproducibilidad y se asemeja más a la realidad de los áridos impregnados por los ligantes bituminosos.</p>		G
<p>3.— Los métodos más utilizados para el proyecto de mezclas asfálticas abiertas son los que se basan en fórmulas empíricas que están relacionadas con la superficie específica de los áridos, mientras que para el proyecto de mezclas densas se basan en métodos similares al Marshall o al de Hveem de mezclas en caliente adaptados para mezclas en frío. Estos métodos descritos en EP-18 a EP-23 deben complementarse en obra con ensayos de control correlacionados con éstos (EC-12 y EC-13) y sobre todo con la resistencia a compresión simple del LCPC (EC-14 y EP-24). En el caso de no disponer más que de los aparatos del ensayo Marshall, pueden usarse con una norma uniforme para toda la obra, midiendo la estabilidad y la deformación con arreglo a un mismo método operativo que debe correlacionarse con los resultados obtenidos en la determinación de la fórmula de trabajo correspondiente (EP-18 a EP-23).</p>		M
<p>4.— Determinación de la densidad in situ. Id. 36.5 RP-4</p>		G
<p>5.— Ensayos finales de recepción: deflexión, coeficiente de rozamiento longitudinal y transversal, uniformidad del perfil longitudinal Id. 36.5 RP-5.</p>		M
<p>6.— Los ensayos de caracterización de ligantes expresados en EP-1, 2 y 3 son suficientes para este cometido:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Betunes fluidificados, punto de inflamación, viscosidad Saybolt-Furol, destilación, contenido de agua, penetración en el residuo, ductibilidad del residuo y solubilidad del residuo b) Alquitranes: equiviscosidad, densidad relativa, contenido de agua, índice de espuma, destilación, punto de reblandecimiento anillo y bola, fenoles, naftalinas e insolubles. c) Emulsiones: Viscosidad Saybolt-Furol, contenido en agua, en fluidificante, betún residual, sedimentación, demulsibilidad, mezcla con cemento, envuelta y resistencia al desplazamiento por el agua, ensayos sobre el residuo, pH y carga de las partículas 		P
<p>Sin embargo para los tres tipos de ligantes puede ser conveniente realizar en obra el ensayo del flotador (EE-2) que da una idea de la consistencia de los materiales bituminosos de cualquier tipo a la temperatura de empleo en obra</p>		G
<p>7.— Las indicaciones generales para el proyecto, fabricación, extendido y compactación de mezclas en frío vienen expresadas en el PG3, artículo 541. A continuación relacionamos algunas recomendaciones de tipo práctico que complementan a las del PG3.</p>		G
<p>8.— Las características de las mezclas bituminosas en frío respecto a los aglomerados en caliente pueden resumirse en lo siguiente</p> <ul style="list-style-type: none"> a) El ligante no está apenas influido por la temperatura de mezclado con los áridos 		G

37.5 MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRIO	RP	Importancia
<p>b) Los áridos no reciben choque térmico.</p> <p>c) Son mezclas que ahorran energía al no necesitar calentamiento.</p> <p>d) Polución atmosférica muy reducida.</p> <p>e) Insensibles en gran medida a las condiciones climatológicas, excepto a la lluvia intensa</p> <p>f) Instalaciones de fabricación muy sencillas y transportables.</p> <p>g) Las juntas de construcción no representan puntos débiles.</p> <p>h) Dificultad de obtener emulsiones de estabilidad alta durante la mezcla y extendido y de rotura total durante la compactación.</p> <p>i) Alto grado de contenido de ligante (del orden del 10%).</p> <p>j) Dificultad de compactación.</p> <p>k) Mayor dificultad de obtención de un perfil longitudinal adecuado. Con estas características los condicionantes de su fabricación, puesta en obra y compactación están entre los que se producen para gravas emulsión (Cap. 28) y las mezclas asfálticas en caliente (Cap. 36) siempre hablando de una forma general.</p>		M
<p>9.— Las plantas de fabricación de mezclas bituminosas en frío son más sencillas que las de los aglomerados asfálticos en caliente ya que no tienen las instalaciones relacionadas con la elevación de temperatura de áridos y ligante, como el tambor secador, sistema de calefacción del betún, recuperador y adicionador de filler, termómetros, instalación de fuel-oil, quemadores, etc. La instalación queda reducida a una serie de tolvas de dosificación en frío, cintas alimentadoras de áridos, mezcladora rotativa, sistema de dosificación de betún con acceso directo a la mezcladora, tolvas de almacenamiento del producto final y sistemas generales de control. Este tipo de plantas puede ser continuas o discontinuas, siendo más frecuentes las primeras. Dado su reducido tamaño existe planta portátiles sobre camión e incluso plantas dosificadoras-mezcladoras asociadas a extendedoras que forman parte de un equipo completo de fabricación y puesta en obra.</p>		P
<p>10 — Manipulación y utilización de acopios y áridos. Id. 36.5 RP-10 a RP-18</p>		G-M
<p>11 — La alimentación del conjunto de áridos dosificados hacia la mezcladora suelen hacerse con cintas y menos frecuentemente con elevadores de cangilones. Ambos elementos deben mantenerse cubiertos y limpiarse frecuentemente para evitar la acumulación de finos mojados que formarían pegotes que disminuyen la capacidad de cintas y pueden desprenderse en un determinado momento estropeand varias amasadas.</p>		M
<p>12.— Dosificación de áridos y ligante. Id. 36.5 RP-30 a RP-33.</p>		G-M
<p>13 — Cálculo del ligante empleado. Id. 36.5 RP-37 y 38.</p>		G
<p>14 — Tiempo de amasado Id. 36.5 RP-39.</p>		G
<p>15 — Utilización de la cuba mezcladora Id. 36.5 RP-40-41.</p>		P
<p>16 — Disponibilidad y preparación de camiones Id. 36.5 RP-42 a 44.</p>		M-G
<p>17 — Carga de camiones Id. 36.5 RP-46 y 47.</p>		M
<p>18 — Extendido Id. 36.5 RP-48 a 50.</p>		G-M
<p>19 — En mezclas bituminosas en frío que se usan como capas de base o intermedia suele ser frecuente el extendido con motoniveladora, lo que da lugar a un perfil longitudinal inferior al conseguido con extendedoras. También pueden usarse motoniveladoras de guiado automático con palpador sobre cable lateral con lo cual la calidad del perfil se aproxima más al obtenido con extendedoras.</p>		M
<p>20 — La ejecución de juntas no es tan complicada como en las mezclas en caliente, sin embargo conviene seguir las recomendaciones de RP-51 y 52.</p>		P
<p>21.— Utilización de extendedoras. Id. 36.5 FP-53 a 57.</p>		M

37.5 MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRIO	RP	Importancia
22 — Organización del tajo de extendido. Id. 36.5 RP-59 a 63 y RP 65 y 66.		M-G
23.— Compactación. Id. 36.5 RP-67 a 82 excepto las prescripciones relacionadas con la temperatura. Esta no influye en el tiempo total de la compactación que no queda limitado por el enfriamiento de la mezcla como en los aglomerados en caliente. Se requieren en general menor equipo de compactación ya que se dispone de más tiempo para ello, pero por razones de rendimiento y económicas conviene utilizar equipos similares a los mencionados en 36.5.		G
24 — Se incluyen a continuación cuadros de características de mezclas en otros países y algunos datos sobre instalaciones.		P

TABLA 37-1

Cuadro 541.1 (PG-3)

Tipos de mezclas en frío
Cernido ponderal acumulado (%)

Cedazos y tamices UNE	Mezclas densas		Mezclas semidensas			Mezclas gruesas			Mezclas abiertas				
	DF12	DF20	DF25	SF12	SF20	SF25	GF12	GF20	GF25	AF12	AF20	AF25	
40			100			100			100			100	
25		100	80-95		100	80-95		100	75-95		100	65-90	
20	100	80-95		100	80-95		100	75-95		100	65-90		
12.5		80-95	62-77	80-95		60-75	75-95		47-67	65-90		30-55	
10		60-75			60-75			47-67			35-60		
5		50-65	47-62	45-60	47-62	43-58	40-55	30-48	28-46	26-44	20-40	15-35	10-30
2.5		35-50			30-45			20-35			5-20		
0.32		13-23			10-18			5-14					
0.080		3-8			2-7			1-5			0-4		
% Ligante bituminoso residual en peso respecto al árido (x)		4,0-5,5			3,5-5,0			3,0-4,5			2,5-4,0		

(x) El contenido de ligante bituminoso óptimo se determinará mediante ensayos de laboratorio.

TABLA 37-2

Cuadro 541.2 (PG-3)

Mezclas en frío

Esesor en cm. de la capa compactada	Tipos de mezclas a emplear
Menor o igual a 4	DF, SF, GF, AF, 12
Entre 4 y 6	DF, SF, GF, AF, 20
Mayor que 6	DF, SF, GF, AF, 25

TABLA 37-3
Resumen de las exigencias para materiales para capas de base de granulometría abierta, contenidas en las Normas
British Standard 802, 1.241, 1.242, 1.261 y 2.040

Columna número	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Tamaño nominal del material	2"				1 1/2"				1"	3/4"
Tipo de aridos	Piedra o escoria machacada		Grava	Piedra o escoria machacada		Grava	Piedra o escoria machacada		Grava	
Tipo de aglomerante	Alquitran	Asfalto	Asfalto	Alquitran	Asfalto	Alquitran	Asfalto	Alquitran	Alquitran	
Especificación	B S 802 Tabla 1a	B S 1 621 Tabla 1	B S 2 040 Tabla 1	B S 802 Tabla 1b	B S 1 621 Tabla 1	B S 1 241 Tabla 1	B S 2 040 Tabla 1	B S 1 242 Tabla 3	B S 1 241 Tabla 1	
Granulometría de los aridos (% en peso que pasa)										
Tamiz B S num	100	100	100	-	-	-	-	-	-	
2"	90-100	90-100	95-100	100	100	100	100	-	-	
1 1/2"	35-65	35-65	70-85	90-100	90-100	95-100	95-100	100	-	
1"	20-40	20-40	-	50-80	50-80	55-75	-	90-100	100	
3/4"	-	-	40-60	-	-	30-50	40-60	45-75	90-100	
1 1/2"	5-20	5-20	35-50	10-30	10-30	-	35-50	-	55-75	
3/8"	-	-	-	-	-	15-25	-	10-20	35-50	
1/4"	-	-	20-35	-	-	-	20-35	-	-	
1/8"	0-10	0-10	15-25	0-10	0-10	10-20	15-25	0-5	10-20	
Tamiz B S num	-	-	8-17	-	-	-	8-17	-	-	
14	-	-	4-11	-	-	-	4-11	-	-	
52	-	-	0-5	-	-	2-5	0-5	-	2-5	
200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Contenido de aglomerante (% en peso de la mezcla)										
Con roca ignea	3,0-4,0	2,5-3,25	-	3,25-4,25	3,0-3,75	-	-	3,5-4,5	-	
Con caliza	2,5-3,5	2,25-3,25	-	3,0-4,0	2,75-3,75	-	-	3,5-4,5	-	
Con escoria	3,0-4,0	2,75-3,50	-	3,25-4,25	3,25-4,25	-	-	4,5-5,5	-	
Con grava	-	-	4,0-5,0	-	-	4,5-5,5	4,25-5,25	-	4,75-5,75	

FLENTE Mezclas bituminosas en frío de J. A. Fdez. del Campo

TABLA 37-4
Resumen de las exigencias para materiales para capas de rodadura de textura abierta y media, en las Normas
British Standard 802, 1.241 y 2.040 (Tamaño nominal 3/4" v 1/2")

Columna número	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tamaño nominal del material	3/4"					1/2"				
Tipo de aridos	Roca o escoria machacada		Grava		Roca o escoria machacada		Grava			
Tipo de aglomerante	Alquitran	Asfalto	Alquitran	Asfalto	Alquitran	Asfalto	Alquitran	Asfalto	Alquitran	Asfalto
Especificación	B S 802 Tabla 2	B S 802 Tabla 3	B S 1 621 Tabla 3	B S 1 241 Tabla 2	B S 2 040 Tabla 2	B S 802 Tabla 2	B S 802 Tabla 3	B S 1 621 Tabla 3	B S 1 241 Tabla 2	B S 2 040 Tabla 2
Granulometría de los aridos (% en peso que pasa)										
Tamiz B S num	100	100	100	100	100	-	-	-	-	-
3/4"	95-100	95-100	90-100	95-100	95-100	100	100	100	100	100
1 1/2"	45-75	60-80	50-80	65-80	60-75	90-100	90-100	90-100	95-100	95-100
3/8"	-	-	-	45-65	-	50-70	55-75	-	60-80	60-80
1/4"	10-20	30-45	15-35	-	35-50	-	30-50	20-40	-	40-55
1/8"	5-15	20-30	5-25*	25-35	20-32	5-15	20-30	10-25*	25-35	25-35
Tamiz B S numero	-	10-20	-	15-30	12-22	-	10-20	-	15-30	15-22
14	-	-	-	-	8-15	-	-	-	-	8-15
52	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
200	0-5	3-6	2-6	3-7	4-6	0-5	3-6	2-6	3-7	4-6
Contenido de aglomerante (% en peso de la mezcla)										
Con roca ignea	4,75-5,75	4,5-6,0*	3,5-4,75	-	-	5,25-6,25	4,75-6,25*	4,0-5,0	-	-
Con caliza	4,75-5,75	4,5-6,0*	3,5-4,75	-	-	5,25-6,25	4,75-6,25*	4,0-5,0	-	-
Con escoria	4,75-5,75	5,0-6,25*	4,0-5,0	-	-	5,25-6,25	5,25-6,5*	4,25-5,25	-	-
Con grava	-	-	-	5,25-6,25	5,25-6,25	-	-	-	5,75-6,75	5,5-6,5

* Estos márgenes se subdividen para diferentes pesos del tránsito
 FLENTE Mezclas bituminosas en frío de J. A. Fdez. del Campo

TABLA 37-5

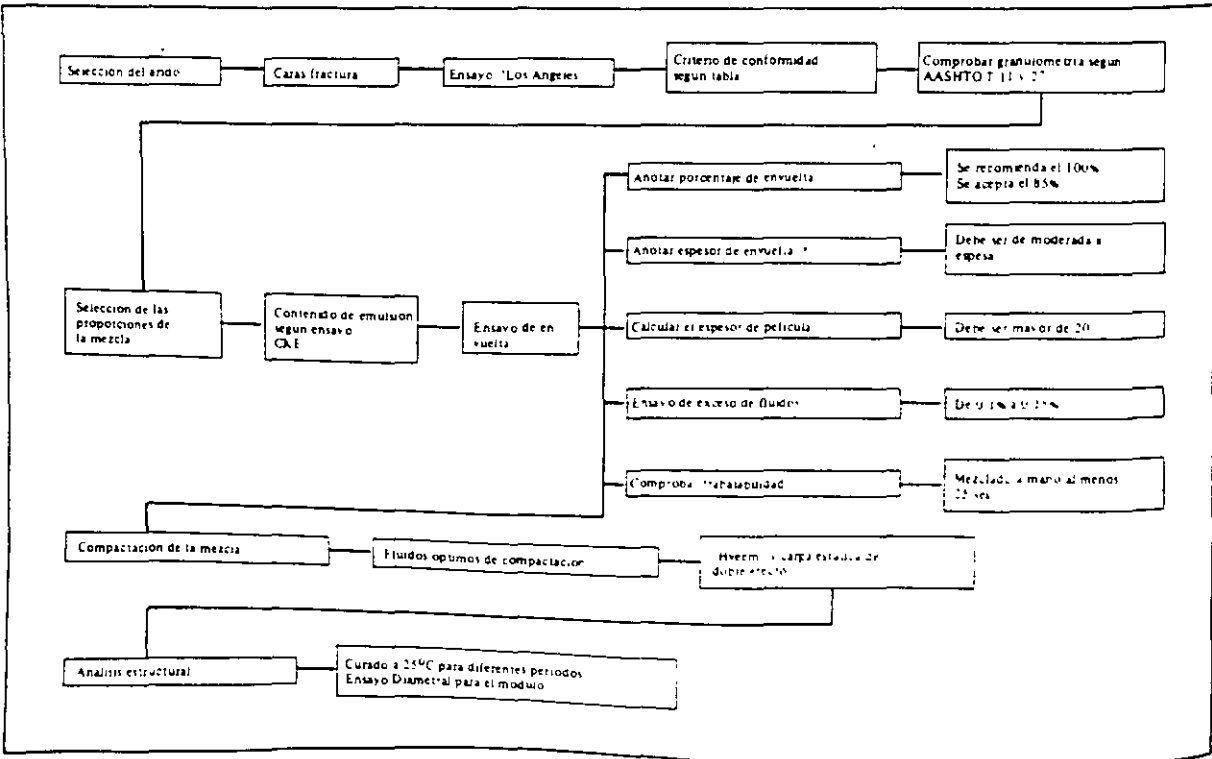
Resumen de las exigencias para materiales para capa de rodadura de textura abierta y meda, contenidas en las Normas British Standard 802, 1.241, 1.241 y 2.040 (Tamaño normal 9 y 6 mm)

Columna numero	1	2	3	4	5	6	7	8
Tamaño nominal del material				3/8"				1/4"
Tipo de aridos		Piedra machacada o escoria			Grava		Piedra machacada o escoria	
Tipo de aglomerante		Alquitran		Asfalto	Alquitran	Asfalto	Alquitran	Asfalto
Especificacion	B.S. 802 Tabla 2	B.S. 802 Tabla 3	B.S. 1.242 Tabla 4	B.S. 1.621 Tabla 3	B.S. 1.241 Tabla 2	B.S. 2.040 Tabla 2	B.S. 802 Tabla 4	B.S. 1.621 Tabla 4
Granulometria de los aridos % en peso que pasa:								
Tamiz B.S.	1/2"	100	100	100	100	100	100	100
	3/8"	85-100	85-100	90-100	85-100	90-100	90-100	100
	1/4"	30-60	45-65	60-80	30-60	50-70	50-75	85-100
	1/8"	10-20	20-30	30-50	10-25*	25-35	35-45	20-60**
Tamiz B.S. número	14	-	10-20	-	-	15-30	18-26	-
	52	-	-	-	-	-	9-16	0-10
	200	0-5	3-6	0-5	2-6	3-7	4-7	2-6
Contenido de aglomerante (% en peso de la mezcla)								
Con roca ignea	5,5-6,5	5,0-6,5*	6,0 -7,0	4,5 -5,5	-	-	6,0-7,0	4,75-5,75
Con caliza	5,5-6,5	5,0-6,5*	6,0 -7,0	4,25-5,25	-	-	6,0-7,0	4,75-5,75
Con escoria	5,0-6,5	5,5-6,75*	6,25-7,25	4,75-6,0	-	-	6,0-7,0	5,5 -6,5
Con grava	-	-	-	-	6,0-7,0	6,5-7,5	-	-

* Estos margenes se subdividen para traficos de peso diferente
 ** El material que pasa por tamiz 1/8", al menos un 40% debe pasar por el tamiz num. 14

FLENTL Mezclas bituminosas en frio de J.A. Fdez. del Campo

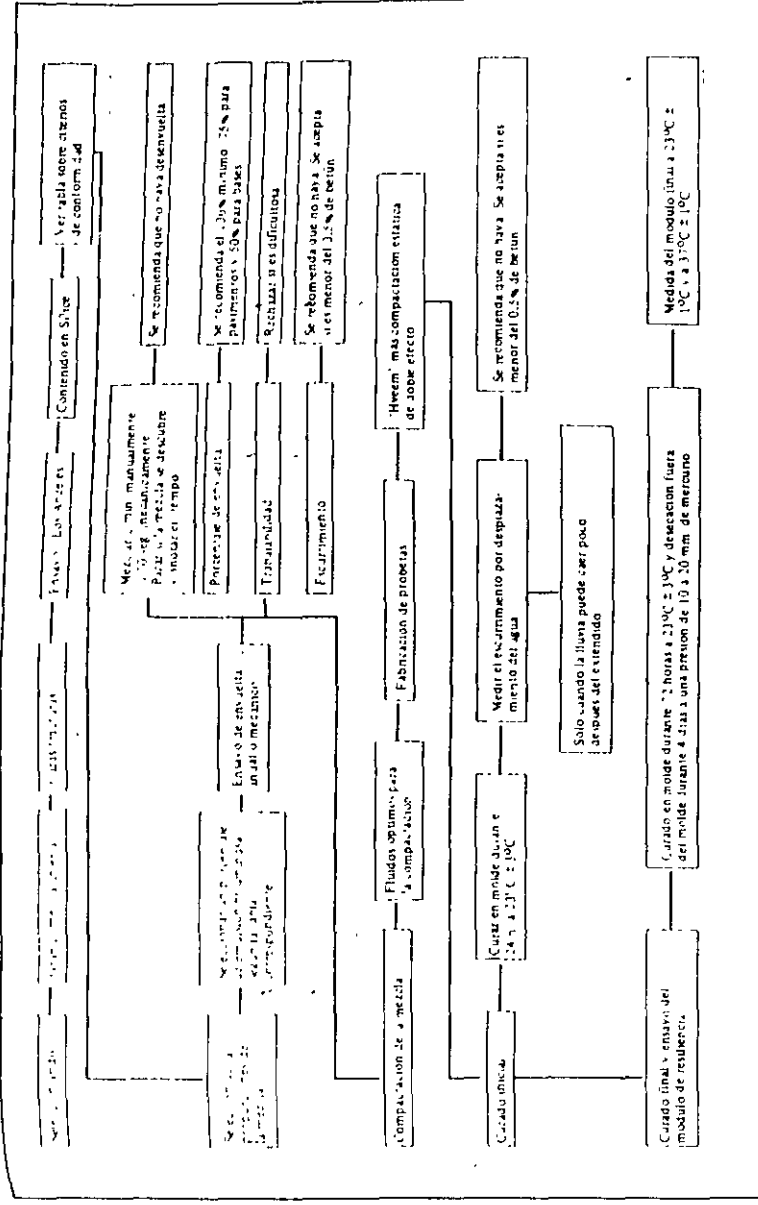
TABLA 37-6



Etapas para la dosificación de una M.A.F. (FHWA)

Fuente: Mezclas bituminosas en frio de J.A. Fdez. del Campo

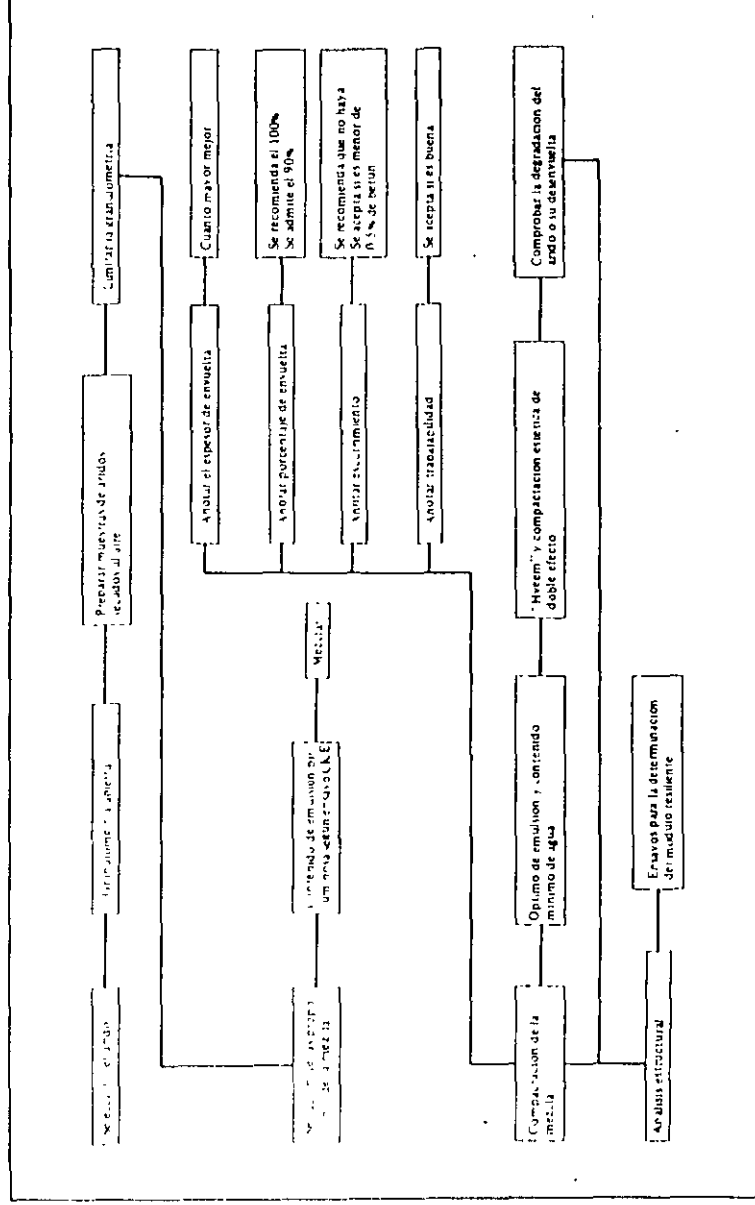
TABLA 17.7



Etapas de la dosificacion de una M.A.F. (Chevron)

Fuente: Mezclas bituminosas en frio de J.A. Fds. del Campo

TABLA 17.8



Etapas para la dosificacion de una M.A.F. (Servicio Forestal USA)

Fuente: Mezclas bituminosas en frio de J.A. Fds. del Campo

Tabla 37-9
Diferencias entre los procedimientos de proyecto de M.A.F.

Paso	Chevron & Instituto del Asfalto	Servicio Forestal USA	FHWA
Selección de árido Granulometría Cantidad	Tres granulometrías posibles Resistencia superficial al árido. Ensayo Los Angeles. Curvas de Fractura	Una granulometría Cubierta en especificaciones	Tres granulometrías posibles Equivalente de arena. Ensayo Los Angeles Resistencia al sulfato
Tipo de emulsión	Catiónica o aniónica de rotura media Elección basada en el tipo de climatología y condiciones de trabajo	Catiónica de rotura media. Elección según la granulometría	Catiónica de rotura media
Proporciones de mezcla Contenido de emulsión Contenido de humedad	Según granulometría en Tabla III El mín. para la envuelta o el que tenga in situ	Test CKE $1.5 K_c + 3.4$ o según Tabla VI Cuando el árido oscurece	Test CKE $1.5 K_c + 3.5$ La natural del árido
Contenido de contenido	Envuelta, espesor, trabajabilidad, % de escurrimiento por acción de agua	Envuelta, trabajabilidad, espesor, % de área cubierta pequeña o inexistente, exceso de ligante	Trabajabilidad, espesor de envuelta, porcentaje de superficie envuelta
Tiempo de mezclado	2 min. a mano o 30 seg. con máquina	30 seg. a mano	30 - 45 seg. a mano
Fabricación de probeta Compactación	Amasado y carga de doble efecto. En molde, 72 h. a $23^\circ \pm 3^\circ C$. En vacío 4 días a 10-20 min. de Hg. Para el test de desplazamiento por agua durante 24 h. a $25^\circ C$	Amasado y carga de doble efecto. En estufa durante 24 h. a $110^\circ \pm 5^\circ C$	
Medidas y cálculos	Densidad en seco. El contenido en fluidos debe ajustarse al mínimo de exudación	Densidad en seco Contenido efectivo de emulsión	
Ensayo de la mezcla	Test de desplazamiento por agua con probetas curadas al aire Modulo resiliente con probetas curadas al vacío		
Evaluación	75-100% de envuelta - 0.5% de escurrimiento - Buena trabajabilidad - 0.5% de betún desplazado por agua. Modulo resiliente	Moderada o pesada envuelta. 90-100% de superficie envuelta. No exceso de fluidos. Buena trabajabilidad	90-100% de envuelta. Envuelta moderada o pesada. 20 mm. mínimo de espesor de película. 0.10-0.15% de exceso de fluidos. Buena trabajabilidad

Cuadro comparativo de las etapas de los tres procedimientos de distribución
Fuente: Mezclas bituminosas en frío de J.A. Fdez. del Campo

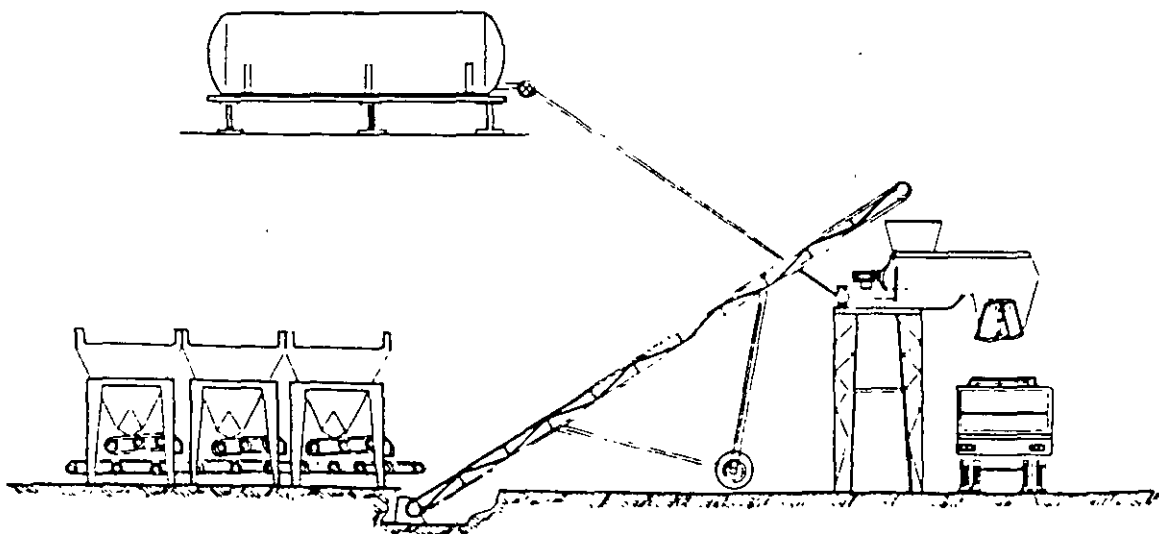


Fig. 37.1.— Esquema de una planta de fabricación de M.A.F.

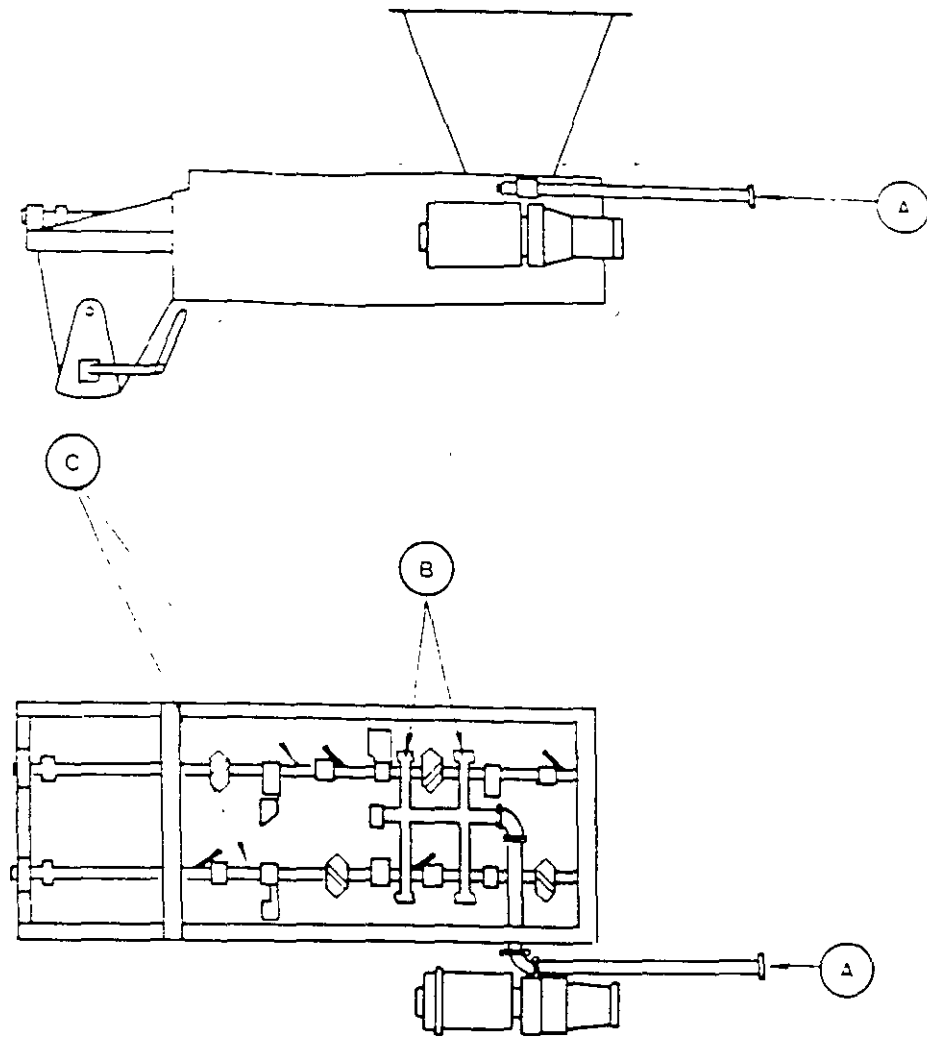


Fig. 37.2.— Esquema de la mezcladora.

A - Entrada de ligante B - Difusores C - Ejes de la amasadora

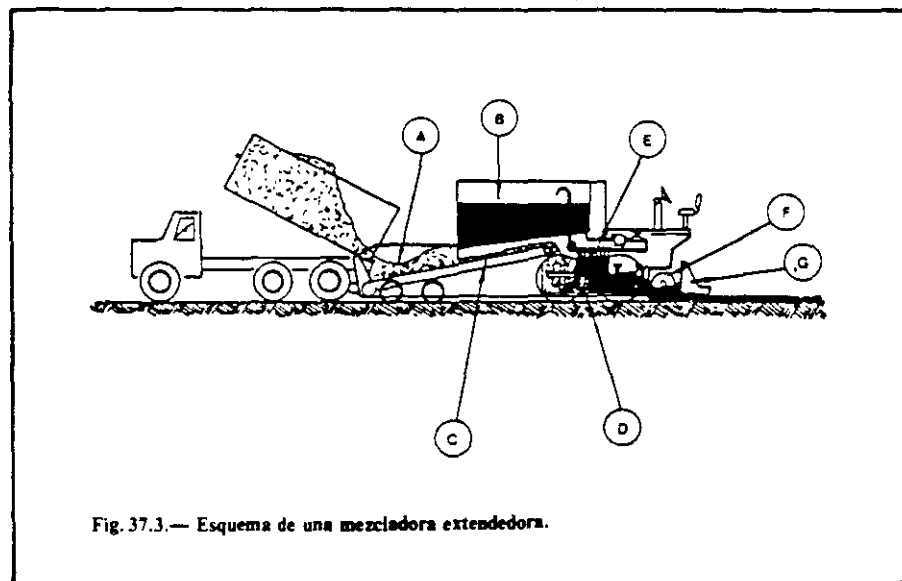


Fig. 37.3.— Esquema de una mezcladora extendidora.

360

47. SEÑALIZACION HORIZONTAL

361

47 0 SEÑALIZACION HORIZONTAL

Consideraciones iniciales:

Los ensayos más importantes son los que hacen referencia a la calidad de la pintura en si y a la durabilidad y resistencia al tráfico de la pintura aplicada al pavimento. La adherencia de la pintura al pavimento y la de las microesferas de vidrio a la propia pintura son los factores esenciales para una correcta calidad de la señalización horizontal.

Resulta muy conveniente la realización de diversos tramos de prueba para encontrar la pintura y el procedimiento de aplicación más conveniente en cada caso: en función del tipo de pavimento, clima y condiciones de uso.

47 1 SEÑALIZACION HORIZONTAL

EP

Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Consistencia de la pintura C	Norma MELC 12.74; $80 < C < 100$. Unidades Krebs Temp. $20^{\circ} C \pm 0.2^{\circ} C$.	Seleccionar la pintura idónea para una puesta en obra rápida y compatible con el material utilizado guardando un equilibrio entre dilución para facilitar la aplicación y consistencia alta para que la pintura se adhiera y permanezca.	Una vez (3 determinaciones) al principio de la obra o por partida diferente.	N
2.— Secado de la pintura.	Norma MELC 12.71. Tiempo menor de 30 minutos. Secado en posición horizontal a $20^{\circ} C \pm 0.2^{\circ} C$ y $60\% \pm 5\%$ de humedad relativa. Superficie $> 100 \text{ cm}^2$ Pintura $720 \text{ g} \pm 10\%/m^2$.	Utilizar una pintura cuyo secado sea rápido para poder abrir al tráfico lo más inmediatamente posible el tramo construido, reparado o repuntado.	Id. 1.	N
3.— Matena fija de la pintura.	Norma MELC 12.05; ± 2 Ud, respecto a la del catálogo del fabricante.	Id. 1.	Id. 1.	N
4 — Peso específico de la pintura.	Norma MELC 12.72; $\pm 3\%$ respecto a la del catálogo del fabricante.	Id 1.	Id. 1.	N
5 — Estabilidad a envase lleno de la pintura	Norma MELC 12.77 Después de 18 horas a $60^{\circ} C \pm 2.5^{\circ} C$ en envase de hojalata de más de 500 cm^3 , con cámara de aire menor de 1 cm e invertido la consistencia aumentará menos de 5 unidades Krebs.	Utilizar una pintura que no se detiore antes de su aplicación por aumento de la temperatura en los botes. No deben formarse coágulos ni depósitos duros. La consistencia debe mantenerse o aumentar muy poco.	Id. 1.	N
6 — Estabilidad a la dilución de la pintura	Norma MELC 12.77; 85 cm^3 de pintura más 15 cm^3 de Toluol o disolvente especificado por el fabricante. no deben formar precipitados ni coagulaciónes.	Utilizar una pintura que no modifique sus características cuando haya que utilizarla con disolventes en las aplicaciones a la carretera.	Id. 1.	N

47.1 SEÑALIZACION HORIZONTAL				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
7.— Resistencia al sangrado de la pintura sobre superficies bituminosas.	Norma MELC 12.84. No se producirá un cambio de color por sangrado, mayor que el N° 6 de la referencia fotográfica Standard (ASTM-D868-48).	Utilizar una pintura que no altere sus propiedades y sobre todo su color al ser aplicada sobre superficies bituminosas.	Id. 1.	N
8 — Poder cubriente de la película seca.	Norma MELC 12.96. La relación de reflectancias aparentes de la pintura aplicada sobre fondos blanco y negro será: $R_c = \frac{R_{\text{negro}}}{R_{\text{blanco}}} > 0.95$ Carta Morest 200 g/m ² ± 5% Temperatura 20°C ± 2°C Humedad 60% ± 5%. Tiempo 24 horas.	Id. 1. Utilizar una pintura que se extienda adecuadamente sobre las superficies y las haga cambiar a su color.	Id. 1.	N
9 — Reflectancia luminosa aparente RLA de la pintura.	Norma MELC 12.97: RLA > 80 Condiciones como en EP-8.	Id. 8.	Id. 1	N
10.— Flexibilidad de la pintura.	Norma MELC 12.93 No se producirá agrietamiento ni despegue de la pintura sobre mandril de 12.5 mm Soporte de hojalata de 7.5x12.5 cm y 19-15 g/dm ² .	Utilizar una pintura que se adapte a las deformaciones del soporte en diferentes situaciones de temperatura y doblado.	Id. 1.	N
11 — Resistencia a la inmersión en agua de la pintura.	Norma MELC 12.91 Aplicación como EP-8 Secado 72 horas Inmersión en agua destilada durante 24 h a 20°C ± 2°C Después del ensayo la probeta tendrá buena adherencia al soporte de vidrio de 10 x 20 cm	Utilizar una pintura resistente al efecto del agua sobre ella y su soporte.	Id. 1	N

47.1 SEÑALIZACION HORIZONTAL				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
12 — Resistencia al envejecimiento artificial y a la luz en la pintura.	Norma MELC 12 94 Aplicación sobre mastic asfáltico como en EP-2 Después de 168 horas la pintura no presentará ampollas, grietas ni cambios de color.	Utilizar una pintura resistente a los agentes atmosféricos y a la luz solar. El cambio de color después del ensayo no debe superar la diferencia existente en el par N° 2 de referencias de la escala de Munsell de grises (ASTM-2616-67).	Id. 1.	N
13 — Granulometría de microesferas de vidrio para marcas reflexivas.	Normas MELC 12 32 y UNE 7050. Tamiz % que pasa 0,80 100 0,63 95-100 0,50 90-100 0,32 30-70 0,125 0-50	Conseguir una mezcla eficaz con la pintura y un paso adecuado por los elementos mecánicos de las máquinas de pintar.	1 vez al comienzo de la obra o por partida diferente.	N
14. — Resistencia a la solución IN de Cloruro Cálcico de microesferas de vidrio.	Después de 3 horas de inmersión a 21°C las microesferas no presentarán alteraciones superficiales.	Utilizar microesferas de vidrio con capacidad de reflexión luminica.	Id. 13.	N
15 — Resistencia a los ácidos de microesferas de vidrio	Id. 14 En solución de pH = 5 de 6 gr. de ácido acético y 20,4 gr de acetato sódico por litro	Id. 14.	Id. 13.	N
16. — Resistencia al agua de microesferas de vidrio	Id. 14 en agua destilada	Id. 14.	Id. 13.	N
17 — Índice de refracción de microesferas de vidrio IR	Norma MELC 12.31. IR > 1,50	Id. 14.	Id. 13.	N
18. — Defectos en microesferas de vidrio	Norma MELC 12 30. Defectos < 20%.	Id. 14	Id. 13.	N
19 — Tramos de prueba.	En un pavimento igual al definitivo pero fuera del tráfico.	Ajustar los procedimientos de construcción, y permitir las mediciones y ensayos previos.	Líneas de prueba < 0.1% del total. Marcas de prueba < 1% del total.	C

47.2 SEÑALIZACION HORIZONTAL				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1. — Temperatura ambiente	> 0°C.	Obtener unas buenas condiciones de pintado.	Todos los días.	N

47.2 SEÑALIZACION HORIZONTAL				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
2 — Conservación del envase de pinturas.	Después de agitada la pintura no presentará coágulos, pieles, depósitos duros ni separación de color.	Id. EP-1-2-5-6. Comprobar la estabilidad de las propiedades después de seis meses de almacenada la pintura.	En todos los envases	N
3.— Aspecto de la pintura aplicada.	Aplicación según EP-2 Secado 24 horas. Tendrá aspecto uniforme, sin granos ni desigualdades de tono y con brillo satinado "cáscara de huevo".	Comprobar durante la construcción, que las pruebas en condiciones normalizadas, revelan una pintura adecuada según los ensayos EP.	Todos los días sobre un 10% de la superficie pintada escogida aleatoriamente y sobre 3 probetas por partida de pintura.	N
4.— Color de la pintura aplicada	Aplicación según EP-2. No habrá diferencia respecto a la pastilla B-119 blanca de la norma UNE-48103.	Id 2. Id. condiciones de EP-12 con el par N° 3 de la escala de Munsell.	Id. 3.	N
5 — Secado de la pintura.	Id EP-2 y en condiciones reales de obra	Id. EP-2. Comparar los tiempos de secado de la pintura suministrada a obra con los de la pintura ensayada previamente.	3 determinaciones en Laboratorio y 2 en el soporte real por cada partida o por cada 1.000 kg o 5.000 ml de línea.	C
6.— Peso específico de la pintura.	Id. EP-4	Comparar el peso específico de la pintura ensayada previamente con la realmente utilizada en obra.	1 determinación cada 1.000 kg.	C
7 — Estabilidad a la dilución de la pintura	Id EP-6.	Comparar las características de la pintura ensayada previamente con la realmente utilizada en obra, respecto a la dilución.	Id 6.	C
8 — Catafotes.	Medición directa Deben apreciarse claramente de noche con luz de cruce hasta una distancia mayor que la de visibilidad de parada o mayor de 60 m.	Señalizar el eje y bordes de la carretera con suficiente claridad.	1 determinación cada 500 piezas	C

47.3 SEÑALIZACION HORIZONTAL				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Comprobación del secado de la pintura	Una pieza de goma lisa presionada a 5 kg/cm ² sobre la pintura no debe dejar marca ni en ella ni el pavimento	Abrir al tráfico en el momento adecuado para evitar el deterioro de la pintura.	1 punto cada 50 m después de 30 minutos de pintado el pavimento.	N
2.— Comprobación de la dotación de pintura por m ² o m lineal (materia fija).	1 litro de pintura con 715 gr de esferas de vidrio debe cubrir de 2.4 a 2.7 m ²	Lograr la uniformidad de dotación por m ² o m lineal para obtener una homogeneidad de color, o rectificar repintando en caso necesario	Todos los días por cada carga y recorrido de la máquina	N

47.3 SEÑALIZACION HORIZONTAL				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
3 — Comprobación de la dotación de microesferas de vidrio por m ² o por m lineal	Id. 2	Id. 2.	Id. 2.	N
4 — Superficie cubierta	Medición directa Superior al 95%.	Evitar zonas defectuosas.	En 1 m lineal cada 500. escogido aleatoriamente.	C
5 — Alineación	La diferencia entre el eje de la alineación real y la teórica no será superior a 3 cm.	Lograr una regularidad geométrica en el trazado de las líneas de señalización y de las líneas de catafotes	En tramos de 100 m cada 2.000 m escogidos por el Director de Obra	C
6 — Catafotes.	Id. EC-8.	Id. EC-8	En toda la obra	C

47.4 SEÑALIZACION HORIZONTAL				EE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Visibilidad de día.	Norma DIN 6171 y norma de medida de Color CIE-1931 o norma LCPC 2611 Angulo de incidencia 45°. Angulo de reflexión 0°	Determinar las coordenadas cromáticas y el factor de luminancia con un colorímetro provisto de filtros Hunterlab. Apreciat el grado de visibilidad diurna de las líneas y marcas	En un 5% de la superficie total. antes de abrir al tráfico y 30 días después.	C
2.— Visibilidad de noche.	Norma ASTM D-1011 con el aparato HUNTER o bien Norma LCPC 2621 con el aparato BAST.	Id. 1.	Id. 1.	C
3.— Resistencia al deslizamiento de marcas, flechas o líneas.	Norma LCPC 249 o Norma NLT-175. CRL > 0.55 medido con el péndulo de fricción.	Evitar que las marcas viales constituyan zonas deslizantes.	Id. 1.	C
4 — Medida de la retroreflexión.	Con Retrómetro digital 041 de OPTRONIK-GMBH. Angulo de incidencia 3.5°. Angulo de reflexión 5°.	Medir la capacidad de reflexión de una línea de pintura in situ.	Id. 1.	C

47.5 SEÑALIZACION HORIZONTAL	RP	Importancia
1.— La superficie del pavimento ha de estar completamente limpia y seca, exenta de materiales sueltos o mal adheridos, para lo cual se cepillará con barredoras adecuadas y se secará con aire comprimido si fuera necesario, con lo que además se eliminará el polvo adherido a la superficie.		G
3.— La pintura se aplicará sobre superficies rugosas que faciliten su adherencia, para lo cual es necesario que tengan una rugosidad pequeña o moderada pues una gran rugosidad requiere gran cantidad de pintura. Con la dotación indicada en EF-2 se tiene una buena medida de la rugosidad que puede comprobarse en los tramos de prueba. Si la superficie fuera excesivamente lisa se tratará con chorro de arena, frotamiento con púas de acero fuerte o con solución de ácido clorhídrico al 5% seguida de lavado energético posterior.		G
3 — Si los morteros u hormigones del pavimento presentan eflorescencias se eliminarán las causas que las producen y las eflorescencias se tratarán con lavado energético con agua seguido de una aplicación de ácido clorhídrico diluido al 20% limpiando 5 minutos después con cepillos de púas de acero y lavando abundantemente con agua.		M
4.— Si los morteros u hormigones del pavimento pueden presentar reacción alcalina, se reducirá aplicando una solución acuosa al 2% de cloruro de zinc y después otra solución acuosa con ácido fosfórico al 3% dejándoles secar antes de aplicar la pintura.		P
5.— El replanteo de las líneas y marcas viales se hará con aparatos topográficos, señalando puntos distanciados menos de 50 cm para definir ejes, bordes, contornos y figuras.		G
6.— Las condiciones de secado de la pintura varían con la humedad, material y porosidad del soporte; con la temperatura, humedad y viento del ambiente y lógicamente con el tipo de pintura. Los ensayos EP-2, EP-8, EP-19, EC-5, EF-1, EF-2 y EF-4 permiten valorar los diferentes tiempos de secado en función de los parámetros citados.		M
7 — En días de viento, en que se aprecie dispersión de la pintura fuera de los límites geométricos de las líneas, no se permitirá la aplicación de la pintura al pavimento.		M
8.— Debe vigilarse que la matena seca de la pintura aplicada corresponda a la prevista y no disminuya por utilización abusiva de diluyentes que facilitan la puesta en obra de la pintura, pero disminuyen la cantidad de material colorante aplicado por m ² con la consiguiente pérdida de calidad y permanencia de coloración.		G
9.— El índice de calidad de la pintura se obtiene aplicando la fórmula ponderal siguiente:		
$IC = 0,1 R_a + 0,3 R_d + 0,6 R_r$		
en la que los parámetros R_a , R_d y R_r significan lo siguiente:		
R_a = Indicador del aspecto de blancura de la superficie pintada vista desde 3 m, comparándola con fotografías patrón. Varía de 0 a 10.		
R_d = Grado de deterioro de la pintura, bien por desconchados o por desgaste. Se obtiene colocando sobre la pintura una plantilla normalizada de 33 cuadrados, realizándose fotografías que se comparan con otras fotografías patrón. Varía de 0 a 10.		
R_r = Medida de la retrorreflexión con el Retrómetro digital Modelo 041 de Optronik GMBH de Berlín. Ensayo EE-4		M
10.— Las líneas y señales pintadas fuera de las líneas longitudinales como las líneas transversales, oblicuas, flechas, letreros, etc. deben de tener la mayor cantidad posible de pintura por m ² compatible con el coeficiente de rozamiento longitudinal y la adherencia para obtener una mayor resistencia al desgaste que es muy superior al de las líneas longitudinales.		P
11 — Se incluyen a continuación cuadros de características de las señalizaciones horizontales		P

TABLA 47-1
Cuadro 278.1 (PG-3)

Tabla de puntuación de los diferentes ensayos para la obtención del coeficiente de valoración de las pinturas a emplear en marcas viales reflexivas

Grupo	Ensayos	Norma de ensayo	Valor exigido	Calificación			
				0	1	2	3
a	278.3.2 Secado	MELC 12.71	<30	>60	60-31	30-20	<20
	278.3.9 Sangrado	MELC 12.84	≥6	≤4	>4 a <6	≥6 a <8	≥8
	278.4.2 Color*	ASTM D 2616-67	<3 Munsell	≥4	≥3 a <4	<3 a ≥2	<2
	278.4.3 Reflectancia	MELC 12.97	≥80	<75	75-79	80-85	>85
	278.4.4 Poder cubriente						
	P Amarilla	MEL 12.96	≥0,90	<0,88	0,88-0,89	0,90-0,92	>0,92
P Blanca	MELC 12.96	≥0,95	<0,93	0,93-0,94	0,95-0,97	>0,97	
b	278.3.1 Consistencia	MELC 12.74	80-100 U.K.	<75 o >105	75-79 y 101-105	80-100	-
	278.3.3 Materia fija	MELC 12.05	±2 Unidades	>±3	>±2 a <±3	≤±2	-
	278.3.4 Peso específico	MELC 12.72		>±5	>±3 a ≤±5	≤±3	-
	278.3.6 Conservación envase		Bueno	Marcado defecto	Pequeño defecto	Buena	-
	278.3.7.1 Estab. envase	MELC 12.77	≤5 U.K.	>7	6-7	≤5	-
	278.3.7.2 Estab. dilución	MELC 12.77	≥15%	<10	10-14	≥15	-
	278.4.1 Aspecto		Bueno	Marcado defecto	Pequeño defecto	Bueno	-
	278.4.5 Flexibilidad	MELC 12.93	Buena	Marcado defecto	Pequeño defecto	Buena	-
	278.4.6 Resistencia inmersión en agua	MELC 12.91	Buena	Marcado defecto	Marcado defecto	Buena	-
	278.4.7 Envejecimiento artificial		Bueno	Marcado defecto	Pequeño defecto	Bueno	-

TABLA 47-2
Visibilidad nocturna de las marcas viales, a 40 m. del conductor (Francia)

Firme		Marca vial						Sin iluminación pública				
Marca	Definición	RA Altura de arena	Y	Naturaleza	Y	Retro reflexión (med. 1x-1 m ²)	Desgaste	Condiciones de iluminación	EV (lx)	Luminosidad (cd. m ⁻²)		Contraste
										L _M	L _c	C = $\frac{L_M - L_c}{L_c}$
1	Mezcla bituminosa, diorita gris	0,72	0,039	P	0,435	256	8	LC	16,5	2,75	0,15	17,3
								LG	49,0	7,3	0,40	17,3
2	Tratamiento superficial diorita gris	1,60	0,079	P	0,391	166	8	LC	45,0	1,13	-	-
								LG	39,0	3,65	0,20	17,3
3	Mezcla bituminosa, diorita gris	0,72	0,092	P	0,340	198	6	LC	16,0	2,38	0,38	5,3
								LG	80,0	8,5	1,4	5,1
4	Mezcla bituminosa, diorita gris	0,72	0,099	P	0,637	235	8	LC	16,0	3,0	0,5	5,0
								LG	80,0	16,0	0,98	15,0
5	Mezcla bituminosa, sílice de Garonne machacada	0,80	0,108	P	0,591	440	8	LC	16,5	3,0	1,9	0,5
								LG	35,0	8,8	2,2	3,0
6	Tratamiento superficial, sílice de Garonne, machacada	-	0,108	-	0,364	88	2	LC	17,0	0,36	0,15	1,4
								LG	60,0	1,24	0,64	1,0
7	Mezcla bituminosa, sílice de Garonne machacada	1,6	0,112	P	0,350	278	8	LC	15,0	1,84	0,34	4,4
								LG	36,0	4,1	0,78	4,1
8	Hormigón estrado, sílice de Garonne	0,55	0,339	P	0,521	121	6	LC	16,0	1,14	0,50	1,3
								LG	70,0	3,28	1,47	1,2
9	Hormigón estrado, sílice de Garonne	0,55	0,372	P	0,449	107	2	LC	18,0	0,20	0,13	0,5
								LG	59,0	0,36	0,25	0,4

IV = Iluminación vertical
P = Pintura
LC = Luz de cruce
LG = Luz larga
Y = Factor de luminosidad (45°/0°)

TABLA 47-3
Visibilidad diurna en seco de las marcas viales a 40 m del conductor

Definición	FIRME		MARCA VIAL		Condiciones de visibilidad	LUMINOSIDADES (cd/m ²)		CONTRASTE $C = \frac{L_M - L_C}{L_C}$
	HA (mm)	Factor de luminosidad y (45 0°)	Naturaleza	Factor de luminosidad y (45 0°)		L señal	L firme	
A Mezcla bituminosa con arena 0 o embutida	0,25	0,055	P	0,631	Cielo gris	1 100	560	0,96
					sol 1/2 de frente	5 900	2 000	1,95
					sol cubierto 1/2 de espalda	7 800	1 450	4,36
B Mezcla bituminosa 0/10	0,45	0,064	RC	0,435	Cielo gris	1 400	840	0,57
					Cielo gris	1 250	590	1,12
					sol 1/2 de espalda	3 800	1 350	1,51
					sol 1/2 de frente	3 900	1 450	1,00
					sol 1/2 de espalda cubierto 1/2 de frente	3 000	1 300	1,31
C Mezcla bituminosa 0/10 La Noubieau (diorita)	0,35	0,064	P	0,207	Cielo gris	770	410	0,82
					Cielo gris	660	550	0,24
					sol de lado de espalda	4 700	2 550	0,54
					sol de frente	1 350	700	0,47
D Mezcla bituminosa 0/10 aluviones Garonne (silice)	0,72	0,071	P	0,493	Cielo gris	1 450	780	0,56
					Cielo gris	900	440	1,05
					sol de lado de espalda	4 700	1 500	2,13
					sol de frente	1 500	350	3,29
E Tratamiento superficial con doble capa de gravilla > 10-4 en Maillerae	4,00	0,072	RC	0,165	Cielo gris	500	200	1,50
					sol 1/2 de espalda	3 700	1 400	1,64
					sol 1/2 de frente	3 000	1 100	1,73
					sol cubierto lateral	1 400	420	2,33
F Tratamiento superficial monocapa 0/10 empotrado	1,50	0,074	RC	0,414	Cielo gris	3 900	1 550	1,22
					sol 1/2 de espalda cubiertas 1/2 de frente	7 300	2 600	1,51
					sol cubierto lateral	6 800	2 600	1,92
					sol cubierto lateral	1 400	500	2,33
G Mezcla bituminosa de aluvion de Garonne 0/10	1,02	0,062	P	0,535	Cielo gris	1 500	650	1,31
					Cielo gris	1 900	1 750	0,09
					sol de lado de espalda	3 400	1 600	1,13
					sol de frente	2 250	1 100	1,02
H Tratamiento superficial monocapa 0/12 empotrado	2,20	0,088	RC	0,456	Cielo gris	1 300	540	1,41
					sol de lado cubierto	4 000	1 600	1,50
					sol cubierto	3 000	1 350	1,22
					sol cubierto	1 200	500	2,33
I Mezcla bituminosa de aluvion de Garonne 0/10	0,92	0,086	P	0,664	Cielo gris	1 200	560	1,07
					sol de lado	3 600	1 600	1,25
					sol de lado	2 400	1 050	1,48
J Mezcla bituminosa 0/10 Maillerae empotrada	0,80	0,091	RC	0,337	Cielo gris	1 350	600	1,25
					Cielo gris	250	180	0,34
					sol 1/2 de frente cubierto 1/2 de espalda	4 000	2 000	1,00
					sol 1/2 de frente	4 500	1 400	2,21
					sol 1/2 de frente cubierto 1/2 de espalda	2 150	910	1,36
K Mezcla bituminosa 0/10 Maillerae	0,53	0,095	RC	0,574	Cielo gris	2 400	1 050	1,29
					Cielo gris	370	310	0,19
					sol de espalda de frente	450	360	0,25
L Mezcla bituminosa arena 0/2 y aluvion de Garonne	2,00	0,103	P	0,546	Cielo gris	900	700	0,29
					Cielo gris	1 500	1 300	0,08
					Cielo gris	1 350	900	0,50
					sol de espalda de frente de lado	2 100	950	1,21
M Tratamiento superficial monocapa 0/10 aluvion de Garonne	1,02	0,130	P	0,400	Cielo gris	2 150	1 600	0,34
					Cielo gris	3 500	2 150	0,63
					Cielo gris	1 750	1 000	0,75
					Cielo gris	950	750	0,27
N Tratamiento superficial monocapa 0/10 aluvion de Garonne	1,70	0,111	P	0,492	Cielo gris	4 100	2 050	1,00
					Cielo gris	4 000	1 450	1,76
					sol de lado de espalda de frente	2 050	1 200	0,71
					sol de frente	2 050	1 200	0,71
O Mezcla bituminosa 0/14 La Noubieau	0,76	0,117	P	0,445	Cielo gris	2 500	1 000	1,02
					sol cubierto de lado	4 000	1 550	1,54
					sol cubierto	4 900	1 400	1,56
P Mezcla bituminosa 0/10 aluvion de Garonne	0,77	0,132	P	0,551	Cielo gris	2 600	500	4,60
					sol de espalda de frente	2 000	850	1,35
					sol de frente	18 400	4 200	3,40
Q Hormigon	0,42	0,191	RC	0,464	Cielo gris cubierto 3/4 de espalda	2 100	1 650	0,27
					Cielo gris cubierto 3/4 de frente	3 700	2 150	0,72
					Cielo gris cubierto	5 800	5 500	0,05
R Hormigon transversalmer te estriado	0,61	0,326	P	0,222	Cielo gris	380	450	0,12
					sol de lado de espalda	720	1 150	0,43
					sol de frente	170	310	0,39
S Hormigon estriado arena del Sena	0,60	0,340	RC	0,494	Cielo gris	220	170	0,41
					Cielo gris	650	1 100	0,50

HA = Altura media de arena

S = Arena de Sena (L. 1970)

Los valores de luminosidad y de contraste son aproximativos

TABLA 47-4
Evolución de la duración de cuatro tipos de bolas de la misma granulometría sobre cinco productos de señalización a lo largo de los ensayos comparativos en carretera

Tipo de bolas	Productos	Hundimiento (%)	Número de bolas (%)					
			1 día	1 mes	3 meses	5 meses	7 meses	12 meses
NH	G	60	100	88	74	49	39	33
	A	75	100	100	94	94	61	46
	CC	95	100	97	97	97	34	14
	R	65	100	95	87	62	3	0
	C	65	100	90	76	76	19	0
H	G	55	100	89	66	12	5	5
	A	50	100	94	72	72	41	34
	CC	90	100	94	94	94	31	29
	R	45	100	87	37	9	1	0
	C	65	100	75	55	39	1	0
T	G	60	100	96	93	76	51	19
	A	70	100	100	93	87	52	17
	CC	70	100	91	77	70	32	25
	R	70	100	83	69	9	1	0
	C	60	100	90	77	77	7	0
T	G	65	100	100	95	95	66	55
	A	65	100	100	95	95	42	16
	CC	55	100	93	93	93	18	13
	R	60	100	95	77	72	10	0
	C	60	100	90	81	81	21	0

- NH = Bolas sin protección frente a la humedad
H = Bolas con protección frente a la humedad
T y T = Bolas con tratamiento superficial para mejorar la adherencia
G = Pintura a base de resina gliceroftálica
A = Pintura a base de resina acrílica
CC = Pintura a base de caucho clorado
R = Recubrimiento en caliente a base de resina de petróleo
C = Recubrimiento en caliente a base de resina catiónica

TABLA 47-5
Distancia entre las bolas con objeto de evitar su ocultación mutua y dosificaciones teóricas equivalentes

Diámetro de las bolas (mm)	Distancia entre las bolas (mm)		Dosificaciones teóricas (g/m ²)	
	$\theta = 3,7^\circ$	$\theta = 0,25^\circ$	$\theta = 3,7^\circ$	$\theta = 0,25^\circ$
0,2	1,3	15,6	40	3,0
0,4	2,7	37,1	78	6,0
0,6	4,0	55,7	118	8,5

θ = Ángulo de incidencia del haz luminoso

TABLA 47-6
Evolución temporal del número de bolas con protección frente a la humedad y sin protección de un recubrimiento en caliente

Tipo de bolas	Número de bolas / cm ²					
	1 día	1 mes	3 meses	5 meses	7 meses	12 meses
Sin protección	800	720	610	610	150	0
Con protección	800	620	440	310	10	0

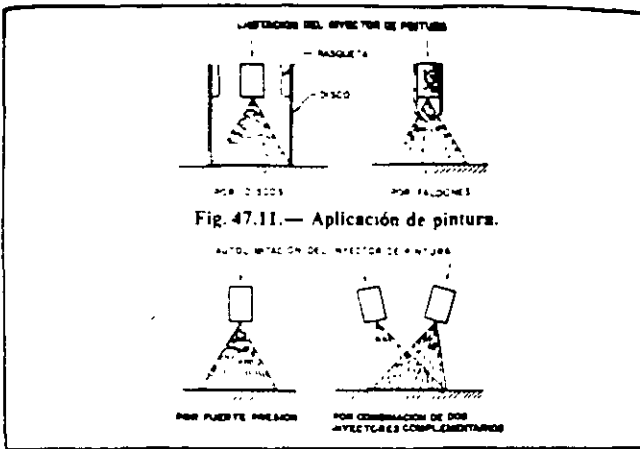


Fig. 47.11. — Aplicación de pintura.

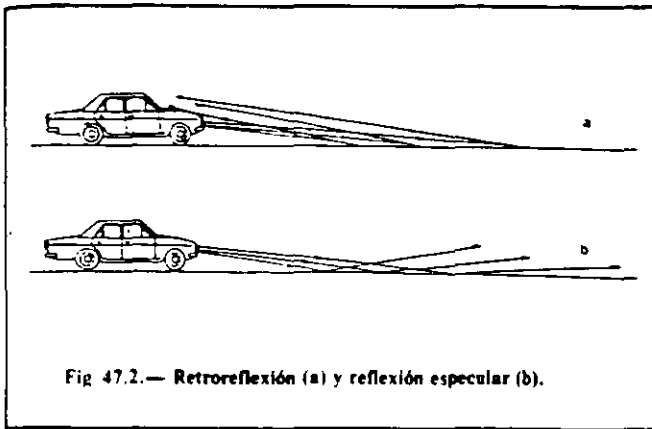


Fig. 47.2. — Retroreflexión (a) y reflexión especular (b).

RETROREFLEXION EN FUNCION DEL Nº DE BOLAS / cm² DE LA DOSIFICACION (g/m²)

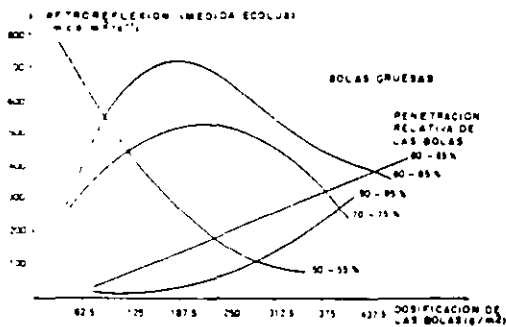


Fig. 47.7. — Para granulometría 315-500 mm.

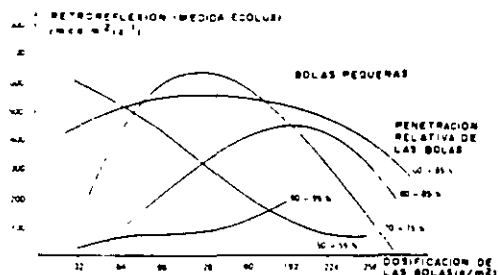


Fig. 47.8. — Para granulometría 125-315 mm.

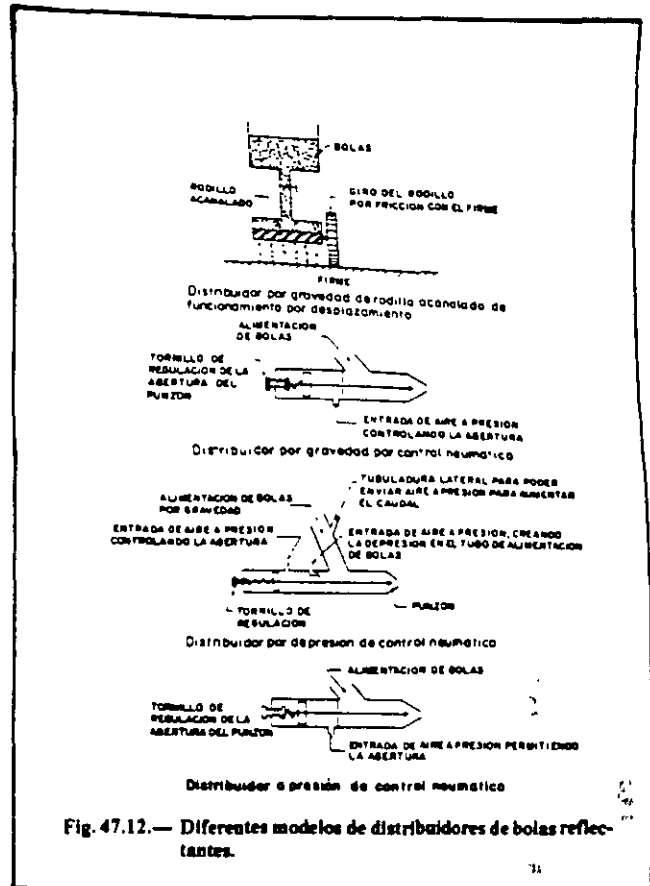


Fig. 47.12. — Diferentes modelos de distribuidores de bolas reflectantes.

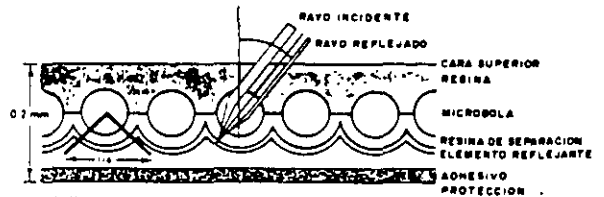


Fig. 47.9. — Sección de una capa de pintura de retroreflectante de clase I.

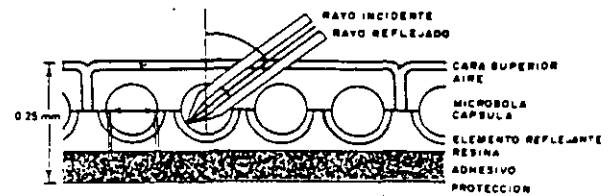


Fig. 47.10. — Sección de una capa de pintura retroreflectante de clase II.

48. SEÑALIZACION VERTICAL

48.0 SEÑALIZACION VERTICAL

Consideraciones iniciales:

Los ensayos más importantes son los de recepción de las señales en obra comprobando que las chapas, sus protecciones y sus pinturas proporcionan unas garantías de durabilidad, resistencia a los agentes atmosféricos y sobre todo una visibilidad y luminosidad que las hagan perfectamente distinguibles por el usuario en cualquier condición de tráfico y ambiental

48.1 SEÑALIZACION VERTICAL				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Espesor de la chapa de acero para señales.	Medición directa $e > 1,8$ mm Tolerancia $\pm 0,2$ mm.	Emplear chapa cuyo espesor la haga resistente a los agentes mecánicos y atmosféricos	En un 25% de las señales escogidas aleatoriamente.	N
2.— Pinturas de cromato de zinc-óxido de hierro para imprimación anticorrosiva de materiales férricos para señales.	Las indicadas en el PG-3 art. 271. Ver cuadros 271-1-2-3-4-5. EP y RP.	Dotar de protección anticorrosiva a las superficies férricas de las señales. Tipo I.— Vehículo de resina gliceroftálica y aceite de linaza crudo a partes iguales y disolvente volátil. Tipo II.— Vehículo de solución de resina gliceroftálica modificada con aceites vegetales y disolvente volátil. Tipo III.— Vehículo de barniz de resina fenólica.	Una vez al comienzo de los trabajos o por partida, si no hay certificado fiable de la casa suministradora.	N
3.— Esmaltes sintéticos brillantes para acabado de superficies metálicas para señales.	Las indicadas en el PG-3 art. 273. Ver cuadros 273-1-2-3-4-5-6. EP y RP.	Conseguir el color adecuado sobre las señales con una pintura homogénea, duradera y resistente a los agentes atmosféricos.	Id. 2.	N
4 — Pinturas para imprimación anticorrosiva de superficies de materiales férricos para señales.	Las indicadas en el PG-3 art. 279. Ver cuadros 279-1-2: EP y RP.	Dotar de protección anticorrosiva a las superficies férricas de las señales.	Id. 2.	N
5 — Conservación en envase lleno de pinturas para señales	Norma INTA 160226. No presentará coágulos, pieles ni depósitos duros después de agitar.	Utilizar una pintura que no se detone antes de su aplicación, en el período de almacenamiento.	Id. 2.	N
6.— Conservación en envase parcialmente lleno de pinturas para señales.	Norma MELC 1277. No se formarán pieles al cabo de 48 horas.	Id. 5.	Id. 2.	N

48.1 SEÑALIZACION VERTICAL				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
7.— Estabilidad en envase lleno de pinturas para señales	Norma MELC 1277. La consistencia no aumentará en más de 10 Ud Krebs al cabo de 6 meses en envase cerrado a la temperatura ambiente. No se formarán pieles, coágulos ni depósitos duros (para EP-3 y 4).	Id. 5.	Id. 2.	N
8.— Estabilidad a la dilución de pinturas para señales	Normas INTA 162302 y UNE La pintura permanecerá estable y uniforme al diluir 5 volúmenes de pintura con 1 de gasolina 150/200 (para EP-2 y 4).	Utilizar una pintura homogénea y con capacidad de dilución que haga fácil su aplicación.	Id. 2.	N
9.— Tiempo de secado para esmaltes para señales.	Norma MELC 12.73 A las 2 h estará seco, a las 8 h la película estará dura y a las 48 h tendrá la dureza máxima. En estufa a 120° los endurecimientos serán a 45 min y 24 horas	Emplear pinturas de esmaltes de secado y endurecimiento rápido.	Id. 2.	N
10 — Brillo especular (BE) de la película seca para EP-2, EP-3 y EP-4 de pinturas para señales.	Norma MELC 12100. A 60° sin corrección por reflectancia difusa Anticorrosivas EP-2. Tipo I BE < 60%. Tipo II BE < 40%. Tipo III BE < 50%. Esmaltes EP-3 BE > 87%. Anticorrosivas EP-4. 5% < BE < 30%.	Emplear pinturas anticorrosivas de brillo controlado y esmaltes de gran brillantez para mejorar la visibilidad de las señales.	Id. 2.	N
11.— Reflectancia (RLA) luminosa aparente 45°-0° del esmalte blanco para señales	Norma MELC 12.97 RLA > 84%.	Utilizar un esmalte blanco de gran capacidad de reflectancia	Id. 2.	N
12.— Flexibilidad de la película seca de pinturas para señales	Norma MELC 12.92. Mandril de 6,5 mm para EP-2 (tipo II) y EP-4, de 3,5 mm para EP-3 (No habrá agrietamiento ni despegues)	Usar pinturas cuya película seca sea flexible y no se despegue por deformaciones moderadas de la chapa	Id. 2.	N

48.1 SEÑALIZACION VERTICAL				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
13.— Adherencia de pintura para señales	Norma MELC 12 92. Para EP-2 (Tipo II) EP-3 y EP-4. Las incisiones no formarán dientes de sierra ni será fácil despegar la película.	Utilizar una pintura que no se despegue del soporte por rayado o impactos	Id. 2.	N
14.— Resistencia a la inmersión en agua, de pintura para señales.	Norma UNE 48144 Inmersión de 18 h en agua destilada de 21°C a 32°C. — No se presentarán arrugas ni ampollas.	Utilizar pinturas resistentes a la acción del agua.	Id. 2.	N
15.— Resistencia a la intemperie de pinturas para señales.	Norma MELC 12107. Al cabo de un año no se producirá enyesado, cuarteamiento, cambio de color u otros defectos. Para las anticorrosivas bastan 6 meses.	Utilizar pinturas estables frente a los agentes atmosféricos.	Id. 2.	N
16.— Resistencia al envejecimiento artificial de la película seca de esmaltes para señales.	Norma MELC 12.94. Después de 168 horas en la cámara de envejecimiento artificial, no se producirá enyesado, ni pérdida de brillo mayor del 30% ni pérdida de color mayor de 4 Ud de luminosidad. (8 en color amarillo)	Id. 15.	Id. 2.	N

48.2 SEÑALIZACION VERTICAL				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Aspecto de las señales.	Observación visual No presentarán abolladuras, desconchones ni manchas.	Colocar señales sin defectos que rebajen su carácter informativo al automobilista.	En todas las señales.	N
2.— Comprobación del espesor de la pintura.	Empleo de micrómetros especiales de medición de pesores sobre bases férreas.	Comprobar que la dotación de pintura anticorrosiva y de esmalte es la indicada en los catálogos.	En un 5% de las señales elegidas al azar.	C
3.— Comprobación del galvanizado de zonas no pintadas.	Normas UNE 37501 y 7183. Película de zinc > 610 g/m ² .	Comprobar que el espesor del galvanizado es el indicado en los catálogos y supera un nivel mínimo, a fin de proteger de la oxidación las partes férreas.	Id. 2.	C

48.2 SEÑALIZACION VERTICAL				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
4 — Color de las señales.	Comparación con la carta de colores de catálogo.	Comprobar que los colores de las señales a colocar en obra no difieren sensiblemente de los del catálogo.	En un 25% de las señales escogidas aleatoriamente.	C
5 — Adherencia de la pintura de las señales a colocar en obra.	Norma MELC 12.92. Las incisiones no formarán dientes de sierra ni será fácil despegar la pintura. Ensayos en bordes poco visibles.	Id. EP-13.	Id. 2.	C

48.3 SEÑALIZACION VERTICAL				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Colocación de las señales.	La tolerancia de verticalidad de postes o planos verticales será menor de 1°.	Obtener una correcta visibilidad y evitar la acumulación de polvo o suciedad.	En todas las señales.	N
2 — Posición relativa de las señales.	Desde una distancia mínima igual a la visibilidad de parada (o 60 m) una señal no obstruirá la visión de las demás	Procurar al usuario de la carretera una correcta información y una capacidad de reacción de lectura de las sucesivas señales.	Id. 1.	C
3 — Situación de las señales respecto al borde de la carretera	Comprobación visual y medida directa.	Posición correcta de las señales para su captación en condiciones óptimas por su parte de los automovilistas. a) Distancia al borde la menor posible, de manera que no interfiera al tráfico de vehículos ni de peatones b) Colocación en altura, la más próxima a la visual de los conductores, de manera que no quede tapada por otras señales o los propios vehículos	Id. 1.	C

48.4 SEÑALIZACION VERTICAL				EE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Visibilidad de día	Todas las señales serán visibles a una distancia de 70 m o la visibilidad de parada desde un turismo con y sin un camión situado delante a 25 m.	Obtener el máximo de seguridad posible y la información más detallada y con anticipación en lo relacionado con la forma, tipo y colocación de las señales	Id 1	C
2 — Visibilidad de noche	Id 1. Con luz de cruce.	Id. 1.	Id 1	C

48.4 SEÑALIZACION VERTICAL				EE
Tipo de control	especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
3 — Estabilidad	Las señales comunes, de un solo poste, deberán soportar sin deformarse o ceder la presión de 100 kg/fuerza aplicada en el c.d.g de la señal.	Soportar esfuerzos mecánicos moderados en el conjunto señal-poste-cimiento sin modificar su posición.	En un 10% de las señales elegidas aleatoriamente	C

48.5 SEÑALIZACION VERTICAL		RP	Importancia
1.—	Las pinturas de imprimación a base de cromato de zinc-óxido de hierro deben tener una aplicabilidad al soporte sin dificultades, bien a brocha sobre una superficie vertical con un rendimiento de 12.5 m ² /l o bien a pistola en una mezcla de 1 volumen de disolvente y 5 de pintura, también sobre superficie vertical (Norma MELC 12.03). No se formarán "pieles de naranja" ni se descolgará la pintura.		M
2.—	Para esmaltes igual procedimiento que RP-1 con rendimiento de 10 l/m ² y disolvente en proporción de 1 volumen por cada 8 de pintura. Tampoco se presentarán irregularidades al aplicar la segunda mano de esmalte 24 horas después.		M
3.—	En otras pinturas de imprimación anticorrosiva igual procedimiento que en RP-1 con rendimiento de 10 l/m ² y disolvente en proporción de 15 volúmenes por cada 85 de pintura.		M
4.—	Todas las pinturas a emplear no tendrán toxicidad para el organismo humano por lo que no contendrán benzol, derivados clorados ni disolventes de conocida toxicidad		G
5.—	Todos los ensayos relacionados con la aplicación de la pintura y anteriores a la entrega de señales en obra pueden ser sustituidos por la recepción de certificados de laboratorios independientes que hayan analizado estos ensayos y el proceso de fabricación en casas suministradoras de reconocida solvencia.		M
6.—	Los cimientos de hormigón de las señales ordinarias de un solo poste tendrán unas características que superen los siguientes parámetros: Peso Mayor que el doble del peso del conjunto de la señal (poste + panel) Anchura Mayor que 5 veces el ancho del poste, o dimensión transversal mayor. Longitud Mayor que 0,8 veces la anchura, o 5 veces la dimensión transversal menor del poste. Profundidad o empotramiento Mayor de 40 cm o mayor de 5 veces la dimensión mayor transversal del poste. Los cimientos de paneles o pórticos deben ser objeto de un cálculo especial.		G
7.—	Las señales de tráfico, indicadores de dirección y paneles informativos pueden realizarse en otros materiales distintos de la chapa metálica pintada, con autorización del Director de obra, siempre que cumplan las condiciones esenciales de resistencia mecánica, resistencia a los agentes atmosféricos y capacidad de conservación del color y reflexión. En zonas de ambiente muy agresivos, marinos o industriales puede ser interesante considerar la posibilidad de señales fabricadas con morteros de poliéster y fibra de vidrio. En zonas de climas extremados y de difícil mantenimiento pueden ser interesantes las señales de hormigón o paneles informativos de obra de fábrica.		P

48.5 SEÑALIZACION VERTICAL	RP	Importancia
<p>8 — Es importante realizar una prueba de visibilidad diurna y nocturna con las señales colocadas provisionalmente para comprobar que su función principal que es la de advertir o informar no queda menoscabada por un tráfico intenso, por colocación muy próxima entre señales o por situación indebida, aunque en el plano aparezca como teóricamente ajustada. La comprobación debe hacerse circulando en un turismo primeramente en solitario y después marchando tras un camión de 4 m de altura de caja a una distancia del mismo de 25 m o de 10 m si se prevé que la zona estará congestionada. La circulación nocturna se hará con luz de cruce. Este ensayo puede dar lugar a la colocación duplicada de las señales a ambos bordes de la calzada como en el caso de las señales de prohibición de adelantamiento.</p>		G
<p>9 — La colocación de señales respecto a la carretera es un punto importante a considerar tanto desde el punto de vista de uso como de conservación. Hay que guardar un equilibrio entre la proximidad a la calzada que tiene la ventaja de una mayor capacidad de información pero un mayor riesgo de deterioro y de captación de suciedad y un excesivo alejamiento que produciría los efectos contrarios de mayor seguridad y limpieza pero menor capacidad informativa. En cuanto a conservación y limpieza la proximidad a la calzada facilita estas operaciones pero requiere una mayor atención de los equipos de mantenimiento.</p>		M
<p>10.— Las señales fabricadas con una capa de microesferas de vidrio tienen 3,5 veces más capacidad de reflectancia de la luz de los faros que las señales simplemente pintadas, por lo que aquellas deberán emplearse en zonas de peligrosas o de alta circulación.</p>		M
<p>11.— Los caracteres, letras y números de los paneles de dirección o informativos empiezan a ser legibles a una distancia de 500 veces su altura por ello no deben permitirse caracteres de altura menor a 1/500 de la visibilidad de parada en la mayoría de los casos a 1/500 de la visibilidad de maniobra en otros casos. La altura mínima debe ser de 20 cm en todos los casos, y la recomendada 30 cm, si no se aplican las reglas anteriores.</p>		M
<p>12.— Se incluyen a continuación características y detalles de tipo práctico para la colocación de la señalización vertical.</p>		P

TABLA 48-1
Cuadro 270 1 (PG 3)

Composición de los pigmentos de las pinturas de minio de plomo para imprimación anticorrosiva de materiales féreos

Pigmento	Norma de ensayo	Tanto por 100 en peso							
		Tipo I		Tipo II		Tipo III		Tipo IV	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Minio de plomo	INTA 16 12 01	99,6		65,0		99,6		85,0	
Estearato de aluminio	INTA 16 18 01	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4
Oxido de hierro rojo (85% de Fe ₂ O ₃) (1)	ASTM D84-51 Clase II			1,5					
Silicato magnesio	ASIM D605-5 II			4	6				
Tierra de diatomeas	ASIM D719-51							8,0	

(1) Las impurezas del oxido de hierro deberan ser de naturaliza silicea

TABLA 48-2
Cuadro 270 2 (PG 3)

Características cuantitativas de los pigmentos extraídos al analizar las pinturas de minio de plomo para imprimación anticorrosiva de materiales féreos

Componente	Norma de ensayo	Tanto por 100 en peso							
		Tipo I		Tipo II		Tipo III		Tipo IV	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Minio de plomo (Pb ₃ O ₄)	INTA 16 05 01	96,5	-	62,5		96,5		82,0	
Oxido de hierro (Fe ₂ O ₃)	INTA 16 05 02	-	-	12,5		-		-	
Materia silicea	INTA 16 05 03	-	-	-	22	-		15	

TABLA 48-3
Cuadro 270 3 (PG-3)

Características del vehículo de las pinturas de minio de plomo para imprimación anticorrosiva de materiales féreos

Componente	Norma de ensayo	Tanto por 100 en peso							
		Tipo I		Tipo II		Tipo III		Tipo IV	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Acete de linaza crudo	UNE 48001	35	50	28	-	-	-	-	-
Acete de linaza polimerizado	UNE 48003	15	30	-	-	-	-	-	-
Resina gliceroftálica sólida	INTA 16 16 01	-	-	28	-	40	-	-	-
Barniz fenólico sólido		-	-	-	-	-	-	44	-
Disolvente volátil y secantes		-	35	-	44	-	66	-	56

TABLA 48-4
Cuadro 270 4 (PG 3)

Características de la resina fenol formaldehído para vehículo de pinturas de minio de plomo (tipo IV)

Características	Norma de ensayo	Límites	
		Mín.	Máx.
Peso específico a 25°C	UNI 48098	1,03	1,06
Punto de reblandecimiento (método anillo y bola) en °C	INTA 16 02 35	85	99
Color (solucion en xileno al 50% sistema Gardner)	UNI 48048		10
Ceniza % en peso	UNI 48143		0,03
Compatibilidad con alcohol etílico (25% de sólidos) (1)		solucion en xileno	

(1) Para este ensayo se calentara el tipo I resina con alcohol etílico hasta su total disolucion en xileno, inmediatamente se aproximara lentamente y se examinara la solución despues de transcurridas veinticuatro horas (24 h.)

TABLA 48-5
Cuadro 270 5 (PG 3)

Características del barniz fenólico para vehículo de pinturas de minio de plomo (tipo IV)

COMPOSICION

	% en peso
Resina de p-tenil fenol formaldehído según la Norma INTA 16 16 04	20,25
Acete de madera de China según la Norma UNI 48136	39,75
Gasolina 150 210 según la Norma INTA 16 23 02	40,00

Características	Norma de ensayo	Límites	
		Mín.	Máx.
Materia no volátil % en peso	INTA 16 02 31	89	91
Viscosidad (viscosímetro de burbuja Gardner) a 25°C	MEFC 12 41	1	13
Color (sistema Gardner 1233)	UNI 48048		12
Peso específico	INTA 16 02 33	0,9	
Tiempo de secado	MEFC 12 73		
Seco al tacto, horas		5	2
Seco total, horas			8
Resistencia al agua (inviendo) horas	UNI 48143	7	
Resistencia a los álcalis (NaOH al 5%) horas	MEFC 12 105	7	
Resistencia al gas	MEFC 12 106	Cumplira el ensayo	
Aspecto	INTA 16 02 21	Claro, transparente y libre de sedimentos.	
Formacion de picheles	MEFC 12 77	No se formarán en recipiente parcialmente lleno al cabo de 48 h.	

TABLA 48-6
Cuadro 270.6 (PG. 3)

Características cuantitativas de la pintura líquida de pinturas de mino de plomo para imprimación anticorrosiva de materiales féreos

Características	Norma de ensayo	Límites							
		Tipo I		Tipo II		Tipo III		Tipo IV	
		Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
Contenido en pigmento, % en peso de la pintura	MLIC 12 05	77		66		67		65	
Vehículo no volátil % en peso del veh	MLIC 12 05	55		56		40		44	
Anhídrido Frálico % en peso del veh no volátil	MLIC 12 56			15		30			
Índice de vodo de los ácidos grasos extraídos	UNI 48014	147	175						
Reducción Kattr del veh, supercentrifugado, %	UNI 48072	200	250					120	150
Agua no combinada, % en peso de la pintura	INTA 16 02 51		0,5		0,5		0,5		0,5
Partículas gruesas y pieles (retenidas en el tamiz 0.050 UNI) % en peso del pigmento	UNI 48030		1		1		1		1
Consistencia Krebs Stormer a 300 rpm	MLIC 12 74	165	250	155	225	150	240	100	225
Grumos Unidad Krebs		75	89	75	86	72	88	74	86
Peso específico	MLIC 12 72	2,9		2,0		2,2		2,0	
Tiempo de secado Seco al tacto h	MLIC 12 73		6		4	174	1	174	1
Seco total h			16		16		6		6
Punto de inflexión (Pensky Martens) en °C	INTA 16 41 03	30		30		30		30	

TABLA 48-7

Clasificación de las pinturas de cromato de zinc óxido de hierro para imprimación anticorrosiva de materiales ferreos

Tipo I Pintura de cromato de zinc óxido de hierro, con vehículo constituido por una mezcla, a parte igual, de resina gliceroftálica y aceite de linaza crudo, disuelta en la cantidad conveniente de disolvente volátil. Esta pintura presentará buena resistencia al agua

Tipo II Pintura de cromato de zinc óxido de hierro, con vehículo constituido por una solución de resina gliceroftálica, modificada con aceites vegetales, con la cantidad adecuada de disolvente volátil. Es esencial para el buen uso de esta pintura, que se aplique sobre superficies excepcionalmente limpias

Tipo III Pintura de cromato de zinc óxido de hierro, con vehículo constituido por un barniz de resina fenólica. La superficie metálica se deberá limpiar cuidadosamente antes de aplicar esta pintura; para lo cual se recomienda el chorro de arena

TABLA 48-8
Cuadro 271. (PG. 3)

Características de pigmentos de pinturas de cromato de zinc-óxido de hierro

Pigmento	Norma de ensayo	% en peso					
		Tipo I		Tipo II		Tipo III	
		Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
Amarillo de zinc	INTA 16 12 02	40		25		25	
Oxido de hierro amarillo	ASTM D768-47	22		45			
Oxido de hierro rojo	ASTM D84-51 CII						41
Oxido de zinc	UNE 48 041	15		15			15
Silicato magnésico	ASTM D605-53T		23		15		13
Tierra de diatomeas	ASTM D604-42					5	10

TABLA 48-9
Cuadro 271.2 (PG.3)

Composición cuantitativa de los pigmentos extraídos al analizar pinturas de cromato de zinc-óxido de hierro

Componente	Norma de ensayo	% en peso			
		Tipo I		Tipo II	
		Mín	Máx	Mín	Máx
Aceite de linaza crudo	UNE 48 001	34			
Resina gliceroftálica sólida	INTA 16 16 02	34		40	
Disolvente volátil y secantes			32		60

TABLA 48-10
Cuadro 271.3 (PG.3)

Componentes del vehículo para pinturas de cromato de zinc-óxido de hierro (tipo III)

Componente	Norma de ensayo	% en peso
Resina p (enl) fenol formaldehído	INTA 16 10 04	18,5
Aceite de linaza crudo	UNI 48 001	14
Aceite de madera de China	UNE 48 146	22
Gasolina 150/200	INTA 16 23 02	37
Nafta de alto punto de ebullición		8,5

TABLA 48-11
Cuadro 271.4 (PG-3)

Características cuantitativas de las pinturas de cromato de zinc-óxido de hierro para imprimación anticorrosiva de materiales féreos

Características	Norma de ensayo	Límites					
		Tipo I		Tipo II		Tipo III	
		Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
Contenido de pigmento, en % del peso de la pintura	ME LC 12 05	51	61	40	45	44	48
Vehículo no volátil, en %, en peso del vehículo total	ME CL 12 05	65		40		40	
Anhidrido itálico, en % del peso del vehículo no volátil	ME LC 12 56	10		30			
Ácidos grasos, en % del peso del vehículo no volátil	ME I 12 55	77		50			
Reducción Kauri del vehículo supercentrifugo, en % del vehículo no volátil	UNE 48 072	150	180			80	100
Agua no combinada, en % del peso de la pintura	INTA 160251		12		1		1
Partículas gruesas y pieles retenidas en el tamiz 0,050 UNE, en % del peso del pigmento	UNE 48 030		1		1		1
Consistencia Krebs-Stormer a 200 r p m y 25°C:							
Gramos	ME LC 12 74	150	250	125	200	150	200
Unidades Krebs		72	89	67	82	72	82
Peso específico	MLLC 12 72	1,56		1,26		1,32	
Tiempo de secado							
Seco al tacto (horas)	ME LC 12 73	1	4	0,5	2	0,5	2
Seco total (horas)			24		16		16
Finura de molido tamaño del grano, en micras (μ)	ME LC 12 78		40		40		40
Punto de inflamación (Pensky-Martens), en °C	INTA 164103	30		30		30	

TABLA 48-12
Cuadro 271.5 (PG-3)

Características cuantitativas del pigmento recuperado de las pinturas de cromato de zinc-óxido de hierro

Componente	Norma de ensayo	% en peso					
		Tipo I		Tipo II		Tipo III	
		Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
Amarillo de zinc	ME LC 12 21	39	-	24	-	24	-
Oxido de hierro	MLLC 12 21	18	-	37	-	31	-
Materia silícea, expresada en SiO ₂	ME LC 12 21	-	29	-	25	-	31
Oxido de zinc	ME LC 12 21	14	-	14	-	14	-
Suma de los porcentajes del amarillo de zinc, óxido de zinc y materia silícea		90	-	90	-	90	-

TABLA 48-13
Cuadro 273.1 (PG-3)

Composicion de los esmaltes sintéticos brillantes para acabado de superficies metálicas

Color del esmalte	% en peso					
	Pigmento		Vehículo tipo		Bólvante volátil	Total de sólidos
	Mín	Máx	Mín	Máx	Máx	Mín
Blanco	23	26	40	33	44	86
Negro	3	4	38	41	58	47
Rojo vivo	9	11	35	38	41	46
Amarillo vivo	30	33	27	30	40	60
Amarillo pálido	20	23	31	38	46	54
Verde amarillento fuerte	17	20	32	38	48	52
Verde amarillo claro	15	19	33	37	52	50
Verde intenso	14	17	35	38	51	51
Azul oscuro	7	8	35	38	51	46
Gris azulado claro	20	23	31	34	46	54

TABLA 48-14
Cuadro 273.2 (PG-3)

Características de los pigmentos a utilizar en esmaltes sintéticos brillantes para acabado de superficies metálicas

Color del esmalte	Pigmento	Norma de ensayo UNE 48103	Coeficientes tricromáticos de la película seca		
			x	y	Y
Blanco	Dioxido de titanio, tipo rutilo, no enyesable	B 118	0,310	0,320	84,44
Negro	Negro de humo con pequeñas cantidades de azul de Prusia	B 102	0,293	0,307	3,8%
Rojo vivo	Rojo de toluidina	B 203	0,631	0,316	8,1%
Gris azulado claro	Dioxido de titanio y negro de humo o negro de lampara	B 178	0,300	0,312	37,6%
Azul oscuro	Azul de Prusia, dioxido de titanio, tipo rutilo, y negro de humo o negro de lampara	B 710	0,226	0,206	1,2%
Amarillo vivo	Amarillo de cromo claro	B-502	0,480	0,481	60,6%
Amarillo pálido	Oxido de hierro amarillo, amarillo de cromo, y dioxido de titanio, tipo rutilo, no enyesable	B 516	0,318	0,287	65,9%
Verde amarillento fuerte	Verde de cromo, amarillo de cromo, y dioxido de titanio, tipo rutilo, no enyesable	B 651	0,328	0,512	15,8%
Verde amarillo claro	Verde de cromo y dioxido de titanio, tipo rutilo, no enyesable	B 662	0,325	0,375	47,0%
Verde intenso	Verde de cromo, azul de Prusia y amarillo de cromo	B 602	0,279	0,479	7,9%

TABLA 48-15
Cuadro 273-3 (PG. 3)

Características de los vehículos a utilizar en esmaltes sintéticos brillantes para acabado de superficies metálicas (secado al aire)

Componentes	Norma de ensayo	% en peso del veh. no volátil	
		Mín	Máx
Anhidrido ftálico	MEIC 12 58	30	
Ácidos grasos vegetales	MEIC 12 58	45	55
Materia Insaponificable	MEIC 12 58		0.5

TABLA 48-16
Cuadro 273-4 (PG. 3)

Características de los vehículos a utilizar en esmaltes sintéticos brillantes para acabado de superficies metálicas (secado en estufa)

Componentes	Norma de ensayo	% en peso del veh. no volátil	
		Mín	Máx
Anhidrido ftálico	MEIC 12 58	28	46
Ácidos grasos vegetales	MEIC 12 58	28	43
Materia Insaponificable	MEIC 12 58		10
Resinas nitrogenadas	MEIC 12 58	10	20
Colofonia y sus derivados	MEIC 12 54		Nad ₁
Resinas fenólicas	MEIC 12 55		Nad ₁

TABLA 48-17
Cuadro 273-5 (PG. 3)

Características cuantitativas del esmalte sintético brillante para acabado de superficies metálicas

Características	Norma de ensayo	Límites	
		Mín	Máx
Contenido de agua, en % en peso del esmalte	MEIC 12 81		1.0
Partículas gruesas y pieles, retenidas en el tamiz 0.050 UNI, en % del peso del pigmento	UNI 48030		0.5
Consistencia Krebs Stormer (200 r.p.m. y 25°C)			
Esmaltes de secado al aire	MEIC 12 74		
Gramos		125	175
Unidades Krebs		67	77
Esmaltes de secado en estufa			
Gramos		100	150
Unidades Krebs		61	72
Fmra de molido tamaño del grano en micras (μ)	MEIC 12 76		13

TABLA 48-18
Cuadro 273-6 (PG. 3)

Poder cubriente de la película seca en esmaltes sintéticos brillantes para acabado de superficies metálicas

Color del esmalte	Cantidad de esmalte aplic (cm ² /m ²)	Espesor de la película seca (μ)		Relación de la película seca
		Máximo	Mínimo	
Blanco	65	25	0.90	
Negro	65	25	1.00	
Rojo vivo	75	17.5	0.87	
Amarillo vivo	65	25	0.86	
Amarillo pálido	65	25	0.96	
Verde amarillento fuerte	75	17.5	0.96	
Verde amarillento claro	75	17.5	0.96	
Verde intenso	75	17.5	0.98	
Azul oscuro	65	25	1.00	
Azul claro	65	25	0.98	

TABLA 48-19
Cuadro 274-1 (PG. 3)

Características cuantitativas del barniz líquido en pinturas de aluminio para fondo y acabado de superficies metálicas

Características	Norma de ensayo	Límites	
		Mín	Máx
Materia no volátil % en peso	MEIC 12 28	50	
Tiempo de secado	MEIC 12 73		
Seco al tacto, horas		1	4
Seco total, horas			18
Viscosidad a 25°C	INTA 160256		
Tipo I, poses		0.65	1.00
Tipo II, poses		0.85	1.25
Reducción Kauri, %	UNI 48072	75	
Índice de acidez de la materia no volátil mg de KOH/g	UNI 48014		15
Contenido en calcio, expresado en CaO, % en peso de la materia no volátil	MEIC 12 44		0.1
Punto de inflamación (vaso cerrado Taghahue) en °C	MEIC 12 82	30	

TABLA 48-20
Cuadro 274-2 (PG. 3)

Características cuantitativas de los pigmentos de aluminio para pinturas de fondo y acabado de superficies metálicas

Características	Norma de ensayo	Tanto por ciento en peso			
		Tipo I Pigmento en polvo		Tipo II Pigmento en pasta	
		Mín	Máx	Mín	Máx
Materia no volátil a 105-110°C	MEIC 12 28	99.0	100	65.0	-
Partículas gruesas	INTA 16 02 78				
Clase A Retenidas en el tamiz 0.050 UNI		-	0.1	-	0.1
Clase B Retenidas en el tamiz 0.050 UNI		-	1.5	-	1.0
Materia grasa soluble en acetona, %	MEL 12 26	-	4	-	3
Impurezas totales (no incluida la materia grasa) % en peso	INTA 16 05 15		1		0.7
Mica filler mineral y otros adulterantes	INTA 16 05 15		0		0
Índice de flotación	MEIC 12 25				
Clase A, %		50		55	-
Clase B, %		50		50	-

TABLA 48-21
Cuadro 274-3 (PG. 3)

Propiedades de aplicación de la pintura a base de pigmentos de aluminio

	Tipo I		Tipo II	
	Pigmento en polvo		Pigmento en pasta	
	Clase A	Clase B	Clase A	Clase B
Cantidad en gramos de pigmentos de aluminio que debe mezclarse con 1 litro de barniz	90	150	150	240

TABLA 48-22
Cuadro 275.1 (PG-3)
Composición de pinturas al clorocaucho para acabado de superficies metálicas

Componentes	Vehículo tipo, % en peso			
	A	B	C	D
Clorocaucho	50-60	45-60	20-35	5-50
Parafina o hidrocarburos clorados	40-50	0-25		
Resinas alquídicas medias o largas en aceites		20-30	65-80	0-25
Otros polímeros, resinas y plastificantes				0-95
TOTALES	100	100	100	100

TABLA 48-23
Cuadro 276.1 (PG-3)
Características del vehículo en pinturas de albayalde blancas para superficies de madera, hormigón y materiales pétreos

Componente	% en peso	
	Mínimo	Máximo
Aceite de linaza (vehículo no volátil)	70,0	75,0
Disolvente volátil y secantes	25,0	30,0

TABLA 48-24
Cuadro 276.2 (PG-3)
Características de consistencia, absorción y reducción Kauri del vehículo para pinturas de albayalde blancas para superficies de madera, hormigón y materiales pétreos

Características	Norma de ensayo	Límites	
		Mínimo	Máximo
Peso específico	MELC 12.72	2,35	
Contenido de pigmento, en % del peso de la pintura	MELC 12.16	71	73
Agua no combinada, en % del peso de la pintura	MELC 12.81	1	
Vehículo no volátil, en % del peso del vehículo total	MELC 12.05	70	75
Reducción Kauri del vehículo supercentrifugado, en % del vehículo no volátil	UNE 48072	225	
Partículas gruesas y pieles, retenidas en el tamiz 0,050 UNE, en % del peso del pigmento	UNE 48030	2	
Consistencia Krebs-Stormer, a 200 r.p.m. y 25°C:	MELC 12.74		
Gramos		175	375
Unidades Krebs		77	102
Tiempo de secado	MELC 12.73		
Seco total, horas			18
Absorción en cm	MELC 12.80		2,5

TABLA 48-25
Cuadro 277.1 (PG-3)
Composición de pinturas rojas para superficies de madera, hormigón y materiales pétreos

Componente	Norma de ensayo	% en peso	
		Mínimo	Máximo
Pigmento	MELC 12.05	15	25
Vehículo tipo	MELC 12.05	30	40
Disolvente volátil	MELC 12.28		55
Total de sólidos	MELC 12.05	45	

TABLA 48-26
Composición del pigmento de pinturas rojas

El pigmento estará constituido por rojo orgánico, dióxido de titanio y extendido. Los fabricantes indicarán la naturaleza de este último cuya proporción no deberá exceder del cinco por ciento (5%) del peso de la pintura.

El pigmento rojo orgánico deberá ser de los tipos "rojo para" o "rojo de toluidina", de acuerdo con las Normas ASTM D 475-76 y ASTM D 686-49, respectivamente.

El dióxido de titanio será de tipo rutilo, no enyesable, de acuerdo con la Norma UNE 181.78.

TABLA 48-27
Composición del vehículo para pinturas rojas

El vehículo estará constituido por una solución de resina gliceroftálica, de riqueza media en aceites, en la cantidad adecuada de disolvente volátil, gasolina, aguarrás o mezcla de ambos, y por los secantes, estabilizadores, y agentes antipliel necesarios.

La resina gliceroftálica, modificada por aceites vegetales o por los ácidos grasos de estos aceites, deberá contener del veinticinco por ciento (25%) al treinta por ciento (30%) de anhídrido ftálico.

El secante será un compuesto a base de nftenatos, linoleatos, o mezcla de ambos, no permitiéndose el empleo de resinatos.

Podrán utilizarse otros diluyentes no tóxicos distintos de la gasolina y el aguarrás, en proporción inferior al cinco por ciento (5%).

TABLA 48-28
Cuadro 277.2 (PG-3)
Características cuantitativas de la pintura líquida de coloración roja para madera, hormigón y materiales pétreos

Características	Norma de ensayo	Límites	
		Mínimo	Máximo
Contenido de agua, en % de peso de la pintura	MELC 12.81	1	
Partículas y pieles retenidas en el tamiz 0,050 UNE, en % del peso del pigmento	UNE 48030	1	
Consistencia Krebs-Stormer, a 200 r.p.m. y 25°C:	MELC 12.74		
Gramos		150	250
Unidades Krebs		71	89
Finura de molido (tamaño del grano, en micras (µ))	MELC 12.78	15	
Índice de opacidad	MELC 12.96	16	
Tiempo de secado total (horas)	MELC 12.73	6	

TABLA 48-29
Cuadro 279 1 (PG-3)

Composición del pigmento de pinturas para imprimación anticorrosiva de superficies de materiales férricos a emplear en señales de circulación

Componente	% en peso	
	Mínimo	Máximo
Oxido de hierro	50	
Amarillo de zinc	10	
Oxido de cinc	10	15
Extendedores de naturaleza silícea		30
Suma de los tantos por ciento (%) de óxido de hierro, amarillo de zinc, óxido de zinc y materia silícea insoluble en ácidos	90	

TABLA 48-30
Cuadro 279 2 (PG-3)

Características de la pintura líquida para imprimación anticorrosiva de superficies de materiales férricos a emplear en señales de circulación

Características	Norma de ensayo	Límites	
		Mínimo	Máximo
Contenido de pigmento, en % del peso de la pintura	ME LC 12 21	40	45
Vehículo no volátil, en % del peso del vehículo total	ME LC 12 05	40	
Anhidrido itálico, en % del peso del vehículo no volátil	ME LC 12 56	30	
Ácidos grasos, en % del peso del vehículo no volátil	ME LC 12 55	48	
Materia insaponificable, en % del peso del vehículo no volátil	UNE 48014		1,0
Agua no combinada, en % del peso de la pintura	ME LC 12 81		1,0
Partículas gruesas y peses, retenidas en el tamiz 0 050 UNE, en % del peso del pigmento	UNE 48030		1,0
Consistencia Krebs Stormer a 200 r.p.m. y 25° C	ME LC 12 74		
Gramos		125	175
Unidades Krebs		67	77
Consistencia (cop) Ford num. 4 (después de diluida la pintura con gasolina en la proporción de quince (15) volúmenes de disolvente para ochenta y cinco (85) volúmenes de pintura), segundos	ME LC 12 75	1	25
Tiempo de secado	ME LC 12 73		
Secado al aire			
Secado al tacto, horas		1/3	2
Secado total, horas		-	18
Secado duro, horas		-	72
Secado en estufa			
Tiempo que ha de mantenerse en estufa a 120° una película de pintura para su endurecimiento, minutos		-	45
Tiempo de molido (tamaño del grano, en micras)	ME LC 12 78	-	40

TABLA 48-31

Características de señales con lámina de intensidad alta

Una buena señalización exige	Cómo	Características lámina NIVEL 1	Lámina NIVEL 1 permite
Perfecta visibilidad y legibilidad cualquier que sea la situación de la señal	Mediante gran angularidad	A 40° de Angularidad - Un producto reflectante de Intensidad normal no posee más de 120 CD/Lux/m ² La lámina Intensidad alta conserva una brillantez de hasta 120 CD/Lux/m ² En un ángulo de 0°, la lámina intensidad alta es 2 veces más reflectante que cualquier otra lámina de intensidad normal	Eliminar los problemas de situación de cualquier señal
Detección a gran distancia	Mediante una intensidad alta	Con 250 CD/Lux/m ² una señal es visible a más de 400 m con luz de cruce	Un aumento en el tiempo de reacción en el conductor ante cualquier circunstancia
Mejor identificación		3,5 veces superior en reflectancia con respecto a la lámina intensidad normal, asegura un buen contraste	Una atención más constante del conductor en puntos particularmente peligrosos
Mejor legibilidad		Buena percepción de la señal a pesar de la suciedad	Un incremento en la distancia de lectura permite realizar las maniobras con más seguridad
		Con un 50% de suciedad la señal es hasta 2 veces más reflectante que los productos de intensidad normal	Menores costes de mantenimiento de la señal
Conservar con el tiempo sus altas características técnicas	Mediante gran durabilidad	La lámina intensidad normal conserva al 7º año de su vida solo el 50% de sus valores de brillantes (35 CD/Lux/m ²) La lámina intensidad alta conserva al 10º año de vida el 80% de sus valores de brillantes	Asegurar al 10º año de instalación un perfecto nivel de contraste necesario para una buena señalización
Nunca sufrir una avería o mal funcionamiento	Mediante una absoluta fiabilidad	Sistemas ópticos microscópicos en cuyo funcionamiento no intervienen elementos mecánicos o eléctricos	Asegurar permanentemente una perfecta señalización
	Mediante reducción de costes de - Instalación - Funcionamiento - Mantenimiento	- Sin cables eléctricos - Sin alimentación eléctrica - Sin tubos o lámparas - Sin riesgos de averías	- Optimizar las inversiones de señalización mediante ningún trabajo de ingeniería - Economizar energía - Funcionamiento continuo y gratuito sin averías por impactos
Optimización de las inversiones	Abaratando costes anuales de señalización	- 10 años de duración comparados a los 7 años en las láminas de intensidad normal	- Incremento del 40% en duración de utilización de las señales con promedios muy superiores

LAS SEÑALES REFLECTORIZADAS CON NIVEL INTENSIDAD ALTA COMPARATIVAMENTE CON LAS REFLECTORIZADAS CON NIVEL INTENSIDAD NORMAL PARECEN UN 30% MAS GRANDES

EL NIVEL 1 INTENSIDAD ALTA COMPARADO CON EL NIVEL 2 INTENSIDAD NORMAL



ES MAS BRILLANTE

Aun cuando se haya acumulado sobre ella una película de suciedad

A través de parabrisas muy sucios o rayados

A través de parabrisas teñidos

Aun cuando los faros estén sucios o mal regulados

Aun empleando luz de cruce

Para aquellos conductores de más de 20 años necesitados de más luz para una buena visibilidad nocturna

Valor Reflectante (O valores de luminancia)

Observando una señal de frente a 0°

- Nivel 2. 70 CD/LUX/M² Contra
- Nivel 1. 250 "

Angularidad

Observando una señal con ángulo de 40°

- Nivel 2. 12 CD/LUX/M² Contra
- Nivel 1. 120 "

Durabilidad

- Nivel 2: 7 Años Contra
- Nivel 1: 10 " "

- Nivel 2. 35 CD/LUX/M² Contra
- Nivel 1. 200 "

Eficacia ante la suciedad

Considerando una señal sucia al 50%

- Nivel 2. 35 CD/LUX/M² Contra
- Nivel 1. 125 "

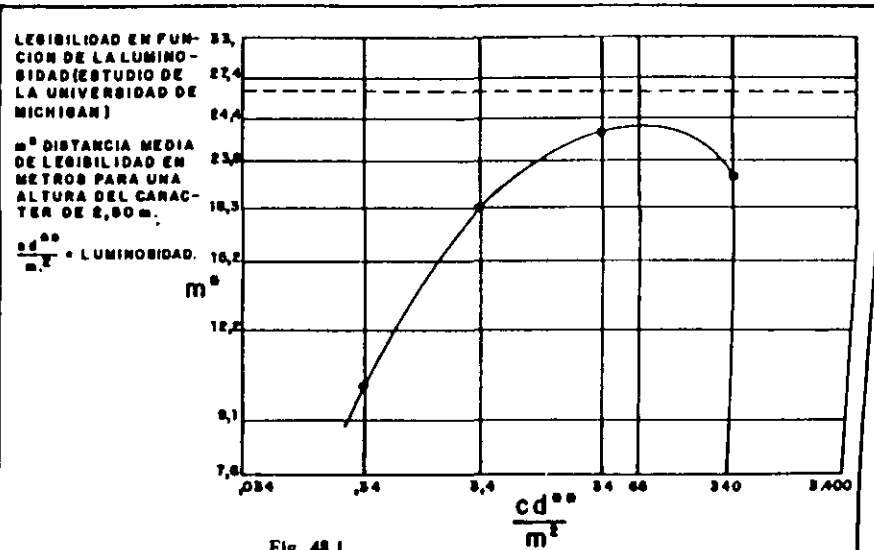


Fig. 48.1.

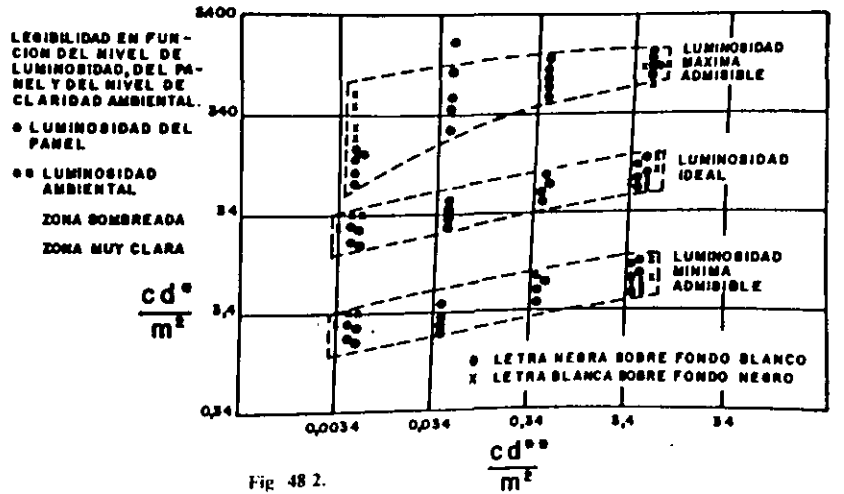


Fig. 48.2.

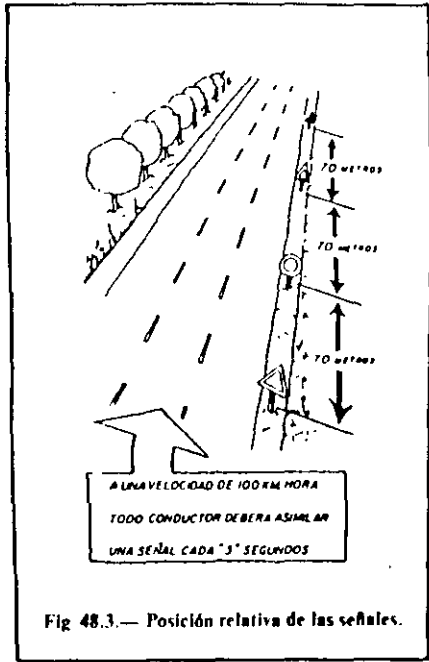


Fig 48.3.— Posición relativa de las señales.

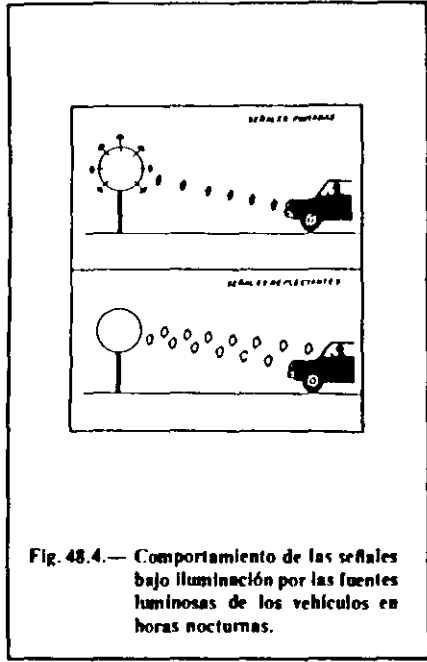


Fig. 48.4.— Comportamiento de las señales bajo iluminación por las fuentes luminosas de los vehículos en horas nocturnas.

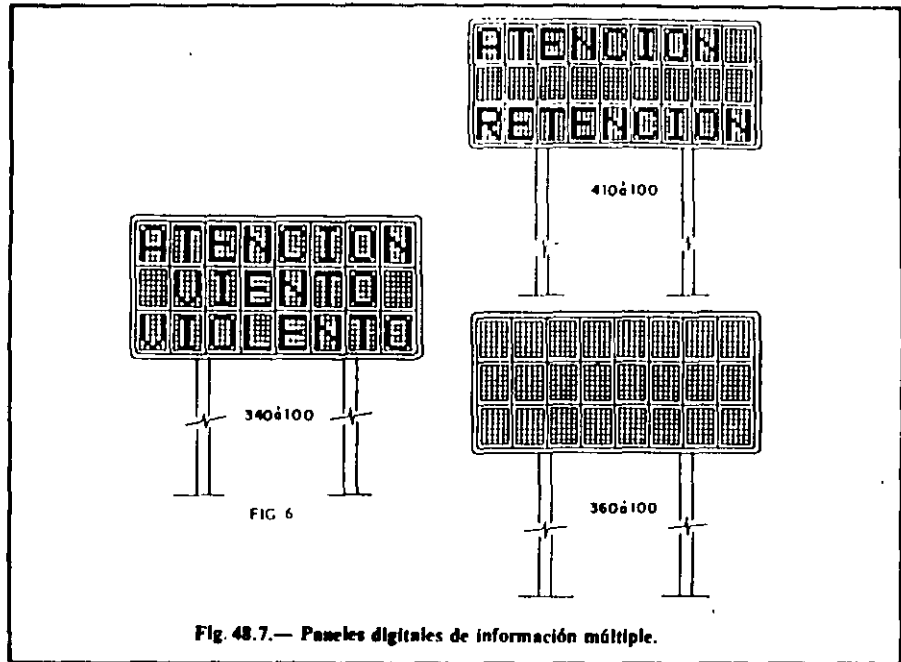


Fig. 48.7.— Paneles digitales de información múltiple.

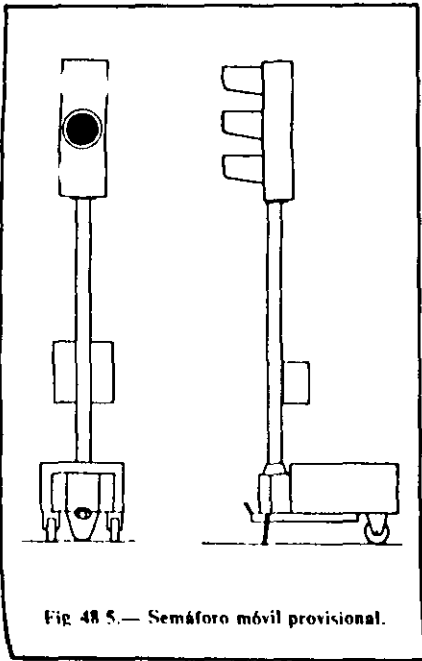


Fig 48.5.— Semáforo móvil provisional.

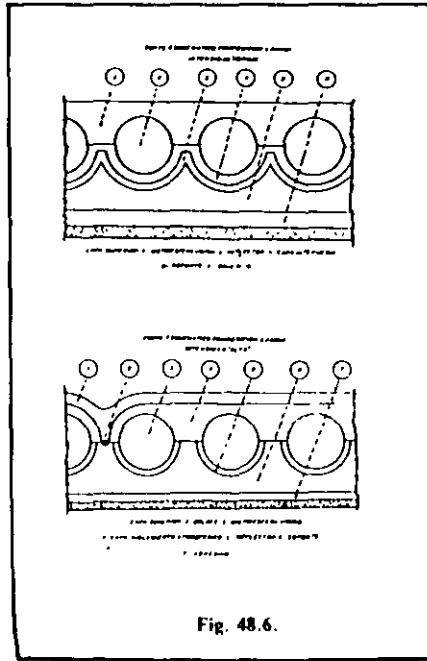


Fig. 48.6.

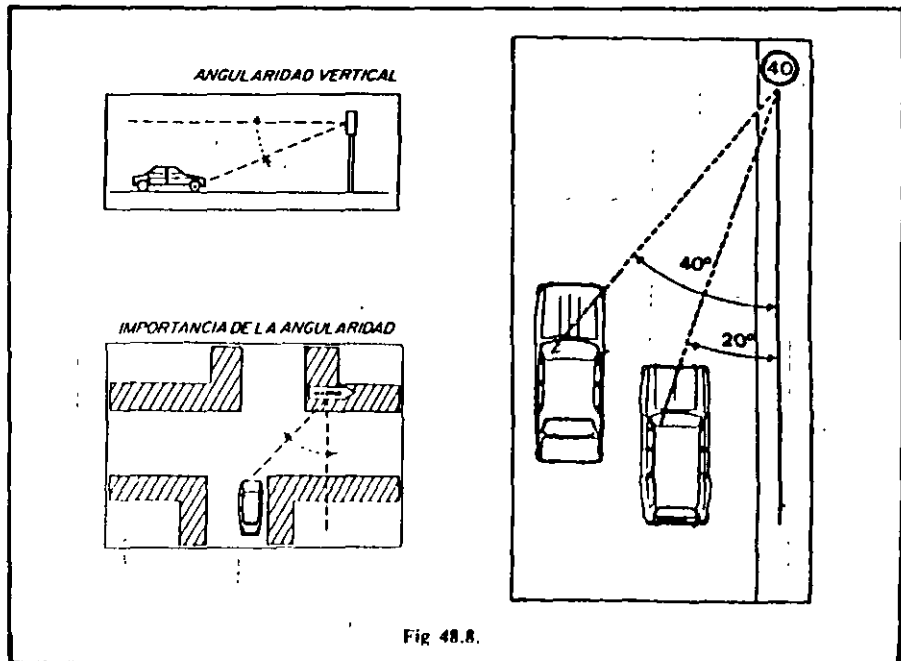


Fig 48.8.

COEFICIENTES DE INTENSIDAD LUMINOSA DE TRES TIPOS DE PILOTOS RETROREFLECTANTES, PARA REVESTIMIENTOS SECOS Y MOJADOS, EN RELACION CON EL NUMERO DE VEHICULOS. PARA LAS MEDIDAS EN CONDICIONES AMBIENTALES SECAS, EL COEFICIENTE DE INTENSIDAD LUMINOSA DE UN PILOTO MOVIL. EL ROCIO HA PODIDO INFLUIR SOBRE LAS MEDICIONES EFECTUADAS SOBRE REVESTIMIENTO HUMEDO; SOBRE REVESTIMIENTO SECO, LOS PILOTOS SE HAN SECADO ANTES DE LA MEDICION

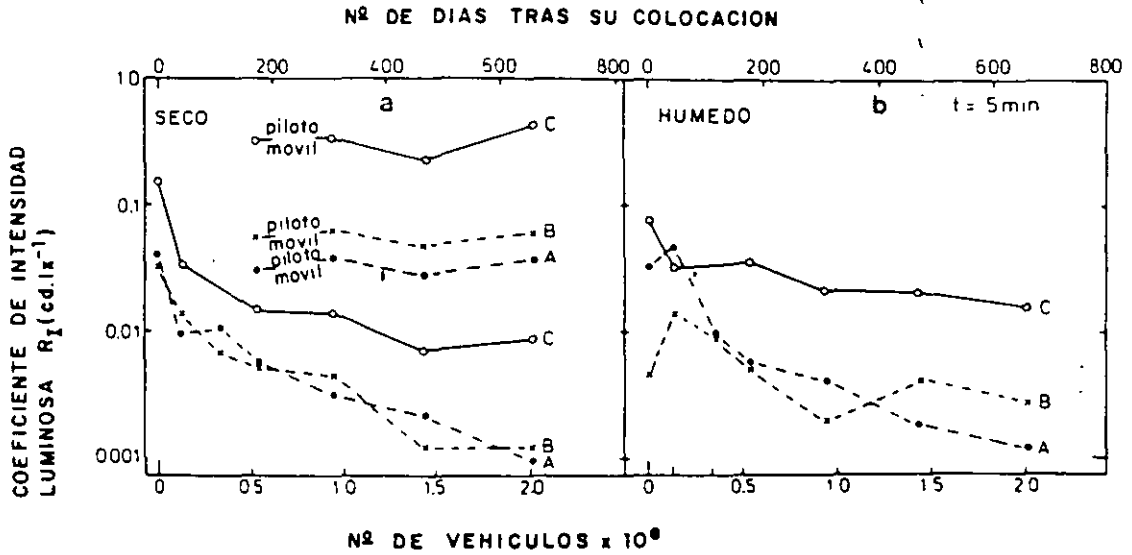


Fig. 48.9.

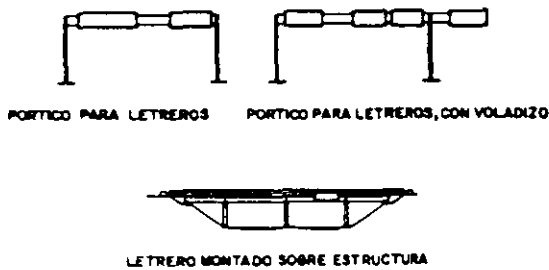


Fig. 48.10.— Estructuras típicas para sostener indicadores elevados, según las normas de AASHO.

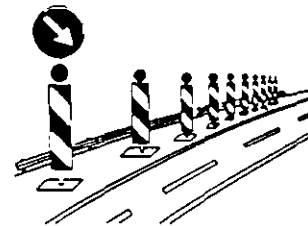


Fig. 48.11.— Señalización fija provisional.

CURVA CARACTERISTICA QUE PERMITE OBTENER UNA LUMINOSIDAD IDEAL A CUALQUIER DISTANCIA

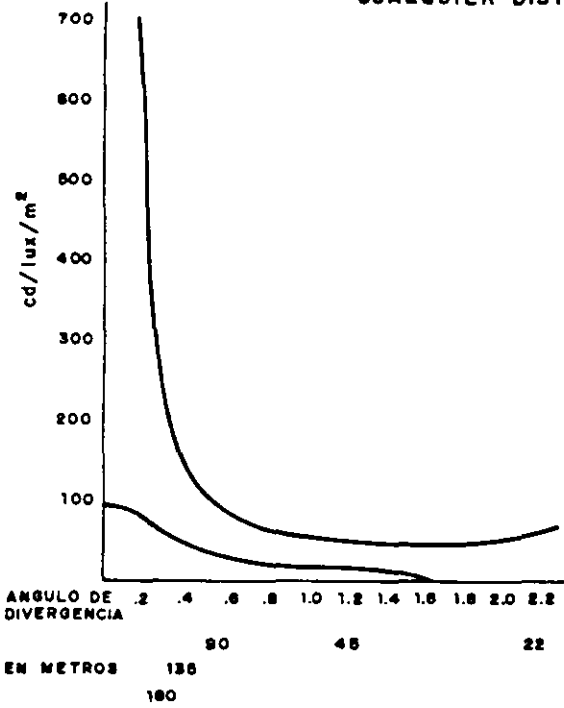


Fig. 48.12.— Curva característica de reflexión del producto de clase-1.

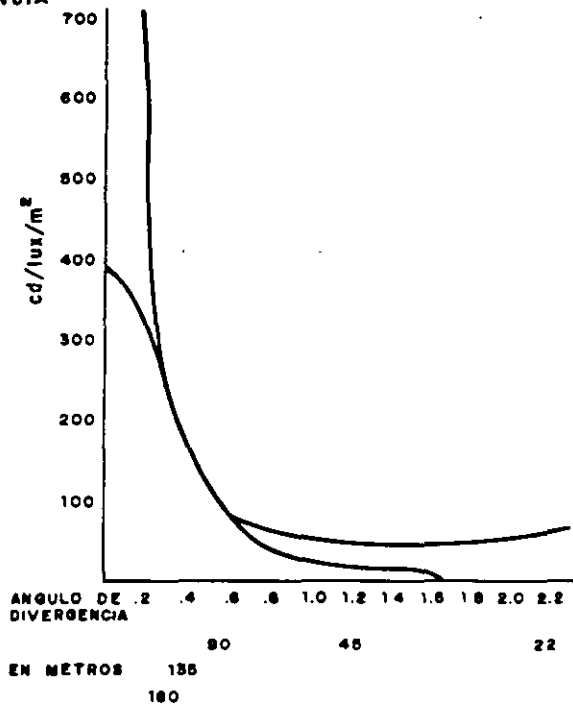


Fig. 48.13.— Curva característica de reflexión del producto de clase-2.

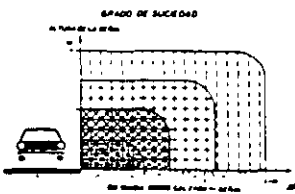


Fig. 48.14 — Grado de suciedad de las señales

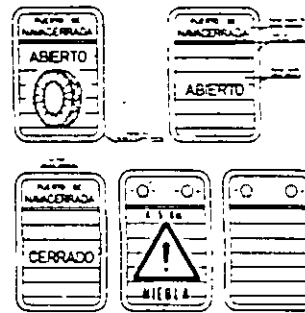


Fig 48.15.— Paneles informadores de dos o tres mensajes.

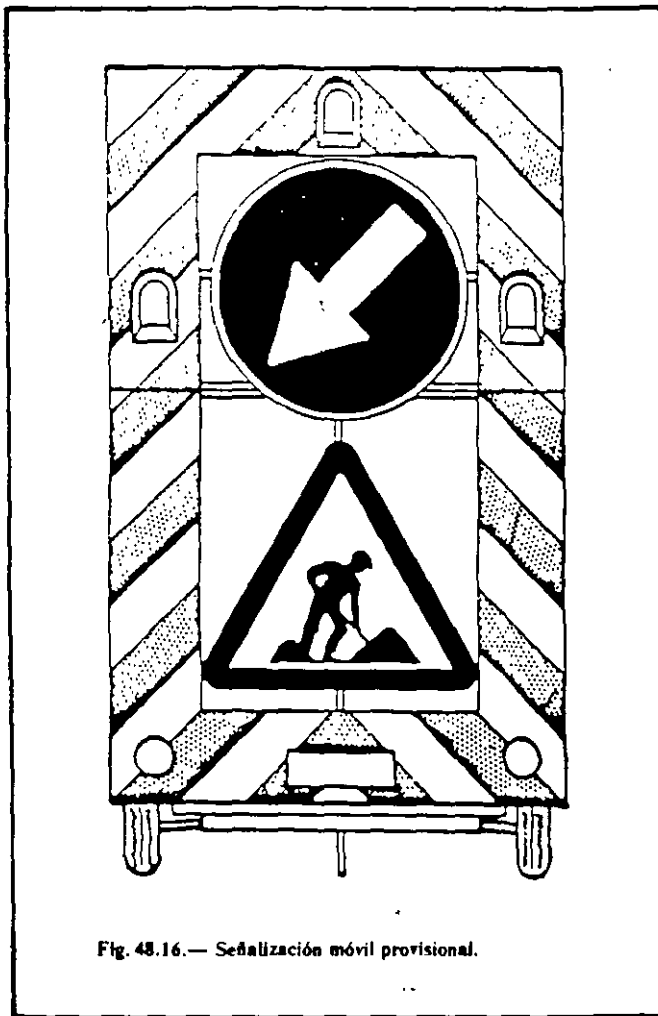


Fig. 48.16.— Señalización móvil provisional.

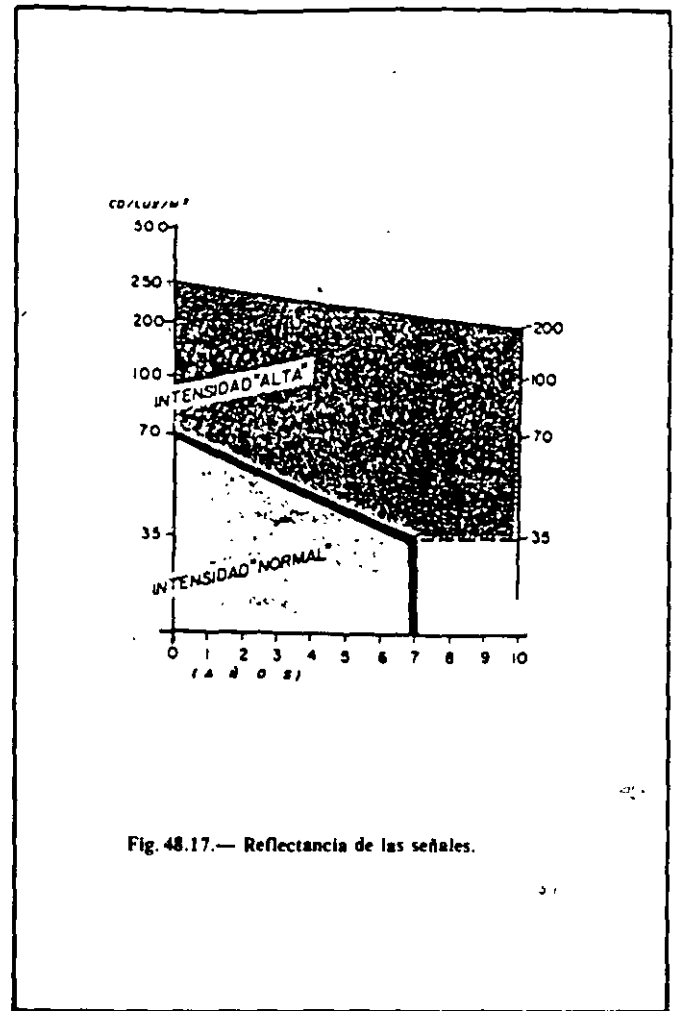
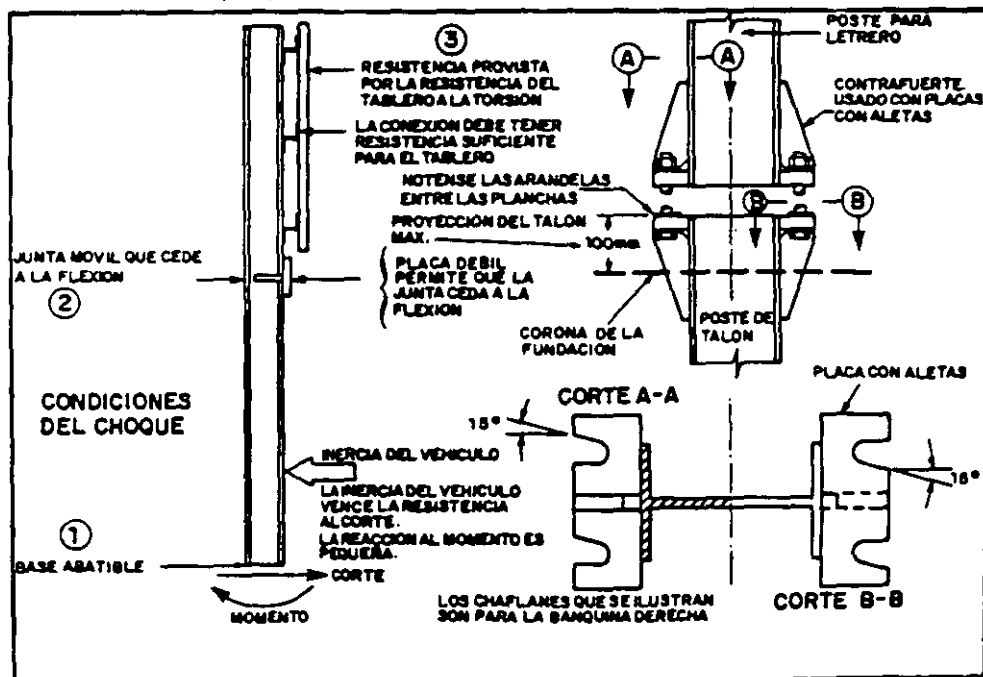


Fig. 48.17.— Reflectancia de las señales.

Fig. 48.18.— A la izquierda: Condiciones de choque del letrero abatible. A la derecha: Plancha de base horizontal para soportes de letreros grandes. Los soportes para indicadores pequeños requieren una placa de base inclinada, para permitir que el indicador sea arrojado por encima del vehículo que choque.



PAVIMENTOS DE HORMIGÓN

40.0 PAVIMENTOS DE HORMIGON

Consideraciones previas:

En el apartado de ensayos previos se incluyen los de caracterización del cemento, agua, áridos, armaduras, membranas y otros elementos constitutivos o auxiliares del pavimento. Además se incluyen las series de estudios y probetas de definición de las características mecánicas del hormigón fresco y endurecido.

Los ensayos de construcción son los encaminados a comprobar durante la ejecución de la obra los parámetros definidos en los ensayos previos, en particular la consistencia y la resistencia del hormigón.

Los ensayos finales se destinan a comprobaciones de espesores y dimensiones y a comprobar las características superficiales y resistentes de la losa de hormigón tanto con aparatos de alto rendimiento, de medida en continuo como por comprobaciones puntuales.

Los ensayos especiales que se incluyen pueden servir de complemento a los de caracterización de materiales o bien de comprobación de las propiedades de la losa terminada, como los vibradores pesados tipo Goodman o el vibrador en continuo del LCPC (Collografo).

40.1 PAVIMENTOS DE HORMIGON

EP

Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1.— Caracterización del cemento	PG3-75 Art. 202. Ver cuadros 202 I, 2, 3, 4, y 5. Incluidos en el Cap. 20.	Comprobar la idoneidad del cemento que será de los tipos P-350, PA-350, S-I-350, S-II-350, PUZ-I-350 o PUZ-II-350.	Una vez al comienzo de la obra y por partida diferente, si no hay certificados fiables de la empresa suministradora.	N
2 — Contenido en aluminato tricálcico de los cementos	Apartado 8-22 del PG de Recepción de cementos < 10%	Id. 1.	Id. 1.	N
3 — Principio de fraguado (PF)	Norma UNE 7203. A temperatura de la norma PF > 2 h. A temperatura de 30°C ± 2°C PF > 1 h.	Id. 1. Utilizar un cemento que permita unos tiempos de extendido y vibrado compatibles con el proceso de puesta en obra y con la maquinaria disponible.	Id. 1.	N
4 — Caracterización del agua	PG3-75 Art. 280.	Comprobar la idoneidad del agua a utilizar en los hormigones.	Id. 1.	N
5 — Terrones de arcilla en áridos	Id. 20 I EP-3	Id. 20 I EP-3	Una vez al comienzo de la obra y por zona de procedencia.	N
6 — Finos que pasan por el tamiz 0.080 UNE en áridos	Id. 20 I EP-4	Id. 20 I EP-4	Id. 5.	N
7 — Partículas blandas en áridos gruesos.	Id. 20 I EP-5	Id. 30 I EP-5	Id. 5.	N
8 — Material que flota en líquido de peso específico 2.0.	Id. 20 I EP-6	Id. 20 I EP-6.	Id. 5.	N

40.0 PAVIMENTOS DE HORMIGON

Consideraciones previas:

En el apartado de ensayos previos se incluyen los de caracterización del cemento, agua, áridos, armaduras, membranas y otros elementos constitutivos o auxiliares del pavimento. Además se incluyen las series de estudios y probetas de definición de las características mecánicas del hormigón fresco y endurecido.

Los ensayos de construcción son los encaminados a comprobar durante la ejecución de la obra los parámetros definidos en los ensayos previos, en particular la consistencia y la resistencia del hormigón.

Los ensayos finales se destinan a comprobaciones de espesores y dimensiones y a comprobar las características superficiales y resistentes de la losa de hormigón tanto con aparatos de alto rendimiento, de medida en continuo como por comprobaciones puntuales.

Los ensayos especiales que se incluyen pueden servir de complemento a los de caracterización de materiales o bien de comprobación de las propiedades de la losa terminada, como los vibradores pesados tipo Goodman o el vibrador en continuo del LCPC (Collografo).

40.1 PAVIMENTOS DE HORMIGON

EP

Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Caracterización del cemento	PG3-75 Art 202 Ver cuadros 202 I, 2, 3, 4, y 5 Incluidos en el Cap 20	Comprobar la idoneidad del cemento que será de los tipos P-350, PA-350, S-I-350, S-II-350, PUZ-I-350 o PUZ-II-350.	Una vez al comienzo de la obra y por partida diferente, si no hay certificados fiables de la empresa suministradora	N
2 — Contenido en aluminato tricálcico de los cementos.	Apartado 8-22 del PG de Recepción de cementos < 10%	Id 1	Id. 1	N
3 — Principio de fraguado (PF)	Norma UNE 7203 A temperatura de la norma PF > 2 h A temperatura de 30°C ± 2°C PF > 1 h	Id 1 Utilizar un cemento que permita unos tiempos de extendido y vibrado compatibles con el proceso de puesta en obra y con la maquinaria disponible	Id 1	N
4 — Caracterización del agua	PG3-75 Art 280	Comprobar la idoneidad del agua a utilizar en los hormigones	Id. 1	N
5 — Terrones de arcilla en áridos	Id. 20 I EP-3	Id. 20 I EP-3.	Una vez al comienzo de la obra y por zona de procedencia	N
6 — Finos que pasan por el tamiz 0.080 UNE en áridos	Id 20 I EP-4	Id 20.1 EP-4	Id. 5.	N
7 — Partículas blandas en áridos gruesos	Id. 20.1 EP-5	Id 30 I EP-5	Id 5	N
8 — Material que flota en líquido de peso específico 2.0	Id 20 I EP-6	Id 20 I EP-6	Id 5	N

40.1 PAVIMENTOS DE HORMIGON				FP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
20 — Caracterización de barras lisas de acero para pasadores	<p>Pliego PG3-75 Art. 240 Tablas 240 1-2 y 3 del PG-3</p> <p>Norma UNE-7262. Carga de rotura f_s. $3400 < f_s < 5000$ kg/cm² Limite elástico f_y $f_y > 2200$ kg/cm² Alargamiento en rotura $> 23\%$</p> <p>Ausencia de gneatas en ensayos de doblado a 180° y doblado y desdoblado a 90° según PG3-Art 240.</p>	Utilizar barras resistentes a los esfuerzos mecánicos y al manejo y doblado en la obra.	6 probetas al comienzo de la obra o por partida diferente, si no hay certificado fiable de la empresa suministradora. (Ensayos para cada diámetro suministrado)	N
21 — Diámetro mínimo de barras corrugadas a emplear en pavimentos de hormigón armado	<p>$\phi > 14$ mm. en barras longitudinales $\phi > 10$ mm. en barras transversales.</p>	Asegurar una adherencia adecuada, una resistencia mecánica mínima y una regularidad geométrica en la armadura del pavimento.	En un 5% de las barras de cada partida	N
22 — Caracterización de las barras corrugadas a emplear en pavimentos de hormigón armado	<p>Pliego PG3-75. Art. 241. Cuadros 241-1, 2, 3 y 4 del PG-3. Composición química: $P < 0.05\%$ y 0.06% $S < 0.06\%$ y 0.07% en colada y producto terminado respectivamente. N - dureza natural F - Estirado en frío f_s = carga de rotura. f_y = Limite elástico A = Alargamiento en rotura. Soldabilidad Según Norma UNE 36088</p>	Id. 20 y 21.	Id. 20.	N

40.1 PAVIMENTOS DE HORMIGON				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
23 — Caracterización de mallas electro-soldadas para pavimentos de hormigón armado	<p>Pliego PG3-75 Art. 242. Cuadro 242.1 (PG3).</p> <p>— Ensayo de tracción según Norma UNE-7262</p> <p>— Peso de malla por m² de losa > 2 kg/m² Barras longitudinales 80% del peso de la malla.</p> <p>— Separación de barras longitudinales < 10 cm.</p>	Id 20 y 21.	6 probetas al comienzo de la obra o por partida diferente si no hay certificado fiable de la empresa suministradora. (Ensayos para cada tipo de malla)	N
24 — Caracterización de hojas y membranas para separación de base y/o curado de pavimentos de hormigón.	<p>Para separación entre base y pavimento deben cumplirse las especificaciones de la Norma AASHO M-74 Para membranas de curado, la norma ASTM-C-171</p>	Utilizar hojas y membranas resistentes al peso de hormigón, cuando se usan como separación entre base y pavimento y suficientemente impermeables en este caso y cuando se usan como membranas de curado	1 vez al comienzo de la obra o por partida diferente	C
25 — Caracterización del material de relleno para juntas de dilatación	<p>Norma UNE-41107 Material comprensible y recuperable. Impermeable y sin producir absorción de agua 15 mm < espesor < 18 mm</p>	Utilizar un material que rellene la junta de dilatación en cualquier circunstancia de temperatura y evite la entrada de agua	Id 24.	N
26 — Caracterización de materiales para sellado de juntas	<p>Los materiales de tipo elástico deben cumplirse la norma UNE-41104 Los compuestos bituminosos de aplicación en frío la norma UNE-41108 Los perfiles extruidos de polícloropleno la norma ASTM-D-2628</p>	Utilizar materiales de sellado resistentes a los agentes atmosféricos, capaces de asegurar la estanqueidad de las juntas y de no despegarse de los bordes de las losas	Una vez al comienzo de la obra o por partida diferente	N
27 — Resistencia a flexotracción a 28 días de probetas de 15 x 15 x 60 cm (fckf)	<p>Norma UNE-7240 y 7395</p> <p>Hormigón tipo fckf 7d 28d</p> <p>HP-45 36 45 HP-40 32 40 HP-35 28 35</p> <p>Resistencias mínimas en kg/cm²</p>	Proyectar una dosificación adecuada desde el punto de vista de resistencia. Deben incluirse en los ensayos los aditivos que después se vayan a emplear en obra El hormigón tipo HP-35 sólo debe usarse en carreteras de tráfico ligero	Por cada dosificación ensayada 4 amasadas y 4 probetas por amasada 8 probetas para rotura a 7 días y 8 probetas para rotura a 28 días	N

40.1 PAVIMENTOS DE HORMIGON				EP
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
28 — Consistencia medida por asentamiento en el cono de Abrams	Norma UNE-7103. De 2 a 6 cm.	Obtener una correlación entre asentamiento y resistencia para utilizar como referencia en los ensayos de construcción.	Id. 27.	N
29 — Aire ocluido en el hormigón	Normas ASTM C-231 y C-173 para hormigón fresco y C-457 para hormigón endurecido 3 a 6% (máximo)	Obtener una correlación entre aire ocluido y resistencia para utilizar como referencia en los ensayos de construcción. Proporcionar resistencia a las heladas y sales disueltas.	1 ensayo por amasada y dosificación empleada.	C
30. — Resistencia a compresión de probetas cilíndricas a 7 y 28 días.	Normas UNE-7240 y 7242	Comprobar que la resistencia a compresión alcanza los valores previstos y sobre todo hallar una correlación entre resistencia a compresión y flexotracción que facilite el control en obra.	12 probetas por cada tipo de hormigón o dosificación diferente (6 a 7 días y 6 a 28 días).	C
31 — Resistencia a tracción indirecta de probetas cilíndricas a 56 días	Normas UNE-7241 y 7396.	Comprobar que la resistencia a tracción indirecta alcanza los valores previstos y sobre todo hallar una correlación entre resistencia indirecta a tracción y a flexotracción que facilite el control en obra.	6 probetas por cada tipo de hormigón o dosificación diferente.	N

40.2 PAVIMENTOS DE HORMIGON				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Resistencia a flexotracción a 7 y 28 días de probetas de 15 x 15 x 60 cm (fckf)	Normas UNE-7240-7395 id EP-27	Comprobar que la dosificación proyectada para cada tipo de hormigón alcanzada la resistencia prevista	Cada 1 000 m. ó cada 7.000 m ² . o cada 2.000 m ³ . 2 probetas por amasada. en 6 amasadas diferentes. 6 probetas para romper a 7 días y 6 a 28 días.	N
2. — Resistencia a compresión en probeta cilíndrica a 7 y 28 días	Normas UNE-7240 y 7242. Valores superiores a los obtenidos en EP-30.	Id. 1.	Cada día a cada 500 m ³ fabricados. 10 probetas (5 a 7 días y 5 a 28 días).	C
3 — Asentamiento en el cono de Abrams	Norma UNE 7103 Valores inferiores a los obtenidos en EP-28	Id. 1.	Id. 2.	N
4 — Medición de aire ocluido en el hormigón	Id EP-29	Comparar con los valores obtenidos en el ensayo EP-29	Cada día o cada 500 m ³ fabricados. (2 determinaciones).	C
5 — Colocación de encofrados o hiloguía para máquina extendidora de encofrados deslizantes.	Las diferencias respecto a las cotas teóricas serán como máximo. 3 mm en los bordes. — Espesor < 2,5 cm. + espesor teórico en cualquier punto. — Desviación en planta < 2 cm	Preparar los encofrados o hiloguía para que las extendedoras realicen el pavimento dentro de unas tolerancias pequeñas respecto al pavimento proyectado.	Perfil transversal cada 10 m. y en puntos característicos.	N

40.2 PAVIMENTOS DE HORMIGON				EC
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
6 — Granulometría de los áridos.	Normas NLT-150-151.	Comprobar que la granulometría de los áridos empleados en la mezcla cae dentro del uso correspondiente previsto en proyecto.	2 ensayos cada 500 m ³ de hormigón o 1 ensayo por día.	N
7 — Dosificación de cemento en peso	Medición directa en básculas con pesas patrón Tolerancia = 1%	Comprobar que la cantidad de cemento se ajusta a la prevista en proyecto.	2 veces por semana.	N
8 — Dosificación de áridos en peso.	Medición directa en básculas con pesas patrón Tolerancia $\pm 1.5\%$ para cada árido $\pm 1\%$ para el total de los áridos.	Comprobar que la cantidad de áridos se ajusta a la prevista en el proyecto.	Id. 7	N
9 — Humedad de los áridos.	Norma NLT-103.	Determinar la humedad de cada fracción de áridos, sobre todo de la arena, y corregir la cantidad de agua a añadir al hormigón.	2 veces por día.	N
10 — Dosificación de agua.	Medición directa en contador con patrones Tolerancia $\pm 1\%$ y menor de 1 l	Añadir el agua especificada en los ensayos previos deducida la de los áridos, para obtener la resistencia y la consistencia previstas.	2 veces por semana.	N
11 — Dosificación de aditivos.	Medición directa en básculas o contadores con patrones. Tolerancia $\pm 3\%$	Utilizar la cantidad prevista de aditivos para lograr las características mecánicas del proyecto	1 vez por semana.	N
12 — Temperatura ambiente	$> 5^{\circ}\text{C}$ o $> 3^{\circ}\text{C}$ con tendencia a subir.	Evitar problemas de fraguado lento o de congelación del hormigón.	Continuamente	N
13 — Temperatura del agua.	$< 40^{\circ}\text{C}$ salvo en tiempo frío ($< 10^{\circ}\text{C}$ de temp. ambiente) que será $< 65^{\circ}\text{C}$	Evitar problemas de aceleración de fraguado.	Continuamente.	N
14 — Tiempo de fabricación, transporte y vertido del hormigón	< 45 minutos. < 30 minutos si la temperatura ambiente es $> 30^{\circ}\text{C}$	Id 13 Salvo cuando se utilicen aditivos, en cuyo caso el tiempo se determinará por ensayos especiales.	Continuamente.	N
15 — Tiempo desde fabricación hasta acabado del hormigón	< 1 hora < 2 horas con aditivos	Id 13	Continuamente.	N
16 — Recubrimiento de armaduras longitudinales en pavimentos de hormigón armado.	Entre 6 y 9 cm	Evitar la oxidación de las armaduras y lograr mayor efectividad mecánica.	Perfil transversal cada 4 m	N
17 — Porcentaje de finos en la arena.	Norma NLT-152 $< 5\%$	Comprobar que la arena suministrada esté limpia y no se ha contaminado	Cada día o cada 200 m ³ de arena	N

40.3 PAVIMENTOS DE HORMIGÓN				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Comprobación de la resistencia a tracción indirecta en probetas cilíndricas a 56 días	Norma UNE-7241 para extracción y conservación de las probetas. Norma UNE-7396 para rotura	Contrastar los valores obtenidos con los de los ensayos EP-31, EP-27 y EC-1. Únicamente en caso de que haya dudas en este último ensayo	6 probetas cada 2 000 m ² o cada 15 000 m ² o cada 4.000 m ³ .	N
2 — Comprobación de la resistencia a compresión en probetas cilíndricas a 90 días	Norma UNE-7241 para extracción y conservación de las probetas. Norma UNE-7242 para rotura	Hallar una correlación con los ensayos de tracción indirecta EP-27 y las de compresión EP-30, solamente en el caso de que haya dudas en los ensayos EC-1 y EF-1	Id 1	C
3 — Nivelación.	La superficie acabada no diferirá de la teórica en más de 10 mm. en ningún punto.	Asegurar que el pavimento terminado se ajusta a la superficie teórica prevista en el proyecto.	Perfil transversal cada 20 m. y en puntos singulares de cambio de pendiente transversal.	N
4 — Planeidad.	Desnivel < 3 mm. en cualquier punto medido con regla de 3 m	Comprobar la homogeneidad de la losa y la ausencia de hoyos o bultos.	1 vez cada 300 m ² .	C
5 — Espesor de la losa mediante ensayos de testigos	Norma UNE-7241 para extracción de probetas. Tolerancia ± 15 mm o $\pm 5\%$.	Evitar heterogeneidades de espesor que se conviertan en puntos débiles frente a las cargas de tráfico	Sirven los mismos ensayos de EF-1 o EF-2	N
6 — Espesor de la losa mediante ensayos no destructivos	Colocación de un alambre transversal de cobre cada 20 m	Id 5. La comprobación del espesor de la capa se hace midiendo la intensidad del campo magnético producido por el hilo de cobre que varía según la cantidad de hormigón colocado sobre él. Necesita tarado frecuente. alternativa del EF-5	Perfil transversal cada 20 m.	C
7 — Coeficiente de rozamiento medido con el péndulo de fricción	Id 36.3 EF-8.	Id. 36.3 EF-8.	Id. 36.3 EF-8.	C
8 — Coeficiente de rozamiento longitudinal medido con rueda remolcada tipo Skidómetro o remolque LCPC	Id 36.3 EF-9.	Id. 36.3 EF-9	Id. 36.3 EF-9	C
9 — Coeficiente de rozamiento transversal medido en continuo con aparato SCRIM	Id 36.3 EF-9	Id. 36.3 EF-9.	Id 36.3 EF-10	C
10 — Medida de la rugosidad por medio del círculo de arena.	Id. 36.3 EF-11 Profundidad media > 1 mm. Profundidad mínima > 0.6 mm	Id. 36.3 EF-11.	Id 36.3 EF-11.	C

40.3 PAVIMENTOS DE HORMIGON				EF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
11 — Uniformidad del perfil longitudinal medido con aparato tipo viógrafo	Id. 36.3 EF-12	Id. 36.3 EF-12.	Id. 36.3 EF-12	C
12 — Uniformidad del perfil longitudinal medido con aparato APL del LCPC	Id. 36.3 EF-13	Id. 36.3 EF-13.	Id. 36.3 EF-13.	C
40.4 PAVIMENTOS DE HORMIGON				EE
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
1 — Tramo de ensayo	Longitud > 75 m. Anchura > 5 m.	Determinar la utilización de maquinaria, velocidad de extendido, de vibrado, de fratasado, de alisado, de aplicación de filmógenos de curado. Medición de tiempos de fabricación, transporte, fraguado y endurecimiento. Ensayo de maquinaria auxiliar, como cortadoras de juntas, colocación de armaduras, etc.	1 vez al comienzo de las obras, si se emplean máquinas insuficientemente experimentadas	C
2 — Medida de la desnivelación de bordes de juntas al paso de un eje de 13 Tm con captadores de tipo geófono	Desnivelación < 0.20 mm. Medición a 20°C de temperatura ambiente	Determinar el grado de apoyo de la losa sobre la base y comprobar que no se han producido puntos débiles bajo la junta en la base de apoyo	En 1/10 de la longitud total en zonas escogidas por el Director de la obra	C
3 — Medida en continuo de las discontinuidades y grado de apoyo sobre la base con vibrador continuo tipo collografo del LCPC	Frecuencia 60 Hz Velocidad de traslación 3 a 4 km/h Esfuerzo sinusoidal de 100 a 500 Kp	Detectar fisuras y zonas de bajo grado de apoyo sobre la base. Procedimiento alternativo o complementario al EE-2	Id. 2	C
4 — Auscultación del pavimento mediante vibrador pesado tipo Goodman	Correlación con ensayo EE-2	Id. 3	Id. 3	C
5 — Examen petrográfico de los áridos	Macroscopia 20 a 10 aumentos	Comprobación de la composición mineralógica de los áridos suministrados con los previstos	1 examen por semana (5 determinaciones) o cada 3 000 m ³ de áridos.	C
6 — Resistencia a la abrasión del hormigón mediante cuchilla rotativa	Norma ASTM-944-80 a 28 días	Comparación de resultados con los obtenidos en los ensayos previos. Se efectúa sobre las probetas de flexotracción después de rotas en este ensayo	4 probetas por dosificación ensavada antes de los trabajos 3 probetas por dosificación usada en obra cada 1 000 m ³ o cada 7 000 m ² o cada 2 000 m ³	C

40.4 PAVIMENTOS DE HORMIGON				FF
Tipo de control	Especificación	Finalidad	Frecuencia	Importancia
7 — Ensayo de velocidad de ultrasonidos	Entré las dos caras de una probeta cilíndrica	Correlación de resultados entre la velocidad ultrasónica y la resistencia media en EF-1, EF-2, EP-31, EP-30, EP-27, EC-1 y EC-2 para evitar ensayos destructivos.	En todas las probetas cilíndricas en EP, EC y EF	C
8 — Ensayo acelerado de resistencia a compresión del hormigón, a las 24 horas	Norma ASTM-918-80.	Hallar la correlación entre la resistencia de las probetas curadas en agua muy caliente durante 24 horas y la resistencia a 28 días de probetas de curado normal.	Serie de 12 probetas por dosificación antes del comienzo de las obras. Series de 6 probetas cada 1.000 m ³ de hormigón si hay problemas de interpretación o dispersión en otros ensayos	C
9 — Ensayo Micro-Deval húmedo para áridos gruesos MDE	Norma NF-P-18572. Ejes 13 T An- An- por dos dos dia 5-25 25-40 >300 <15 <20 150 a <20 <25 300 25 a <25 <30 150 < 25 < 30 < 35	Id. EP-15. Ensayo alternativo del desgaste de Los Angeles. A aplicar en casos de duda o diferentes utilizaciones de áridos según tramos de tráfico.	Una vez al comienzo de la obra o por zona de procedencia.	C

40.5 PAVIMENTOS DE HORMIGON		RP	Importancia
1 — La manipulación, transporte, almacenamiento, recepción y empleo del cemento se realizará con arreglo a lo indicado en el PG3-75 art. 202, en especial vigilando la uniformidad del cemento, evitando la mezcla de partidas diferentes y teniendo en cuenta que el cemento no debe tener una temperatura superior a 70°C. Si la temperatura fuera alta, próxima a 70°C se realizarán frecuentemente ensayos de principio de fraguado (EP-3).			M
2.— En lo relacionado con el manejo y utilización de áridos ver RP del Capítulo 9. Graveras y Plantas para producción de áridos.			M
3.— No se emplearán escorias de alto horno como árido grueso.			M
4 — Los pasadores entre losas se tratarán en 2/3 de su longitud con un producto antiadherente respecto al hormigón y facilitar su deslizamiento dentro de la losa. Cuando los pasadores corresponden a juntas de dilatación se protegerá el extremo correspondiente a la parte tratada con una caperuza de longitud 50 a 100 mm. rellena con material compresible y con juego superior al ancho de la junta.			P
5.— Las barras corrugadas se mantendrán en posición apoyándolas sobre barras auxiliares y estas sobre pequeños tacos de mortero rico de 5 cm. de altura. De esta forma se evitará un punto de posible corrosión.			P
6.— Las mallas electrosoldadas se suministrarán por piezas completas usando en obra los solapes adecuados (1 a 2 mallas) pero nunca soldadura en obra.			M
7.— Las juntas que se realicen en fresco utilizarán material rígido en tiras continuas de plástico con espesor mínimo de 0,35 mm. y de un ancho comprendido entre 50 y 55 mm.			P

40.5 PAVIMENTOS DE HORMIGON	RP	Importancia
<p>8 — Las dosificaciones de los diversos tipos de hormigón deberán cumplir con las especificaciones dadas en los ensayos EP-27, 28, 29, 30 y 31 complementadas si fuera necesario con los ensayos EE-6, 7 y 8 con las limitaciones siguientes:</p> <p>a) Cantidad de partículas que pasan por el tamiz 0,16 UNE incluidos, áridos cemento y aditivos inferior a 400 kg/m³.</p> <p>b) Cantidad de cemento superior a 300 kg/m³.</p> <p>c) Relación agua/cemento inferior a 0,55.</p> <p>d) Aire ocluido menor del 6% en volumen y mayor del 4% si hay riesgo de heladas en la zona.</p>		G
<p>9.— Los ensayos de resistencia del hormigón, tanto previos (EP) como de construcción (EC) y especiales (EE) deben estar correlacionados entre sí, para evitar defectos de información en caso de dispersión de resultados o de magnitudes anormales. Resulta conveniente efectuar con el hormigón de una misma amasada probetas para ensayos a compresión, tracción indirecta y flexotracción, midiendo además la consistencia del hormigón, el aire ocluido y la velocidad ultrasónica en las probetas antes de la rotura para cada edad. Este último ensayo por ser no destructivo permite apreciar la progresión de la resistencia mecánica con la edad y por ello debe utilizarse con profusión sobre probetas correspondientes a amasadas dudosas o conflictivas.</p>		G
<p>10 — Los ensayos de áridos, además de fijar las características de forma, tamaño, granulometría, resistencia mecánica y resistencia a la alterabilidad, deben fijarse como objetivo la utilización de áridos exentos de suciedad, polvo y sobre todo finos arcillosos que rebajan extraordinariamente las características mecánicas de las mezclas. Para ello, en caso de duda debe hacerse un análisis macroscópico o mineralógico de los finos para comprobar que éstos no son activos.</p>		M
<p>11 — Los áridos para hormigones producidos en la gravera o planta de trituración deben de tener los mismos tamaños que se exigen en la planta (Las cribas deben ser iguales)</p>		P
<p>12 — El camino de acceso a los acopios debe mantenerse limpio y a ser posible pavimentado con amasadas defectuosas para evitar que los neumáticos de los camiones aporten barro a los acopios.</p>		M
<p>13 — Los separadores de los acopios deben ser suficientemente altos para evitar siempre la mezcla de varios tipos de áridos.</p>		P
<p>14.— Los acopios deben realizarse por capas de 0,50 m. aproximadamente para evitar segregaciones.</p>		P
<p>15.— Las palas cargadoras deben cargar de varios estratos del acopio, siempre por encima de los 25 cm. de fondo, para no segregar los áridos, y su cazo debe de ser menos ancho que las tolvas de recepción de la planta, para evitar derrames.</p>		P
<p>16 — En los acopios de arena lo ideal es tener dos iguales, para homogeneizar o secar en uno y usar el otro.</p>		P
<p>17.— Hay que regular las compuertas de salida de las tolvas de dosificación de áridos y los mecanismos de control de una manera constante o muy frecuente para evitar obstrucciones por cuerpos extraños.</p>		M
<p>18 — Conviene evitar la mezcla de dos áridos en tolvas contiguas mediante adecuados separadores y no sobrecargándolas.</p>		P
<p>19.— Deben vigilarse las cintas transportadoras constantemente para que no pierdan materiales por mal ajuste.</p>		P
<p>20.— El elevador de cangilones si existe, debe limpiarse frecuentemente pues las materias arcillosas de los áridos pueden colmatar o disminuir la capacidad del mismo.</p>		M
<p>21 — Las tolvas de pesada y dosificación de áridos no deben estar sobrecargadas ni comunicarse entre sí.</p>		M

40.5 PAVIMENTOS DE HORMIGON	RP	Importancia
22 — Las balanzas deben comprobarse periódicamente, tanto en ajuste de cuchillos y partes móviles como en exactitud, con el juego de pesas correspondiente.		G
23 — Los mecanismos de contro de pesada, especialmente los de fin de carrera, deben estar en perfectas condiciones de funcionamiento, para lo cual debe inspeccionarse visualmente con periodicidad.		M
24 — La sencillez de los circuitos de cemento, concreta todas las precauciones en aquellas de tipo mecánico o bien en procurar el debido aislamiento a la instalación para que el cemento no se moje o se enfrie en exceso.		P
25 — El funcionamiento de la tolva o cuba pesadora de cemento debe ser objeto de especial atención para comprobar en todo momento su correcto funcionamiento. Uno de los vigilantes de la planta debe observar varias veces al día los mecanismos de pesada y el estado de los tornillos o alveolos de dosificación. En caso de dudas, la báscula de cemento se comprobará con un juego de pesas.		G
26.— Las mezclas más homogéneas se obtienen cuando el cemento cae sobre los áridos de una manera continua a lo largo de todo el periodo de alimentación de áridos a la hormigonera.		P
27.— La duración de cada amasada será la mínima posible que produzca una mezcla homogénea y se determinará por ensayos previos. Como tiempo orientativo puede fijarse 1 minuto.		M
28.— Las hormigoneras deben limpiarse cuidadosamente al final de la jornada o después de una parada superior a 30 minutos.		G
29 — Es conveniente no arrancar la planta de hormigonado si no se dispone de: a) Aridos para tres días. b) Cemento para dos días. c) Más de las tres cuartas partes de los camiones para transporte. d) Comprobación del funcionamiento de la maquinaria de extendido.		M
30.— Los rendimientos normales de una central de hormigonado son: 600-800 m ³ /día en obra de autopistas. 300-500 m ³ /día en carreteras de gran tráfico. 100-400 m ³ /día en carreteras de poco tráfico.		P
31 — La flota de camiones de transporte debe de tener una o dos unidades en exceso para evitar paradas por incidencias.		M
32 — Las cajas de los camiones deben limpiarse cuidadosamente antes de comenzar el trabajo para eliminar residuos de polvo, tierra, etc. Antes de recibir el hormigón deben estar completamente secas y al final de la jornada se suprimirán los residuos de hormigón con palas o rascadores.		M
33 — La carga de camiones debe realizarse de forma que no se forme un solo montón, que daría lugar a segregación. Conviene avanzar ligeramente el camión durante el proceso de carga para producir un llenado homogéneo.		P
34 — Los camiones basculantes para transporte de hormigón tendrán la caja de manera que el vertido no supere el 1.5 m. de altura de caída libre del hormigón para evitar segregaciones.		P
35 — Los camiones dispondrán de lonas que eviten la desecación o lavado del hormigón durante el transporte cuando la temperatura sea superior a 20°C o haya lluvia respectivamente		G
36.— La superficie de apoyo de la losa de hormigón deberá ser impermeable para lo cual se empleará alguno de los siguientes métodos: a) Riego de imprimación (Ver capítulo 32). b) Láminas de papel especial con solapes de 15 cm. a favor de pendiente. c) Láminas plásticas con solapes de 15 cm. a favor de pendiente.		M

40.5 PAVIMENTOS DE HORMIGON	RP	Importancia
<p>37.— La maquinaria a emplear en la puesta en obra cuando se utilicen encofrados fijos debe de constar de los siguientes elementos como mínimo:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Extendedora para repartir uniformemente el hormigón. b) Terminadora transversal con elementos de enrasado, compactación y fratasado longitudinal. Los vibradores deben tener más de 3.500 ciclos/min. si son de superficie y más de 5.000 ciclos/min. si son de aguja. En ningún caso producirán segregación. c) Terminadora longitudinal o diagonal para fratasado longitudinal. d) Máquina para realización del texturado superficial. e) Equipo para ejecución de juntas en fresco o sierra mecánicas y sellado de las mismas. f) Aplicador de productos filmógenos de curado. g) Protección contra el sol o la lluvia mediante tren de tejadillos móviles si lo requiere el clima. 		M
<p>38.— La maquinaria a emplear en la puesta en obra con pavimentadora de encofrados deslizantes debe de constar de los siguientes elementos como mínimo:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Una pavimentadora-extendedora-vibradora que integre los elementos descritos anteriormente en a) y b). b) Los mismos elementos relacionados anteriormente en c), d), e), f) y g). c) Elementos de guiado de la máquina principal mediante palpadores automáticos e hilo-guia. 		M
<p>39.— El procedimiento más simple de puesta en obra es el de encofrados laterales, vertido con camiones, vibrado con vibradores manuales de aguja y terminación con maestra vibrante sobre carriles. Con este método pueden hacerse 25 a 40 m³/día o 50 a 80 m. de calzada de 3,50 m.</p>		P
<p>40.— Cuando se emplea una máquina sobre carriles dotada de extendedora autopropulsada, maestras vibrantes y alisadoras mecánicas los rendimientos aumentan hasta 100 a 150 m³/día o 200 a 250 m. de calzada de 3,50 m.</p>		P
<p>41.— Las máquinas autopropulsadas sobre orugas, de encofrados deslizantes dotadas de repartidor, maestras vibrantes, batería de vibradores, alisadoras, terminadoras, etc., tienen unos rendimientos de 150 a 300 m³ de hormigón por día y grupo de máquinas o bien de 150 a 250 m. de calzada de 7,0 m. de anchura. La velocidad de avance puede ser de 3 m/minuto pero normalmente se trabaja a 1,5 m/minuto.</p>		M
<p>42.— Los encofrados para pavimentos, cuando se utilice este método, serán robustos y estables de manera que al pesar toda la maquinaria en vacío con todos los elementos de vibración, fratasado y extendido en marcha, no se aprecien desnivelaciones posteriores superiores a 3 mm. en cota ni diferencias en planta superiores a 10 mm.</p>		G
<p>43.— En las máquinas de extendido por el método de encofrados fijos, ningún elemento de tracción, rodadura o guía debe estar en contacto con el hormigón, limpiándose cuidadosamente al final de la jornada de las manchas y salpicaduras que se hubieran producido.</p>		P
<p>44.— Para la puesta en obra del hormigón, colocación de armaduras (en su caso) ejecución de juntas en fresco, acabado, textura superficial, curado del hormigón, juntas serradas, desencofrado y sellado de juntas, se adoptarán las medidas generales indicadas en el PG3. 75 Capítulo 550. Apartados 550.8.7 a 550.8.15, indicándose a continuación los aspectos más destacables o que requieren mayor atención.</p>		G
<p>45.— Las losas de hormigón no podrán hormigonarse contra otros elementos de hormigón (losas, bordillos, muros, etc.) hasta que estos últimos tengan una edad superior a 3 días</p>		M
<p>46.— Cuando se utilicen encofrados éstos no se retirarán hasta el periodo en que el desencofrado no dañe las aristas del hormigón y nunca antes de las 16 horas de la puesta en obra.</p>		M

40.5 PAVIMENTOS DE HORMIGON	RP.	Importancia
47 — En las máquinas de encofrados deslizantes los elementos de guiado deslizarán sobre el hilo-guia cuya cota no podrá diferir de la teórica en cualquier punto en más de 2 mm para lo cual se colocarán las piquetas necesarias a la distancia adecuada para conseguir esta exactitud		M
48 — Cuando se utilicen pasadores entre dos losas consecutivas, las tolerancias serán las siguientes a) Desviación de un punto de un pasador respecto al teórico, tanto en planta como en alzado, menor de 1.5 mm. b) Diferencia máxima entre dos extremos de pasadores, respecto a la teórica, menor de 1.5 mm.		M
49.— El tiempo entre el comienzo de la fabricación del hormigón y el proceso de acabado en obra debe ser como máximo de 1 hora, salvo que se hayan hecho ensayos con retardadores de fraguado y las condiciones de temperatura y humedad sean favorables.		M
50.— Una interrupción del extendido de 30 minutos en tiempo seco y caluroso o de 1 hora en tiempo húmedo y frío requiere la ejecución de una junta de construcción que debe hacerse coincidir con una junta de dilatación o de contracción.		M
51.— En los pavimentos de hormigón armado con juntas, las armaduras se interrumpirán 10 cm antes de la junta.		P
52.— Las armaduras para pavimentos de hormigón armado, dispondrán las barras transversales por debajo de las longitudinales y éstas tendrán un recubrimiento entre 6 y 9 cm. Los solapes de armaduras longitudinales serán superiores a 30 diámetros y no podrá haber más de un 20% de solapes en cualquier sección transversal.		M
53.— Cada elemento de transporte del hormigón es conveniente que lleve un parte escrito donde conste el tipo de hormigón, la cantidad, la hora de fabricación y el destino del mismo; este parte debe completarse en el tajo con la hora de vertido y las incidencias de la puesta en obra.		M
54 — El vertido del hormigón delante de la máquina debe hacerse sobre láminas plásticas, o bien sobre el suelo impermeabilizado con riego de imprimación. En el caso de que estos métodos no se usen, debe impregnarse el suelo con agua para evitar la desecación de la zona inferior del hormigón. El vertido debe ser regular y simétrico respecto al eje longitudinal para no desequilibrar la maquinaria. En calles de 3.50 m basta un cordón central, en vías de 7 m deben usarse 2 cordones a 1.80 m del eje central.		M
55.— La vibración del hormigón debe transmitirse a toda la masa en una banda de 30 cm para lo cual los vibradores suelen ir colocados a 50 cm unos de otros y a 15 cm de los bordes.		
56.— Los bordes de losas construidas con máquina de encofrados deslizantes se redondearán con una llana especial de 12 mm de radio.		P
57.— La textura superficial se puede lograr por arrastre de peines de púas de acero o de plástico o bien por el empleo de arpilleras especiales, siempre que se logre una profundidad de textura medida por el ensayo EF-10 superior a 0.60 mm en cualquier punto y de media superior a 1 mm. Conviene hacer ensayos previos en el tramo de prueba.		G
58 — La protección del hormigón fresco terminado, frente a la lluvia, para evitar el deterioro de la textura superficial debe hacerse con un tren de tiendas de lona que cubran el hormigón que se halle en periodo de fraguado o al menos el que se ha colocado en los últimos 20 minutos. En caso de deterioro por lluvia fuerte se procederá a un ranurado mecánico con maquinaria de sierras múltiples para regenerar adecuadamente la textura superficial.		M
59.— La ejecución de juntas en fresco mediante la introducción de tiras de plástico se usa más para las longitudinales que para las transversales, pero en ambas la tira de plástico no quedará por encima del pavimento ni más de 5 mm por debajo de éste. El ángulo de la tira respecto al plano vertical no será superior a 10°.		P

40.5 PAVIMENTOS DE HORMIGON	RP	Importancia															
60.— El curado del hormigón por medio de productos filmógenos no requiere precauciones especiales en condiciones atmosféricas normales. Sin embargo en atmósferas muy húmedas conviene esperar a que la superficie del hormigón haya evaporado algo de agua presentando un aspecto mate. En épocas muy calurosas conviene aplicar el filmógeno cuanto antes y si es preciso, reforzar el aislamiento del hormigón con láminas plásticas o arena húmeda.		M															
61.— El curado del hormigón por humedad se realiza cubriendo el hormigón bien fraguado con arpilleras u otros materiales absorbentes y pulverizando agua sobre éstos para mantener la humedad durante dos o tres días en períodos húmedos y seis a siete días en períodos muy calurosos.		M															
62.— La protección del hormigón con membranas impermeables es útil tanto en épocas calurosas como en condiciones de bajas temperaturas con la condición de aplicarlas períodos similares a los del apartado anterior y solapar bien las láminas (al menos 30 cm).		M															
63.— No se permitirá la circulación de vehículos sobre el hormigón hasta los 7 días de extendido y entre los 7 y 28 días con precauciones especiales en función de las resistencias obtenidas. El tráfico peatonal o con maquinaria muy ligera podrá circular desde los 3 días con autorización del Director de Obra.		G															
64.— Las juntas realizadas con sierra deben tener una profundidad entre 1/6 a 1/5. La elección del momento del serrado es muy importante para evitar grietas o deterioro de bordes de juntas.																	
<p>La edad del hormigón en el momento de la ejecución de juntas varía entre 6 horas con hormigones de áridos silíceos, días soleados con fuerte diferencia térmica entre el día y la noche y 72 horas cuando se trate de hormigones con áridos calizos, días húmedos y escasa variación térmica entre el día y la noche. Debe evitarse serrar el hormigón cuando se está enfriando, por lo que es mejor serrar por la tarde en día de sol. Las anteriores limitaciones obligan a disponer de un número grande de máquinas de serrar, pero si no fuera esto posible, es mejor alternar las juntas para seguir a un mismo ritmo tras el hormigonado que retrasar el tajo de serrado por tratar de hacer todas las juntas seguidas, ya que esto daría lugar a fisuraciones importantes en la zona sin juntas más próxima al tren de hormigonado.</p>		G															
65.— Las máquinas de serrar de un solo disco deben reservarse para zonas especiales y de emergencia. Es preferible trabajar con máquinas de varios discos que ocupan toda la anchura de la calzada y mejor aún con dos máquinas, una de ellas con discos de 5 a 8 mm de espesor que profundizan 25 a 30 mm y otra con discos de 2 a 4 mm que profundizan el resto de la junta.		M															
<p>66.— Los discos tienen una duración muy variable según el tipo de áridos del hormigón. Por ejemplo un disco de 4 mm de espesor trabajando a 5 cm de profundidad tienen los siguientes rendimientos:</p> <table border="0" data-bbox="341 1365 1218 1501"> <tr> <td>Aridos silíceos</td> <td>Velocidad de avance 1.0 m/min.</td> <td>Rendimientos 100 a 300 m.</td> </tr> <tr> <td>Aridos graníticos</td> <td>Velocidad de avance 1.5 m/min.</td> <td>Rendimientos 300 a 600 m.</td> </tr> <tr> <td>Aridos basálticos</td> <td>Velocidad de avance 1.5 m/min.</td> <td>Rendimientos 500 a 900 m.</td> </tr> <tr> <td>Aridos porfídicos</td> <td>Velocidad de avance 1.7 m/min.</td> <td>Rendimientos 600 a 1.000 m.</td> </tr> <tr> <td>Aridos calizos</td> <td>Velocidad de avance 2.5 m/min.</td> <td>Rendimientos 1.000 a 3.000 m.</td> </tr> </table> <p>La velocidad periférica de los bordes de los discos con diamantes deben oscilar entre 20 m/seg. para áridos silíceos hasta 45 m/seg. para áridos calizos.</p> <p>Todos estos rendimientos corresponden a discos con abundante refrigeración por agua (600 a 800 l/hora por disco)</p>	Aridos silíceos	Velocidad de avance 1.0 m/min.	Rendimientos 100 a 300 m.	Aridos graníticos	Velocidad de avance 1.5 m/min.	Rendimientos 300 a 600 m.	Aridos basálticos	Velocidad de avance 1.5 m/min.	Rendimientos 500 a 900 m.	Aridos porfídicos	Velocidad de avance 1.7 m/min.	Rendimientos 600 a 1.000 m.	Aridos calizos	Velocidad de avance 2.5 m/min.	Rendimientos 1.000 a 3.000 m.		M
Aridos silíceos	Velocidad de avance 1.0 m/min.	Rendimientos 100 a 300 m.															
Aridos graníticos	Velocidad de avance 1.5 m/min.	Rendimientos 300 a 600 m.															
Aridos basálticos	Velocidad de avance 1.5 m/min.	Rendimientos 500 a 900 m.															
Aridos porfídicos	Velocidad de avance 1.7 m/min.	Rendimientos 600 a 1.000 m.															
Aridos calizos	Velocidad de avance 2.5 m/min.	Rendimientos 1.000 a 3.000 m.															
67.— Las juntas longitudinales se efectúan de manera similar a las transversales pero 24 a 48 horas más tarde		P															
68.— El sellado de juntas se realizará previa limpieza con aire comprimido de todas ellas y siempre a una temperatura superior a 50°C y en ausencia de lluvia		P															
<p>69.— Los productos más utilizados para el relleno de juntas son:</p> <ol style="list-style-type: none"> Masticos a base de betún o alquitrán con una pequeña proporción de elastómero casi siempre PVC. Aplicados en caliente. Pastas a base de elastómeros que endurecen al mezclar dos componentes. Contienen siliconas y se aplican en frío. Tiras prefabricadas de neopreno introducidas a presión y pegadas al hormigón mediante resinas epoxy aplicadas en sus bordes 		M															
70.— Se incluyen a continuación datos prácticos relacionados con la dosificación, la fabricación y puesta en obra del hormigón		M															

TABLA 40-1

Características mecánicas de barras lisas para hormigón armado

Las características mecánicas que deberán garantizarse son las siguientes:

- Carga unitaria de rotura (f_t) comprendida entre tres mil cuatrocientos (3.400) y cinco mil (5.000) kilopondios por centímetro cuadrado (kp/cm^2).
- Límite elástico aparente o convencional (f_y) igual o superior a dos mil doscientos kilopondios por centímetro cuadrado (2.200 kp/cm^2).
- Alargamiento de rotura en tanto por ciento (%), medido sobre base de cinco (5) diámetros, igual o superior a veintitres (23).

Las anteriores características se determinarán de acuerdo con la Norma UNE 7262.

- Ausencia de grietas después del ensayo de doblado simple a ciento ochenta y grados (180°), efectuado a veinte más o menos dos grados centígrados ($20 \pm 2^\circ\text{C}$), sobre un mandril del siguiente diámetro:
 - Para barras de diámetro superior a dieciseis milímetros (16 mm), cuya carga unitaria de rotura sea superior a cuatro mil quinientos kilopondios por centímetro cuadrado (4.500 kp/cm^2), el diámetro del mandril será doble del de la barra.
 - Para cualquier otro caso, el diámetro del mandril será igual al de la barra.
- Ausencia de grietas después del ensayo de doblado-desdoblado a noventa grados (90°). Este ensayo se efectuará a veinte más o menos dos grados centígrados ($20 \pm 2^\circ\text{C}$) y, en cada caso, sobre un mandril de diámetro doble del utilizado en el ensayo de doblado simple a ciento ochenta grados (180°).

TABLA 40-2
Cuadro 240.1 (PG-3)

Características geométricas de barras lisas para hormigón armado

Diámetro nominal	Masa por metro	Area de la sección recta
d en mm	M en kg/m	S en cm^2
6	0,22	0,28
8	0,39	0,50
10	0,62	0,79
12	0,89	1,13
14	1,21	1,54
16	1,58	2,01
20	2,47	3,14
25	3,85	4,91
32	6,31	8,04
40	9,86	12,56
50	15,41	19,63

TABLA 40-3
Cuadro 240.2 (PG-3)

Tolerancias en masa y sección transversal de barras lisas de hormigón armado

Diámetro nom. en mm	% Tolerancia s/barra individual	% Tolerancia sobre lote
6	- 5	+ 10, - 4
8		
10	- 5	+ 6, - 4
12		
14		
16	- 5	± 4
20		
25		
32	- 4	± 3
40		
50		

TABLA 40-4
Cuadro 240.3 (PG-3)

Diferencia máxima entre los diámetros máximo y mínimo de barras lisas para hormigón armado

Diámetro nom. en mm	Diferencia máx. en mm
6	1,0
8	
10	1,5
12	
14	
16	2,0
20	
25	
32	2,5
40	
50	

TABLA 40-5

Características mecánicas de barras corrugadas para hormigón armado:

Las características mecánicas que deberán garantizarse son las siguientes:

Carga unitaria de rotura f_t .

Límite elástico aparente o convencional f_y .

Margamiento de rotura A en base $L_0 = 5 d$, siendo d el diámetro nominal de la barra.

Relación carga unitaria de rotura/límite elástico f_t/f_y .

Las anteriores características se determinarán de acuerdo con la Norma UNE 7262.

Los valores que deberán garantizarse se recogen en el Cuadro 241.1 (PG-3).

Ausencia de grietas después de los ensayos de doblado simple a ciento ochenta grados (180°) y de doblado-desdoblado a noventa grados (90°), realizado de acuerdo con la Norma UNE 36088, sobre los mandriles que corresponde de acuerdo con el Cuadro 241.1.

TABLA 40-6

Cuadro 241.1 (PG-3)

Características mecánicas de barras corrugadas para hormigón armado

Denominación	Ensayo de tracción Valores mínimos			Diámetro del mandril		
	f_y kp/cm ² (N/mm ²)	f_t kp/cm ² (N/mm ²)	A % $L_0 = 5 d$	f_t/f_y (3)	Ensayo de doblado simple $\alpha = 180^\circ$ (1)	Ensayo de doblado- desdoblado $\alpha = 90^\circ$ $\beta = 0^\circ$ (1) y (2)
AE 42 N	4.200 (412)	5.500 (539)	18	1,25	3 d	6 d
AE 42 F	4.200 (412)	5.000 (490)	12	1,10	3 d	6 d
AE 46 N	4.600 (452)	6.000 (588)	16	1,25	3,5 d	7 d
AE 46 F	4.600 (452)	5.500 (539)	11	1,10	3,5 d	7 d
AE 50 N	5.000 (490)	6.500 (637)	14	1,20	4 d	8 d
AE 50 F	5.000 (490)	6.000 (588)	10	1,10	4 d	8 d
AE 60 N	6.000 (588)	7.200 (706)	12	1,15	5 d	10 d
AE 60 F	6.000 (588)	6.600 (646)	8	1,10	5 d	10 d

(1) α = Angulo de doblado

(2) β = Angulo de desdoblado

(3) Relación mínima admisible entre los valores de la carga unitaria de rotura y el límite elástico obtenido en cada ensayo.

TABLA 40-7

Cuadro 241.2 (PG-3)

Características geométricas de barras corrugadas

Diámetro nominal	Masa nominal por metro	Área de la sección recta
d en mm	M en kg/m	S en cm ²
6	0,22	0,28
8	0,39	0,50
10	0,62	0,79
12	0,89	1,13
14	1,21	1,54
16	1,58	2,01
20	2,47	3,14
25	3,85	4,91
32	6,31	8,04
40	9,86	12,56
50	15,41	19,63

TABLA 40-8

Cuadro 241.3 (PG-3)

Tolerancias en masa y sección transversal de barra corrugada

Diámetro nom. mm	% Tolerancia s/barra individual	% Tolerancia sobre lote
6 8	-5	+10; -4
10 12 14	-5	+6; -4
16 20 25	-5	± 4
32 40 50	-4	± 3

TABLA 40-9
Cuadro 241.4 (PG-3)

Diferencias entre diámetros máximo y mínimo de barras corrugadas	
Diámetro nominal mm	Diferencia máxima mm
8	1.0
10 12 14	1.5
16 20 25	2.0
32 40 50	2.5

TABLA 40-10

Diámetros de barras de mallas electrosoldadas
Los diámetros en milímetros (mm) deberán pertenecer a la serie siguiente:
4, 4.5; 5; 5.5; 6; 6.5; 7; 7.5; 8; 8.5; 9; 9.5; 10; 11; 12.

TABLA 40-11
Cuadro 242.1 (PG-3)

Características mecánicas de las barras de las mallas electrosoldadas

Designación de las barras	Límite elástico f_y en kp/cm^2	Carga unitaria de rotura f_s kp/cm^2	Alargamiento de rotura (%) sobre base de 5 diámetros	Relación f_s/f_y en ensayo
AE 50 T	5.000	5.500	10	1.05
AE 60 T	6.000	6.600	8	1.05

El ensayo de tracción realizado según la Norma UNE 7262, correspondiente a barras de mallas electrosoldadas, se realizará sobre una probeta que tenga, al menos, una barra transversal soldada.

TABLA 40-12
Comparación de diversas normas europeas

País	Espesor de losa (cm)
Suiza	25,8 - 28,1
R F A.	28,1
Austria	25,1 - 28,1
España	25 - 28
Países Bajos	28,5 - 31,5
Checoslovaquia	25,2 - 27,4
Italia	27,4
Gran Bretaña	29,1 - 35,6
Francia	27

TABLA 40-13

Extracto de las normas para firmes de hormigón en Europa (Puesta al día 1-1-73)

País	Base sobre suelos poco portantes	Peso/eje (t)	Armaduras	Bulonado	Resistencia exigidas	Espesor de hormigón (cm)
Austria	Conglomerado bituminoso en caliente	10	-	En ciertos casos	50 kg/cm ² (flexión)	22 cm
Belgica	6 cm conglomerado denso + 20 cm hormigón pobre + 20 cm de arena	13	Armadura transversal y longitudinal	-	615 kg/cm ² a 50 días (compresión)	20 cm
Gran Bretaña	Suelo cementq u hormigón pobre	11	Si	Si	285 kg/cm ² a los 28 días (compresión)	24-30 cm
Países Bajos	5 cm hormigón pobre 15 cm arena estabilizada con cemento	5/medio	No	Si	-	25 cm
Italia	-	10	-	No	50 kg/cm ² a 28 días (flexión) 410 kg/cm ² a 28 días (compresión)	24 cm
España	Hormigón pobre	13	Si	Optativo	40 kg/cm ² a los 28 días (flexión)	25 cm
Suiza	Gravas sin tratar	10	Si	Si	50 kg/cm ² a los 28 días (flexión)	20-22 cm
R F A	3 cm capa bituminosa 12 cm estabilización con alquitran 43 cm capa anti-hielo	10	Si	Si	57 kg/cm ² a los 28 días (flexión)	22 cm Excepcionalmente 24 cm
Checoslovaquia	18 cm grava-betun 20 cm grava sin tratar	10	No	No	72 kg/cm ² a los 28 días (flexión)	22-24 cm
Francia	15 cm grava escoria o grava cemento	13	No	No	47 kg/cm ² a los 28 días (flexión)	27 cm

TABLA 40-14
Modelos de simulación


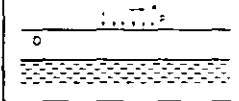
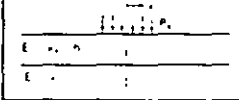
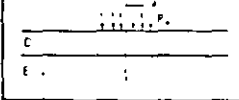
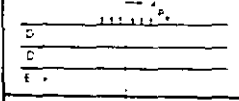
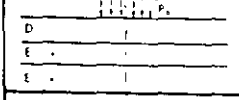

	Boussinesq Espacio Elastico Semi-Infinito
	Westergaard Placa Sobre un Líquido Denso
	Burmister Una o mas Losas Sobre Espacio Infinito
	Hogg Placa Sobre Espacio Infinito
	Jones Dos Losas Sobre Espacio Infinito
	Jeuffroy et Bachelez Placa Sobre Losa Sobre Espacio Infinito
	Modele "dalle" Placa de Dimen- siones Finitas Sobre Espacio Estratificado Elastico. La Losa se Puede Separar del Espacio
Hipotesis de Placas	La Tension Normal en la Fibra Intermedia es Nula, las Secciones Planas Intermedias Siguen Planas Tras la Deformacion

TABLA 40-15

Estudio	Investigación de la composición-Verificación de la resistencia característica. Cálculo de M_{c28}^{30} y R_{c28}^{30}	
	Se cumplirá $R_{c28}^{30} \text{ conv} > 45 \text{ bares}$	Se ha de cumplir $R_{c28}^{30} > 45 \text{ bares}$
Fabricación	Inicio Puesta en obra	Si $M_{c28}^{30} \text{ conv} = M_{c28}^{30} \text{ lab}$
Adecuación	Inicio de la prueba de adecuación de la puesta en obra. Adopción de	$M_{c28}^{30} \text{ conv.}$
	Puesta en obra	Si vale la composición → TRAMO DE PRUEBA Si hay que cambiar la composición → Volver a la prueba de adecuación de fabricación
Control	1ª fase	Control continuo (registros) ↓ Ensayos mecánicos-reforzar la frecuencia (3 x 3 probetas/día ensayos a los 7 días) → M_7^3 Si no hay anomalías \ Pasará a 2ª fase / Si M_7^3 siempre $\geq M_{c28}^{30} \text{ conv}$ - bar
		Control continuo (registros) ↓ Ensayos mecánicos. Reducir la frecuencia (3 probetas/día a 2 ó 3 probetas por semana según la planta de fabricación) ↓ Si hay anomalías, parar y verificar el material \ Control reforzado / Si $M_7^3 < M_{c28}^{30} \text{ conv} - 7 \text{ bares}$ ↓
Control	2ª fase	Si $M_7^3 < 0,80 M_{c28}^{30} \text{ conv}$ ↓ Muestreo ↓ Si $\frac{M_6^6 \text{ muestras elegidas}}{M_6^6 \text{ tramo de prueba}} < 0,85$ → Aplicación de penalizaciones
		Realización con objeto de comprobar resultados, de al menos 10 series complementarias
Información	Ensayos a los 28 días, verificando que	$R_{c28}^{30} > 45 \text{ bares}$ En tracción por flexión -- Ensayos de tracción simple. -- Registros: fuerzas aplicadas y pesadas -- Texturas superficiales

Organigrama del estudio y controles de ejecución de una carretera de hormigón. (Datos franceses).

TABLA 40-16
Endurecimiento acelerado de los hormigones, análisis estadístico de los resultados de los ensayos mecánicos

Características		Hormigón sumergido al baño maría (valores 24 h)	Hormigón conservado a 20°C		Núm. de muestras
			Valores a 3 días	Valores a 28 días	
Tracción brasileña	Resistencia media (bares)	24	25.5	42.4	8
	Desviación típica (bares)	3.8	1.9	2	
	Coefficiente de variación %	15.6	7.3	4.7	
Tracción por flexión	Resistencia media (bares)	24	24.9	40.8	5
	Desviación típica (bares)	2.7	2.4	3.6	
	Coefficiente de variación %	11.3	9.6	8.6	

Tracción Brasileña R_t (28 días) = 1.77 R_t (24 horas)

Tracción por flexión. R_t (28 días) = 1.70 R_t (24 horas)

TABLA 40-17
Criterios de elección del cemento (Francia)

Naturaleza de los áridos	Temperatura máxima del hormigón en la puesta en obra	Características del cemento % en C ₃ A1 o velocidad máxima de retracción
Silíceo (tipo sílex o sílico-calcareo con % débil de caliza)	30°C > θ > 25°C	$< 6\% \text{ ó } 1 \cdot 10^{-5} \frac{\Delta l \text{ hora}}{l}$
	< 25°C	$w^2 > 1 \cdot 10^{-5} \frac{\Delta l \text{ hora}}{l}$
Rocas eruptivas o mezclas (ej. 20-40 caliza + 20 sílex)	30°C > θ > 25°C	$< 7\% \text{ ó } 1 \cdot 10^{-5} \frac{\Delta l \text{ hora}}{l}$
	< 25°C	$< 8\% \text{ ó } 1 \cdot 10^{-5} \frac{\Delta l \text{ hora}}{l}$
Calizas	30°C > θ > 25°C	$< 10\% \text{ ó } 1 \cdot 10^{-5} \frac{\Delta l \text{ hora}}{l}$
	< 25°C	$< 12\% \text{ ó } 1 \cdot 10^{-5} \frac{\Delta l \text{ hora}}{l}$

TABLA 40-18
Características de los áridos para hormigones de carreteras. (Francia)

Fracción granulométrica	Coeficiente	Clases de tráfico			
		$t_0 - t_1$ 300 PL/J	t_2 150 a 300 PL/J	t_3 25 a 150 PL/J	t_3 25 PL/J
4-20	LA	20	25	30	40
	MDH	15	20	25	35
20-40	LA	25	30	35	45
	MDH	20	25	30	30
	CPA	0.50	0.45	No especificado	
	CL	25	25	30	30

PL/J = Vehículos pesados/días
LA = Los Angeles
MDE = Micro Deval húmedo

CPA = Coeficiente de pulimento acelerado
CL = Coeficiente de lajas

TABLA 40-19
Dimensiones mínimas de los sobre-anchos laterales de carriles lentos (cm). LCPC

Clase de suelo	Clase de tráfico			
	t_1	t_2	t_3	t_4
$S_2 - S_2$	75	75	50	25
$S_3 - S_4$	75	50	50	0

TABLA 40-20
Variación de la deflexión de la superficie de una losa, en función del espesor y de la distancia de la carga al borde de la losa

Espesor de losa (m)	Deflexión para una carga de borde en losa	Deflexión para una carga a 1 m. del borde
15	3.9	1.6
20	2.9	1.4
25	2.4	1.2
30	1.7	1

TABLA 40-21

Aparatos aptos para determinar el % de agua (máscica) de las arenas, de forma continua

Tipo de sonda	Precisión	Volumen de arena tomada	Tiempo de respuesta	Influencia de la densidad	Contraste necesario	Lugar de la medida	(10 ³ ptas) precio	Observaciones
De resistencia	1 a 1.5 pt	Debil	Nulo	Si	Diano	En la tolva	60-200	Muy utilizado
Neutronica sin medida de densidad	Alrededor 1 pt	250 kg	> 20 s	Si a los dos niveles	Mensual	En la tolva	Alrededor de 400	Mantnto delicado
Con medida de densidad para el calculo	0.5 pt	250 kg	> 20 s	Si al nivel de la medida	Mensual	En la tolva	700-800	Idem
Con medida de densidad para medicion calculo	< 0.5 pt	250 kg	> 20 s	No	Trimestral	En la tolva	No comer cializado	Idem
Capacidad sin correccion de densidad	0.5-1 pt	50 kg	Nulo	Si al nivel de calculo	Mensual	En la tolva o sobre cinta	No comer cializado	
Con correccion de densidad	< 0.5 pt	50 kg	Nulo	No	Mensual	Idem	En estudio	
Infrarrojos	0.5-1 pt	Debil	Nulo	Si para el calculo	Mensual	Sobre cinta	350	Fragil
Resistencia magnetica	< 0.5 pt	Muy debil	3 mn	No		Laboratorio	900	
Hipertrecuencia	0.5-1 pt	Debil	Nulo	Si para la medida y el calculo	Mensual	En tolva	400	Una sola en funcionamiento

TABLA 40-22

Tipos de precisión de las básculas

Tipo de precision	Numero mín. de grados o escalonamientos	Capacidad mínima	Errores máximos tolerados en servicio	Observaciones
Media-baja	100	10 d	1 d para cargas crecientes de 10 d a 50 d y para cargas decrecientes de 50 d a 0.2 d entre 50 d y 200 d. 3 d para cargas > 200 d	Correspondiente a centrales ordinarias de obra
Media-comercial	200 si P < 2 kgr 500 si P > 2 kgr	20 d si P < 30 kgr 50 d si P > 30 kgr	1 d para cargas crecientes entre la capacidad mínima y 500 d y para cargas decrecientes entre 500 d 2 d entre, 500 d y 2.000 d 3 d para cargas > 2.000 d	Obligatorio para las centrales fijas de hormigón y para las centrales de hormigón de carretera
Superior	Valor mínimo del escalonamiento = 1 mg	500 d	1 d para cargas crecientes entre 500 d y 5000 d y para cargas decrecientes desde 5.000 d y 2 d entre 5.000 d y 20.000 d	No se utiliza para maquinaria de trabajos públicos

d = Valor del escalonamiento

P = Capacidad máxima

Tratamientos superficiales del hormigon fresco

TABLA 40-23

Tipo	Dispositivo	Referencias	Estado de uso	Ventajas	Inconvenientes
Treatmento por la superficie	Epoxi de resina grueso o fino resinas metlicas Fresco el hormigon etc	Francia, L.S.A., L.S.A., Belgica	Se usa	Eficacia inmediata Coste	Etiqueta a medio plazo - Pueden dañarse los aridos
Treatmento por la superficie	Resina curada Fresco el hormigon etc	Francia, L.S.A., L.S.A., Belgica	Se usa con Abundante	Se puede usar con hormigon de dureza media	- Inertumbre de resultados a largo plazo - Pueden dañarse bajo estudio - Pueden dañarse los aridos - Dependencia de la realizacion - Ruido - Impermeable sobre encufla fijos
Treatmento por la superficie	Extension de lechado gravilla (1)	Belgica	Se usa con encuflado tipo	Eficacia inmediata con hormigon de dureza media	- Hoy sobre en- cortados des- lizantes - Caracteristicas de los aridos
Treatmento por la superficie	Treatmento por lechada y mortero	-	Se esta ensayando	Eficacia im- data	- Uso sobre en- cortados des- lizantes - Caracteristicas geométricas del estrado - Lizar estrado transversal - Obra experiment.
Treatmento por la superficie	Lavado con agua CCA Errut a presion	G.B.	Se usa con encuflado tipo	Eficacia im- data	- Segregation de ar- idos gruesos - Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos - Lizar estrado transversal - Obra experiment.
Treatmento por la superficie	Extido homogé- neo	Francia	Se esta ensayando	- Precio - Durabilidad - Se puede usar con hormigon de dureza media	- Segregation de ar- idos gruesos - Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos - Lizar estrado transversal - Obra experiment.

TABLA 40-24

Formacion de textura superficial en pavimentos de hormigon
Orden de magnitud de las caracteristicas de los tratamientos por deformacion de la superficie del hormigon

Caracteristicas iniciales aproximadas

Procedimiento	Rugosidad (Δh) (mm)	Altura de arena inicial (mm)	Coefficiente de rozamiento longitudinal inicial	Durabilidad del relieve inicial (1)
Tejido de vete con un ligero entramado transversal de hilos finos	1	1	0.4	0.25 a 0.35
Tejido de vete con un denso entramado transversal	10	1.5 a 2	0.5	0.35 a 0.45

1 año 0.15 a 0.20 2 a 5 años segun el trafico 10 años

80 km/h 120 km/h

(1) Aunque la episonadora que empuja las gravillas sea vibrante 150 vibrat. p.m. se estima que no hay revision del hormigon

Investigaciones y tendencias aconsejables

- Segregation de los aridos gruesos

- Caract. de arenas

- Espectamiento

- aleatorio mas geol.

- Uso sobre en- cortados des- lizantes

- Caracteristicas geométricas del estrado

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

- Obra experiment.

- Segregation de aridos gruesos

- Caract. de arenas para regeneracion de microorganismos

- Lizar estrado transversal

-

TABLA 40-25








Esquema del perfil	Descripción
	Sin micro ni macrorrugosidad
	Microrrugosidad (~ 0.5 mm)
	Macrorrugosidad (valles y crestas) y microrrugosidad
	Igual que antes con macrorrugosidad menos densa (distancia entre valles mayor)
	Macrorrugosidad por el intervalo entre áridos y microrrugosidad por las aristas de los áridos
	Macrorrugosidad por el intervalo entre áridos sin microrrugosidad (~ 2-3 mm)
	Macrorrugosidad (crestas y valles) sin microrrugosidad

TABLA 40-26
Perfiles de equilibrio tras desgaste para diferentes materiales teóricos





Evolución probable del perfil		Representación esquemática del perfil de equilibrio
Material homogéneo	El relieve desaparece inevitablemente Solución: disminuir el desgaste	
Material heterogéneo	El árido desaparece más rápidamente que la matriz	El relieve desaparece inevitablemente Solución: disminuir el desgaste
	El árido desaparece más lentamente que la matriz	El árido es inicialmente redondo y pulido
	El árido es inicialmente anguloso y rugoso	Existe un tamaño crítico, a partir de la cual, el árido desaparece antes de estar pulido. Este fenómeno se incrementa cuando: - El árido es más resistente al desgaste - La matriz es menos resistente al desgaste
		
		
		

TABLA 40-27
Perfiles de equilibrio tras desgaste para diferentes hormigones



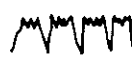
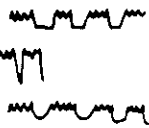




Evolucion probable del perfil según la naturaleza de los componentes			Representación esquemática del perfil de equilibrio		
			Inicial	Tras desgaste	
Mortero superficial	La microrrugosidad se regenera pero la macrorrugosidad desaparece si el mortero está estriado, las estriás desaparecerán				
Gravas y gravillas superficiales	Gravas y gravillas desaparecen más rápido que el mortero	La microrrugosidad se regenera entre los áridos. Estos ofrecen superficies planas (calizas con "Los Angeles" < 35) o con huecos (áridos ligeros)			
	Gravas y gravillas desaparecen más lentamente que el mortero	Gravas y gravillas rodadas	La macrorrugosidad se regenera pero la microrrugosidad se limita a las superficies de mortero comprendidas entre los áridos		
		Gravas y gravillas de machaqueo	La macro y microrrugosidad se regeneran parcialmente		

TABLA 40-28
Disminución del coeficiente de rozamiento longitudinal (en %) respecto al valor inicial en función de la antigüedad del firme y de la velocidad
Estas variaciones se deben a la evolución del ranurado y al factor estacional (se comparan medidas hechas en Mayo y Septiembre)

Forma de ranurado	Velocidad (km/h)			Edad de las ranuras
	40	80	100	
Sin ranurar	8%	22%	25%	6 años
Ranurado longitudinal E = 20 mm	15%	24%	32%	4 años
Ranurado transversal E = 20 mm	14%	21%	27%	4 años
Ranurado transversal E = 50 mm	12%	27%	36%	3 años
Ranurado transversal E = 100 mm	13%	30%	39%	3 años
Ranurado transversal E = 150 mm	18%	35%	44%	3 años

E = Espesor ranuras.

TABLA 40-29
Valores del coeficiente de rozamiento longitudinal tras muchos años de circulación

Forma de ranurado	Velocidad (km/h)			Edad de las ranuras
	40	80	100	
Sin ranurar	0,52	0,27	0,21	
Ranurado longitudinal E = 20 mm	0,56	0,41	0,33	4 años
Ranurado transversal E = 20 mm	0,59	0,45	0,40	4 años
Ranurado transversal E = 50 mm	0,55	0,37	0,29	3 años

TABLA 40-29

Valores del coeficiente de rozamiento longitudinal tras muchos años de circulación

Forma de ranurado	Velocidad (km/h)			Edad de las ranuras
	40	80	100	
Ranurado transversal E = 100 mm	0.50	0.29	0.23	3 años
Ranurado transversal E = 150 mm	0.47	0.26	0.19	3 años

E = Espesor ranuras.

TABLA 40-30

Aumento del coeficiente de rozamiento longitudinal obtenido a grandes velocidades respecto al de hormigón no ranurado tras algunos años de circulación

Forma de ranurado	Aumento del CFL (%)	Edad de las ranuras
Ranurado longitudinal: E = 20 mm	50	4 años
Ranurado transversal: E = 20 mm	80	4 años
Ranurado transversal: E = 50 mm	38	3 años
Ranurado transversal: E = 100 mm	0	3 años
Ranurado transversal: E = 150 mm	0	3 años

E = Espesor ranuras.

TABLA 40-31

Estudio de equivalencia realizado con la ayuda del estradógrafo de CEBTP sobre rueda arrastrada bloqueada, con deriva nula y en carretera mojada (Valores de CRL)

Naturaleza del ensayo	Velocidad del ensayo (km/h)		
	40	80	120
Neumático con dibujo sobre aglomerado sin ranurar	0.52	0.45	0.36
Neumático liso sobre aglomerado ranurado E = 20 mm (espesor ranuras)	0.47	0.45	0.43
Neumático sobre aglomerado ranurado Ranurado transversal de espesor 20 mm	0.48	0.44	0.36

TABLA 40-32

Velocidades medias de serrado de juntas transversales de 5 cm. de profundidad y de 4 mm. de anchura, en firmes de hormigón. (m/min.)

Naturaleza áridos del hormigón	Sierra de 1 hoja
Silés	1.00
Granito	1.50
Basalto	1.50
Pórfido	1.75
Caliza	2.50

Cuando se utilice una sierra multi-hoja, la longitud de serrado se divide por el número de discos y la velocidad de serrado queda multiplicada por el mismo número.

Por ejemplo, las velocidades indicadas se multiplicarán por 4 para una sierra de 4 discos.

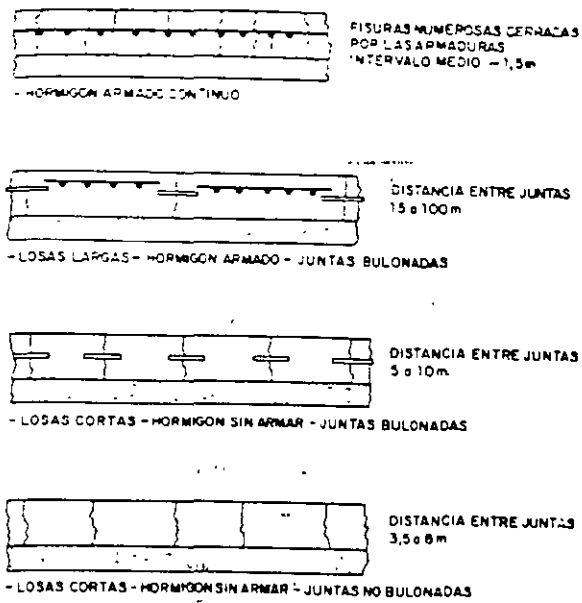


Fig. 40.1 — Principales estructuras utilizadas en calzadas de hormigón a lo largo del tiempo.

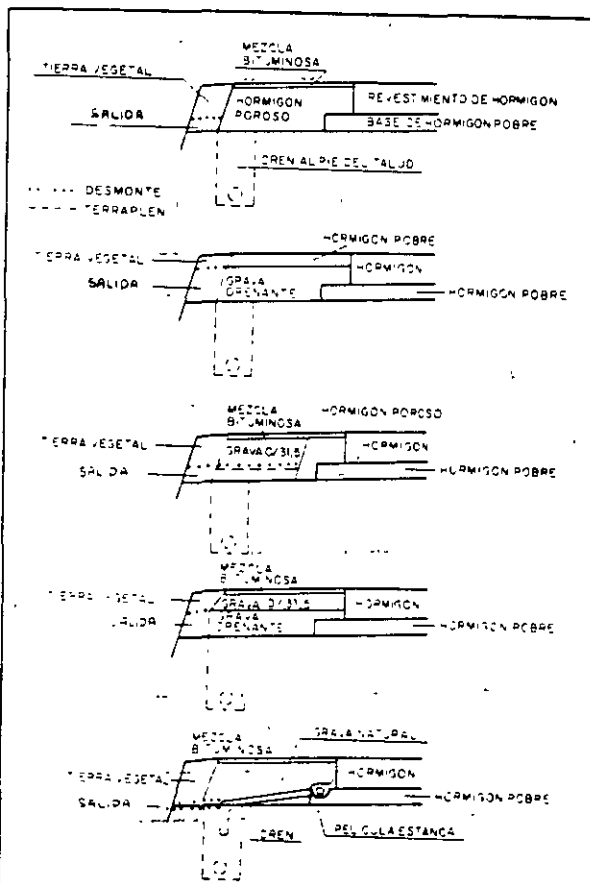
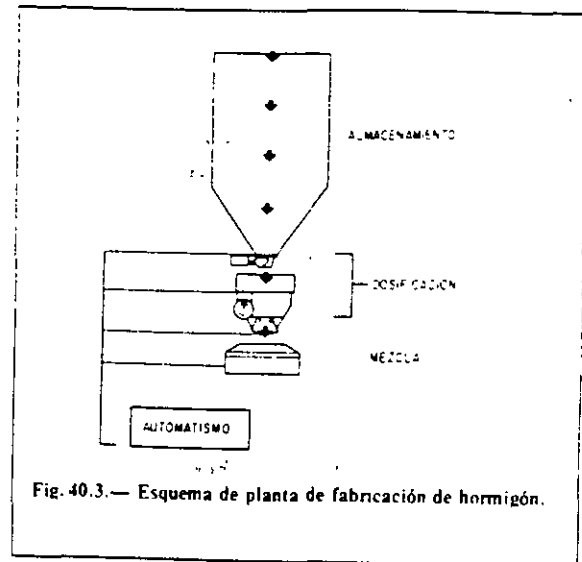
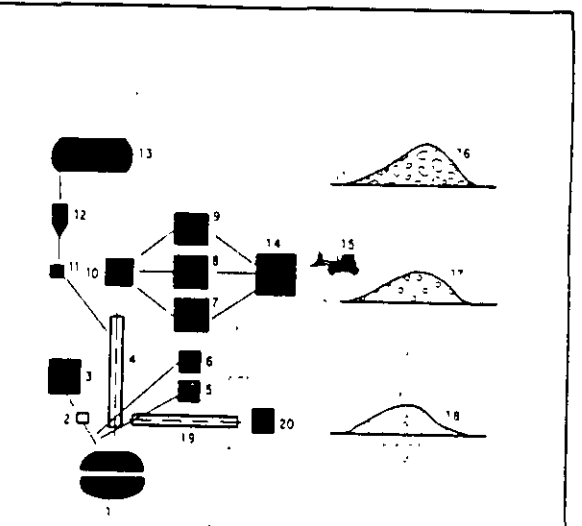


Fig. 40.2.— Diferentes estructuras de arcnos drenantes. Su elección depende del tráfico y de la naturaleza de la calzada. El hormigón poroso en todo su espesor, se reserva a las calzadas de autopistas con tráfico muy fuerte, donde los arcnos constituyen carril de parada de urgencia.



- | | |
|------------------------------|--|
| 1 — Mezclador de Cucharas | 11 — Bascula de Cemento |
| 2 — Bascula de Agua | 12 — Silo Tampon |
| 3 — Deposito de Agua | 13 — Silo de Cemento |
| 4 — Cinta Transportadora | 14 — Tolva de Recuperación |
| 5 — Deposito de aditivo N°1 | 15 — Cargador |
| 6 — " " " N°2 | 16 — Almacenamiento de Aridos (20/40) |
| 7 — Tolva Tampon (Arena 0/5) | 17 — " " " (5/20) |
| 8 — " " " (Grava 5/20) | 18 — " " " de Arena (0/5) |
| 9 — " " " (Grava 20/40) | 19 — Cinta Transportadora de Alimentación de Finos |
| 10 — Bascula de Aridos | 20 — Criba Vibrante |

TREN DE HORMIGONADO TRADICIONAL

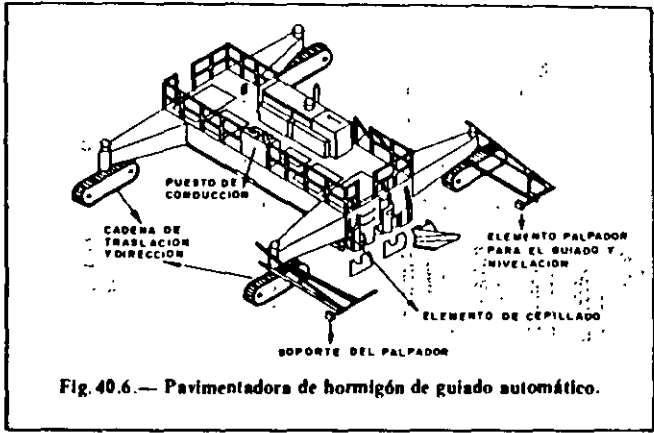
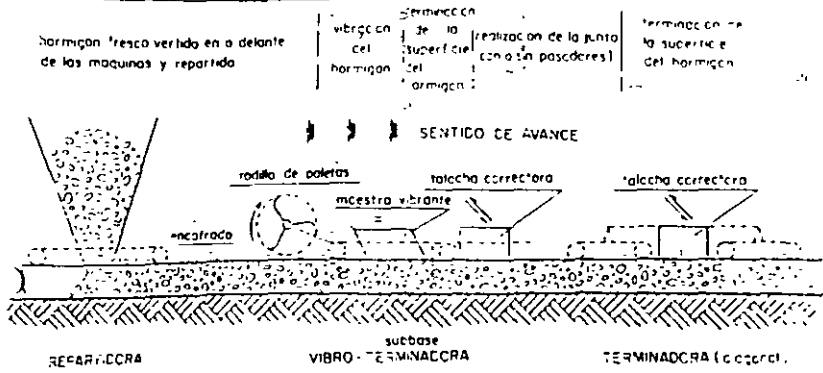


Fig. 40.6.— Pavimentadora de hormigón de guiado automático.

PAVIMENTADORA DE ENCOFRADOS DESLIZANTES

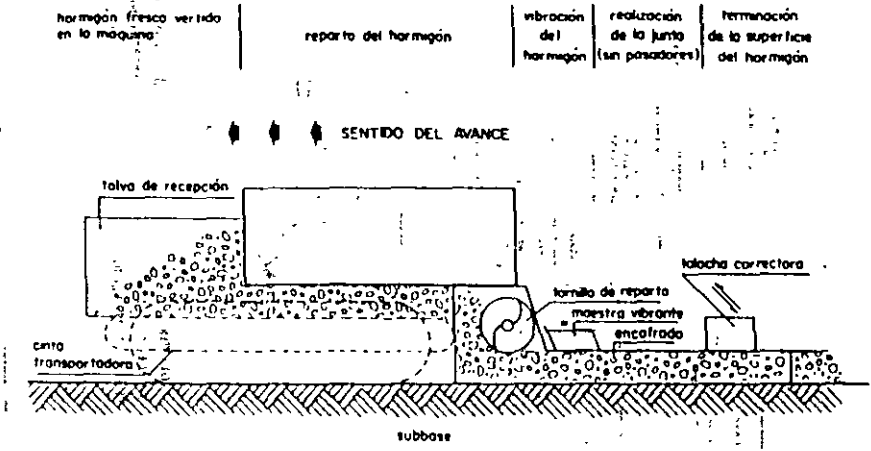


Fig. 40.5.— Comparación entre el sistema tradicional de puesta en obra del hormigón con encofrados fijos y el sistema de encofrados deslizantes).

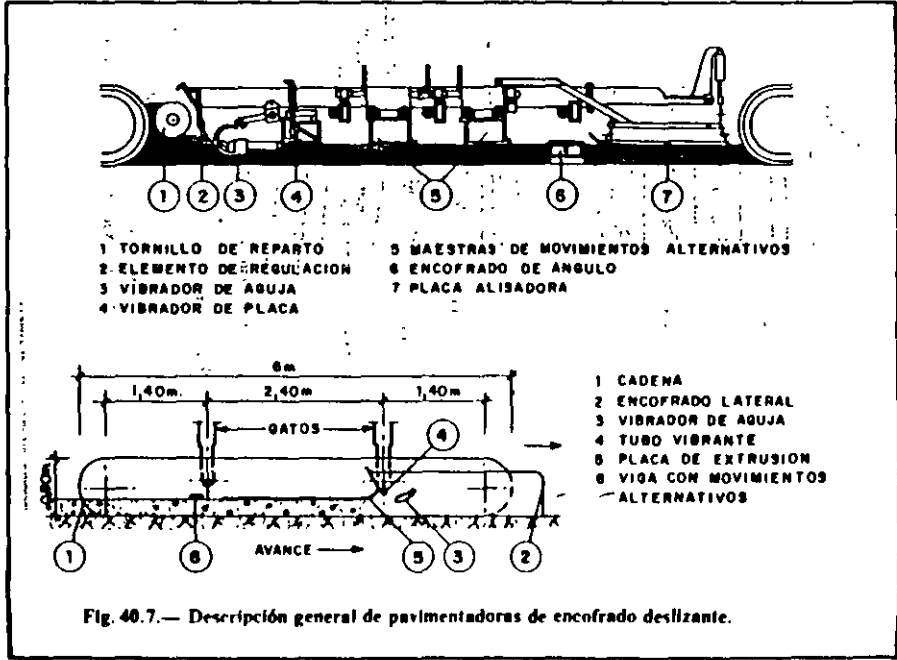


Fig. 40.7.— Descripción general de pavimentadoras de encofrado deslizante.

