



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN

"ESTABILIDAD DE TALUD DE LA CARRETERA
MÉXICO - ACAPULCO"
TRAMO: CHILPANCINGO - RÍO BALSAS
KM. 111 + 520 A KM. 111 + 560

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N

BEATRIZ ANGEL HERNANDEZ ²
FRANCISCO ALDAMA FUENTES ¹

ASESOR: ING. RICARDO RODRIGUEZ CORDERO

SAN JUAN DE ARAGÓN, EDO. DE MÉX.

1997

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGÓN

DIRECCION

BEATRIZ ÁNGEL HERNÁNDEZ
PRESENTE

En contestación a su solicitud de fecha 23 de octubre del año en curso, presentada por Francisco Aldama Fuentes y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. RICARDO RODRÍGUEZ CORDERO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado, "ESTABILIDAD DE TALUD DE LA CARRETERA MÉXICO ACAPULCO, TRAMO: CHILPANCINGO-RÍO BALSAS (KM. 111+520 A 111+560)", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México., 29 de octubre de 1996
EL DIRECTOR

M en I CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO

c c p Jefe de la Unidad Académica.
c c p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil
c c p Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/lla



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

FRANCISCO ALDAMA FUENTES
PRESENTE.

En contestación a la solicitud de fecha 23 de octubre del año en curso, presentada por Beatriz Angel Hernández y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. RICARDO RODRÍGUEZ CORDERO pueda dirigirles el trabajo de Tesis denominado, "ESTABILIDAD DE TALUD EN LA CARRETERA MÉXICO-ACAPULCO, TRAMO CHILPANCINGO-RIO BALSAS (KM. 111+520 AL 111+560)", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México., 28 de octubre de 1996
EL DIRECTOR


M en I CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO

c c p Jefe de la Unidad Académica.
c c p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil
c c p Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/IIa.

Concrete t

**"ESTABILIDAD DE TALUD DE LA
CARRETERA MEXICO - ACAPULCO"**

**TRAMO: CHILPANCINGO- RIO BALSAS
KM 111+520 a KM 111+560**

A DIOS.

**POR BRINDARME ESTE MOMENTO DE
GRAN IMPORTANCIA EN MI VIDA.**

A MI PADRE.

**POR TODO EL APOYO QUE EN TODO
MOMENTO RECIBO, POR HABERME
INCLUCADO EL DESEO DE SUPERACIÓN
CONSTANTE.**

A MI MADRE

**POR TODOS LOS SACRIFICIOS REALIZADOS
PARA DARNOS LO MAS POSIBLE Y POR QUE
SE QUE NO EXISTE EN NINGÚN LUGAR UNA
MUJER TAN VALIOSA COMO USTED.**

A MIS HERMANOS.

**SENEN, CIRILO, ELADIO Y MIRIAM. CON TODO
MI CARÍÑO PARA CADA UNO, AGRADECIENDO
SIEMPRE EL APOYO BRINDADO.**

A LEONARDO.

**POR DARME LA OPORTUNIDAD DE CONOCERTE
Y HABER PASADO A FORMAR UNA PARTE
ESENCIAL DE MI VIDA.**

A SABINA.

POR SER UNA AMIGA EXCEPCIONAL.

A TODOS USTEDES MUCHAS GRACIAS.

Dedico este trabajo con mucho cariño y amor a mis padres José Aldama y Leonor Fuentes por darme todo su apoyo y motivación para resolver los problemas por muy difíciles que sean para bien de mi superación personal.

A mis hermanos Jesús, Teresa, Salvador, José, Jorge y Martha Alicia por motivarme a seguir adelante y apoyarme.

Francisco.

**Agradecemos a todos los amigos que nos
apoyaron y a las personas que nos ayudaron
a la realización de este trabajo.**

En especial a quien nos asesoro

Ing. Ricardo Rodriguez Cordero

Ing. Fernando Rico O.

Temario

Introducción	1
I.- Antecedentes	4
II.- Planeación	13
III.- Analisis de la falla	45
IV.- Planteamiento de alternativas	95
V.- Diseño del tipo de estabilidad	134
VI.- Construcción	147
VII.-Precios unitarios	165
Conclusiones	181
Bibliografía	182

Introducción.

Conforme las necesidades del país crecen, se van requiriendo cada vez más, de autopistas más eficientes que ayudan al progreso de México, en cualquier aspecto, social, económico, comercial, turístico, etc.

Es por esto que se realizó la autopista México-Acapulco pues es una ciudad que requiere de ella ya que es muy acudida por miles de personas con fines turísticos y sociales, requiriendo de realizar el menor tiempo posible, ya que en la antigua carretera el tiempo de recorrido es mucho mayor.

Esta autopista al ser construida se buscó que fuera lo más recta posible, debido a esto la autopista tiene que pasar por lugares donde su topografía es muy sinuosa, por tanto se realizaron algunos túneles, grandes terraplenes y cortes.

En este trabajo nos referimos exclusivamente a un terraplén muy grande que se encuentra en el tramo Chilpancingo-Río Balsas en el km 111+520 al 111+560, el cual tuvo problemas muy fuertes en su terraplén, puesto que cuando había precipitación pluvial en el lugar, el terraplén se saturaba de agua en su cuerpo, de tal forma que al no salir esta agua provocó la inestabilidad y la baja resistencia del material, debido a esto se vino abajo la mitad del carril de la autopista por esta causa.

Así el punto importante que se tocará en este trabajo es el análisis de la falla en este terraplén, y darle una buena solución que sea viable; ya anteriormente se la había dado una solución, ésta fue

poner un muro de gaviones en la parte baja del terraplén, pero no sirvió de nada porque el peso del material es demasiado para poder contenerlo con todo ese material saturado, así que se requirió de un nuevo diseño para darle solución a este problema pero desde sus raíces.

Así pues vemos desde el porque de la autopista, el porque de su falla, la propuesta de un diseño, el proceso constructivo que se llevo a cabo y el análisis del costo de este diseño, analizando los precios unitarios de cada concepto para llegar a un costo total.

Creemos pues que es importante estar al pendiente de todos los problemas que se presentan en toda nuestra infraestructura para poder prevenir o en su caso corregir correctamente todos estos problemas.

Objetivo:

El diseño propuesto en este trabajo es sobre un sistema de anclaje apoyado sobre un tablestacado de acero, y con una serie de cargadores y malla electrosoldada que apoyen en el soporte de este material; esto se hizo realizando un corte del terraplén de seis metros de altura en los cuales se colocarán estas anclas apoyadas y tensadas en las tablestacas para después recubrir con malla electrosoldada y rellenar con concreto lanzado para una mayor estabilidad, después de esto el corte se rellena con tezontle (material ligero) esto para aligerar en un gran porcentaje la carga del tablestacado. Este proceso se realizó en la parte central del carril y en el hombro de la autopista, por lo que es tablestacado A y tablestacado B respectivamente y a lo largo de 40 m que mide el terraplén de largo. En pocas palabras lo que se busca es lograr una buena estabilidad del talud para que no tenga problemas de nuevo, mediante el diseño propuesto.

A N T E C E D E N T E S .

Antecedentes.

México es un país en el que un alto porcentaje de la población (datos estadísticos indican aproximadamente 15 millones) padecen problemas de aislamiento, ya que para llegar a un sitio determinado, es necesario transportarse por muchas horas puesto que no existen accesos que reúnan las condiciones suficientes para que los vehículos puedan transitarlos con eficiencia.

Las carreteras son un medio de transporte muy adecuadas que cuando son bien proyectadas, resultan ser el medio más eficaz para resolver problemas de este tipo.

Acapulco es una zona turística que por su alto grado de desarrollo socioeconómico presenta un elevado volumen de tránsito vehicular, y que conforme pasa el tiempo se incrementa cada día más; por esta razón fue una necesidad urgente que se proyectara una nueva autopista que presentara mejoras en el tiempo y el desgaste de los automotores y que cubriera eficientemente la demanda de transporte de la zona.

Aspectos Geográficos.

Coordenadas geográficas extremas.

Al norte 17° 41' de latitud norte; al este 99° 29' y al oeste 100° 00' de longitud oeste.

Porcentaje territorial.

El municipio de Acapulco de Juárez representa el 2.25 % de la superficie del estado.

Colindancias.

El municipio de Acapulco de Juárez colinda al norte con los municipios de Coyuca de Benitez, Chilpancingo de los Bravos y Juan R. Escudero; al este con los municipios de Juan R. Escudero y San Marcos; al sur con el municipio de San Marcos y el Océano Pacífico; y al oeste con el Océano Pacífico y el municipio de Coyuca de Benitez.

Climas.

- Subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media, el cual domina el 70.14% del territorio.

- Calido Subhúmedo con lluvia en verano de mayor humedad, el cual domina 10.96% del territorio.

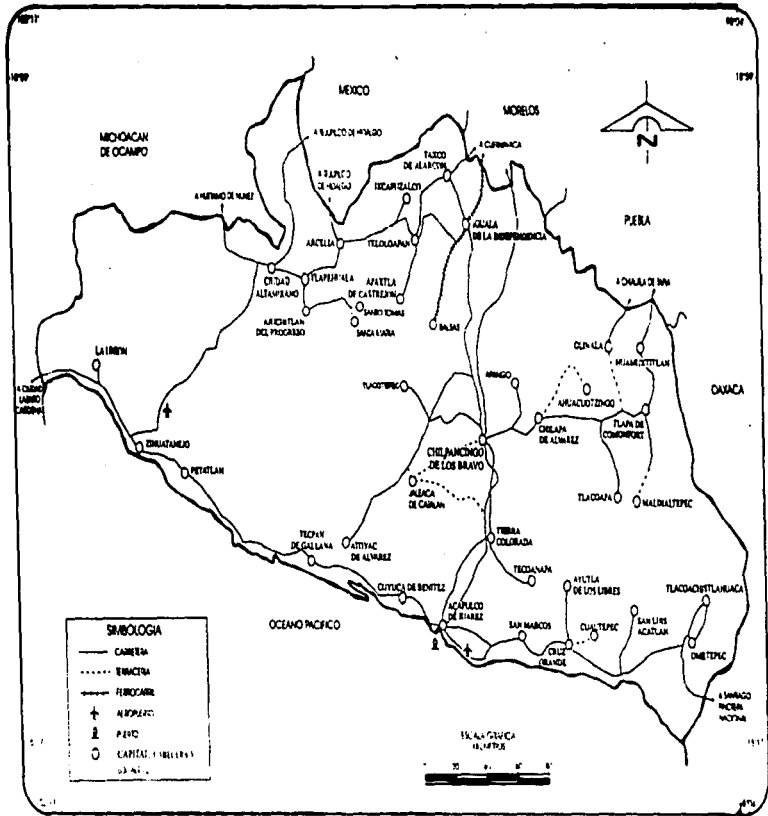
- Calido Subhúmedo con lluvias en verano de menor humedad, el cual domina el 18.95.

Precipitación.

La precipitación anual promedio dada en milímetros es de 1415.0

Temperatura.

La temperatura anual es de 27.6 en promedio



NOTA: El contenido actual de este mapa se basa en el Sistema Geográfico Nacional (IGN) 1:500,000 (segunda edición), editado por el INI. FUENTE: Centro SCT Guerrero. Mapa de carreteras 1:500,000.

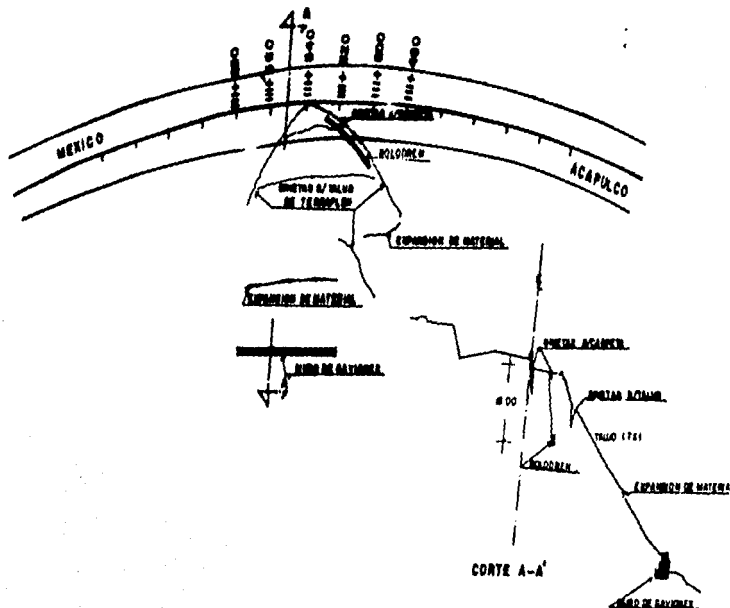
Actualmente en esta autopista se han presentado varias fallas a lo largo de ella principalmente en los taludes ; En este caso en particular sólo nos referiremos a la falla que presenta el terraplen ubicado en el km 111+520 (Cadenamiento de proyecto , origen Acapulco Gro.) del tramo Chilpancingo- Rio balsas, de la Autopista México Acapulco.

Este terraplen fue construido de mayo a julio de 1993. En agosto de 1994 se presentó agrietamiento en el cuerpo izquierdo con asentamientos que impidieron la circulación. En octubre de 1994 se reconstruyó el terraplen sustituyendo el material de la mitad de la sección en el área fallada instalando gaviones a 80m y no a 40m del centro de línea de falla como estaba indicado.

Así mismo, se recomendaron subdrenes con tubo de concreto perforado de 30 cm. de diametro, a colocar en la ladera en la elevación 1144, con descarga en la 1126; en su lugar se instaló Rolodrén 80, que no capto el flujo que aparentemente fue la causa de saturación y falla del terraplen en diciembre de 1994.

A partir de enero de 1995 a la fecha se han efectuado exploraciones de suelos y ensayos de laboratorio para diseñar, con mejores elementos, una solución definitiva para estabilizar este terraplén.

UBICACION DE OJETAS
TERRAPLEN KM. III+400-III+500



CARRETERA: MEXICO-ACAPULCO

OPERACION	CONSTRUCCION	OPERACION	CONSTRUCCION
	24+000	258+983	109+000
294+227	23+000	257+983	110+000
293+227	22+000	256+983	111+000
292+227	21+000	255+983	112+000
291+227	20+000	254+983	113+000
290+227	19+000	253+983	114+000
289+227	18+000	252+983	115+000
288+227	17+000	251+983	116+000
287+227	16+000	250+983	117+000
286+227	15+000	249+983	118+000
285+227	14+000	248+983	119+000
284+227	13+000	247+983	120+000
283+227	12+000	246+983	121+000
282+227	11+000	245+983	122+000
281+227	10+000	244+983	123+000
280+227	9+000	243+983	124+000
279+227	8+000	242+983	125+000
278+227	7+140	241+983	126+000
277+367	7+000	240+983	127+000
277+227	6+000	239+983	128+000
276+227	5+000	238+983	129+000
275+227	4+000	237+983	130+000
274+227	3+000	236+983	131+000
273+227	2+000	235+983	132+000
272+227	1+000	234+983	133+000
271+227	0+000	233+983	134+000
270+227	1-000	232+983	135+000
269+227	2+000	232+093	IG 135+890AT=835+890
268+227	3+000	231+983	836+000
267+227	IG 3+850AT=101+600AD	231+583	IG 836+400AT=936+400AD
266+377	102+000	230+983	937+000
265+977	103+000	230+657	IG 937+326AT=837+329AD
264+977	104+000	229+986	838+000
263+977	105+000	229+200	IG 838+786AT=938+786AD
262+977	106+000	228+986	939+000
261+977	107+000	227+986	940+000
260+977	108+000	226+986	941+000
259+977	IG 108+984AT=108+990AD	226+726	IG 941+260AT=141+051AD
258+993			

CARRETERA: MEXICO-ACAPULCO

OPERACION	CONSTRUCCION	OPERACION	CONSTRUCCION
368+300	0+000	330+000	38+300
368+000	0+300	329+000	37+300
367+000	1+300	328+000	40+300
366+000	2+300	327+000	41+300
365+000	3+300	326+000	42+300
364+000	4+300	325+000	43+300
363+000	5+300	324+000	44+300
362+000	6+300	323+000	45+300
361+000	7+300	322+000	46+300
360+000	8+300	321+000	47+300
359+000	9+300	320+000	48+300
358+000	10+300	319+000	49+300
357+000	11+300	318+000	50+300
356+000	12+300	317+000	51+300
355+000	13+300	316+000	52+300
354+000	14+300	315+000	53+300
353+000	15+300	314+000	54+300
352+000	16+300	313+286	IG 55+014AT=55+000AD 56+000
351+000	17+300	312+286	57+000
350+000	18+300	311+286	58+000
349+000	19+300	310+286	59+000
348+000	20+300	309+286	60+000
347+000	21+300	308+286	61+000
346+000	22+300	307+286	62+000
345+000	23+300	306+286	63+000
344+000	24+300	305+286	64+000
343+000	25+300	304+286	65+000
342+000	26+300	303+286	66+000
341+000	27+300	302+286	67+000
340+000	28+300	301+286	68+000
339+000	29+300	300+286	69+000
337+000	30+300	299+286	70+000
336+000	31+300	298+286	71+000
335+000	32+300	297+286	72+000
334+000	33+300	296+286	73+000
333+000	34+300	295+286	
332+000	35+300	295+227	IG 73+059AT=25+000AD 24+000
331+000	36+300	294+227	

CARRETERA: MEXICO-ACAPULCO

OPERACION	CONSTRUCCION	OPERACION	CONSTRUCCION
161+054	207+000	123+337	745+000
160+054	208+000	122+337	IG 746+000AT=33+406AD
159+054	209+000	121+931	33+000
158+054	210+000	120+931	32+000
157+054	211+000	119+931	31+000
156+054	212+000	118+931	30+000
155+054	213+000	117+931	29+000
154+054	214+000	116+931	28+000
153+054	215+000	115+931	27+000
152+054	216+000	114+931	26+000
151+054	217+000	113+931	25+000
150+054	218+000	112+931	24+000
149+054	219+000	111+931	23+000
148+054	220+000	110+931	22+000
147+054	221+000	109+931	21+000
146+054	222+000	108+931	20+000
145+054	223+000	107+931	19+000
144+054	224+000	106+931	18+000
143+054	225+000	105+931	17+000
142+054	226+000	104+931	16+000
141+157	IG226+897AT=727+180AD	103+931	15+000
140+337	728+000	102+931	14+000
139+337	729+000	101+931	13+000
138+337	730+000	100+931	12+000
137+337	731+000	99+931	11+000
136+337	732+000	98+931	10+000
135+337	733+000	97+931	9+000
134+337	734+000	96+931	8+000
133+337	735+000	95+931	7+000
132+337	736+000	94+931	6+000
131+337	737+000	93+931	5+000
130+337	738+000	92+931	4+000
129+337	739+000	91+931	3+000
128+337	740+000	90+931	2+000
127+337	741+000	89+931	1+000
126+337	742+000	88+931	0+000
125+337	743+000		
124+337	744+000		

CARRETERA: MEXICO-ACAPULCO

OPERACION	CONSTRUCCION	OPERACION	CONSTRUCCION
		193+448	176+000
226+726	IG941+260AT=141+051AD	192+448	177+000
225+777	142+000	192+148	IG177+300AT=677+300AD
225+008	IG142+769AT=141+051AD	191+448	678+000
224+426	145+000	190+448	679+000
223+426	146+000	190+230	IG679+218AT=177+764AD
222+489	IG146+937AT=146+940AD	189+994	178+000
222+429	147+000	188+994	179+000
221+429	148+000	187+994	180+000
220+429	149+000	186+994	181+000
219+602	IG149+827AT=649+827AD	185+994	182+000
219+429	650+000	184+994	183+000
218+429	651+000	183+994	184+000
217+533	IG651+836AT=651+894AD	182+994	185+000
217+427	652+000	181+994	186+000
216+427	653+000	180+994	187+000
215+427	654+000	179+994	188+000
214+427	655+000	178+994	189+000
213+427	656+000	177+994	190+000
212+427	657+000	176+994	191+000
211+427	658+000	175+994	192+000
210+869	IG658+558AT=158+579AD	174+994	193+000
210+448	159+000	173+994	194+000
209+448	160+000	172+994	195+000
208+448	161+000	171+994	196+000
207+448	162+000	170+994	197+000
206+448	163+000	169+994	198+000
205+448	164+000	168+994	199+000
204+448	165+000	167+994	200+000
203+448	166+000	167+363	IG200+631AT=800+631AD
202+448	167+000	166+994	801+000
201+448	168+000	165+994	802+000
200+448	169+000	164+994	803+000
199+448	170+000	163+994	804+000
198+448	171+000	162+994	805+000
197+448	172+000	162+311	IG805+683AT=205+743AD
196+448	173+000	162+054	206+000
195+448	174+000	161+054	207+000
194+448	175+000		

PLANEACION

Planeación.

Para poder analizar los criterios generales sobre planeación de carreteras, es esencial describir el significado de planeación.

Por consiguiente la planeación se define como; el proceso que consiste en un análisis ordenado sistemático, tan cuantitativo y cualitativo como sea posible, que se lleva a cabo cuando se pretende mejorar ó modificar una situación o problema determinado. Pero para el propósito que nosotros perseguimos es necesario hablar de planificación de transporte, por lo cual daremos una definición.

La planificación del transporte debe entenderse como un proceso continuo que responde a los cambios en las necesidades y deseos en la población y de sus representantes políticos.

En todas las carreteras se presentan fallas de diferentes tipos por lo que es necesario darles mantenimiento, y si en dado caso no se presentan es necesario darles un mantenimiento preventivo. Como este punto es al que nos referiremos en el desarrollo del tema, definiremos mantenimiento de carreteras como la función de preservar, reparar y restaurar una carretera y conservarla en condiciones de uso seguro, conveniente y económico; Fallas repentinas, daños por tormentas, deterioración gradual y obstrucciones inesperadas, pueden ser causas de retrasos, daños personales y en ocasiones la muerte. De ahí la importancia del mantenimiento de las carreteras.

Todo lo anterior nos lleva a pensar que las mejoras deben ir acompañadas de esfuerzos extraordinarios para hacer que las carreteras sean estéticamente agradables, socialmente aceptables y ambientalmente compatibles.

Criterio general de planeación de carreteras: se lleva acabo en base a la experiencia adquirida en la evaluación de proyectos viales. Son diferentes de acuerdo al medio socioeconómico. Por lo tanto se realiza una clasificación de los caminos de acuerdo a su utilidad socioeconómica.

a) Caminos de Integración nacional: Se construyen para preservar la identidad nacional.

La evaluación para programar la construcción de estos caminos queda a criterio de los gobernantes, que en su carácter de estadistas, deciden el monto a invertir y las obras que se deben realizar.

b) Caminos de función social: Se construyen para incorporar al desarrollo nacional a zonas que han permanecido marginadas por falta de comunicación.

Estos caminos pasan a ser la infraestructura de la infraestructura ya que una vez que se construyen es más fácil dotar a las poblaciones del resto de los servicios.

El criterio de valuación de este tipo de caminos es el costo percapita (costo de obra entre número de habitantes servidos).

Estos caminos estan constituidos por un solo carril de cuatro metros de ancho y se construyen con las más pobres especificaciones, su superficie de rodamiento está constituida por un revestimiento de 15cm que es una grava arena cementada.

c) Caminos de penetración económica: Se construyen para comunicar aquellas regiones del país con alto potencial de productividad. Son obras que propician la realización de inversiones en otros sectores y el rápido incremento de las actividades económicas por lo que la principal consecuencia es el aumento de la producción en la agricultura, ganadería, industriales, turísticas, educacionales.

Su construcción tiene como finalidad evitar situaciones de autoconsumo y junto con ello, la posibilidad de tener comercio con la zona de influencia del camino.

El criterio de selección de este tipo de caminos es por el índice de productividad.

$$I.P = \frac{\text{volumen del bien} \times \text{precio del bien}}{\text{costo de la obra}}$$

Este tipo camino tienen dos carriles y siete metros de corona.

d) Caminos entre zonas desarrolladas: Se construyen entre zonas que ya cuentan con comunicación pero se há presentado un gran desarrollo entre esas dos zonas de tal forma que se quiere un camino con mejores especificaciones.

Son estas las llamadas autopistas que en general son caminos de cuota con control total o parcial de accesos e intersecciones a desnivel.

Los beneficios directos cuantificables que aportan a la colectividad estas obras son los ahorros en costos de tracción y en tiempos de recorrido, así como la supresión de pérdidas motivadas por los posibles congestionamientos que se presentarán al rebasarse la capacidad del camino.

Para la construcción de la carretera México-Acapulco se utilizó el criterio para las zonas desarrolladas cuyo objetivo fue modificar la geometría de la carretera antigua y con esto dar vialidad, ahorros en tiempos de recorrido así como también dar comodidad y seguridad.

Concesión de carreteras.

Concepto de Concesión. La concesión es un acto administrativo por medio del cual la Administración pública concede a un particular una condición o poder jurídico, para en nuestro caso, poder construir y/o explotar un servicio público(carreteras).

Adquisición del Derecho de Vía para las carreteras de cuota.

Es responsabilidad adquirida por la SCT la adquisición oportuna y a su costa del derecho de vía, destinado a las carreteras concesionadas para operarse como caminos de cuota.

Por lo tanto es indispensable proveer lo necesario para que la adquisición del derecho de vía se deba hacer con la anticipación debida, a fin de evitar la suspensión de los trabajos de construcción de las carreteras concesionadas, ya que ello repercutiría necesariamente en el costo de la obra, en el programa de construcción y consecuentemente en el aspecto financiero y en el término de la concesión.

¿a quien se le otorga la concesión?

El artículo 12 de la LVGA, indica que las concesiones para la construcción y/o explotación de carreteras se otorgará solamente a ciudadanos mexicanos o a las sociedades constituidas conforme a las leyes mexicanas (conformar un capital mexicano mayoritariamente).

El artículo 13 de la LVGA establece que las concesiones se otorgarán a quienes deban construir o explotar las carreteras por si mismos y no podrán ceder los concesionarios derechos u obligaciones a otras sociedades, a excepción de las autorizaciones que haga al respecto la SCT, cuando a su juicio fuera conveniente.

Obligaciones de los proponentes.

Los interesados en obtener la concesión para construir y/o explotar carreteras, deberán presentar solicitud ante la SCT, apegándose a los preceptos de la LVGC y sus reglamentos y cubrir los estudios a que se refiere el artículo 8 de esta misma ley.

Obligaciones de los concesionarios.

Para garantizar el cumplimiento de las obligaciones adquiridas, los concesionarios deberán integrar el depósito u otorgar la garantía que fije la Secretaría (Fianza).

Es obligación del concesionario el ejecutar personalmente la concesión, debiendo para ello, aportar todos los elementos y recursos necesarios para realizar las obras y/o explotación del servicio.

Establecimiento de tarifas.

Las tarifas están sujetas a un régimen estricto de derecho público y no forman parte de las cláusulas de la concesión, constituyendo el elemento esencial de la economía financiera de la explotación.

No se puede permitir el establecimiento arbitrario de tarifas, ya que descontrolaría el equilibrio de la concesión, por el contrario, se requiere una estabilidad en el sistema de concesión y que permita mantener el servicio en las mejores condiciones para beneficio del público usuario.

La SCT podrá modificar las tarifas cuando el interés público lo exija, oyendo previamente a los concesionario afectados.

Las concesiones de carreteras en México han favorecido en gran medida el desarrollo del país en muchos aspectos. Se ha reducido el tamaño del gobierno, en favor de la iniciativa privada en este sector de las comunicaciones.

Los concesionarios cuentan con la seguridad jurídica sobre sus inversiones y a plazo de recuperación. En todos los casos, al término de las concesiones, los bienes producto de ellas regresan en favor de la nación.

Tránsito.

El tránsito diario promedio anual inicial de diseño, fue proporcionado por la subdirección de Geotecnia de la secretaría de comunicaciones y transportes, y es de 8,000 vehículos en ambos sentidos con una tasa de crecimiento promedio anual de 3 %.

Con el fin de obtener una distribución del tránsito de acuerdo con los ejes de diferentes tipos de vehículos, se hicieron algunas mediciones en el tramo Chilpancingo-Mezcala de la carretera actual, obteniéndose como resultado la composición del tránsito diario promedio que se presenta en la tabla No. II.1.

Diseño de pavimento flexible.

A. Método del Instituto de Ingeniería.

A.1.- VRS capa subrasante

De las gráficas III.1 y III.2, se concluye que el VRS de diseño es de 20 % mínimo que pudiera obtenerse.

A.2.- Para la sub-base y la base se consideran VRS de 50 y 100 respectivamente.

A.3.- Tomando en cuenta un TDPA (tránsito diario medio anual) de 8,000 vehículos en ambos sentidos, una tasa de crecimiento promedio anual de 3 % y una distribución de tránsito obtenida según se muestra en la tabla II.1, se procedió al cálculo de la cantidad de ejes equivalentes de 8.2 Ton. para 5, 10, 15 y 20 años. Los resultados se muestran en las tablas VII.2, VII.3, VII.4, VII.5.

A.4.- Usando las gráficas del boletín 444 del Instituto de Ingeniería, para un nivel de confianza $Q_u = 0.9$ se obtienen los

DISTRIBUCION DE TRANSITO DIARIO PROM. OBTENIDO

TIPO DE VEHICULO	COMPO- SICION DEL TRANSITO
A2	0.554
A' 2	0.104
B2	0.171
B3	0.004
B4	0.007
C2	0.058
C3	0.048
C2R2	0.004
T2S2	0.004
T2S1	0.009
T3S2	0.013
T3S3	0.013
T3S2R2	0.007
T3S2R3	0.004
SUMAS	1.000

OBRA: CARRETERA MEXICO-ACAPULCO
BANCO "EL BASURERO" 1BIS, 2BIS, 3BIS y 4BIS (MEZCLA)

PRUEBA: DETERMINACION DE VRS POR EL METODO DE CUERPO DE INGENIEROS.

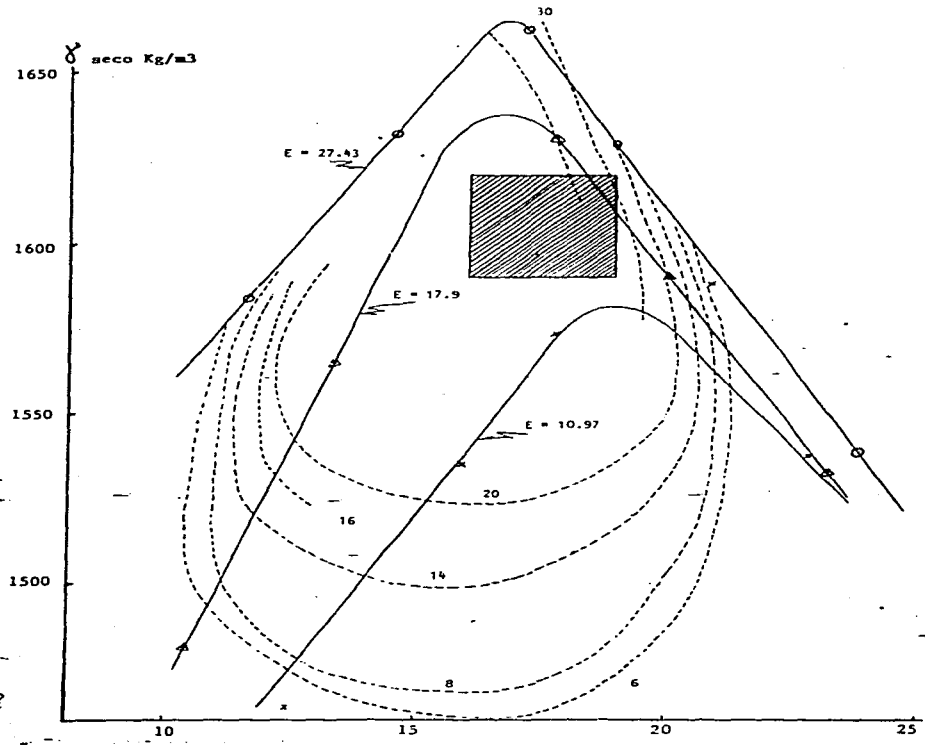
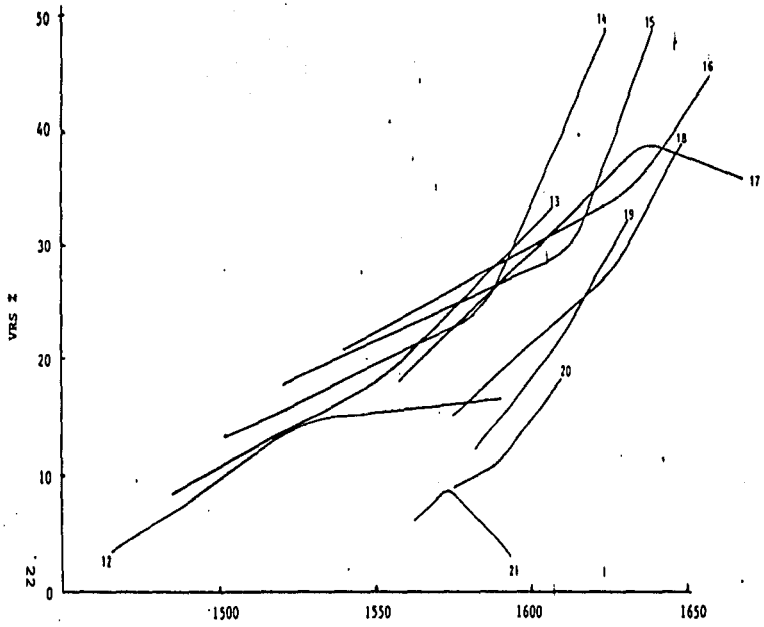


Gráfico III.1

CARRETERA: MEXICO-ACAPULCO
BANCO "EL BASURERO"
MUESTRAS: MEZCLA 1BIS, 2BIS, 3BIS y 4BIS



TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO (1)	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS (2)	COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS (3) = (1) x (2)	COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE B.2 10n		
				CARPETA Y BASE Z: 0.00 (5)	SUB-BASE Y TERMINACIONES Z: 0.00 (6)	CARPETA Y BASE (7) = (3) x (4)	SUB-BASE Y TERMINACIONES (8) = (3) x (5)	
A2	0.554	CARGADOS	1.00	0.554	0.004	0.000	0.0022	0.0000
		VACIOS	0.00	0.000	0.004	0.000	0.0000	0.0000
A'2	0.104	CARGADOS	0.50	0.052	0.536	0.015	0.0279	0.0008
		VACIOS	0.50	0.052	0.536	0.000	0.0279	0.0000
B2	0.171	CARGADOS	0.90	0.154	2.000	2.939	0.3080	0.4526
		VACIOS	0.10	0.017	2.000	0.443	0.0340	0.0075
B3	0.004	CARGADOS	0.90	0.003	1.999	0.852	0.0060	0.0026
		VACIOS	0.10	0.001	1.999	0.058	0.0020	0.0001
B4	0.007	CARGADOS	0.90	0.006	2.666	0.753	0.0160	0.0045
		VACIOS	0.10	0.001	2.666	0.000	0.0027	0.0001
C2	0.058	CARGADOS	0.80	0.046	2.000	2.939	0.0920	0.1352
		VACIOS	0.20	0.012	2.000	0.014	0.0240	0.0002
C3	0.048	CARGADOS	0.80	0.038	3.000	2.940	0.1140	0.1117
		VACIOS	0.20	0.010	3.000	0.023	0.0300	0.0002
SUMAS	1.000	—	—	1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO (9)			
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$				TODA ANUAL EN EL CARRETEL DE PROYECTO (10)				
AÑOS DE SERVICIO = 5				C_T				
TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 3 %				EL (11) x (8) x (9) x (10)				
SUMA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 3386				CD CARREL PROYECTO = 0.5				

Cálculo del tránsito equivalente acumulado (EL)

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO (1)	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS (2)		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS (3) = (1) * (2)	COEFICIENTES DE DAÑO CARPETA Y BASE 2 * 0.002 = 0.004 SUB-BASE Y TERMINACIONES 1 * 0.002 = 0.002		NUMERO DE EJES SEMICILINDROS EQUIVALENTES DE 0.2 Ton CARPETA Y BASE (4) = (3) * (4) SUB-BASE Y TERMINACIONES (7) = (3) * (5)	
		CARGADOS	VACIOS		0.004	0.002	(4)	(5)
C2R2	0.004	CARGADOS	0.85	0.003	4.000	8.579	0.0120	0.0257
		VACIOS	0.15	0.001	4.000	0.014	0.0040	0.0000
T2S2	0.004	CARGADOS	0.80	0.003	4.000	5.760	0.0120	0.0173
		VACIOS	0.20	0.001	4.000	0.032	0.0040	0.0000
T2S1	0.009	CARGADOS	0.80	0.007	3.000	5.759	0.0210	0.0403
		VACIOS	0.20	0.002	3.000	0.024	0.0060	0.0001
T3S2	0.013	CARGADOS	0.80	0.010	5.000	5.761	0.0500	0.0576
		VACIOS	0.20	0.003	5.000	0.023	0.0150	0.0001
T3S3	0.013	CARGADOS	0.90	0.012	6.000	5.758	0.0720	0.0691
		VACIOS	0.10	0.001	6.000	0.023	0.0060	0.0000
T3S2R2	0.007	CARGADOS	0.90	0.006	7.000	11.401	0.0420	0.0684
		VACIOS	0.10	0.001	7.000	0.024	0.0070	0.0000
T3S2R3	0.004	CARGADOS	0.90	0.003	8.000	11.401	0.0240	0.0342
		VACIOS	0.10	0.001	8.000	0.023	0.0050	0.0000
SUMAS	1.000	---	---	1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO (6)		0.5697	1.0283
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$					TDPA INCL EN EL CARRIL PROYECTO (7)		4,000	4,000
= AÑOS DE SERVICIO = 5					C_T (8)		2,000	2,000
= TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 3 %					IL (11) = (6) * (7) * (8) * (10)		7'757,600	8'226,400
SMA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 3386					CD CARRIL PROYECTO = 0.5			

Cilento del trafico equivalente acumulado (LL)

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO (1)	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS (2)		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS (3) = (1) + (2)	COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES-SEÑALLOS EQUIVALENTES DE 8.2 Ton			
		CARGADOS	VACIOS		CARPETA Y BASE P. 0.00 m. ² (5)	SUB-BASE Y TERMACTERIAS P. 0.60 m. ² (6)	CARPETA Y BASE (8) = (3) x (4)	SUB-BASE Y TERMACTERIAS (7) = (3) x (3)		
A2	0.554	CARGADOS	1.00	0.554	0.004	0.000	0.0022	0.0000		
		VACIOS	0.00	0.000	0.004	0.000	0.0000	0.0000		
A'2	0.104	CARGADOS	0.50	0.052	0.536	0.015	0.0279	0.0008		
		VACIOS	0.50	0.052	0.536	0.000	0.0279	0.0000		
B2	0.171	CARGADOS	0.90	0.154	2.000	2.939	0.3080	0.4526		
		VACIOS	0.10	0.017	2.000	0.443	0.0340	0.0075		
B3	0.004	CARGADOS	0.90	0.003	1.999	0.852	0.0060	0.0026		
		VACIOS	0.10	0.001	1.999	0.058	0.0020	0.0001		
B4	0.007	CARGADOS	0.90	0.006	2.666	0.753	0.0160	0.0045		
		VACIOS	0.10	0.001	2.666	0.040	0.0027	0.0001		
C2	0.058	CARGADOS	0.80	0.046	2.000	2.939	0.0920	0.1352		
		VACIOS	0.20	0.012	2.000	0.014	0.0240	0.0002		
C3	0.048	CARGADOS	0.80	0.038	3.000	2.940	0.1140	0.1117		
		VACIOS	0.20	0.010	3.000	0.027	0.0300	0.0002		
SUMAS	1.000	—	—	1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO (8)					
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$				TOPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO (9)						
AÑOS DE SERVICIO = 10				C_T (10)						
TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 3 %										
VIA: TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 3386				CD CARRIL PROYECTO = 0.5		El (11) = (8) x (9) x (10)				

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO		COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS		COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 ton			
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
						CARPETA Y BASE 2.0.00	SUB-BASE Y TERMINACIONES 1.0.60					
C2R2	0.004	CARGADOS	0.85	0.003	4.000	8.579	0.0120	0.0257				
		VACIOS	0.15	0.001	4.000	0.014	0.0040	0.0000				
T2S2	0.004	CARGADOS	0.80	0.003	4.000	5.760	0.0120	0.0173				
		VACIOS	0.20	0.001	4.000	0.032	0.0040	0.0000				
T2S1	0.009	CARGADOS	0.80	0.007	3.000	5.759	0.0210	0.0403				
		VACIOS	0.20	0.002	3.000	0.024	0.0060	0.0001				
T3S2	0.013	CARGADOS	0.80	0.010	5.000	5.761	0.0500	0.0576				
		VACIOS	0.20	0.003	5.000	0.023	0.0150	0.0001				
T3S3	0.013	CARGADOS	0.90	0.012	6.000	5.758	0.0720	0.0691				
		VACIOS	0.10	0.001	6.000	0.023	0.0060	0.0000				
T3S2R2	0.007	CARGADOS	0.90	0.006	7.000	11.401	0.0420	0.0684				
		VACIOS	0.10	0.001	7.000	0.024	0.0070	0.0000				
T3S2R3	0.004	CARGADOS	0.90	0.003	8.000	11.401	0.0240	0.0342				
		VACIOS	0.10	0.001	8.000	0.023	0.0080	0.0000				
SUMAS	1.000	—		1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO (8)		0.9697	1.0283				
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$					TODA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO (9)		4,000	4,000				
AÑOS DE SERVICIO = 10					C_T (10)		4,200	4,200				
TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 3 %					EL (11) (8) X (9) X (10)		16'290,960	17'275,440				
CVA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 3386					CO CARRIL PROYECTO = 0.5							

Cálculo del tránsito equivalente acumulado (11)

TABLA VII.3

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO (1)	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS (2)		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS (3) + (4) + (5)		COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES-SECCIONES EQUIVALENTES DE B.2 10A	
						CARPETA Y BASE Z = 0.00 m.	SUB-BASE Y TERACERCIAS Z = 0.60 m.	CARPETA Y BASE (6) + (3) x (4)	SUB-BASE Y TERACERCIAS (7) + (5) x (5)
A2	0.554	CARGADOS	1.00	0.554	0.004	0.000	0.0022	0.0000	
		VACIOS	0.00	0.000	0.004	0.000	0.0000	0.0000	
A'2	0.104	CARGADOS	0.50	0.052	0.536	0.015	0.0279	0.0008	
		VACIOS	0.50	0.052	0.536	0.000	0.0279	0.0000	
B2	0.171	CARGADOS	0.90	0.154	2.000	2.939	0.3080	0.4526	
		VACIOS	0.10	0.017	2.000	0.443	0.0340	0.0075	
E3	0.004	CARGADOS	0.90	0.003	1.999	0.852	0.0360	0.0026	
		VACIOS	0.10	0.001	1.999	0.058	0.0020	0.0001	
H4	0.007	CARGADOS	0.90	0.006	2.666	0.753	0.0160	0.0045	
		VACIOS	0.10	0.001	2.666	0.040	0.0027	0.0001	
D2	0.058	CARGADOS	0.80	0.046	2.000	2.939	0.0920	0.1352	
		VACIOS	0.20	0.012	2.000	0.014	0.0240	0.0002	
C3	0.048	CARGADOS	0.80	0.038	3.000	2.940	0.1140	0.1117	
		VACIOS	0.20	0.010	3.000	0.023	0.0300	0.0002	
SUMAS	1.000	—	—	1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO (8)				
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$						TOPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO (9)			
AÑOS DE SERVICIO = 15						C_T (10)			
TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 3 %									
DIA: TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 3386						EL (11) + (8) x (9) + (10)			
CD CARRIL PROYECTO = 0.5									

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO (1)	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS (2)		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS (3) • (4) • (5)	COEFICIENTES DE DAÑO (6)		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE B.2100 (7) • (8) • (9)	
		CARGADOS	VACIOS		CARPETA Y BASE $2 \times 0.002 =$	SUB-BASE Y TERRACENIAS $1 \times 0.002 =$	CARPETA Y BASE (6) • (8) x (9)	SUB-BASE Y TERRACENIAS (7) • (8) x (9)
C2R2	0.004	CARGADOS	0.85	0.003	4.000	8.579	0.0120	0.0257
		VACIOS	0.15	0.001	4.000	0.014	0.0040	0.0000
T2S2	0.004	CARGADOS	0.80	0.003	4.000	5.760	0.0120	0.0173
		VACIOS	0.20	0.001	4.000	0.032	0.0040	0.0000
T2S1	0.009	CARGADOS	0.80	0.007	3.000	5.759	0.0210	0.0403
		VACIOS	0.20	0.002	3.000	0.024	0.0060	0.0001
T3S2	0.013	CARGADOS	0.80	0.010	5.000	5.761	0.0500	0.0576
		VACIOS	0.20	0.003	5.000	0.023	0.0150	0.0001
T3S3	0.013	CARGADOS	0.90	0.012	6.000	5.758	0.0720	0.0691
		VACIOS	0.10	0.001	6.000	0.023	0.0060	0.0000
T3S2R2	0.007	CARGADOS	0.90	0.006	7.000	11.401	0.0420	0.0684
		VACIOS	0.10	0.001	7.000	0.024	0.0070	0.0000
T3S2R3	0.004	CARGADOS	0.90	0.003	8.000	11.401	0.0240	0.0342
		VACIOS	0.10	0.001	8.000	0.023	0.0080	0.0000
SUMAS	1.000	—	—	1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO (8)		0.9697	1.0283
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$					TODA ISICUAL EN EL CARIL DE PROYECTO (9)		4,000	4,000
: AÑOS DE SERVICIO = 15					C_T (10)		6,800	6,800
: TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 3 %					IL (11) = (8) x (9) x (10)		26'375,840	27'969,760
: CPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 3386					CO CARIL PROYECTO = 0.5			

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO (1)	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS (2)	COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS		COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SECCIONALES EQUIVALENTES DE 8.2 ton	
			(1) • (2) • (3)	(4)	CARPETA Y BASE 2' x 0.00 m (5)	SUB-BASE Y TERMECENIAS 2' x 0.60 m (6)	CARPETA Y BASE (7) • (3) x (4)	SUB-BASE Y TERMECENIAS (7) • (3) x (5)
12	0.354	CARGADOS	1.00	0.554	0.004	0.000	0.0022	0.0000
		VACIOS	0.00	0.000	0.004	0.000	0.0000	0.0000
1/2	0.104	CARGADOS	0.50	0.052	0.536	0.015	0.0279	0.0008
		VACIOS	0.50	0.052	0.536	0.000	0.0279	0.0000
12	0.171	CARGADOS	0.90	0.154	2.000	2.939	0.3080	0.4526
		VACIOS	0.10	0.017	2.000	0.443	0.0340	0.0075
13	0.004	CARGADOS	0.90	0.003	1.999	0.852	0.0060	0.0076
		VACIOS	0.10	0.001	1.999	0.058	0.0020	0.0001
14	0.007	CARGADOS	0.90	0.006	2.666	0.753	0.0160	0.0045
		VACIOS	0.10	0.001	2.666	0.040	0.0027	0.0001
22	0.058	CARGADOS	0.80	0.046	2.000	2.937	0.0920	0.1352
		VACIOS	0.20	0.012	2.000	0.014	0.0240	0.0002
23	0.048	CARGADOS	0.80	0.038	3.000	2.940	0.1140	0.1117
		VACIOS	0.20	0.010	3.000	0.023	0.0300	0.0002
SUMAS	1.000	-----		1.000				
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right]$		365		TODA INICIAL EN EL CAMIL DE PROYECTO		(8)	(9)	
AÑOS DE SERVICIO = 20				C_T		(10)		
TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 3 %				EL		(11)	(8) x (9) x (10)	
P.V. : TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 3386		CO CAMIL PROYECTO = 0.5						

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO (1)	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS (2)		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS (3)-(4)-(5)		COEFICIENTES DE DAÑO CARPETA Y BASE 2 x 0.00 (6)		SUB-BASE Y TERRACENIAS 2 x 0.00 m. (7)		NÚMERO DE EJES SENTICULOS EQUIVALENTES DE 8.2 Ton CARPETA Y BASE (8) = (3) x (4) (9) = (5) x (5)	
		CARGADOS	VACIOS	CARGADOS	VACIOS	CARGADOS	VACIOS	CARGADOS	VACIOS	CARGADOS	VACIOS
C2R2	0.004	0.85	0.15	0.003	0.001	4.000	4.000	8.579	0.014	0.0120	0.0040
T2S2	0.004	0.80	0.20	0.003	0.001	4.000	4.000	5.760	0.032	0.0120	0.0040
T2S1	0.009	0.80	0.20	0.007	0.002	3.000	3.000	5.759	0.024	0.0210	0.0060
T3S2	0.013	0.80	0.20	0.010	0.003	5.000	5.000	5.761	0.023	0.0500	0.0150
T3S3	0.013	0.90	0.10	0.012	0.001	6.000	6.000	5.758	0.023	0.0720	0.0060
T3S2R2	0.007	0.90	0.10	0.006	0.001	7.000	7.000	11.401	0.024	0.0420	0.0070
T3S2R3	0.004	0.90	0.10	0.003	0.001	8.000	8.000	11.401	0.023	0.0240	0.0080
SUMAS	1.000	—	—	1.000	—	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO (8)		—	—	0.9697	1.0283
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \frac{(1+r)^n - 1}{r} = 365$						TODA INICIAL EN EL CAMIL DE PROYECTO (9)		4,000	4,000		
= AÑOS DE SERVICIO = 20						C_T (10)		10,000	10,000		
= TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 3 %						IL (11) = (8) x (9) x (10)		38'788,000	41'132,000		
TAPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 3386						CD CARML PROYECTO = 0.5					

Cálculo del tránsito equivalente acumulado (EL)

TABLA VII.5

espesores requeridos que se indican en la tabla VII.6.

Capa	VRS %	5 años	10 años	15 años	20 años
Subrasante	20	31cm	34cm	36cm	38cm
Subbase	50	29cm	31cm	33cm	35cm
Daba	100	19cm	17.8cm	20cm	21cm

Tabla VII.6

A.5.- Carpeta asfáltica.

El espesor mínimo de concreto asfáltico requerido, recomendado por el Instituto de Ingeniería es de 8 cm; por otra parte, el espesor mínimo de carpeta de concreto asfáltico recomendado por el Instituto Norteamericano del asfalto es de 10 cm.

También, según el método del Instituto de Ingeniería, los espesores de carpeta requeridos varían según se indica en la tabla siguiente:

TDPA	Espesores de carpeta requeridos (en cm)			
	5 años	10 años	15 años	20 años
8,000	8	9	10	11

Considerando los mínimos espesores recomendados por diversas instituciones y los datos del cuadro anterior, se cree que un buen criterio sería construir inicialmente una carpeta de 10 cm de espesor y programar una segunda etapa que podría ser a los 7 años, cuando podría tenderse una sobrecarpeta de 5 cm de espesor.

A.6.- Sub-base

Más que por razones estructurales, por considerar que se necesita una capa de transición entre la subrasante y la base, con el fin de evitar migración de partículas de la subrasante hacia la base, se recomienda una capa de sub-base de espesor mínimo, que puede ser de 15 cm.

Una vez establecido que lo recomendable es tender inicialmente una carpeta de 10 cm de espesor y una sub-base de 15 cm de espesor, tomando los datos de la tabla VII.6, el espesor de pavimento requerido se muestra en la tabla siguiente:

TDP inicial	Espesor de pavimento necesario sobre la sub-base en cm.			
	5 años	10 años	15 años	20 años
8,000	28	31	33	35

Aunque el factor de equivalencia entre capas convencionales de pavimento y capa de concreto asfáltico suele ser de 2, para este caso, tomando en cuenta el alto volumen de tránsito y por tratarse de una

autopista de cuota y de altas especificaciones, se usará un factor de equivalencia de 1. En esas condiciones y tomando en cuenta espesor de carpeta asfáltica de 10 cm, el espesor de base requerido es como sigue:

TDP inicial	Espesor de base necesario sobre la sub-base (en cm).			
	5 años	10 años	15 años	20 años
8,000	18	21	23	25

Se puede concluir que con este método de diseño, con un TDPA de 8,000 vehículos, un VRS de 20 % y una tasa de crecimiento de 3%, una estructura de pavimento formada como se indica en la figura VII.1, sería suficiente para dar servicio por lo menos durante 15 años, y si se refuerza con una sobrecarpeta de 5 cm de espesor dentro de los 5 o 7 años, podría aún dar servicio hasta 20 años o cubrir cualquier eventualidad como mayor incremento de tránsito o problemas de conservación.

Como se puede apreciar en la misma figura VII.1, el espesor total de la estructura de pavimento propuesta es de 50 cm. Revisando con la estructura requerida por la capa subrasante de un 20 % de VRS y para un TDP de 8 000 vehículos, se ve en la tabla VII.6 que para 15 años se requieren 36 cm, y para 20 años, 38 cm; por lo que se concluye también que se cubren las necesidades de la subrasante.

La capa subrasante se ha proyectado con un espesor de 50 cm, salvo algunos pocos casos de cortes en roca donde se redujo a 30 cm, bajo la capa subrasante se proyectó la capa subyacente de 1.0 m de espesor, la cual se construirá con material procedente de cortes o de los mismos bancos de la capa subrasante.

El valor relativo de soporte de diseño para esta capa subyacente es de esperarse un poco menor que el de la capa subrasante, ya que aunque el material es de calidad similar a la subrasante en la mayoría de los casos, puede esperarse menos uniformidad y menor control en su construcción, así que se procedió a una revisión del espesor total requerido por la capa subyacente considerando un VRS de 10 y aún de 7 %. Con estos datos se obtuvieron los resultados siguientes:

VRS	5 años	10 años	15 años	20 años
10	45cm	52cm	55cm	57cm
7	57cm	63cm	65cm	68cm

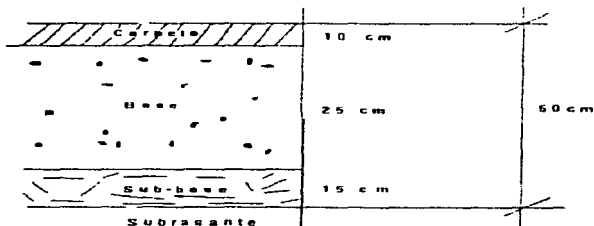


Figure VI.1

Tomando en cuenta que el espesor total de pavimento propuesto es de 50 cm, sobre una capa subrasante de 50 cm, hacen un total de 100 cm de espesor sobre la capa subyacente, que como se ve en la tabla anterior, en ningún caso es rebasado ni para VRS de 7 %.

B.- Método del Instituto Norteamericano de Asfalto.

Con el fin de aplicar este método de diseño, es necesario determinar el NTD (número de tránsito para diseño), el cual es por definición el promedio diario de cargas equivalentes de 8.2 Ton dispuestas en un eje sencillo, que se esperan durante el período de diseño de la obra.

Para calcularlo con los nomogramas del Instituto, se debe partir del TDPA de todos los vehículos, que es de 4 000 en el carril de diseño, con un porcentaje de vehículos pesados igual a 48. El peso promedio de los camiones pesados se estima en 25 Ton.

Con estos valores se obtiene un NT1 de 1600.

Período de diseño en años	Factor para tasa de crecimiento anual de 3 %
5	0.27
10	0.57
15	0.94
20	1.35

$$\text{NTD} = \text{NT1} \times \text{Factor}$$

Periodo en años	NTD		
	1600	X	Factor
5			432
10			912
15			1504
20			2160

Con VRS 20 %

Periodo en años	NTD	Espesor de concreto Asfáltico
5	432	14.5
10	912	16
15	1504	16.5
20	2160	17.5

Factor de equivalencia

Sub- base _____ 2.7
 Base _____ 2.0

Considerando una carpeta de espesor mínimo igual a 10 cm y una sub-base con espesor mínimo de 15 cm; el espesor de la base para cada uno de los casos es:

Con VRS 20 %

Periodo en años	Espesor de la base cm conc. asfáltico.	Espesor de la base en cm.
5	0	0
10	1.5	3
15	2.0	4
20	3.0	6

Los espesores requeridos por este método son menores que los requeridos por el método del Instituto de Ingeniería.

Pavimento de concreto "rodillado".

Para el diseño del espesor de un pavimento de concreto "rodillado", es importante determinar el valor del módulo de reacción por flexión del concreto. En el concreto rodillado se manejan relaciones agua-cemento muy bajas, lo cual permite obtener altas resistencias y la experiencia obtenidas hasta hoy en las aplicaciones de este concreto, indica que se han obtenido en campo siempre altas resistencias y siempre muy por encima de las resistencias en concretos normales. Siendo así, tomando en cuenta que el método de diseño, es el mismo que se usa para concreto normal, se puede establecer en principio unos parámetros de diseño similares a los que se usarían en ese caso.

Suponiendo un $f'c$ de 450 Kg/cm², es de esperarse un MR=45 Kg/cm².

Para una subrasante de VRS de 20 % que es el esperado en este caso, el valor de k es de aproximadamente 7.0 Kg/cm³.

En primer lugar, y considerando un eje de diseño de 8.2 Ton, mediante la gráfica del PCA que se presenta en la figura VIII.1, se obtiene un espesor preliminar de pavimento de concreto de 17.5 cm

Este espesor de pavimento parece razonable para revisarlo mediante el método de análisis que determina el No. de repeticiones permisibles de cada tipo de carga esperada en la vida de la carretera.

En primer lugar se presenta en la tabla No VIII.1, el cálculo del número de ejes esperados, de diferentes pesos, los cuales se revisarán contra el número de ejes que puede soportar un pavimento de concreto de 17.5 cm de espesor, según el método del PCA.

En la tabla VIII.2 se presenta la revisión correspondiente, en la cual se observa que el pavimento de 17.5 cm de espesor no es capaz de soportar las repeticiones esperadas de los ejes sencillo de 10 Ton., y tandem de 18 y 22.5 Ton.

Dados los resultados anteriores, se procedió a hacer la revisión incrementando el espesor de concreto a 20 cm, con los resultados que se indican en la tabla VIII.3.

Para un módulo de tensión por flexión de 45 Kg/cm², un espesor de concreto de 20 cm y un módulo de reacción de la subrasante de 7, solo se obtiene un número de repeticiones permisibles del eje de 22.5 Ton., de 100,000, siendo que se esperan 300,000 de este eje.

Gráfica de la P.C.A. para el cálculo de espesor de pavimentos rígidos en caminos. Carga de rueda doble.

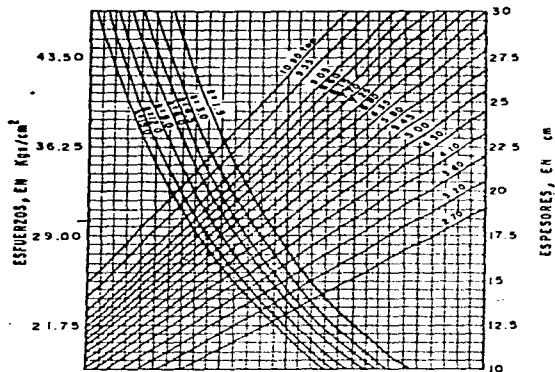


Fig. VIII.1

Para una vida de proyecto de 15 años $C_T = 6,800$

$$6,800 \times 4,000 = 27,200,000 \text{ vehiculos}$$

Vehículo Tipo	Composición Vacio/carg.	Ejes sencillos en millones					Ejes Tandem en millones			
		1.00	1.7	3.8	5.5	10	7	14	18	27.5
A2	0.554 0.000	30.14								
A'2	0.052 0.052		1.41	1.41						
B2	0.154 0.017				4.19	4.19				
B3	0.003 0.001				0.08			0.08		
B4	0.006 0.001						0.16	0.16		
C2	0.046 0.012				1.25	1.25				
C3	0.038 0.010				1.03				1.03	
C2	0.001									
R2	0.001									
T2	0.003				0.08	0.16				
S2	0.001									
T2	0.007				0.19	0.38				
S1	0.002									
T3	0.010				0.27				0.54	
S2	0.003									
T3	0.012				0.33				0.33	0.33
S3	0.001									
T3S2	0.006				0.16	0.32			0.32	
R2	0.001									
T3S2	0.003				0.08	0.08			0.24	
R3	0.001									
Σ		30.14	1.41	1.41	7.66	6.38	0.16	0.24	2.46	0.33

PARA ESP. = 17.5 cm.

R = 7.00

HR = 45

Carga Ton	Carga Ton	HR Actuante	Rr	Repeticiones Permisibles	Repeticiones Esperadas
Eje Senc.					
1.00	1.20				
1.70	2.40				
3.80	4.56	10	0.23		
5.50	6.60	15	0.33		
10.00	12.00	23	0.51	400,000	6'380,000
Eje Tandem					
7.0	8.4	15	0.34		
14.0	16.8	20	0.45		
18.0	21.6	24	0.54	180,000	2'460,000
22.5	27.0	30	0.67	4,500	330,000

TABLA VIII.2

PARA ESP. = 20 cm.

R = 7.00

MR = 45

Carga Ton	Carga x F_B Ton	MR Actuante Kg/cm ²	Rr	Repeticiones Permisibles	Repeticiones Esperadas
Eje Senc.					
1.00					
1.70					
3.80					
5.50					
10.00	12.00	20	0.44		
Eje Tandem					
14.0	16.8	16	0.35		
18.0	21.6	21	0.47		
22.5	27.0	25	0.56		

TABLA VIII.3

Puesto que el número de repeticiones del eje de 22.5 Ton. es de 300,000 , para esta condición el Rr sería de 0.52 y el factor de seguridad sería de 1.11 ,por lo que se considera adecuado el espesor de 20 cm de concreto rodillado.

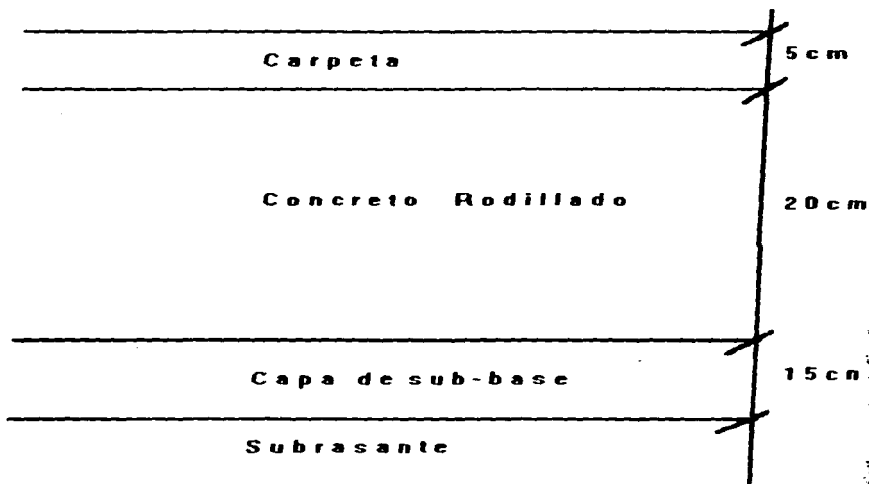
Puesto que prácticamente no hay experiencia en México respecto al problema del " reflejo " de las grietas del concreto en la carpeta asfáltica que se requiere sobre el concreto rodillado , podrían considerarse dos opciones para solucionar la estructura del pavimento:

1) Una vez tendido y compactado el concreto, así como curado adecuadamente, sin elaborar ningún sistema de juntas, tender una capa de concreto asfáltico de 5 cm de espesor. Es de suponerse que poco tiempo después de construida la carpeta, se reflejarán en ella las grietas producto de los cambios volumétricos ocurridos en el concreto; una vez producidas estas grietas se deberá proceder a sellarlas con alguna emulsión o producto comercial expreso, con lo cual no tendrán ya más significación que su aspecto.

2) Una vez tendido y compactado el concreto rodillado, elaborar con máquina cortadora de concreto todo el sistema de juntas, en forma similar al formato que tendría un pavimento convencional de concreto hidráulico, cumpliendo escrupulosamente con todos los requisitos de espaciamientos, espesor y sellado de juntas, estas juntas deberán ser cubiertas con un listón o franja de material geotextil para evitar que se "reflejen" en la carpeta asfáltica. Sobre este concreto rodillado así tratado, tender una capa de concreto asfáltico de 5 cm de espesor.

Se recomienda como solución para la estructura del concreto rodillado la primera alternativa que quedaría esquematizada como sigue:

ANALISIS DE LA FALLA.



Análisis de la falla.

Estudios Geotécnicos.

Estudios de Campo y Laboratorio.

Con el objeto de conocer la estratigrafía y características de la zona que presenta mayores problemas de estabilidad, se realizaron 3 sondeos y 3 pozos a cielo abierto de los cuales se obtuvieron muestras inalteradas que posteriormente se analizaron y de las cuales se obtiene una mayor visión con respecto al terraplen. Por lo cual las describimos a continuación

La importancia de realizar una exploración geotécnica estriba en la necesidad de contar con datos firmes, seguros y abundantes respecto al suelo con que se este tratando; por lo tanto es necesaria la obtención de las muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas de laboratorio.

Para efectuar la exploración del suelo se pueden mencionar los siguientes tipos de sondeos

a) Métodos de exploración preliminar:

Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.

Perforación con posteadora y barrenas helicoidales.

Método de lavado.

Método de penetración estándar.

b) Métodos de sondeo definitivo:

Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado

Método con tubo de pared delgada (Shelby)

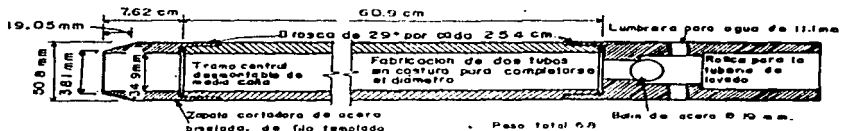
Para fines prácticos solo describiremos los métodos utilizados en este proyecto.

Pozos a cielo abierto. Empleados normalmente para definir las propiedades del suelo superficial. Consiste en excavar con pico y pala, normalmente hasta 3m de profundidad o hasta donde lo permita el nivel de aguas freáticas Extrayéndose muestras inalteradas (cúbicas de 20 * 20 cm), protegidas con brea y parafina contra pérdida de humedad.

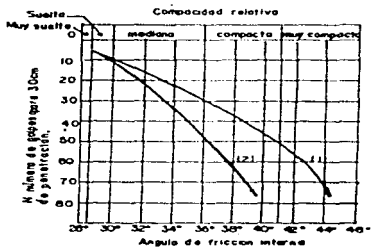
Método de penetración estándar. Esta prueba consiste en hincar por percusión un muestreador para obtener muestras alteradas representativas del suelo que sirven para identificar a los mismos, realizar pruebas índice y con base en éstas poder hacer las correcciones de campo y laboratorio de los diversos suelos; es utilizado sobre todo en arenas en donde es posible relacionar aproximadamente el ángulo de fricción interna (ϕ) y, en arcillas, donde se correlaciona la resistencia a la compresión simple

La prueba consisten en introducir a base de golpes con un martinete de 63.5 kg, que cae desde una altura de 76cm, un penetrómetro colocado en el extremo inferior de la tubería de perforación. El muestreador debe penetrar 60cm dentro del suelo, contándose el número de golpes necesarios para introducir los 30cm intermedios, posteriormente se extrae la muestra del tubo liso, la muestra es identificada en campo de acuerdo a la clasificación "SUCS"

El penetrómetro estándar debe ser de dimensiones establecidas, pudiendo ser un tubo liso entero o partido, para facilitar la extracción de la muestra. La zapata con la que se recibe el golpe es de acero endurecido y sustituible, la válvula en la cabeza del tubo partido funciona evitando que salga la muestra y eliminando el azolve en el hincado. La prueba se interpreta por medio de un perfil en el que se confrontan el no de golpes con la profundidad, este perfil acompañado de la clasificación de los suelos, el contenido de agua y otras propiedades, permitirá la formación de la estratigrafía del sitio.



a) Penetrómetro estándar.



(1) Relación para arenas de grano saguloso o redondeado de mediana a grueso.

(2) Relación para arenas finas y para arenas limosas.

b) Correlación no golpe y ángulo de fricción interna en arenas.

c) Relación de penetración estándar presión vertical y compacidad relativa en arenas.

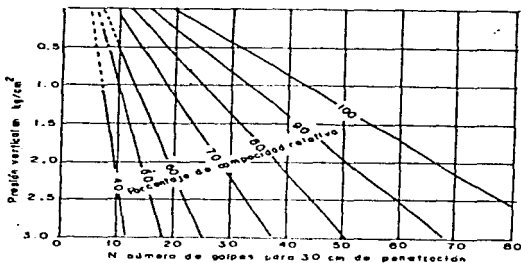


Fig. 2.6. Exploración por penetración estándar.

Muestreo con tubo de pared delgada. Este método se emplea en suelos cohesivos, blandos o semiduros, no importa que se localicen por debajo del nivel de aguas freáticas.

Esta hecho de tubería de acero, de 2 a 5 pulg. y de paredes de 1/20 de pulgada de espesor para el tubo de 2" y de 1/8 para tubo de 5". El extremo inferior esta biselado, formando una arista cortante y puede estar inclinada hacia adentro para reducir el rozamiento con las paredes. La parte superior está unida a una válvula de retención, que ayuda a mantener la muestra en el tubo cuando se está extrayendo.

El muestreador se introduce hasta el fondo de la perforación de sondeo y se fuerza en el suelo para que penetre una distancia no mayor de 15 diámetros, para reducir al mínimo el rozamiento entre la muestra y las paredes del tubo. La muestra es sellada en el propio tubo con cera fundida para enviarse al laboratorio

Análisis Granulométrico.

Este se realiza con el fin de determinar las propiedades relativas de los tamaños de grano que se encuentran en una muestra de suelo. La prueba consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que componen el material, utilizando para ello una serie de mallas de acero de diferentes aberturas a través de las cuales se hace pasar el material pesándose posteriormente el retenido en cada una de ellas, si se dividen estos pesos entre el de la muestra total, se obtienen los porcentajes retenidos y sumando dichos porcentajes podrá dibujarse la curva de distribución granulométrica.

Los sistemas de clasificación utilizan la malla No 4 (4 76mm) como punto divisorio entre gravas y arenas, y la malla No 200 (0 074mm) como límite entre arenas y finos, basándose generalmente en términos de la cantidad que es retenida o que pasa por ella. Uno de los inconvenientes del proceso, es que no genera información de los granos, sólo da información de los granos que pueden pasar a través de una malla de abertura rectangular de cierto tamaño

Un método mejor para representar la composición granulométrica de un suelo es el indicado en la fig.A. Los distintos tamaños de los granos se dibujan en escala logarítmica en las abscisas y los porcentajes en peso de los granos de suelo más finos que un tamaño determinado, en escala natural en las ordenadas.

La curva granulométrica se ve limitada por factores como son: Limitaciones para obtener una muestra estadísticamente representativa del suelo, limitación práctica por la utilización de malla con abertura de forma rectangular, para medir partículas de forma irregular.

La curva granulométrica, también permite establecer diámetros característicos del suelo como D₁₀, D₃₀, D₆₀. Donde D es el tamaño del grano, o diámetro aparente de la partícula de suelo y el subíndice (10,30,60) denota el porcentaje de material más fino. El diámetro D₁₀ es también llamado, tamaño efectivo de un suelo

El rango de los tamaños que se encuentran en la muestra se obtiene mediante el coeficiente de uniformidad Cu, que se define como:

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

En la figura A se muestran algunas curvas granulométricas reales.

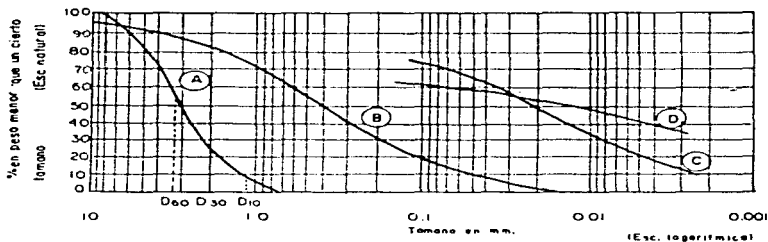


Fig. 3.2. Curvas granulométricas tipo de algunos suelos.

- A) Arena muy uniforme (mal graduada).
- B) Suelo bien graduado.
- C) y D) Arcillas (curvas obtenidas con hidrómetro).

Descripción de pruebas triaxiales.

Pruebas de compresión triaxial de resistencia al esfuerzo cortante.

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo y son las más usadas para determinar las características de esfuerzo deformación y de resistencia de los suelos. Las pruebas en que hoy se efectúan los esfuerzos en dos direcciones son iguales los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales por medio de un líquido generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable.

Para lograr el debido confinamiento la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética de lucita con bases metálicas.

En las bases de la muestra se colocan piedras porosas cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad por medio de un tubo de plástico.

El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada con la ayuda de un compresor comunicada con ella: la carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara, la presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce por lo tanto esfuerzos principales sobre el espécimen iguales en todas direcciones tanto lateral como axialmente.

En las bases del espécimen actuarán además de la presión del agua el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

La primer prueba triaxial desarrollada es aquella en la que se transmite al espécimen una presión por medio del vástago de valores a presión sumando al del agua dará el esfuerzo axial sobre la muestra.

Se han desarrollado otras modalidades de pruebas triaxiales, una de ellas ya bastante usada, el esfuerzo transmitido por el vástago es de tensión disminuyendo así la presión axial actuante sobre la muestra durante la prueba.

En otras se varia la presión lateral modificando la presión de la cámara dada por el agua, pero se mantiene la presión axial constante. finalmente sobre todo en trabajos de investigación se están efectuando pruebas en las que se hace variar tanto al esfuerzo axial como al lateral.

Las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grandes grupos de compresión y de extensión.

Las de compresión son aquellas en las que la dimensión original axial del espécimen disminuye y las de extensión aquellas en las que dicha dimensión se hace aumentar durante la prueba. Una prueba de compresión puede traer evidentemente varias modalidades de laboratorio.

La dimensión axial del espécimen se puede hacer distinguir aumentando el esfuerzo axial por incremento de la carga transmitida

por el vástago o manteniendo constante el esfuerzo axial pero haciendo disminuir el lateral, dado por el agua o aumentando la presión axial y disminuyendo la lateral simultáneamente

Las pruebas de extensión pueden tener también varias modalidades, la primera, la dimensión axial del espécimen se hace aumentar disminuyendo la presión axial pero se deja constante la presión lateral; en la práctica esto se logra haciendo que el vástago ejerza una tracción sobre el espécimen.

En la segunda modalidad la presión axial permanece constante pero se aumenta la presión dada con el agua. Finalmente en la tercera modalidad se hace disminuir la presión axial, a la vez que se aumenta la lateral.

Es usual llamar a los esfuerzos 1, 2 y 3, esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo respectivamente.

En una prueba de compresión la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor (esfuerzo 1), los esfuerzos intermedios y menor son iguales (esfuerzo 2 y 3) y quedan dados por la presión lateral del agua (esfuerzos 1 y 2 son iguales).

El estado de esfuerzos en un instante dado se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr con los esfuerzos 1 y 3 como esfuerzos principal mayor y menor respectivamente debe observarse que en una cámara triaxial el suelo esta sujeto a una carga de esfuerzos tridimensional que aparentemente debería tratarse con la solución con la solución general de Mohr que envuelve el manejo de tres

círculos diferentes pero como en la prueba dos de los esfuerzos principales son iguales, en realidad los tres círculos se deberán a uno solo y el tratamiento resulta simplificado.

La resistencia al esfuerzo cortante sobre todo en suelos cohesionados es variable y depende de diversos factores circunstanciales.

Prueba lenta (L).

Prueba con consolidación y con drenaje.

Primeramente se sujeta al suelo a una presión hidrostática teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que se efectúe una completa consolidación bajo la presión actuante.

Cuando el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la base sólida del suelo es decir produce esfuerzos efectivos en tanto que los neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra es llevada a la falla aplicando en pequeños incrementos la carga axial cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua en exceso de la hidrostática se reduzca a cero.

Prueba rápida de consolidada (RC).

Prueba de consolidación y sin drenaje: el espécimen se consolida

primeramente bajo la presión hidrostática.

Como en la primera etapa de la prueba lenta el esfuerzo del agua llega a ser efectivo actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial de manera que no se permita cambio de volumen.

Prueba rápida (R) sin consolidación y sin drenaje: no se permite en ninguna etapa consolidación de la muestra. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y de inmediato se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial.

Prueba de compresión simple (CS)

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Los esfuerzos exteriores o al principio de la prueba son nulos pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos debidos a tensiones capilares en el agua de intersticio (cavidades). El esfuerzo no cambia inmediatamente. El agua transmite una compresión al suelo, y es como si tuviera un esfuerzo de compresión (si el agua esta a tensión).

Método de exploración definitivas.

- a) Pozo a cielo abierto con muestras inalteradas.
- b) Tubos de pared delgada.
- c) Métodos rotatorios para roca.

Propiedades físicas del suelo.

propiedades físicas > pruebas de laboratorio (propiedades índices y propiedades mecánicas).

Propiedades Índice.

- a) Límites de consistencia (Límite líquido, plástico y contracción) sólo en suelos finos.
- b) Densidad de sólidos
- c) Granulometría (sólo en suelos gruesos).
- d) Contenido de agua.
- e) Relación de vacíos.

Limites de Atterberg.

Los límites de Atterberg y los índices con ellos relacionados han constituido unos valores muy útiles para caracterizar los conjuntos de partículas de suelos. Los límites se basan en el concepto de que un suelo de grano fino solamente puede existir en cuatro estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se encuentra en estado sólido cuando está seco, pasando al añadir agua a los estados semisólido, plástico y finalmente líquido, como se indica en la figura 3.4. Los contenidos de humedad y los puntos de transición de unos estados a otros se denominan límite de retracción o contracción, límite plástico y límite líquido. Los cuatro índices citados al pie de la figura 3.4 se calculan a partir de esos límites.

El límite líquido se determina midiendo la humedad y el número de golpes necesarios para cerrar en una determinada longitud una ranura de un determinado ancho mediante un aparato normalizado. El límite plástico se obtiene midiendo el contenido de humedad del suelo cuando se comienzan a desmoronarse pequeños cilindros de suelo de 3 mm de diámetro. El límite de retracción se define como la humedad presente al haber añadido agua suficiente para llenar todos los huecos de una pastilla de suelo seca.

Cuanto mayor sea la cantidad de agua que contiene un suelo, menor será la interacción entre partículas adyacentes y más se aproximará el suelo en su comportamiento al de un líquido.

Sin embargo, los límites entre los diversos estados se han fijado arbitrariamente, por lo cual es improbable que puedan interpretarse completamente. Es decir, es poco probable que la magnitud del

límite líquido de un suelo determinado pueda relacionarse cuantitativamente con el espesor de la capa de agua adsorbida.

La dificultad de interpretar cuantitativamente los límites de Atterberg no es obstáculo para su amplio uso.

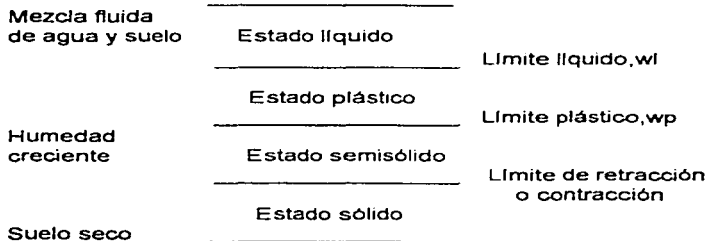


Fig. 3.4 Límites de Atterberg e índices con ellos asociados.

Índice de plasticidad

$$I_p = w_l - w_p$$

Índice de fluidez:

I_f = Pendiente de la curva de fluidez
(relación entre la humedad y el
número de golpes, a escala
logarítmica).

$$I_t = \frac{I_p}{I_f}$$

$$\begin{array}{l} \text{Relación humedad-plasticidad B} \\ \text{Índice de liquidez IL} \end{array} = \frac{w_n - w_p}{w_l - w_p}$$

w_n = humedad natural.

Frecuentemente los límites se utilizan directamente en las especificaciones para controlar los suelos a utilizar en terrapienes y en métodos semiempíricos de proyecto.

El Índice de plasticidad, que indica la magnitud del intervalo de humedades en el cual el suelo posee consistencia plástica, y el Índice de liquidez, que indica la proximidad del suelo natural al límite líquido son características especialmente útiles del suelo. Debe tenerse presente, sin embargo, que todos los límites e índices con la excepción del límite de retracción se determinan en suelos que se han amasado para formar una mezcla uniforme suelo-agua.

Clasificación de los suelos.

El método directo para resolver un problema de ingeniería de suelos consiste en determinar primeramente la propiedad conveniente del suelo, utilizando más tarde este valor en una expresión racional para obtener la respuesta al problema. Por ejemplo:

Para el cálculo de la estabilidad de un talud, se mide la resistencia al corte del suelo, entrando con ese valor en una expresión basada en las leyes de la estática.

Teoría de falla de Mohr-Coulomb.

La resistencia de un suelo se suele definir en función de los esfuerzos desarrollados en el máximo de la curva esfuerzo-deformación. La fig. 11.1 muestra un método para representar la resistencia. Los datos proceden de 6 pruebas triaxiales, cada una con una presión de confinamiento diferente, sobre una mezcla de grava y arena.

En primer lugar, se han dibujado los círculos de Mohr para representar los estados de esfuerzos en los puntos máximos de las curvas esfuerzos deformación. Los subíndices f indican que el estado es de falla o rotura. A continuación se traza una línea tangente a los círculos de Mohr. Esta línea se denomina envolvente de Mohr. El significado físico de la envolvente de Mohr puede entenderse por las siguientes consideraciones.

1. Si el círculo de Mohr para un determinado estado de esfuerzos queda totalmente por debajo de la envolvente, el suelo será estable para ese estado de esfuerzos.
2. Si el círculo de Mohr es tangente a la envolvente, se habrá alcanzado la resistencia máxima del suelo en un determinado plano a través del mismo. El estado límite de esfuerzos se ha alcanzado en un plano que forma un ángulo α con el plano sobre el que actúa el esfuerzo principal mayor. Este plano se denomina plano de falla. Los esfuerzos sobre este plano se designan por S_f y T_f esfuerzos

normal y tangencial respectivamente sobre el plano de falla en el estado de falla (fig. 11.2).

3. No es posible mantener en el interior de un suelo un estado de esfuerzos cuyo círculo de Mohr corte a la envolvente correspondiente a ese suelo. Cualquier intento de imponer ese estado de esfuerzos daría lugar a deformaciones ilimitadas, es decir a la falla.

La envolvente de Mohr puede escribirse en forma funcional de la manera siguiente:

$$T_{ff} = f(S_{ff}) \quad (1)$$

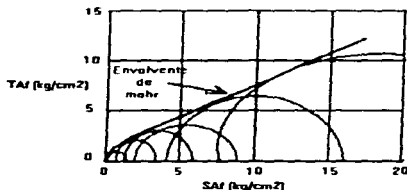


Fig. 11.1 Envolvente de Mohr de una mezcla de arena y grava (datos de Holtz y Gibbs).

La envolvente de Mohr que aparece en la fig. 11.1 es una curva. Esto suele suceder en suelos granulares en pruebas con una amplia gama de presiones de confinamiento. Sin embargo, para la mayoría de los cálculos referentes a la estabilidad de una masa de suelo es necesario utilizar una envolvente que sea una recta. De esta forma la resistencia se expresa por la ley de Mohr-Coulomb:

$$T_{ff} = c + S_{ff} \tan z \quad (2)$$

donde c es la cohesión u ordenada en el origen y z es el ángulo de fricción o ángulo de resistencia al corte

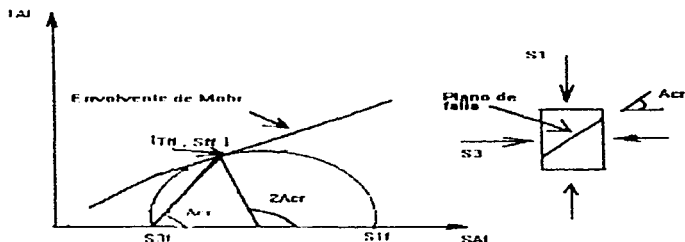


Fig. 11.2 Esfuerzos en la falla

La forma en que se ajusta una línea recta a la envolvente de Mohr dependerá de la gama de Sff que interese. La fig 11.3 muestra dos formas por la que la envolvente de Mohr de la fig 11.1 puede substituirse por una línea recta. La línea A es válida para Sff comprendido entre 0 y 1.75 kg/cm² mientras que la línea B es la de mejor ajuste para Sff entre 0 y 14 kg/cm². Los valores de c y z aplicables a esta grava arenosa varían también con la gama de Sff que interese. La envolvente de Mohr real para este suelo pasa por el origen del diagrama; el suelo no podrá mantenerse en una probeta cilíndrica si la presión de confinamiento es nula. En este sentido, esta grava arenosa es no cohesiva. Sin embargo, con el fin de utilizar la ecuación (2) para una amplia gama de presiones es necesario suponer una cierta cohesión

Si la envolvente de Mohr de un determinado suelo fuera una línea

recta pasando por el origen, en lugar de una curva, la ley de rotura podría simplificarse en la forma:

$$T_{ff} = S_{ff} \tan z \quad (3)$$

La curvatura de la envolvente de Mohr es máxima para los suelos granulares compactos y disminuye al descender la compacidad del suelo. La envolvente de Mohr correspondiente al estado final es prácticamente recta en una amplia gama de presiones.

En la mayoría de los problemas ingenieriles, los esfuerzos son suficientemente pequeños para que resulte razonable el empleo de la ecuación (3).

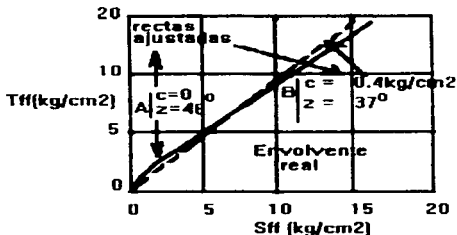


Fig. 11.3 Aproximaciones lineales a la envolvente curva de Mohr.

Definición de falla. Una falla consiste en la rotura de una capa de terreno y el desplazamiento relativo a dos zonas separadas. La rotura puede producirse por compresión o por tracción, también aunque con menor frecuencia por flexión o torsión

Falla por deslizamiento superficial. Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximo a su frontera deslicen hacia abajo; el fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud causa de la falta de presión normal confinante que allí existe. Como una consecuencia, la zona mencionada puede quedar sujeta a un flujo viscoso hacia abajo que, generalmente, se desarrolla con extraordinaria lentitud. El desequilibrio puede producirse por un aumento en las cargas actuantes en la corona del talud, por una disminución en la resistencia del suelo al esfuerzo cortante o, en el caso de laderas naturales, por razones de conformación geológica que escapan a un análisis local detallado

Fallas por movimiento del cuerpo del talud. Pueden ocurrir en los taludes movimientos bruscos que afecten a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo, que reciben el nombre de deslizamiento de tierras, de los cuales existen 2 tipos. En primer lugar, un caso en el que se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin error mayor, a una circunferencia. Esta falla es llamada por rotación, la cual se puede presentar pasando la superficie de falla por el pie de talud, adelante del pie y fallas locales.

En segundo lugar, existen las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación. Estos planos débiles suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontales. Estas son las fallas por traslación

Falla por erosión. Estas son también fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento, agua, etc., en los taludes. El fenómeno es más notorio cuanto más empinadas sean las laderas de los taludes.

Fallas por licuación. Estas fallas ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante. El fenómeno puede ocurrir tanto en arcillas extrasensitivas como en arenas poco compactas

La compactación de suelos con humedad superior a la óptima puede causar el acrecentamiento de la presión intersticial durante la construcción. Si el suelo es muy húmedo y el terraplén alto, la presión puede ser lo suficientemente grande como para causar deslizamientos locales, generalmente fallas de talud, en la zona húmeda. Los ensayos a esfuerzo cortante sin drenaje midiendo la presión intersticial, puede servir para presumir esta posibilidad anticipadamente y ayudar a fijar los límites de humedad o para controlar el ritmo de la construcción de manera que concuerde con el drenaje.

El terraplén de la carretera México- Acapulco en el km 111+ 540 presentó graves problemas de estabilidad debido principalmente a que no se consideró lo anterior, dándose así un mal manejo de drenaje, sobre todo el aspecto constructivo puesto que no se tomaron en cuenta las especificaciones, construyendose drenes y subdrenes de diámetro menor al proyectado.

Observando las pruebas de campo y de laboratorio del suelo en el tramo correspondiente (Chilpancingo-Río Balsas), y analisándolos nos podemos dar cuenta que el tipo de suelo en ese lugar es con grandes contenidos de humedad; por circunstancias climatológicas (la lluvia), se satura de agua el terraplén por lo que se tienen fallas frecuentes en el talud, ya que el terreno se ve afectado por ésta humedad.

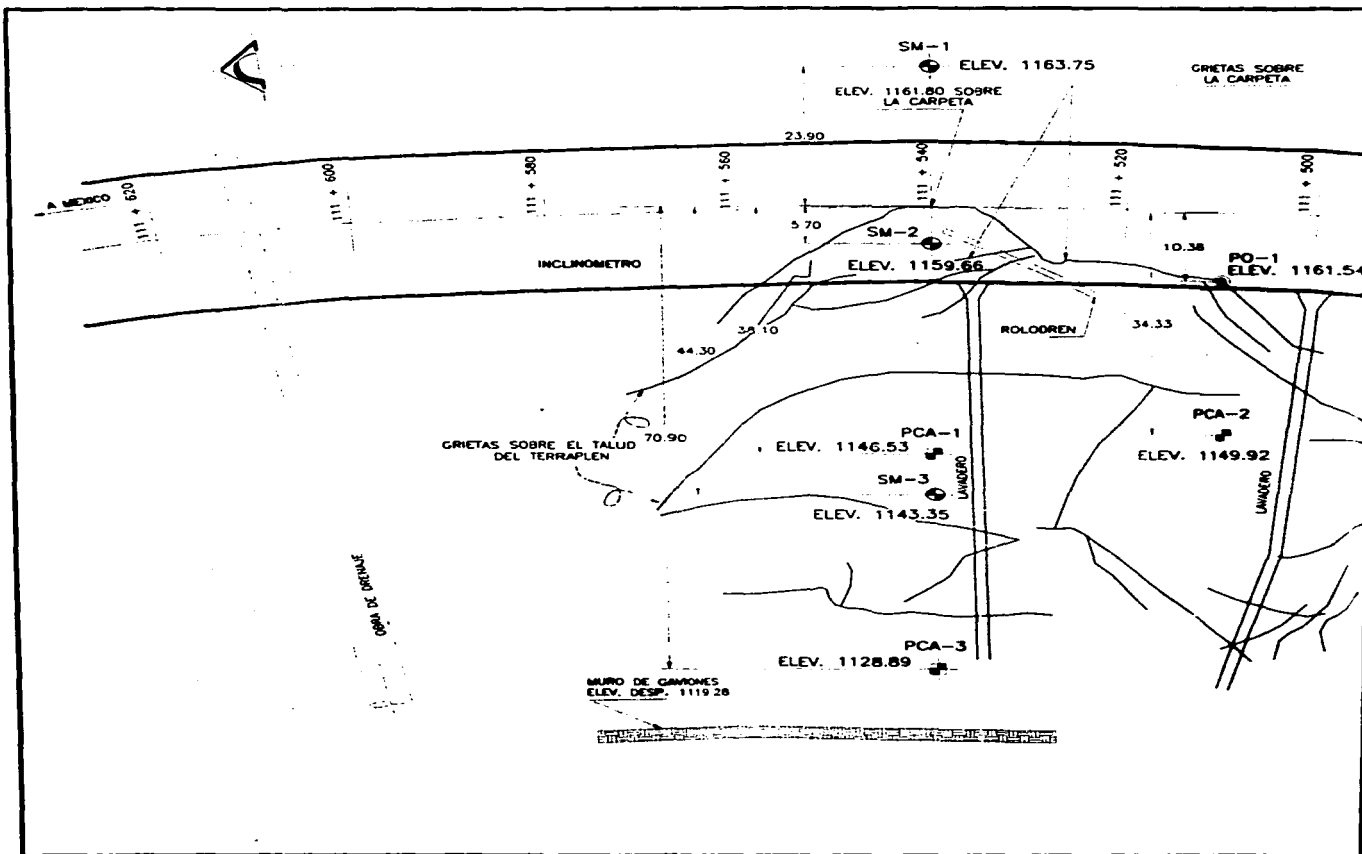
con toda esa agua precipitada, ésta se queda dentro del talud propiciando su fragilidad, tanto por su peso como por el comportamiento del material y esto es propiciado precisamente por que la construcción de su sistema de drenaje no tiene suficiente capacidad para desalojar toda esa agua acumulada en el talud afectado.

Por todo esto es que no han podido contener el talud de este tramo ni aun con el muro de gaviones que se coloco cerca del talud fallado. Con el objeto de contenerlo para evitar su movimiento, por lo que consideramos bueno realizar un nuevo diseño diferente, pero creemos que es de vital importancia atender prioritariamente el sistema de su drenaje con el objeto de atender el problema desde su raíz.

LISTA DE FIGURAS

No.	DESCRIPCION
1	LOCALIZACION DE SONDEOS
2	PERFIL ESTRATIGRAFICO SM-1
3	PERFIL ESTRATIGRAFICO SM-2
4	PERFIL ESTRATIGRAFICO SM-3
5	PERFIL ESTRATIGRAFICO PCA-1 Y PCA-2
6	PERFIL ESTRATIGRAFICO PCA-3
7	CARTA DE PLASTICIDAD
8	CRITERIOS PARA SUELOS POTENCIALMENTE EXPANSIVOS
9 a 10	ANALISIS GRANULOMETRICO SM-3
11	ANALISIS GRANULOMETRICO PCA-1
12	ANALISIS GRANULOMETRICO PCA-2
13	ANALISIS GRANULOMETRICO PCA-3
14	RESUMEN DE GRANULOMETRIAS
15	CIRCULOS DE MOHR, SM-1 a 10.70 m DE PROFUNDIDAD
16	CURVAS ESFUERZO DEFORMACION, SM-1 a 10.70 m DE PROFUNDIDAD
17	CIRCULOS DE MOHR, SM-1 a 14.30 m DE PROFUNDIDAD
18	CURVAS ESFUERZO DEFORMACION, SM-1 a 14.30 m DE PROFUNDIDAD

- 19 CIRCULOS DE MOHR, SM-2 a 5.15 m DE PROFUNDIDAD
- 20 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION, SM-2 a 5.15 m DE PROFUNDIDAD
- 21 CIRCULOS DE MOHR, SM-2 a 18.55 m DE PROFUNDIDAD
- 22 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION, SM-2 a 18.55 m DE PROFUNDIDAD
- 23 CIRCULOS DE MOHR, SM-2 a 29.70 m DE PROFUNDIDAD
- 24 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION, SM-2 a 29.70 m DE PROFUNDIDAD
- 25 CIRCULOS DE MOHR, SM-2 a 5.15 m DE PROFUNDIDAD (PROBETAS REPRODUCIDAS)
- 26 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION, SM-2 a 5.15 m DE PROFUNDIDAD (PROBETAS REPRODUCIDAS)



SM-1

ELEV. 1163.75
ELEV. 1161.80 SOBRE LA CARPETA

GRIETAS SOBRE LA CARPETA

23.90

A MÉRICO

111 + 620

111 + 600

111 + 580

111 + 560

111 + 540

111 + 520

111 + 500

INCLINOMETRO

SM-2

ELEV. 1159.66

10.38

PO-1
ELEV. 1161.54

ROLODREN

34.33

44.30

35.10

GRIETAS SOBRE EL TALUD DEL TERRAPLEN

70.90

PCA-1

ELEV. 1146.53

PCA-2

ELEV. 1149.92

SM-3

ELEV. 1143.35

LAVADERO

LAVADERO

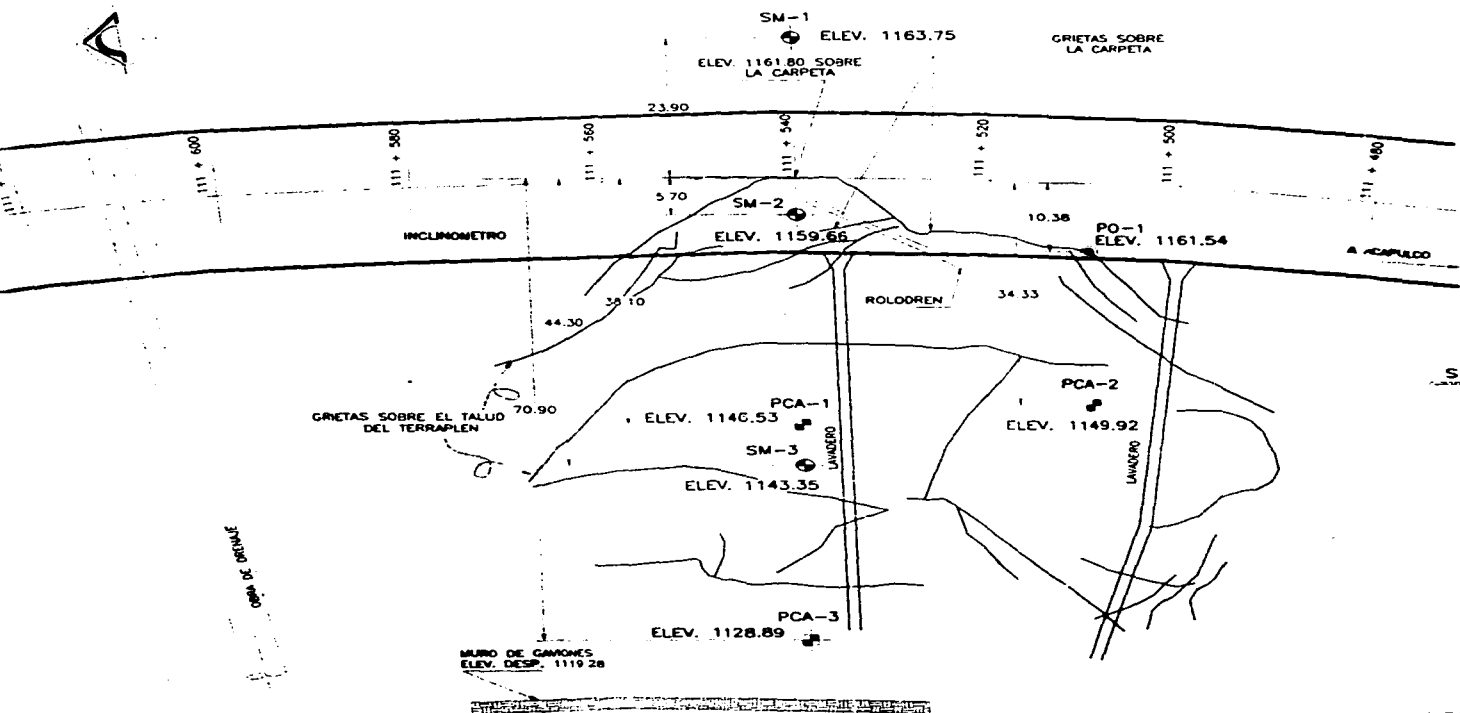
PCA-3

ELEV. 1128.69

MURO DE CAMIONES
ELEV. DESP. 1119.28

CANA DE TORQUE

Escala Horizontal: 1:1000



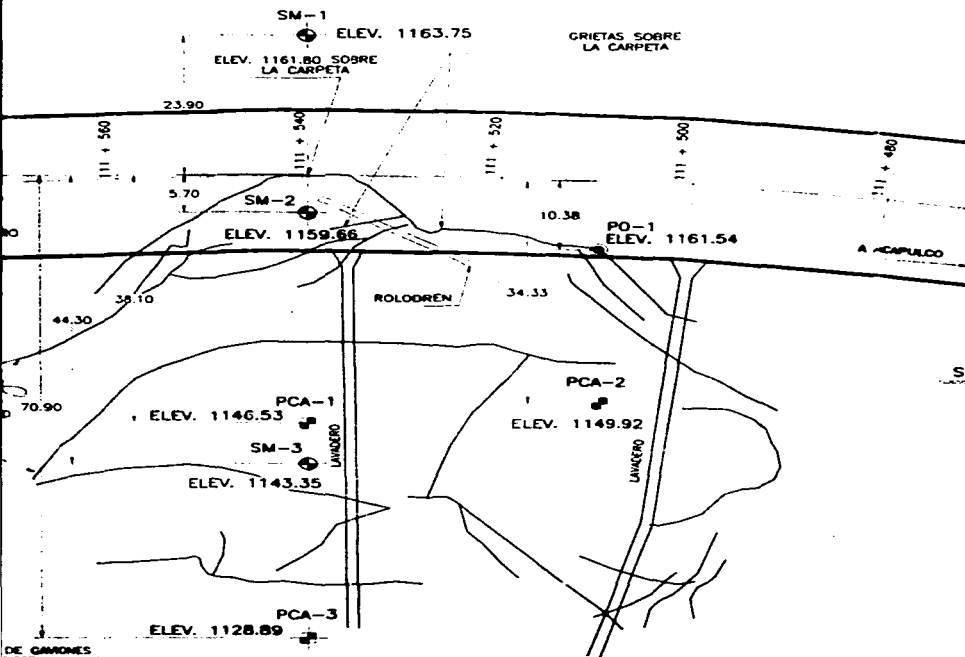
SIMBOLOGIA:

- SONDEO MIXTO
- POZO A CIELO ABIERTO
- POZO DE OBSERVACION
- INCLINOMETRO





ESCALA 1 : 500

AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO
DESPLAZAMIENTO DEL Km 238
(CADENAMIENTO 111 + 540)

LOCALIZACION DE SONDEOS Y
POZOS A CIELO ABIERTO



SIMBOLOGIA:

- SM  SONDEO MIXTO
- PCA  POZO A CIELO ABIERTO
- PO  POZO DE OBSERVACION
-  INCLINOMETRO

ESCALA 1 : 500

AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO
DESPLAZAMIENTO DEL Km 258
(CADENAMIENTO 111 + 540)

LOCALIZACION DE SONDEOS Y
POZOS A CIELO ABIERTO

México, D. F. marzo de 1995 Fig. 1

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO
NO. DESCRIPCION
 SIMBOLOS
 CLASIF. S.U.C.C.S.
 TIPO DE HERRAMIENTA
 MUESTRA NO.

RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR (N)
 25 50

• CONTENIDO NATURAL DE AGUA %
 ○ LIMITE LIQUIDO %
 ▲ LIMITE PLASTICO %

RESISTENCIA DETERMINADA CON TAMBORITO
 ○ CON TAMBOR
 ○ CON TAMBOR (kg/cm²)
 0.5 1.0 1.5 2.0

Estado: [illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

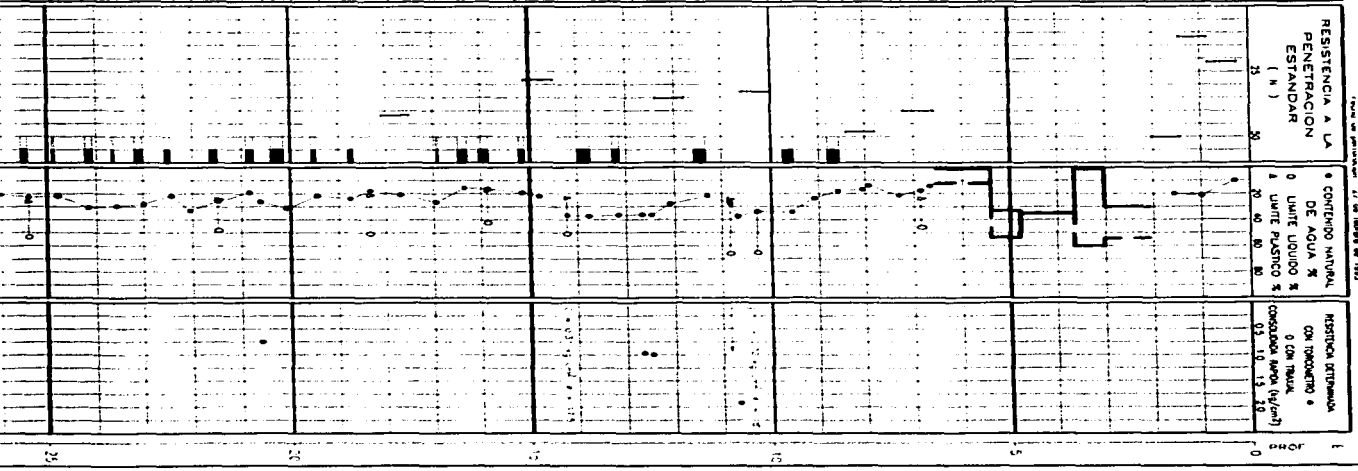
[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]



25 50 100 150 200 250

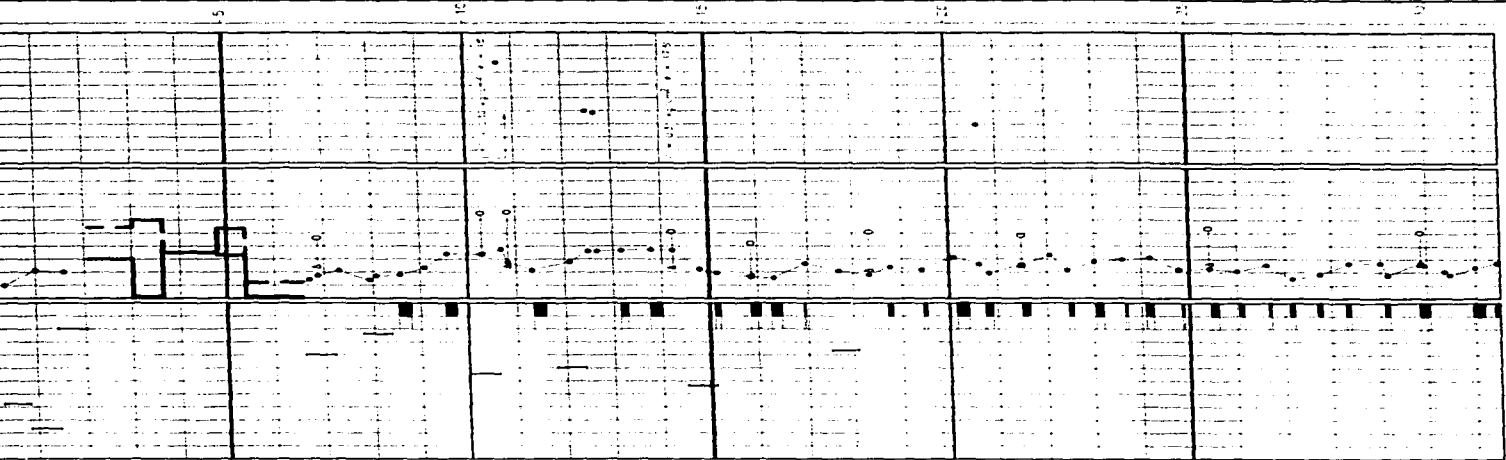
PROYECTO: DESCRIPCION

PROYECTO	DESCRIPCION
101	1.000 - 1.010 m: Lodo de servicio
102	1.010 - 1.020 m: Lodo de servicio
103	1.020 - 1.030 m: Lodo de servicio
104	1.030 - 1.040 m: Lodo de servicio
105	1.040 - 1.050 m: Lodo de servicio
106	1.050 - 1.060 m: Lodo de servicio
107	1.060 - 1.070 m: Lodo de servicio
108	1.070 - 1.080 m: Lodo de servicio
109	1.080 - 1.090 m: Lodo de servicio
110	1.090 - 1.100 m: Lodo de servicio
111	1.100 - 1.110 m: Lodo de servicio
112	1.110 - 1.120 m: Lodo de servicio
113	1.120 - 1.130 m: Lodo de servicio
114	1.130 - 1.140 m: Lodo de servicio
115	1.140 - 1.150 m: Lodo de servicio
116	1.150 - 1.160 m: Lodo de servicio
117	1.160 - 1.170 m: Lodo de servicio
118	1.170 - 1.180 m: Lodo de servicio
119	1.180 - 1.190 m: Lodo de servicio
120	1.190 - 1.200 m: Lodo de servicio
121	1.200 - 1.210 m: Lodo de servicio
122	1.210 - 1.220 m: Lodo de servicio
123	1.220 - 1.230 m: Lodo de servicio
124	1.230 - 1.240 m: Lodo de servicio
125	1.240 - 1.250 m: Lodo de servicio
126	1.250 - 1.260 m: Lodo de servicio
127	1.260 - 1.270 m: Lodo de servicio
128	1.270 - 1.280 m: Lodo de servicio
129	1.280 - 1.290 m: Lodo de servicio
130	1.290 - 1.300 m: Lodo de servicio
131	1.300 - 1.310 m: Lodo de servicio
132	1.310 - 1.320 m: Lodo de servicio
133	1.320 - 1.330 m: Lodo de servicio
134	1.330 - 1.340 m: Lodo de servicio
135	1.340 - 1.350 m: Lodo de servicio
136	1.350 - 1.360 m: Lodo de servicio
137	1.360 - 1.370 m: Lodo de servicio
138	1.370 - 1.380 m: Lodo de servicio
139	1.380 - 1.390 m: Lodo de servicio
140	1.390 - 1.400 m: Lodo de servicio
141	1.400 - 1.410 m: Lodo de servicio
142	1.410 - 1.420 m: Lodo de servicio
143	1.420 - 1.430 m: Lodo de servicio
144	1.430 - 1.440 m: Lodo de servicio
145	1.440 - 1.450 m: Lodo de servicio
146	1.450 - 1.460 m: Lodo de servicio
147	1.460 - 1.470 m: Lodo de servicio
148	1.470 - 1.480 m: Lodo de servicio
149	1.480 - 1.490 m: Lodo de servicio
150	1.490 - 1.500 m: Lodo de servicio
151	1.500 - 1.510 m: Lodo de servicio
152	1.510 - 1.520 m: Lodo de servicio
153	1.520 - 1.530 m: Lodo de servicio
154	1.530 - 1.540 m: Lodo de servicio
155	1.540 - 1.550 m: Lodo de servicio
156	1.550 - 1.560 m: Lodo de servicio
157	1.560 - 1.570 m: Lodo de servicio
158	1.570 - 1.580 m: Lodo de servicio
159	1.580 - 1.590 m: Lodo de servicio
160	1.590 - 1.600 m: Lodo de servicio
161	1.600 - 1.610 m: Lodo de servicio
162	1.610 - 1.620 m: Lodo de servicio
163	1.620 - 1.630 m: Lodo de servicio
164	1.630 - 1.640 m: Lodo de servicio
165	1.640 - 1.650 m: Lodo de servicio
166	1.650 - 1.660 m: Lodo de servicio
167	1.660 - 1.670 m: Lodo de servicio
168	1.670 - 1.680 m: Lodo de servicio
169	1.680 - 1.690 m: Lodo de servicio
170	1.690 - 1.700 m: Lodo de servicio
171	1.700 - 1.710 m: Lodo de servicio
172	1.710 - 1.720 m: Lodo de servicio
173	1.720 - 1.730 m: Lodo de servicio
174	1.730 - 1.740 m: Lodo de servicio
175	1.740 - 1.750 m: Lodo de servicio
176	1.750 - 1.760 m: Lodo de servicio
177	1.760 - 1.770 m: Lodo de servicio
178	1.770 - 1.780 m: Lodo de servicio
179	1.780 - 1.790 m: Lodo de servicio
180	1.790 - 1.800 m: Lodo de servicio
181	1.800 - 1.810 m: Lodo de servicio
182	1.810 - 1.820 m: Lodo de servicio
183	1.820 - 1.830 m: Lodo de servicio
184	1.830 - 1.840 m: Lodo de servicio
185	1.840 - 1.850 m: Lodo de servicio
186	1.850 - 1.860 m: Lodo de servicio
187	1.860 - 1.870 m: Lodo de servicio
188	1.870 - 1.880 m: Lodo de servicio
189	1.880 - 1.890 m: Lodo de servicio
190	1.890 - 1.900 m: Lodo de servicio
191	1.900 - 1.910 m: Lodo de servicio
192	1.910 - 1.920 m: Lodo de servicio
193	1.920 - 1.930 m: Lodo de servicio
194	1.930 - 1.940 m: Lodo de servicio
195	1.940 - 1.950 m: Lodo de servicio
196	1.950 - 1.960 m: Lodo de servicio
197	1.960 - 1.970 m: Lodo de servicio
198	1.970 - 1.980 m: Lodo de servicio
199	1.980 - 1.990 m: Lodo de servicio
200	1.990 - 2.000 m: Lodo de servicio

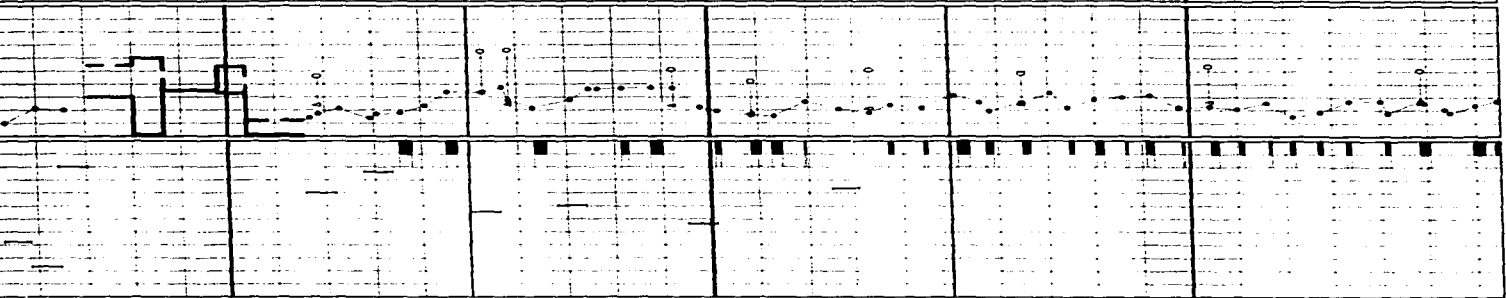
SUELO DE
SUCESOS

SUELO DE	SUCESOS
1	1.000 - 1.010 m: Lodo de servicio
2	1.010 - 1.020 m: Lodo de servicio
3	1.020 - 1.030 m: Lodo de servicio
4	1.030 - 1.040 m: Lodo de servicio
5	1.040 - 1.050 m: Lodo de servicio
6	1.050 - 1.060 m: Lodo de servicio
7	1.060 - 1.070 m: Lodo de servicio
8	1.070 - 1.080 m: Lodo de servicio
9	1.080 - 1.090 m: Lodo de servicio
10	1.090 - 1.100 m: Lodo de servicio
11	1.100 - 1.110 m: Lodo de servicio
12	1.110 - 1.120 m: Lodo de servicio
13	1.120 - 1.130 m: Lodo de servicio
14	1.130 - 1.140 m: Lodo de servicio
15	1.140 - 1.150 m: Lodo de servicio
16	1.150 - 1.160 m: Lodo de servicio
17	1.160 - 1.170 m: Lodo de servicio
18	1.170 - 1.180 m: Lodo de servicio
19	1.180 - 1.190 m: Lodo de servicio
20	1.190 - 1.200 m: Lodo de servicio
21	1.200 - 1.210 m: Lodo de servicio
22	1.210 - 1.220 m: Lodo de servicio
23	1.220 - 1.230 m: Lodo de servicio
24	1.230 - 1.240 m: Lodo de servicio
25	1.240 - 1.250 m: Lodo de servicio
26	1.250 - 1.260 m: Lodo de servicio
27	1.260 - 1.270 m: Lodo de servicio
28	1.270 - 1.280 m: Lodo de servicio
29	1.280 - 1.290 m: Lodo de servicio
30	1.290 - 1.300 m: Lodo de servicio
31	1.300 - 1.310 m: Lodo de servicio
32	1.310 - 1.320 m: Lodo de servicio
33	1.320 - 1.330 m: Lodo de servicio
34	1.330 - 1.340 m: Lodo de servicio
35	1.340 - 1.350 m: Lodo de servicio
36	1.350 - 1.360 m: Lodo de servicio
37	1.360 - 1.370 m: Lodo de servicio
38	1.370 - 1.380 m: Lodo de servicio
39	1.380 - 1.390 m: Lodo de servicio
40	1.390 - 1.400 m: Lodo de servicio
41	1.400 - 1.410 m: Lodo de servicio
42	1.410 - 1.420 m: Lodo de servicio
43	1.420 - 1.430 m: Lodo de servicio
44	1.430 - 1.440 m: Lodo de servicio
45	1.440 - 1.450 m: Lodo de servicio
46	1.450 - 1.460 m: Lodo de servicio
47	1.460 - 1.470 m: Lodo de servicio
48	1.470 - 1.480 m: Lodo de servicio
49	1.480 - 1.490 m: Lodo de servicio
50	1.490 - 1.500 m: Lodo de servicio
51	1.500 - 1.510 m: Lodo de servicio
52	1.510 - 1.520 m: Lodo de servicio
53	1.520 - 1.530 m: Lodo de servicio
54	1.530 - 1.540 m: Lodo de servicio
55	1.540 - 1.550 m: Lodo de servicio
56	1.550 - 1.560 m: Lodo de servicio
57	1.560 - 1.570 m: Lodo de servicio
58	1.570 - 1.580 m: Lodo de servicio
59	1.580 - 1.590 m: Lodo de servicio
60	1.590 - 1.600 m: Lodo de servicio
61	1.600 - 1.610 m: Lodo de servicio
62	1.610 - 1.620 m: Lodo de servicio
63	1.620 - 1.630 m: Lodo de servicio
64	1.630 - 1.640 m: Lodo de servicio
65	1.640 - 1.650 m: Lodo de servicio
66	1.650 - 1.660 m: Lodo de servicio
67	1.660 - 1.670 m: Lodo de servicio
68	1.670 - 1.680 m: Lodo de servicio
69	1.680 - 1.690 m: Lodo de servicio
70	1.690 - 1.700 m: Lodo de servicio
71	1.700 - 1.710 m: Lodo de servicio
72	1.710 - 1.720 m: Lodo de servicio
73	1.720 - 1.730 m: Lodo de servicio
74	1.730 - 1.740 m: Lodo de servicio
75	1.740 - 1.750 m: Lodo de servicio
76	1.750 - 1.760 m: Lodo de servicio
77	1.760 - 1.770 m: Lodo de servicio
78	1.770 - 1.780 m: Lodo de servicio
79	1.780 - 1.790 m: Lodo de servicio
80	1.790 - 1.800 m: Lodo de servicio
81	1.800 - 1.810 m: Lodo de servicio
82	1.810 - 1.820 m: Lodo de servicio
83	1.820 - 1.830 m: Lodo de servicio
84	1.830 - 1.840 m: Lodo de servicio
85	1.840 - 1.850 m: Lodo de servicio
86	1.850 - 1.860 m: Lodo de servicio
87	1.860 - 1.870 m: Lodo de servicio
88	1.870 - 1.880 m: Lodo de servicio
89	1.880 - 1.890 m: Lodo de servicio
90	1.890 - 1.900 m: Lodo de servicio
91	1.900 - 1.910 m: Lodo de servicio
92	1.910 - 1.920 m: Lodo de servicio
93	1.920 - 1.930 m: Lodo de servicio
94	1.930 - 1.940 m: Lodo de servicio
95	1.940 - 1.950 m: Lodo de servicio
96	1.950 - 1.960 m: Lodo de servicio
97	1.960 - 1.970 m: Lodo de servicio
98	1.970 - 1.980 m: Lodo de servicio
99	1.980 - 1.990 m: Lodo de servicio
100	1.990 - 2.000 m: Lodo de servicio

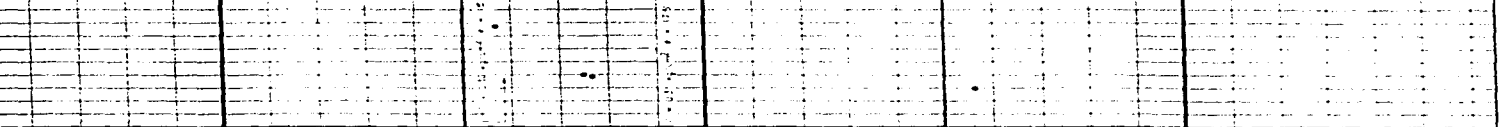
DE 4000 A
0 CM TRAZA
CONSOLIDACION (kg/cm²)



PENETRACION ESTANDAR (N)



DE 4000 A
0 CM TRAZA
CONSOLIDACION (kg/cm²)



DE 4000 A
0 CM TRAZA
CONSOLIDACION (kg/cm²)

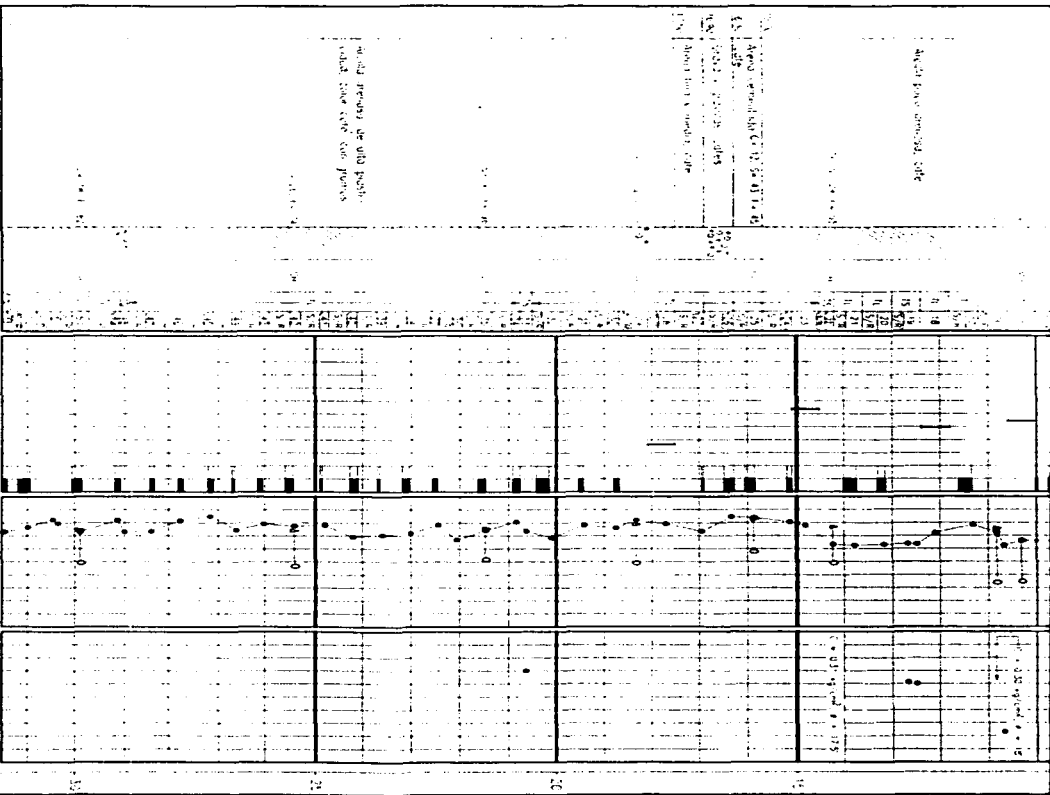
DE 4000 A
0 CM TRAZA
CONSOLIDACION (kg/cm²)

DE 4000 A
0 CM TRAZA
CONSOLIDACION (kg/cm²)

SIMBOLOGIA

- LOSA DE CONCRETO
- ARCILLA
- ARENA
- GRAVA
- LIMO
- TOBA

DE 4000 A
0 CM TRAZA
CONSOLIDACION (kg/cm²)



1. Tipo de suelo: ...
 2. Perfil de suelo: ...
 3. Tipo de suelo: ...
 4. Perfil de suelo: ...

Sección transversal de una muestra
 tomada sobre el eje del camino

SIMBOLOGIA

- LOS DE CONCRETO
- ARENA
- ARCILLA
- GRAVA
- LIMO
- TOBA

AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO

DESPLAZAMIENTO DEL Km 258
 (CADDQUEDADO 111 + 540 m)

**SONDEO SM-1
PERFIL ESTRATIGRAFICO**

México, D.F. marzo de 1995 fig. 2

DESCRIPCION

39. Copris oñides

SIMBOL
CLASIF.
S. O. C.
TIPO
MUESTRAESTANCIAR
(=)0 UNIT USUO
1 UNIT POSICO
2 UNIT POSICO
3 UNIT POSICO
4 UNIT POSICO
5 UNIT POSICO
6 UNIT POSICO
7 UNIT POSICO
8 UNIT POSICO
9 UNIT POSICOMAYO CONSOLIDADA
MAYO (M/cm2)
0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100PROP
0

C- 24 5018 14 21

K 11 30

K 11 30

K 11 30

K 11 30

C- 21 51 21 17 11

K 10 30

K 10 30

K 10 30

K 10 30

C- 21 51 21 17 11

K 10 30

K 10 30

K 10 30

K 10 30

C- 21 51 21 17 11

K 10 30

K 10 30

K 10 30

K 10 30

Arroz, long a grane, orgi-
llado, con grano y germin
haya de 3/4", color café claro
(COLEO DEL URBANIN)

K 10 30

K 10 30

K 10 30

K 10 30

C- 22 5428 14 18

K 11 30

K 11 30

K 11 30

K 11 30

C- 22 5428 14 18

K 11 30

K 11 30

K 11 30

K 11 30

C- 22 5428 14 18

K 11 30

K 11 30

K 11 30

K 11 30

C- 22 5428 14 18

K 11 30

K 11 30

K 11 30

K 11 30

C- 22 5428 14 18

K 11 30

K 11 30

K 11 30

K 11 30

C- 22 5428 14 18

K 11 30

K 11 30

K 11 30

K 11 30

C- 22 5428 14 18

K 11 30

K 11 30

K 11 30

K 11 30

C- 22 5428 14 18

K 11 30

K 11 30

K 11 30

K 11 30

C- 22 5428 14 18

K 11 30

K 11 30

K 11 30

K 11 30

C- 22 5428 14 18

K 11 30

K 11 30

K 11 30

K 11 30

C- 22 5428 14 18

K 11 30

K 11 30

K 11 30

K 11 30

C- 22 5428 14 18

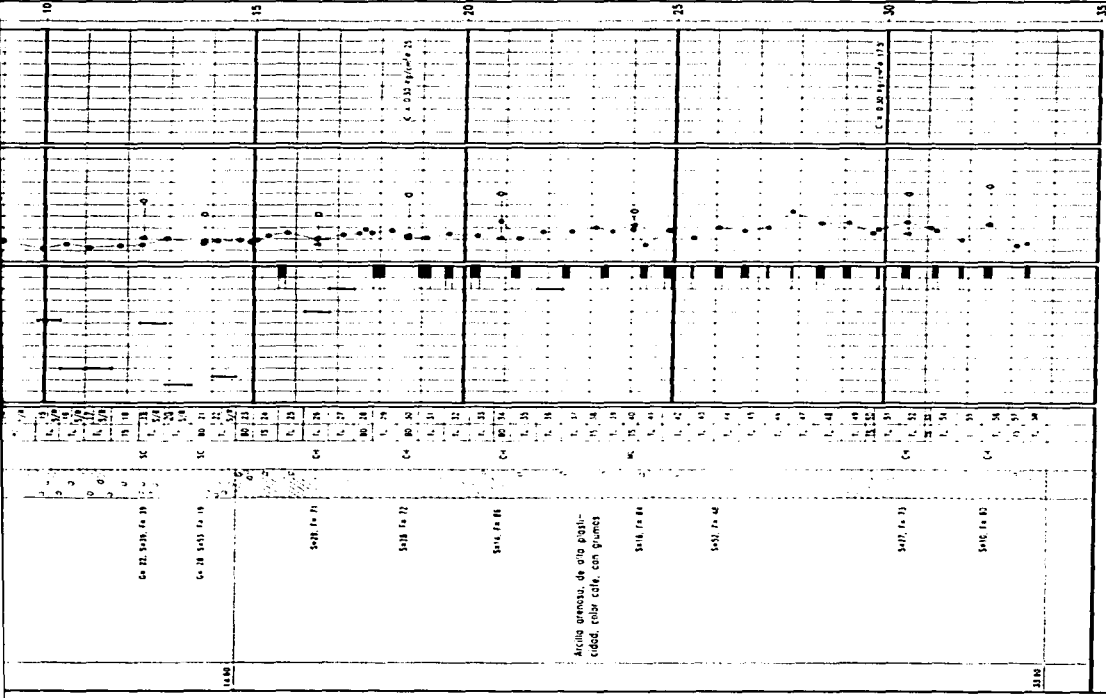
K 11 30

K 11 30

K 11 30

K 11 30

Arroz, granoso, de año blan-
codo, color café, con germin



La Fuente de San
 St. Francisco de Sales
 St. Francisco de Sales

Mos. de 50 gramos
 B1 = Balsa ligera
 B2 = Balsa pesada
 B3 = Balsa pesada
 B4 = Balsa pesada
 B5 = Balsa pesada

Mayor de 2.5 m/cm

SIMBOLOGIA:

- CARPETA ASPALTICA
- ARENA
- ARCILLA
- GRAVA

AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO
 DESDUBIAMENTO DEL Km 259
 (CAMINAMENTO 111 + 540 m)

SONDEO SM - 2
PERFIL ESTRATIGRAFICO

Cota del nivel (P.M.S.) : 110.15 m

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO

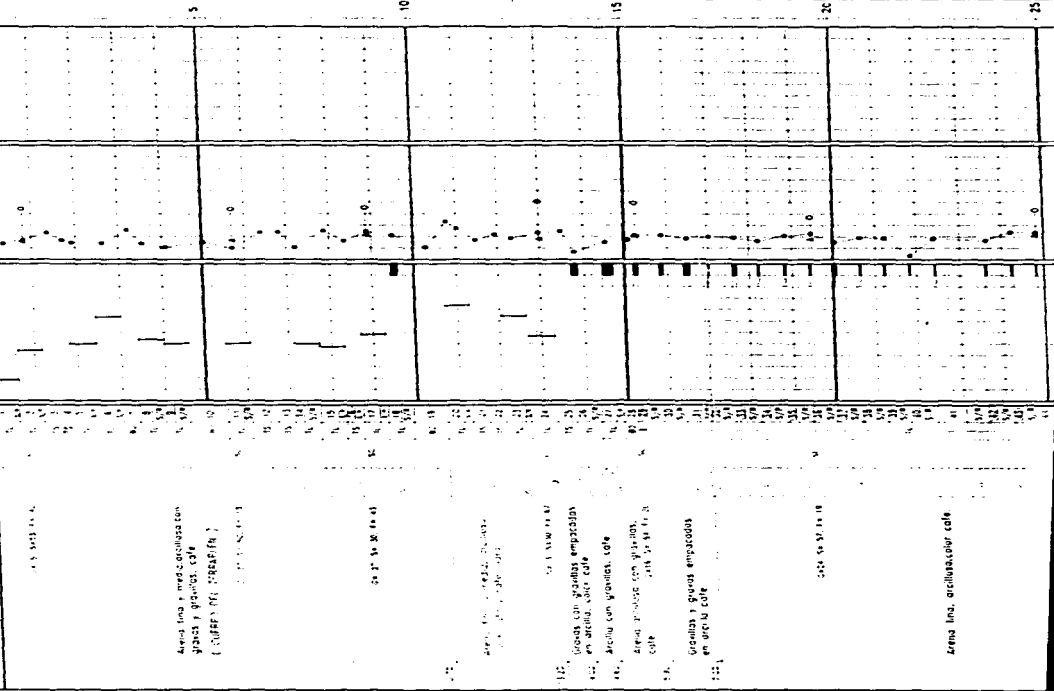
DESCRIPCION

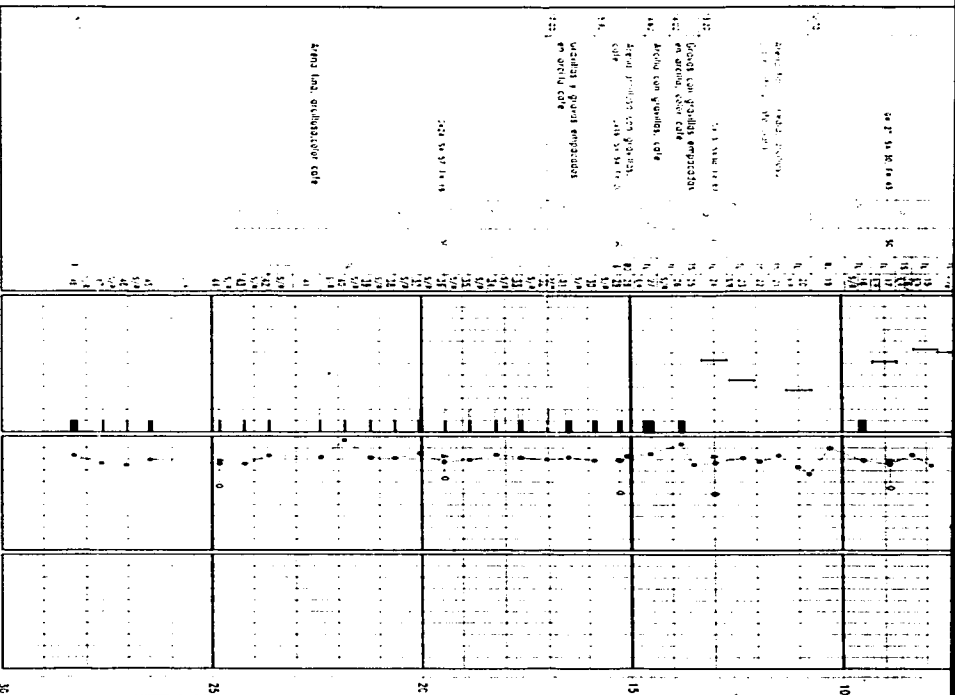
SÍMBOLOS
 CLASIFICACION
 DE
 TERMINOS
 DE
 SUELO

RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR (kg)

% CONTENIDO NATURAL DE AGUA % LIMITE LIQUIDO % LIMITE PLASTICO %

RESISTENCIA DETERMINADA CON TRIAXIAL CONSOLIDACION RAPIDA (kg/cm²)
 0 5 10 15 20





SIMBOLOGIA:

- ARELLENO
- ARENA
- ARCILLA
- GRAVA

10

AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO

DESPLAZAMIENTO DEL km 238
 (CARRUAGEMIENTO 111 + 540 m)
SONDEO SM-3
PERFIL ESTRATIGRAFICO

México, D.F. marzo de 1985 (Pg. 4)

Cota del brocal 1146.53 m

P C A - 1

Fecha de perforación 22 de febrero de 1955

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO				MUESTRA N°	+ PESO VOLUMETRICO NATURAL ton/m ³	• CONTENIDO NATURAL DE AGUA O LIMITE LIQUIDO % Δ LIMITE PLASTICO %	RESISTENCIA DETERMINADA CON • TORQUEMETRO Δ COMPRESION SIMPLE kg/cm ²
PROF m	DESCRIPCION	SAMBOS	CLASIF SUCS				
0.00							
0.10							
0.20							
0.30							
0.40							
0.50							
0.60							
0.70							
0.80							
0.90							
1.00							

Cota del brocal 1149.92 m

P C A - 2

Fecha de perforación 24 de febrero de 1955

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO				MUESTRA N°	+ PESO VOLUMETRICO NATURAL ton/m ³	• CONTENIDO NATURAL DE AGUA O LIMITE LIQUIDO % Δ LIMITE PLASTICO %	RESISTENCIA DETERMINADA CON • TORQUEMETRO Δ COMPRESION SIMPLE kg/cm ²
PROF m	DESCRIPCION	SAMBOS	CLASIF SUCS				
0.00							
0.10							
0.20							
0.30							
0.40							
0.50							
0.60							
0.70							
0.80							
0.90							
1.00							

SIMBOLOGIA

.....	RELLENO	ARENA
.....	ARCILLA	GRAVA
.....	LIMO	

AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO

P C A - 1 y 2
PERFIL ESTRATIGRAFICO

México, D.F. marzo de 1955 (Inj. 5)

P C A - 3

Cota del brocal: 1128.89

Fecha de perforación: 25 de febrero de 1995

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO				+ PESO VOLUMETRICO NATURAL ton/m ³	• CONTENIDO NATURAL DE AGUA 0 LIMITE LIQUIDO % Δ LIMITE PLASTICO %	RESISTENCIA DETERMINADA CONE • CONOMETRO Δ CONOMETRO SAMPLE kg/cm ²
PROF. m	DESCRIPCION	SONDAS	CUBO SUCS			
				+	•	•

S I M B O L O G I A

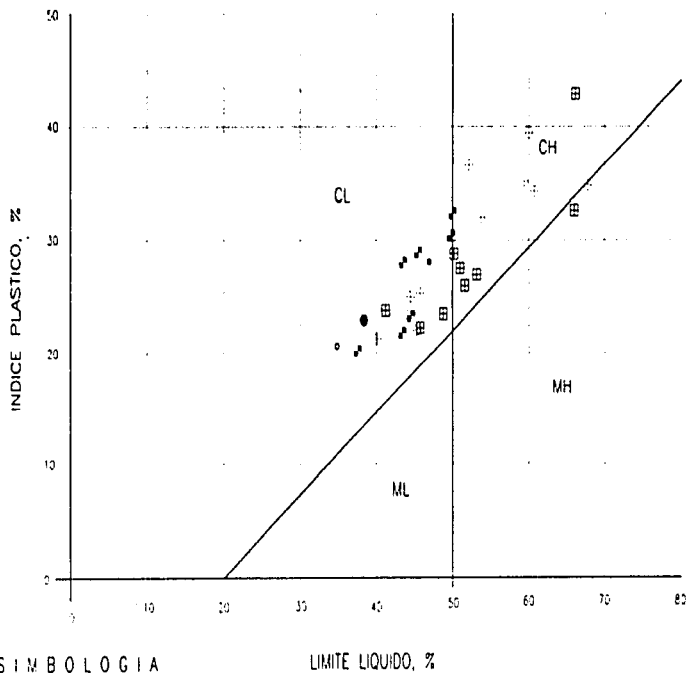
	RELLENO	ARENA
	ARCILLA	GRAVA
	LIMO	

AUTOPISTA CUERNAVACA — ACAPULCO

P C A - 3

PERFIL ESTRATIGRAFICO

México, D.F. febrero de 1995. Pág. 6



SIMBOLOGIA

- ▣ SONDEO SM-1
- SONDEO SM-2
- ◻ SONDEO SM-3
- ◻ PCA-1
- PCA-2
- ◐ PCA-3

LIMITE LIQUIDO, %

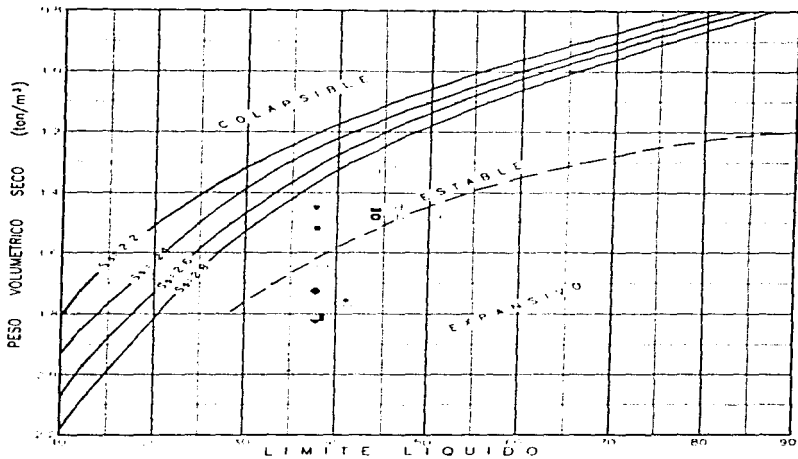
AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO

DESPLAZAMIENTO DEL km 255

(CADENAMIENTO 111+540 m)

CARTA DE PLASTICIDAD

México, D.F. Marzo de 1995 Fig. 7



SONDEO	PROF	PVH	W	LL	PVS	SIMBOLO
SM-1	11	1372	57	66	1308	●
	14	1367	23	55	135	●
SM-2	1	1353	19	62	1352	●
	18.6	1360	21	62	1357	●
	20.7	1343	32	62	1359	●
PFA-1	11	1671	10	37	1622	●
	12	1668	9	37	1652	●
	13	1662	13	42	1663	●
PFA-2	11	1607	6	35	1644	●
	12	1672	4	37	1650	●
	13	1663	5	37	1626	●
FLA-3	11	1770	2	39	1673	●
	12	1769	11	38	1617	●
	13	1663	10	44	1657	●
	14	1670	18	41	1648	●
	15	1670	10	44	1627	●
	16	1673	12	47	1696	●
	17	1673	12	47	1659	●
	18	1663	10	44	1650	●

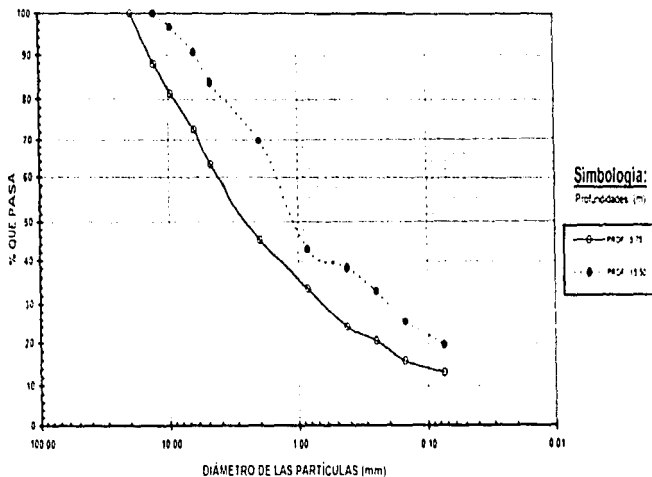
AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO

DEVIACION DEL KM 258
E CALZAMIENTO III + 540 m)

CRITERIOS PARA SUELOS
POTENCIALMENTE EXPANSIVOS

México, D.F. marzo de 1995 fig. 8

PROF. m	D10 mm	D20 mm	D30 mm	Cu	Cc	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CLASIFICACION S.U.C.S.
5.75	03	64	4.20	140.00	3.25	37	50	13	SC
15.50	02	20	1.30	65.00	1.54	15	64	20	SC



AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO

DESPLAZAMIENTO DEL Km 258

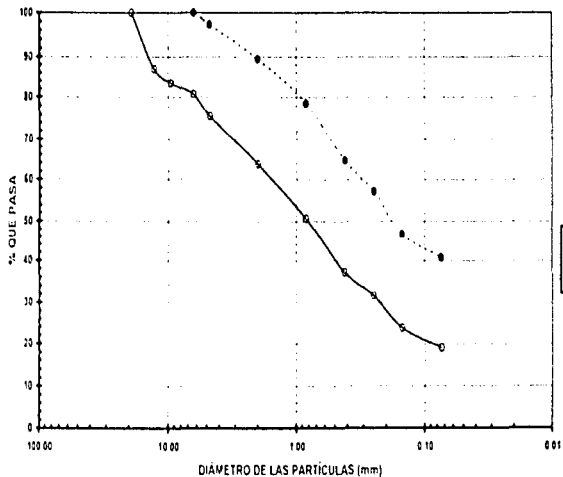
ADJUDICACION III-SM-1

SONDEO SM-3

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

México, D. F. marzo de 1935. Fig. 9

PROF.	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	C _u	C _c	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION
m	mm	mm	mm	—	—	%	%	%	S.U.C.S.
19.45	015	22	1.50	100	2.15	24	57	19	SC
27.00	22	1.70	3	57	41	SC



Simbología:
Profundades (m)



AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO

DESPLAZAMIENTO DEL Km 258

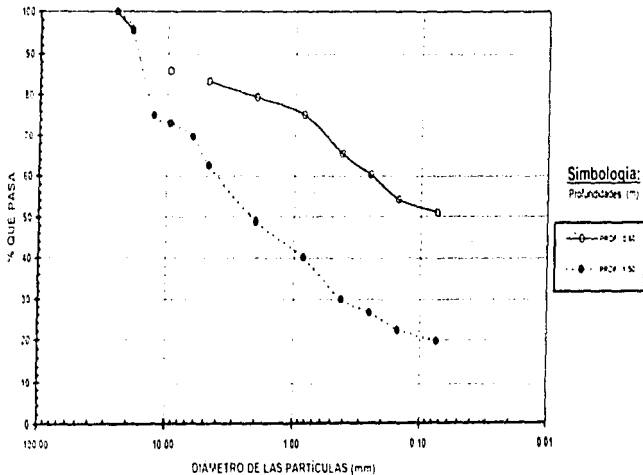
(CANTONAMIENTO III-540)

SONDEO SM-3

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

México D.F. marzo de 1995 fig. 13

PROF.	D ₁₅	D ₃₀	D ₆₀	C _u	C _c	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION
m	mm	mm	mm	—	—	%	%	%	S.U.C.S.
0.60	0.25	17	32	51	CL
1.50	0.41	4.10	37	43	20	SC



ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO

DESPLAZAMIENTO DEL Km 258

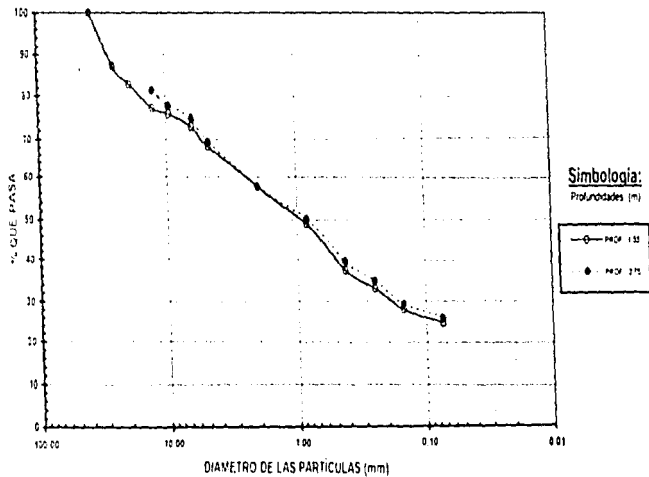
(CANTONAMIENTO III-540)

PCA - 1

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

México D.F. marzo de 1995 Fig. 11

PROF.	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	C _u	C _c	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION
m	mm	mm	mm	-----	-----	%	%	%	S.U.C.S.
1.55	0.20	2.30	32	43	25	SC
2.75	0.17	2.30	31	43	26	SC



AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO

DESPLAZAMIENTO DEL km 246

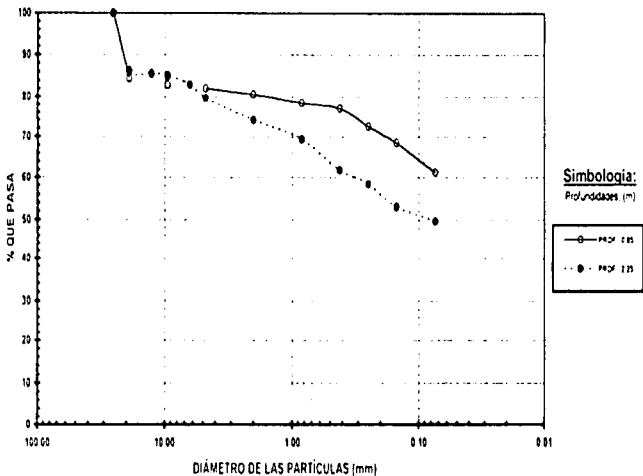
(ADJUDICACION: 111-540)

PCA - 2

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

México D.F. marzo de 1995 Fig. 12

PROF.	D15	D30	D60	Cu	Cc	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION
m	mm	mm	mm	---	---	%	%	%	S.U.C.S.
0.85	18	21	61	CL
2.25	0.30	20	30	50	SC



AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO

DESPLAZAMIENTO DEL Km 258

(CANTONAMIENTO III-540)

PCA-3

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

México D.F. marzo de 1955 Fig. 13

SONDEO	PROF.	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION
	m	%	%	%	S.U.C.S.
SM-3	5.75	37	50	13	SC
	15.50	16	64	20	SC
	19.45	24	57	19	SC
	27.00	3	57	41	SC
PCA-1	0.60	17	32	51	CL
	1.50	37	43	20	SC
PCA-2	1.55	32	43	25	SC
	2.75	31	43	26	SC
PCA-3	0.85	18	21	61	CL
	2.25	20	30	50	SC

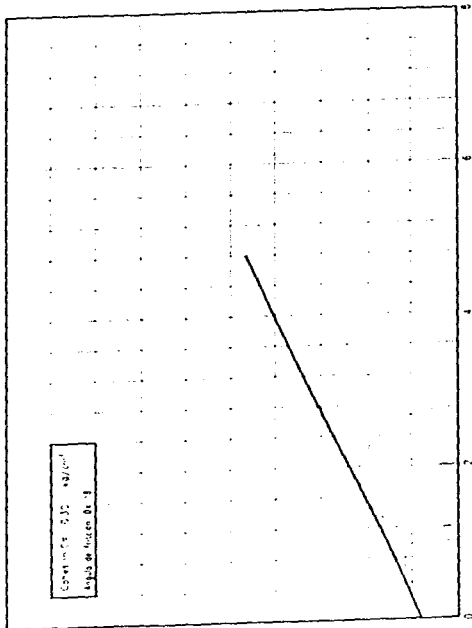
AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO
DESPLAZAMIENTO DEL Km 258

(CADENAMIENTO 111+540)

RESUMEN DE GRANULOMETRIAS

México, D.F. marzo de 1995 Fig 14

NÚMERO DE SONDOS	AVISO DE SONDOS	RELACIONES DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SICCION		LÍMITE DE LIQUIDEZ	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	SÍMBOLO DE CONSOLIDACION	SÍMBOLO DE SONDOS	PESO ESPECÍFICO	CATEGORIA DE SONDOS
		INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL						
5	h	e	e ₁	w	w ₁	c	c ₁	L ₁	P ₁	T	T ₁	γ ₁	γ ₁
10	h	e	e ₁	w	w ₁	c	c ₁	L ₁	P ₁	T	T ₁	γ ₁	γ ₁
10	h	e	e ₁	w	w ₁	c	c ₁	L ₁	P ₁	T	T ₁	γ ₁	γ ₁
10	h	e	e ₁	w	w ₁	c	c ₁	L ₁	P ₁	T	T ₁	γ ₁	γ ₁



INDICACIONES DE SONDOS

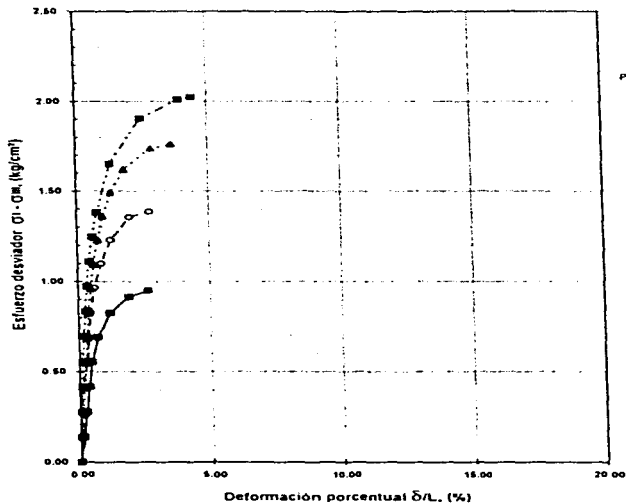
AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO

DEZPLAZAMIENTO 100.000
 CALZAMIENTO 100.000

SONDEO 5M

COMPRESION TRIAXIAL CON CALIDAD - RAPIDA

México, D.F., 1965

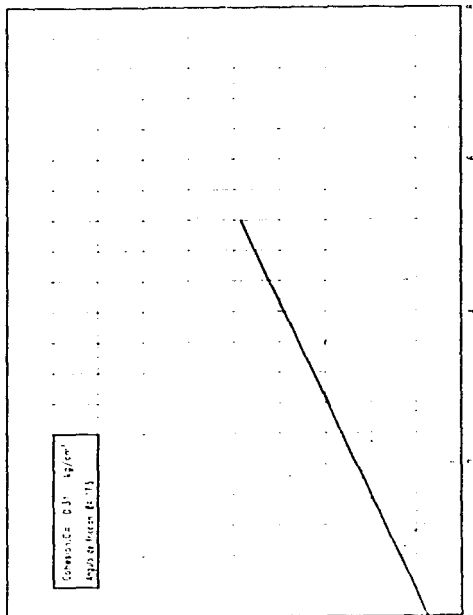


Profundidad (m)	10.70			
Presión confinante (kg/cm ²)	0.250	0.500	1.000	2.000
Esfuerzo desviador máximo (kg/cm ²)	0.92	1.35	1.64	1.80
Deformación porcentual (%)	2.00	2.00	2.00	2.00

AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO
 DESLIZAMIENTO DEL Km 258
 (CADENAMIENTO 111-540)
 SONDEO SM-1
 COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA
 CURVAS ESFUERZO DE FORMACION

México, D.F. marzo de 1995. Pg. 16

TIPO DE PAVIMENTO	RELACION DE MASAS		CONTRACCION DE AGUA		GRANDEZAS DE MASAS		DISEÑO DE CARRETERA			
	N	E	Final	Medio	Final	Medio				
1	0.74	0.73	2.72	28.33	79.53	100	1.45	0.25	1.31	1.900
2	0.74	0.73	2.72	28.33	79.53	100	1.47	0.30	1.35	1.900
3	0.74	0.73	2.72	28.33	79.53	100	1.50	1.00	2.37	1.900
4	0.74	0.73	2.72	28.33	79.53	100	1.55	1.05	2.50	1.900



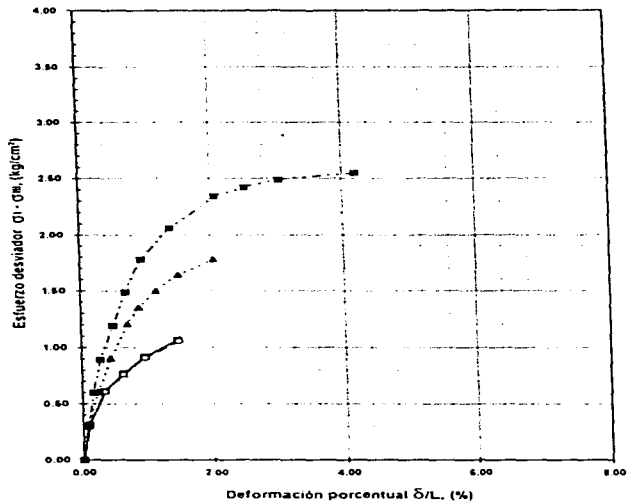
PRECISION NORMAL EN kg/cm²

AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO

DISEÑAMIENTO DEL PAV. 214
ACERAMIENTOS 111 y 140 m²

SONDEO 3M

COMPRESION TRIAXIAL CON CARGADA RAPIDA
MEXICO 2011, mod. 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100



Simbología:

Presión confinante	
○	0.250
□	0.500
△	1.000
◆	2.000

Profundidad (m)	14.30			
Presión confinante (kg/cm ²)	0.250	0.500	1.000	2.000
Esfuerzo desviador máximo (kg/cm ²)	1.04	1.05	1.77	2.31
Deformación porcentual (%)	1.45	1.47	2.00	2.00

AUTOPISTA MEXICO ACAPULCO
 DESLIZAMIENTO DEL Km 258
 (CADENAMIENTO II-530)

SONDEO SM-1

COMPLESION TRIAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION

México D.F. marzo de 1995 Foj 18

PROYECTO	CANTON	RELACION DE VASOS		CANTON DE AGUA		CANTON DE VASOS		CANTON DE VASOS	CANTON DE VASOS	CANTON DE VASOS	CANTON DE VASOS	CANTON DE VASOS	CANTON DE VASOS
		INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL						
1	1	0.41	0.41	14.10	15.67	54.27	56.43	0.41	0.25	0.95	2.283		
2	2	0.41	0.41	14.10	15.67	54.27	56.43	0.41	0.45	1.46	2.058		
3	3	0.41	0.41	14.10	15.67	54.27	56.43	0.41	0.55	1.55	2.22		
4	4	0.41	0.41	14.10	15.67	54.27	56.43	0.41	0.70	2.00	2.768		
													57

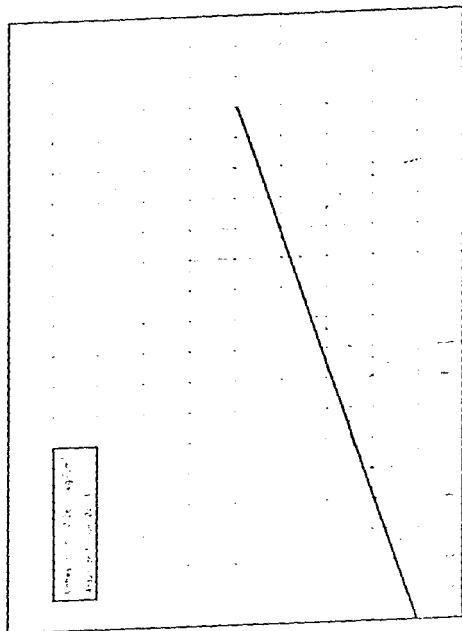
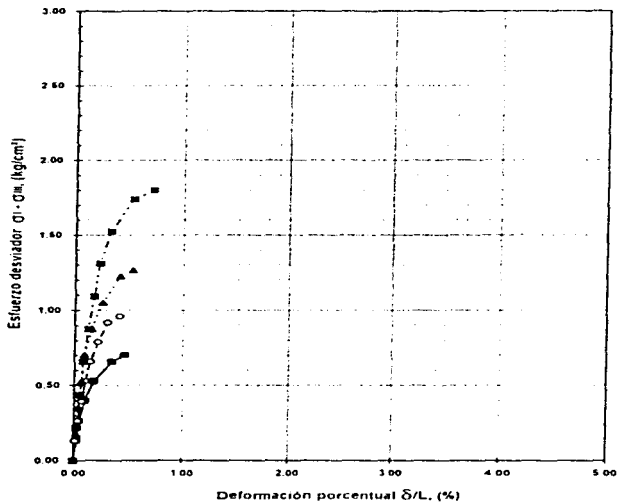


Fig. 1. Relación entre el número de vasos y la presión normal.

AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO

RESISTENCIA DEL CEMENTO
 CEMENTO PORTLAND 4000 kg/cm²
 SONOMA S.A.
 COMISION FEDERAL DE CARRETERAS NACIONALES
 Mexico D.F. - 1960



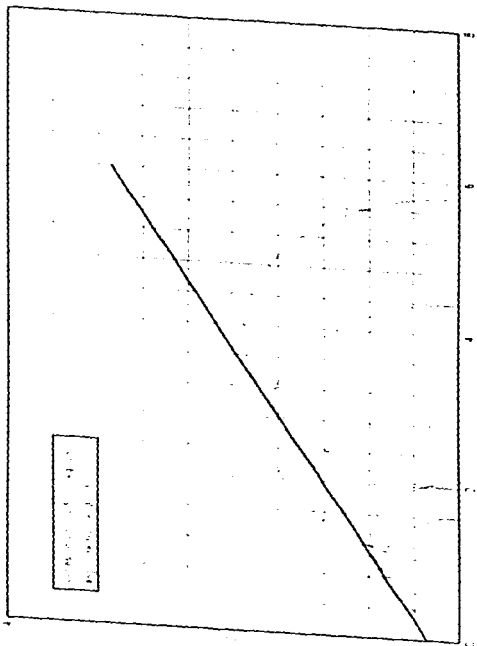
Profundidad (m)	5.15			
Presión confinante (kg/cm²)	0.250	0.500	1.000	2.000
Esfuerzo desviador máximo (kg/cm²)	0.70	0.98	1.26	1.80
Deformación porcentual (%)	0.46	0.41	0.52	0.71

AUTOPISTA MEXICO ACAPULCO
 DESLIZAMIENTO DEL Km 258
 (CADENAMIENTO 11-540)
 SONDEO SM-2

COMPRESION TRAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION

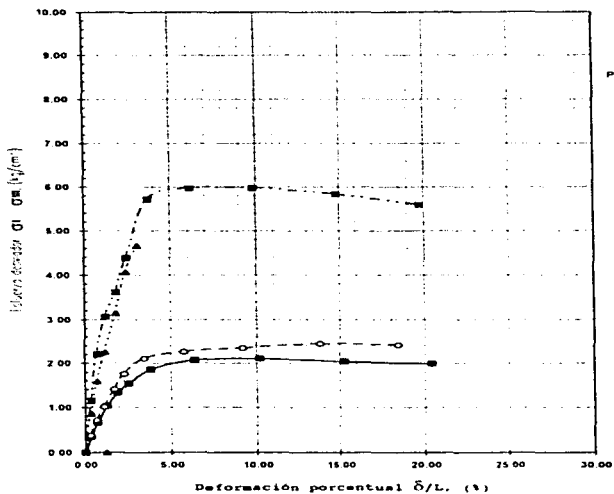
México, D.F. marzo de 1995. Foj. 20

INDICADOR	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		UNITE 0.50	UNITE DE PASADISE	DISTRIBUCION DE PRESIONES	ESFUERZO PRINCIPAL		PRES. CONECT. MUESTRAS	UNITS 3.025
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL				σ_1	σ_3		
1	0.85	0.83	21.85	34.25	76.17	100.00	1.1	1	1	2.00	0.25	7.81	1.795
2	0.78	0.75	22.34	33.74	75.00	100.00	59.4	35.1	2.00	0.55	2.07	1.828	CM
3	0.74	0.69	19.53	24.74	71.45	48.88			2.00	1.00	1.40	1.944	
4	0.68	0.64	18.53	21.51	70.45	71.83			2.00	1.00	0.80	1.875	



PRESION NORMAL en kg/cm

AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO
 DISEÑO Y CÁLCULO DEL PAVIMENTO DEL KM. 209
 CALZADILLA CALZADA 1111 A 540 M.
 SECCION 5M x 2
 COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA-RAPIDA
 Metodo de σ_1/σ_3 de 1935 (Pg. 21)



Simbología:
Presión confinante (kg/cm^2)



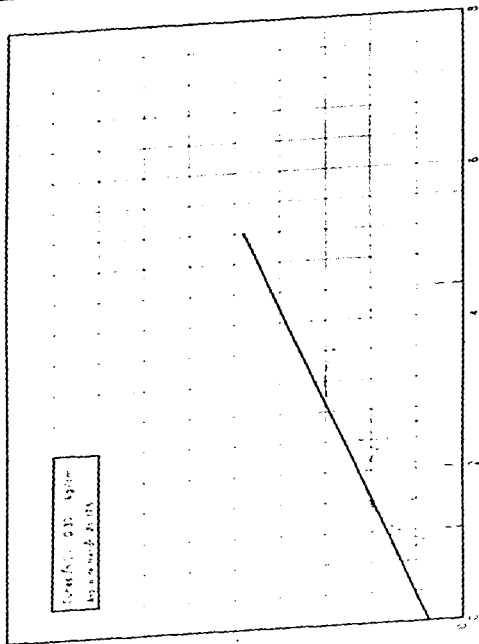
Profundidad (m)	18.55			
Presión confinante (kg/cm^2)	0.250	0.500	1.000	2.000
Esfuerzo desviador máximo (kg/cm^2)	1.36	1.57	3.40	3.80
Deformación porcentual (%)	2.00	2.00	2.00	2.00

AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO
DE SLIZAMIENTO DEL KM 258
(CADENAMIENTO 111 + 540)
SONDEO SM-2

COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA
CUERNAVACA ESFUERZO DEFORMACION

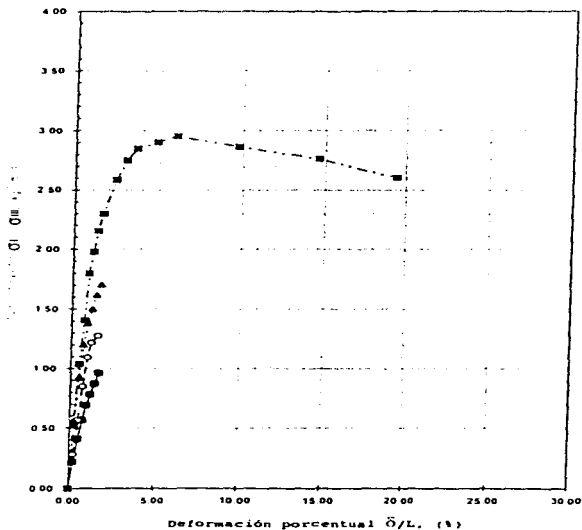
México D.F. marzo de 1995 Fg. 22

TIPO DE BASE	RELACION DE RADIOS		CONTENIDO DE AGUA		CARGO DE PUNZAS		LÍMIT DE PLASTICIDAD	GRANDEZA DE PUNZAS	ESQUEMA DE PUNZAS	ESQUEMA DE PUNZAS	RES. CARRILLO CARRILLO % CARRILLO	RES. CARRILLO CARRILLO % CARRILLO
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL						
54	0.55	0.64	22.65	25.93	20.54	100.00	1.66	0.75	1.21	1.935		
55	0.14	0.84	22.65	25.93	20.54	100.00	0.7	1.56	0.59	1.76	0.69	0.4
	0.64	0.64	22.65	25.93	19.07	100.00		1.03	1.03	1.77	1.945	
	0.64	0.65	22.65	25.93	19.26	100.00		1.03	1.03	1.41	1.945	



LABORATORIO DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLO

AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO
 RECONSTRUCCION DEL PAVIMENTO
 CALZADILLA 133 A 140 KM
 LONDO EN 7
 COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA - BARRIDA
 Mexico, D.F., 10 de Julio de 1976, Hoja 23



Simbología:
Presión confinante (kg/cm²)

- 0.250
- 0.500
- △— 1.000
- 2.000

Profundidad (m)	29.70			
Presión confinante (kg/cm ²)	0.250	0.500	1.000	2.000
Esfuerzo desviador máximo (kg/cm ²)	0.96	1.27	1.71	2.42
Deformación porcentual (%)	1.66	1.56	1.69	2.00

AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO

DESPLAZAMIENTO DEL KM 21^a

(CADENAMIENTO) 111 + 540

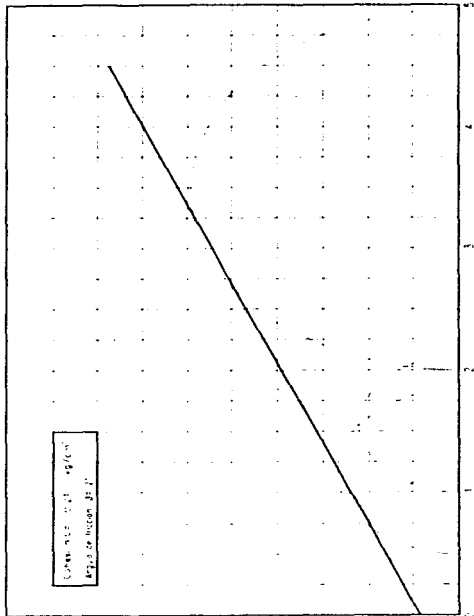
SONDEO SM - 2

COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSERVIDA RÁPIDA
CURVA SUELO DE FORMACIÓN

México, D. F. marzo de 1955 Fol. 24

CANTON	N.º DE PROYECTO	RELACION DE VAGUES		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE DE LIQUIDACION	N.º DE PRUEBAS	ESTADO FINAL			REC. COMPRESION
		W	P	W	P	W	P			W	P	W	
		0.48	0.48	15.03	15.03	30.48	30.48	35.03	3	1	1	1	100
	5-15	0.48	0.48	15.03	15.03	30.48	30.48	35.03	44.5	35.0	0.65	0.57	2.00
		0.48	0.48	15.03	15.03	30.48	30.48	35.03			2.00	1.00	1.85
													2.00

NOTA: SE TOMARON 3 MUESTRAS



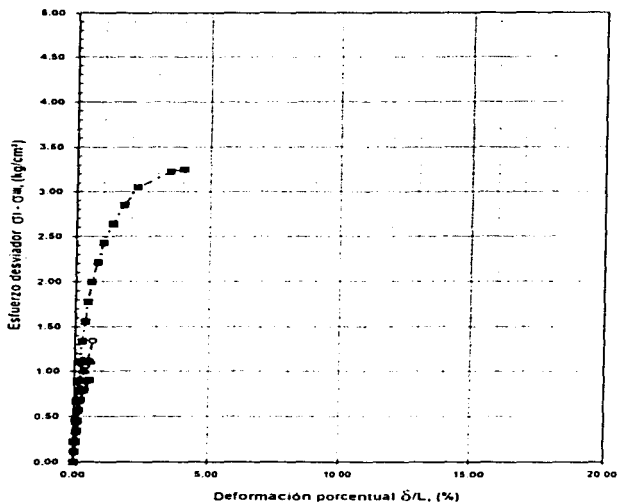
WATER CONTENT (%)

AUTOPISTA CUERNAVACA - ACAPULCO

DESPLAZAMIENTO DEL EMPUJE
ACERCIAMIENTO 111 + 545 m

SECCION 1M - 2

COMERCIO TRIAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA
Mexico D.F., M. D. C. 7. 0. 1972, pag. 25



Profundidad (m)	5.15			
Presión Confinante (kg/cm ²)	0.250	0.600	1.000	2.000
Esfuerzo desviador máximo (kg/cm ²)	0.90	1.34	1.11	2.96
Deformación porcentual (%)	0.64	0.65	0.87	2.00

NOTA muestra reproducida del material del terraplén

AUTOPISTA CUERNAVACA-ACAPULCO

DESPLAZAMIENTO DEL Km 258

(CADENAMIENTO 11-540)

SONDEO SM-2

COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADA RÁPIDA

CURVAS DE ESFUERZO DEFORMACIÓN

México D.F. marzo de 1995. Fg. 26

PLANTEAMIENTO
DE
ALTERNATIVAS.

Planteamiento de alternativas.

A raíz de la problemática existente en el km 111 + 520 de la carretera México-Acapulco, y realizados los estudios convenientes, es necesario presentar una serie de alternativas para estabilizar taludes las cuales analizaremos con la finalidad de proponer la mejor alternativa que ayuden a solucionar el problema. Dicha solución debe considerar principalmente la estabilidad definitiva del terraplén, tomando en cuenta todos los aspectos que en dado momento pudieran afectar nuevamente la estabilidad del mismo.

Muros de retención. Son estructuras que ayudan a la estabilidad de cortes y terraplenes, su uso es frecuente en carreteras, ya que con ello se abate la altura libre del talud y se logra una disminución de su inclinación.

El método puede considerarse bueno, siempre y cuando el muro se desplante o esté cimentado en un material que garantice su resistencia al desplazamiento horizontal, siendo además necesario dotar al muro de los elementos que permitan el flujo libre del agua, a fin de evitar las presiones hidrostáticas sobre él.

1.- Muro de gaviones. Los gaviones son estructuras cuya función es la de retención y/o protección de rellenos o terraplenes principalmente.

Son envolventes metálicas por lo general de malla de alambre de triple torsión galvanizado de varios calibre, pero el más utilizado en la solución de problemas de estabilidad es el de calibre no 12 1/2 (2.40mm), con abertura de 8 * 10cm, reforzada la malla en todas sus aristas con alambre galvanizado calibre no. 10 (3.40mm). Para el relleno de estas envolventes se utiliza roca que se encuentra en las cercanías de la obra.

Las características técnicas de los gaviones se Mencionan a continuación:

-Elevada permeabilidad que facilita el saneamiento del terreno dejando filtrar el agua que pudiera existir en las terracerías de relleno.

-Extrema flexibilidad que permite a la estructura adaptarse a los movimientos del terreno sin comprometer la estabilidad y la eficiencia.

- Alta resistencia al empuje del terreno trabajando como estructura monolítica a gravedad.

-Estructuras de larga duración, ya que el alambre galvanizado en ambiente normal, resiste la oxidación el tiempo suficiente para que la roca de relleno se cimente con los acarrees depositados en los huecos y el crecimiento de la vegetación, formando así una masa compacta con buenas cualidades estáticas y difícilmente erosionables.

- Son estructuras permeables, capaces de disipar la energía de impacto del agua, presentando a demás a la corriente, una superficie suficientemente rugosa que reduce la velocidad de los líquidos que se ponen en contacto con su paramento.

En las características funcionales se distinguen principalmente dos partes:

La base cimentación de las estructura de los gaviones que construyen en un cauce y que está expuesta a la erosión del agua se llama platea, la cual tiene como función el defender al plano de apoyo del cuerpo principal de la obra, de la socavación.

El cuerpo principal de la obra, que está constituido por gaviones de dimensiones variables, adecuados al caso en particular dispuestos en una o varias hileras, según la altura que deba alcanzar la obra, y el empuje que debe soportar.

Las principales aplicaciones de gaviones en carreteras son las siguientes:

-En la consolidación de los movimientos de suelos que presentan desmoronamientos.

- Como protección a las pilas, terraplenes de acceso y estribos de puentes contra la erosión.

-En la consolidación de terrenos movedizos, ya que cuando se construye un terraplén sobre terreno arcilloso inclinado, ocasiona casi siempre la rotura del equilibrio del terreno de sedimento, que tiende a deslizarse sobre un plano más o menos profundo, por lo que en estos casos resulta eficaz el empleo de gaviones.

- En el caso de las correcciones fluviales, los gaviones vienen a ser una defensa de los trazados de carreteras que se ubiquen cercanos o sobre los causes de los ríos, como protección de dichos caminos contra la acción de las corrientes de agua. En estos casos se recurre todavía a las obras de sostenimiento con muros normales. Si el curso del cauce es estabilizado y el fondo son rocosos, la obra podrá tener excelentes efectos; no así si el cause es móvil y con causes divagantes. En este segundo caso los gaviones resultan ser más eficientes que cualquier otra estructura.

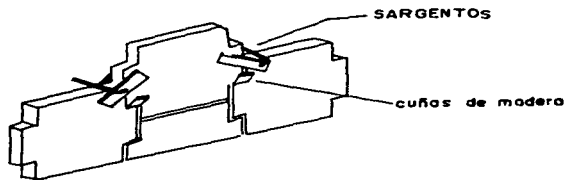
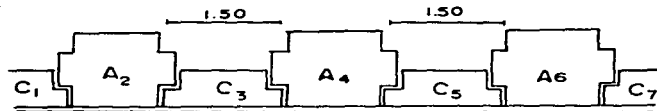
2.- Tierra armada. Constituido básicamente por el suelo como matriz, con tiras metálicas como refuerzo y una cubierta exterior denominada piel en escamas de concreto. El suelo del relleno será del tipo granular para obtener un mayor efecto de fricción entre la armadura y el suelo y además de reducir al máximo las presiones intersticiales al llenarse de agua en forma rápida lo que originaría la pérdida de valor en la resistencia al corte; este material deberá tener del 15% de material fino, con ángulo de fricción interna del material superior al 25% y tamaño máximo de 350mm.

Las tiras metálicas de refuerzo son de acero galvanizado de 40 a 60mm de ancho y 3mm de espesor, las cuales están detenidas a intervalos con el fin de aumentar la adherencia con el suelo, su claro es de 70% al 80% de altura del bloque.

La cubierta está formada por escamas, que son elementos prefabricados de concreto, de forma variable, por lo general con dimensiones de 1.50 * 1.50 m, entre las escamas se coloca en el sentido horizontal juntas a base de tiras de corcho aglomerado con resina epóxica que permiten el asentamiento flexible entre las escamas. en las juntas verticales se utilizan tiras de poliuretano para permitir el paso de agua o impedir el paso de los finos del material de relleno.

La función de las escamas es la de evitar la erosión del macizo de tierra armada, ya que ninguna de estas está absorbiendo esfuerzos como si fuera muro de contención; las piezas que lo integran al estar completamente instaladas quedan afianzadas de las armaduras, con la carga distribuida sobre el bloque armado y no sobre la escama.

El muro de tierra armada se construye en accesos a puertos y zonas donde se tiene limitaciones en cuanto al ancho de seccionamiento, principalmente en seccionamientos y viaductos.



Concreto lanzado.- El concreto lanzado puede definirse como mortero o concreto transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente a gran velocidad sobre una superficie. La fuerza del chorro, que produce un impacto sobre la superficie, compacta el material. Normalmente el material fresco colocado tiene un revenimiento cero y puede sostenerse por si mismo sin escurrirse.

Para su colocación se usan dos diferentes procesos "mezclado húmedo" y el "mezclado seco". Este último es más satisfactorio y su uso está más generalizado.

Procedimiento de mezclado seco.

-Se mezcla perfectamente el cemento con la arena .(Las proporciones de los materiales que intervienen son variables; el cemento empleado es generalmente el Portland Normal, aunque también se usan cementos de alta resistencia, de rápido endurecimiento o resistentes a la acción de los sulfatos, con diferentes arenas y gravas, ya sean naturales o artificiales.

- La mezcla de cemento-arena se almacena en un recipiente mecánico presurizado por medio de aire, llamado "lanzador".

- La mezcla se introduce en una manguera de descarga por medio de una rueda alimentadora o distribuidora que está dentro del lanzador.

-Este material se conduce por aire comprimido a través de la manguera de descarga a una boquilla especial. La boquilla está ajustada dentro de un múltiple perforado a través del cual se atomiza agua bajo presión, mezclándose íntimamente con el chorro de arena-cemento.

-El concreto húmedo sale de la boquilla proyectado a alta velocidad sobre la superficie en que va a colocarse.

Procedimiento de mezclado húmedo.

Las máquinas de mezclado húmedo producen un concreto esparcido, frecuentemente en grandes cantidades, sobreponiéndose en esta forma a los usos de alguna máquina de mezclado seco; pero esto no es más que un bombeo de alta velocidad a través de líneas cortas hacia una boquilla conectada a un chorro de aire comprimido, resultando un concreto o mortero que no tiene ninguna compactación excepcional.

Concretos lanzados de alta y baja velocidad.

El uso de máquinas de mezclado seco también se puede clasificar en dos categorías: concretos lanzados a "alta velocidad" y a "baja velocidad".

Los concretos lanzados a alta velocidad se producen usando una pequeña boquilla y una elevada presión de aire para producir una alta velocidad en la boquilla y, por lo tanto, una velocidad elevada de impacto, con velocidades de las partículas de 90 a 120 m por segundo, dando por resultado un concreto lanzado muy bien compactado. Las variaciones que se tienen al colocar el concreto lanzado a alta velocidad son relativamente bajas.

El concreto lanzado de baja velocidad se produce usando una máquina de gran rendimiento y una manguera de gran diámetro con la boquilla amplia, generalmente una boquilla de paso. El concreto lanzado por la técnica de baja velocidad no se compacta tan bien como el de alta velocidad, pero sin embargo, exhibe características típicas del concreto lanzado; baja relación agua-cemento, buena compactación en el lugar de aplicación, alto contenido de cemento.

Usos generales del concreto lanzado, propiedades y materiales.

El concreto lanzado ofrece ventajas sobre el concreto convencional en muchos tipos de trabajos de construcción y reparación.

El concreto lanzado es frecuentemente más económico que el concreto convencional, debido a que necesita menos trabajo de cimbra y requiere solamente una pequeña planta portátil para mezclado y colocación en las áreas más inaccesibles.

Una propiedad importante del concreto lanzado es su facilidad para formar una excelente adherencia con varios materiales. Tiene características impermeables aun en secciones delgadas, y se pueden usar aditivos para asegurar su impermeabilidad.

El concreto lanzado aplicado correctamente es un material estructural versátil, que posee gran durabilidad y una excelente adherencia con el concreto, mampostería, acero, madera y otros materiales. Estas propiedades favorables dependen de una correcta planeación y supervisión y de la habilidad y atención continua del equipo de concreto lanzado.

La relación agua-cemento para el concreto lanzado en el lugar, está comprendida entre 0.35 a 0.50 por peso, que es más baja que la mayoría de los valores para las mezclas convencionales de concreto. En general, las propiedades físicas del concreto lanzado son comparables con aquellas del concreto convencional de la misma composición. Los valores más reportados para las resistencias a los 28 días están dentro de los límites de 20 a 50 N/mm^2 , pero frecuentemente se han obtenido valores superiores a 70 N/mm^2 . Se han especificado resistencias mínimas de 28 N/mm^2 para obras de ingeniería controladas.

Una mezcla diseñada para colocarse por métodos tradicionales puede mostrarse hasta un incremento aproximadamente 30 por ciento en resistencia si se aplica como concreto lanzado, esto es debido a que se logra una mejor compactación, y al empleo de una relación agua/cemento más baja.

La contracción por secado depende de las proporciones de mezcla empleadas, pero generalmente se encuentra dentro del rango de 0.06 hasta 0.10 por ciento.

El cemento portland debe cumplir los requisitos de calidad respectivos. Si el concreto lanzado está expuesto a suelos a agua freática que contenga elevadas concentraciones de sulfatos disueltos deberán usarse cementos resistentes a los sulfatos. Cuando las exigencias estructurales requieran alta resistencia rápida, se preferirá el empleo de un cemento portland de endurecimiento rápido.

En los agregados finos se especifica un graduado zona 2 de "5mm a fino", pero puede usarse también arena más gruesa. Puede utilizarse arena que no cumpla con la granulometría anterior, si las pruebas preliminares establecen que proporciona buenos resultados.

El agua para el mezclado y colado deberá ser limpia y libre de sustancias que puedan ser dañinas al concreto o al acero. Cuando la apariencia sea un factor importante, el agua para curar también deberá estar libre de elementos que puedan ocasionar manchas.

Como en un concreto reforzado normal, se emplea acero de refuerzo en el concreto lanzado para resistir esfuerzos estructurales o de temperatura. Deberá calcularse la cantidad de refuerzo de acuerdo con lo indicado en la norma 110; generalmente se usa una tela de malla acero, soldada eléctricamente, cuyo peso y tipo depende de las circunstancias de cada caso.

Las mallas normales son.

50 * 50 mm * 13 swg, suministrada en rollos de a 2.4 m de ancho;

100 * 100 mm * 9 u 8 swg, suministrada en láminas 2.1 * 2.4m o en rollo

Diseño de las mezclas

Las bases para el diseño de mezclas aún no están muy claras y parecen ser puramente empíricas en la actualidad.

Por otra parte, se puede asegurar que las arenas bien graduadas producen mejor concreto lanzado. La velocidad de las partículas que pegan en la forma es tan grande que se produce el rebote de las mismas, estando formadas por arenas que están recubiertas de una pequeña cantidad de cemento. Así, una mezcla de 1:4 puede producir un 10% de rebote de partículas con un valor analizado de 1:10 .

Abatimiento de taludes.

La idea es la de disminuir la magnitud de las fuerzas que producen el deslizamiento por lo que disminuye consecuentemente la posibilidad de falla.

En suelos friccionantes se busca el ángulo de reposo natural o cercano a este. En suelos cohesivos, la inclinación dependerá en gran parte del contenido de agua natural del suelo.

Empleo de bermas.

El empleo de bermas equivale al abatimiento de taludes ya que, la berma tiende a hacer que la superficie se desarrolle en mayor longitud y más profunda (superficie de falla). No se puede dar en general una regla en cuanto al ancho de la berma, la sección ideal habrá de definirse.

El peralte del escalón quedará definido por el ancho de la berma y por la inclinación de los taludes, la que dependerá en si de las condiciones en que se encuentre el material del corte y la alteración si se trata de roca en general.

Algo importante que debiera considerarse en la construcción de las bermas es el del drenaje de las secciones ya que deberán impermeabilizarse con asfalto del tipo Fm-1 para evitar la infiltración del agua de lluvia, además se construirán con una pendiente hacia el corte de 3% mínimo, la que descargará hacia la cuneta ubicada en el cero de la berma y de ahí se encauzará hacia una obra de drenaje.

Otra de las funciones de los escalones es la de detener pequeños derrumbes y caídos que pudieran presentarse en los taludes, así como el granero que se presenta en las rocas debido a la alteración de las mismas o por el fracturamiento de éstas al ser atacadas.

En suelos muy erosionables es recomendable que los taludes se construyan con el ángulo de inclinación más vertical posible, para evitar que el agua de lluvia tenga una superficie mayor de contacto con el talud.

Taludes combinados.

Es una forma de mantener la estabilidad de un corte. El objeto de utilizar los taludes combinados, es la de tener menores volúmenes de corte y por lo regular se sigue el mismo criterio que cuando se utilizan las bermas, o sea, el dejar más tendidos los taludes que se ubican en la parte superior del corte e ir dejando menores conforme se profundice el corte, esto dependiendo del tipo del material del corte, en cuestión y la estratigrafía que se presente.

Empleo de vegetación.

Es un método utilizado para prevenir la erosión de los taludes ya sea en cortes o terraplenes, y que es causada por agentes naturales tales como la lluvia y el viento y demás factores climatológicos.

Entre las especies utilizadas en la estabilización de los taludes están los pastos y plantas herbáceas y en algunos casos se emplean arbustos cuando se trata de terraplenes muy altos, estos se colocan en hileras para que pierda velocidad el agua que llegara a escurrir sobre el terraplén.

La función más importante de la vegetación es la de disminuir el contenido de agua en la parte superficial y dar una mayor resistencia a esa parte con la ayuda de las raíces de las plantas o árboles.

Otra aplicación de la vegetación es en las zonas áridas donde se ubican médanos o dunas (arenas sueltas), donde la erosión causada por el viento principalmente origina que el material que constituye a estas formaciones se mueva, provocando la invasión de arena a algunas áreas de la construcción de alguna obra afectando el camino.

Relleno de grietas.

Cuando llegan a aparecer agrietamientos en un camino, deberá investigarse la causa que las produjo, ya que la presencia de esas grietas, puede indicar la existencia de un estado de falla incipiente relativamente fácil de corregir, de un verdadero estado de

deslizamiento superficial generalizado o de un estado de tensión importante.

Es conveniente en la mayoría de estos casos rellenar las grietas previamente formadas, con arcilla, lechada de cemento, suelo-asfalto o algún material similar con características plásticas. Las grietas que aparecen y no son rellenadas, pueden resultar muy peligrosas, ya que al introducirse agua, pueden generarse empujes hidrostáticos dentro de la masa de suelo, que pueden incrementar cualquier tendencia a la inestabilidad preexistente.

Empleo de malla metálica.

Para evitar la caída de rocas y de escombros sobre la corona del camino, en la actualidad se está utilizando el revestimiento de los cortes por medio de malla metálica de alta resistencia. En este procedimiento se emplea normalmente malla metálica de alta resistencia. En este procedimiento se emplea normalmente malla metálica galvanizada con alambre de triple torsión de 8x10 cm, con alambre del No. 15 (2.4 mm de diámetro) y cuando los cortes se constituyen por fragmentos de pequeñas dimensiones, el que se utiliza es el de 5x7 cm; con alambre del No. 13 (2 mm de diámetro).

También se colocan en el talud, fijando la malla a este, barras de hierro a una profundidad suficiente según sean las características del terreno, abarcando de 4 a 6 m² cada barra con objeto de conseguir una buena resistencia.

La malla en su parte inferior se fija también con barras de hierro

con objeto de que pueda ser levantado en cualquier momento si hubiera necesidad en caso de desalojar el material de algún derrumbe o deslizamiento, una vez realizado el anclaje y si el terreno lo permite, se propiciará el desarrollo de vegetación o la plantación de arbustos de fácil crecimiento entre las mallas o en su caso plantas del lugar que permitan fijar aún más el terreno.

Tablestacas.

Las tablestacas destinadas a constituir tablestacados anclados en el suelo para contener tierras o constituir atagulas, son a menudo de madera o concreto armado, pero generalmente son de acero.

Los catálogos de las acerías especializadas dan las características principales-sección, peso, módulo de resistencia- de los diversos perfiles de tablestacas metálicas, y permiten determinar el perfil más apropiado para equilibrar los esfuerzos de flexión y de compresión que las solicitan bajo el efecto de los empujes activos y de las reacciones de empujes pasivos debidos a las tierras que las tablestacas retienen o en las cuales están ancladas.

Es oportuno, determinar, en primer lugar, los empujes activos y pasivos que afectan a un tablestacado con el fin de permitir, una vez determinados la longitud de hincada a dar a éstas, calcular los esfuerzos de flexión y las fuerzas de rozamiento que es necesario conocer para fijar la elección del perfil de tablestaca a adoptar.

Tipos de tablestacados.

Los tablestacados se dividen en dos tipos principales:

- Los primeros que están simplemente empotrados en el suelo y que son generalmente suficientes para contenciones de pequeña altura (fig.A). En este caso la cabeza de la tablestaca está libre.



- Los segundos que están igualmente empotrados en el suelo, pero que se les llaman anclados, por el hecho de estar retenidos en cabeza por tirantes unidos a anclajes juiciosamente previstos a distancia del tablestacado para asegurar una mejor estabilidad del conjunto. Este tipo de tablestacado se impone cuando la altura de contención es importante (fig. B).



Aplicación de los sistemas de anclaje.

Cortes y taludes rocosos anclados.-En zonas donde la roca se encuentra estratificada con inclinación desfavorable a la excavación de un corte o talud, pueden utilizarse las anclas de tensión para mejorar las condiciones de estabilidad y obtener pendientes que resulten económicas. El trabajo de estas anclas consiste en comprimir entre sí los estratos obteniendo como resultado una mayor fricción entre ellos y permitiendo por tanto la selección de pendientes mayores. En algunos casos, estos sistemas se usan para soportar estratos débiles (estructuralmente hablando), anclándolos en formaciones más resistentes o menos alteradas.

Descripción de las anclas.

Anclas de tensión

Las anclas de tensión constan de los siguientes elementos:

- a) Expansor mecánico de expansión paralela.
- b) Barra lisa o corrugada con cuerda standard en ambos extremos.
- c) Placa semiesférica de apoyo, rondana esférica y tuerca de alta resistencia.

Anclas de fricción

Las anclas de fricción constan de los siguientes elementos:

- a) Expansor para fijar y centrar el ancla.
- b) Barra corrugada con cuerda standard en un extremo
- c) Tubo de inyección
- d) Tubo de respiración testigo del llenado.

Sistemas de anclaje para roca.

En los últimos años se han empleado con gran éxito los sistemas de anclaje como elementos adicionales de soporte en las excavaciones en roca de minas, túneles galerías, lumbreras y casas de maquinas.

Ventajas que representa el uso de anclas.

- 1) Sirven para incrementar la capacidad de soporte natural de las excavaciones subterráneas en roca.
- 2) Se emplean como elementos auxiliares para estabilizar taludes, cortes en roca, etc.
- 3) Pueden emplearse en combinación con estructuras convencionales de ademe como son los Marcos de acero y madera, el concreto lanzado, mallas de alambre, soleras, etc., para garantizar el soporte de la excavación.
- 4) Aceleran el avance de la excavación dada la rapidez y facilidad de instalación.
- 5) Proporciona una economía que en algunos casos presenta hasta un 50% en costos y tiempo, comparado con otros sistemas de soporte.
- 6) Mediante una sencilla instrumentación puede controlarse el correcto funcionamiento de sistema, lo que redundará en una mayor seguridad de la excavación.

- 7) No obstruyen las maniobras de excavación, ya que al ocupar el mínimo de espacio la sección excavada queda prácticamente libre una vez colocadas las anclas.
- 8) Permiten sujetar instalaciones básicas para el desarrollo de la excavación (tuberías para agua, cables de luz, conductos de aire a presión, etc.).

Anclajes en tierra y anclajes en rocas.

Los anclajes en tierra y anclajes en roca han abierto toda una serie de nuevas posibilidades de construcción en la construcción subterránea y construcción en roca y resultan ya indispensables tanto para el aseguramiento temporal como también permanente de obras.

Los anclajes en tierra son anclajes inyectados empotrados en el suelo o en roca disgregada, en los que por medio de un elemento de tracción de acero y un cuerpo de inyección exactamente delimitado se aplican las fuerzas al suelo. En la zona no inyectada el anclaje mantiene la libertad de movimiento. En la parte exterior, dependiendo del elemento de tracción utilizado, el anclaje tiene lugar por medio de tuercas y placas o por medio de cuñas de apriete y discos de anclaje.

Los anclajes en tierra se utilizan fundamentalmente para:

- El anclaje dorsal de estructuras de zanjas de obras, por ejemplo tablestacas, vigas de estructuras, muros de pilotes y muros ranurados así como apoyos extremos de puentes.
- El aseguramiento contra la flotación, por ejemplo vasos de aguas subterráneas.
- La aplicación al subsuelo de fuerzas de tracción exteriores, por ejemplo para el arriostamiento de postes.
- El aseguramiento de fundamentos sometidos a cargas excéntricas intensas.

Los anclajes en rocas son elementos de tracción pretensados situados en la roca, que se instalan en perforaciones y, en los que al menos el tramo de anclaje completo se encuentra en la roca. La fuerza de anclaje puede ser transmitida aquí al terreno con ayuda de mortero de cemento o mortero de resina sintética.

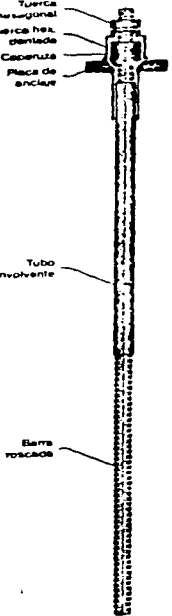

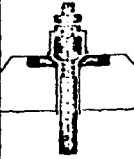


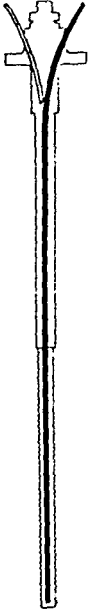


Los anclajes con holgura libre permiten el libre alargamiento del elemento de tracción entre la cabeza de anclaje y el tramo de anclaje. De esta forma se mantiene la capacidad de revisión y postensado del anclaje. Por el contrario los anclajes bloqueados se unen con el terreno en arrastre de fuerza incluso en el tramo denominado de anclaje libre.

Los anclajes en roca pueden ser instalados en perforaciones en cualquier dirección arbitraria, si bien con inyección de mortero de cemento se excluye de esto la zona de los más menos 10° con respecto a la horizontal.

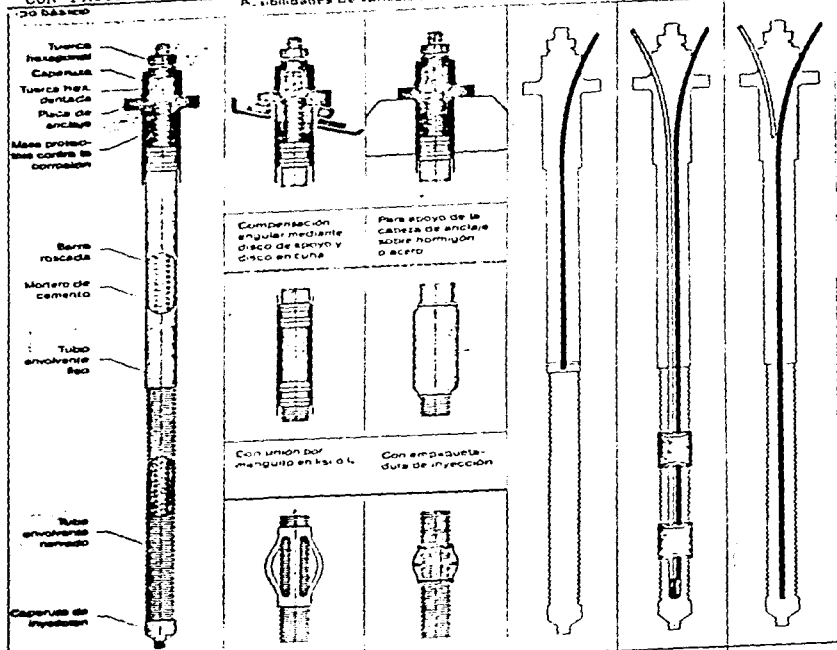
Los anclajes en roca son utilizados fundamentalmente para:

- El anclaje de fuerzas de tracción externas así como fuerzas de flotación.
- El anclaje de muros de apoyo.
- El aseguramiento de fundamentos sometidos a cargas excéntricas intensas.
- El anclaje de taludes, paredes de roca y tajos.
- Sistemas de anclaje y aseguramientos locales en cavidades en la roca.

C. CON PROTECCION SIMPLE CONTRA LA CORROSION

Tipo básico	Posibilidades de variación				
 <p>Tuerca hexagonal Tuerca hex. partida Caponete Placa de anclaje</p> <p>Tubo envolvente</p> <p>Barra roscada</p>	 <p>Compensación angular mediante disco de apoyo y disco en cuña</p>	 <p>Para apoyo de la cabeza de anclaje sobre hormigón o acero</p>			
<p>Barra roscada Ø 26.5 mm, Ø 32 mm, Ø 36 mm en las calidades de acero S1 835/1030 (N/mm²) S1 1060/1230 (N/mm²)</p>	<p>Con distanciador de avila elástico en L para perforaciones entubadas</p> 	<p>Con distanciador enroscable en L para perforaciones en roca</p> 	<p>Con tubo flexible de lazo para anclajes en tierra</p>	<p>Con sistema de inyección secundaria para sellado cohesivos</p>	<p>Con tubo flexible de inyección para anclajes en roca</p>

CON PROTECCION DOBLE CONTRA LA CORROSION



Barro rosacada
 Ø 25,5 mm; Ø 32 mm; Ø 36 mm
 en los calibres de acero
 Si 835/1030 (µ/mm)
 Si 1040/1230 (µ/mm)

Con distanciamiento de leula en el o.
 Para perforaciones en roca empujadas

Con delimitadores de segmento en L para perforaciones en roca
 Altura 1,5 - 2 cm

Con tubo flexible de lavado para anclajes en tierra

Con sistema de inyección secundaria para surcos cohesivos

Con tubo flexible de inyección para anclajes en roca

Fabricación de los anclajes.

Los anclajes (DYWIDAG) se componen de barras de acero con corrugas roscadas continuas sobrelaminadas o, en el caso de fuerzas elevadas, de varios cables de acero para tensado. Estos elementos de tracción se instalan en perforaciones, las cuales en el caso de rocas se realizan generalmente por sistema de perforación rotativa a percusión. En roca disgregada se realizan por sistema de perforación rotativa a percusión o mediante martillos neumáticos para perforación. En suelos sólidos pueden realizarse perforaciones no entubadas por sistema de perforación mediante tuercas espirales.

Tras la instalación de los anclajes se fija con el suelo o la roca mediante mortero de cemento una longitud determinada de la barra (la denominada longitud de anclaje). En perforaciones entubadas el mortero de cemento se inyecta a presión por medio de tubos bajo extracción continua de los tubos de perforación.

Las perforaciones en sentido descendente pueden rellenarse en tanto que en perforaciones en sentido ascendente se bloquea la perforación en la cabeza de anclaje y se inyecta el mortero de cemento por medio de tuberías. A este fin es preciso disponer una tubería de purga de aire. En suelos cohesivos puede reforzarse con mortero de cemento el cuerpo inyectado por medio de un sistema de inyección secundaria, a fin de conseguir una mejor adherencia entre la perforación y el cuerpo inyectado. Tras el fraguado del mortero de cemento y el montaje del anclaje del lado exterior puede tenerse el anclaje mediante gatos hidráulicos. El elemento de tracción de acero puede dilatarse entonces entre la longitud de anclaje y la cabeza de anclaje dentro de la denominada longitud libre de barra. Dependiendo de los fines de utilización y construcción del anclaje se

facilita la posibilidad de movimiento por medio de distintos principios de construcción.

Anclajes para instalación temporal.

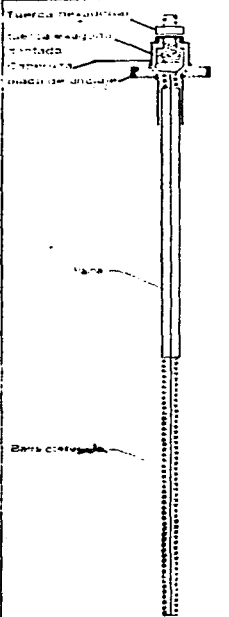
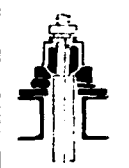
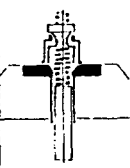
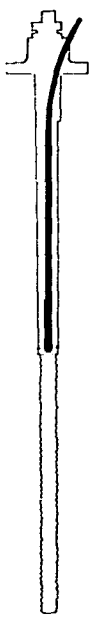

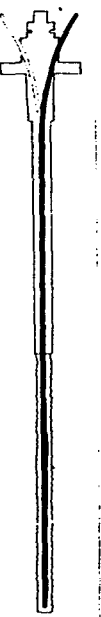
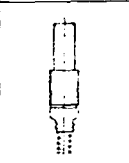
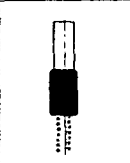
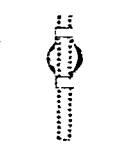

Para anclajes con tiempo de instalación limitado de hasta dos años se ha previsto una protección contra la corrosión simple. A este fin se monta el elemento de tracción de acero con un tubo envolvente de polietileno asegurándose con ello simultáneamente la posibilidad del libre alargamiento.

En anclajes de haces las barras se entuban con frecuencia individualmente, parcialmente también dentro de un tubo envolvente común. En la zona de anclaje basta el efecto protector de un recubrimiento de mortero de cemento de 2 cm de espesor. Del lado de tensado el anclaje se protege contra la corrosión mediante caperuzas de acero o de plástico o por medio de hormigón. La conexión entre la placa de anclaje y el elemento de tracción se establece por medio de racores de tubo unidos con la placa de anclaje. Con cargas de roturas de hasta 1250 kN se instalan normalmente anclajes de barra única con barras roscadas; con cargas más elevadas se utilizan principalmente anclajes de haces de cables de 0.6" de diámetro. Estos últimos están indicados también en aquellos casos en los que se requiere una gran flexibilidad.

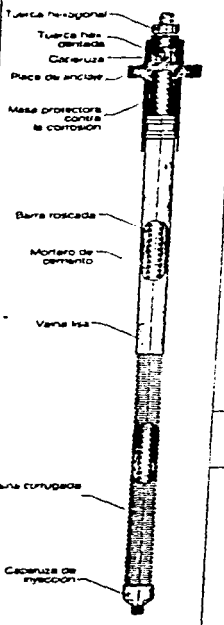



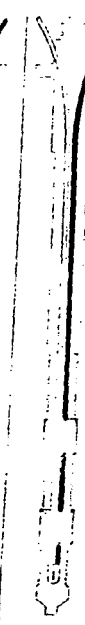
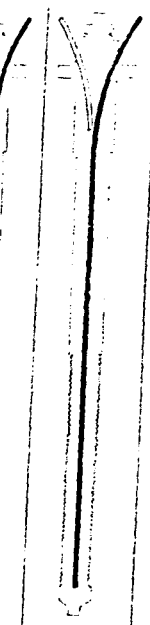
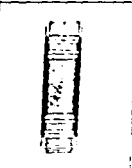
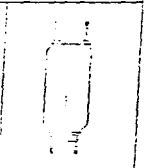

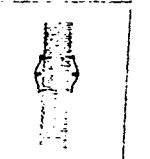
Anclajes fijos (anclajes permanentes).

Estos anclajes forman un elemento permanente de la obra y garantizan la seguridad de toda la construcción. Por esta razón le

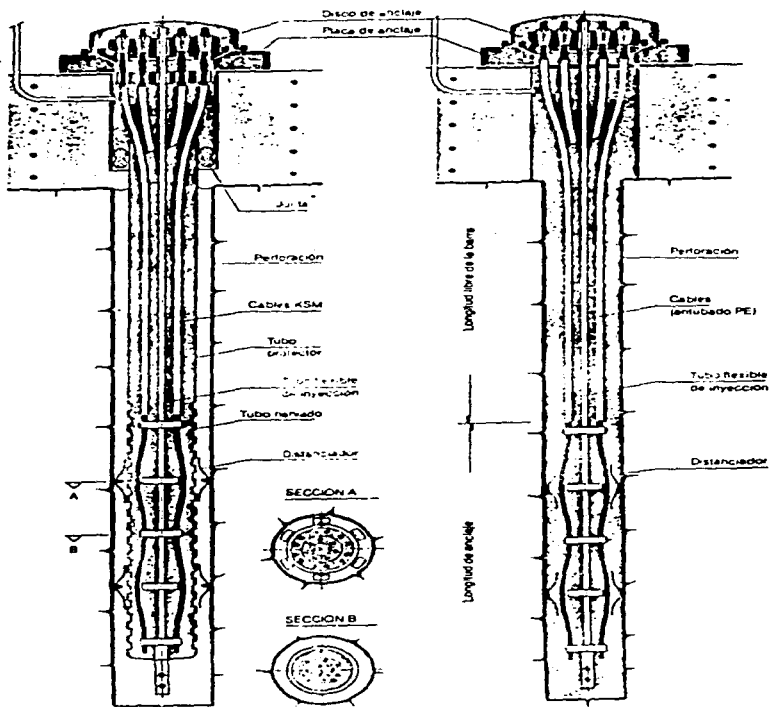
ANCLAJES TEMPORALES MANDARRAS

Tipo básico	Variantes				
<p>Tuerca reguladora</p> <p>Cuerpo mango en fundida</p> <p>Construcción</p> <p>Manija de anclaje</p> <p>Vano</p> <p>Barras corrugadas</p> 					
	<p>Con un mango regulador para el ajuste de la carga</p>	<p>Para abovedar la cabeza de anclaje sobre el hormigón o acero</p>			
					
	<p>Con mango regulador para ajuste de la carga</p>	<p>Con un mango regulador para ajuste de la carga</p>			
					
<p>Ø 16 x 300 mm o 16 x 330 mm en acero S 600/1030 N/mm² 1030/1230 N/mm²</p>	<p>Con distanciador plástico en perforaciones anchuras</p>	<p>Con distanciador plástico en perforaciones anchuras</p>	<p>Con tubo flexible para lavarse en obra</p>	<p>Con sistema regulador para ajuste de la carga</p>	<p>Con tubo flexible para lavarse en obra</p>

ANCLAJES PERMANENTES MONOBARRAS

Tipo básico	Variantes				
 <p>Tuerca hexagonal Tuerca fileteada Cabezaza Placa de anclaje Masa protectora contra la corrosión</p> <p>Barra roscada Mortero de cemento Vaina lisa</p> <p>Vaina corrugada Cabezaza de inyección</p>					
	<p>Compensación angular mediante disco de apoyo y cuña</p>	<p>Placa apoyo de la cabeza de anclaje sobre hormigón o acero</p>			
					
	<p>Con unión por manguito en 1.ª o 2.ª</p>	<p>Con empalmadura de inyección</p>			
					
<p>Barra roscada Ø 26.5 mm, Ø 32 mm, Ø 36 mm en las cabezas de acero 1002-1050 (N/mm²) 1060-1230 (N/mm²)</p>	<p>Con distanciado de juntas y juntas en 1.ª para perforaciones</p>	<p>Con distanciado de juntas y juntas perforado en 1.ª y 2.ª Anch. 1.5, 2 cm</p>	<p>Con tubo flexible de inyección para anclajes en tierra</p>	<p>Con sistema de inyección secuencial para fuertes contrastes</p>	<p>Con tubo flexible de inyección para fuertes contrastes</p>

PARA ANCLAJES PERMANENTES

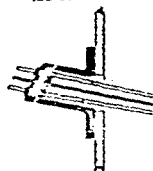


ANCLAJES DE CABLE

Cabeza de anclaje para apoyo sobre acero



Cabeza de anclaje apoyada sobre tablerado



Cabeza de anclaje para apoyo sobre hormigón



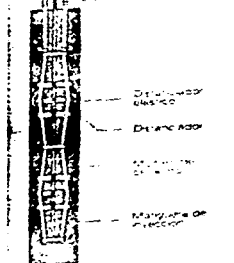
Numero de cables

Detalle de la cabeza de anclaje para apoyo sobre hormigón

Detalle de la cabeza de anclaje para apoyo sobre acero

Detalle de la cabeza de anclaje para apoyo sobre tablerado

Detalle de la cabeza de anclaje para apoyo sobre hormigón



Anclaje temporal

Sección A



Sección B



Anclaje permanente

Detalle de la cabeza de anclaje para apoyo sobre hormigón

Detalle de la cabeza de anclaje para apoyo sobre acero

Detalle de la cabeza de anclaje para apoyo sobre tablerado

corresponde una especial importancia a la protección contra la corrosión. Para anclajes de barras roscadas como anclajes de barra única y anclajes de haces se desarrolló una protección doble contra la corrosión, acreditada ya desde hace muchos años. La protección continua contra la corrosión de la barra roscada se asegura a través de toda la longitud de la barra roscada por medio de un tubo de plástico nervado con cemento de mortero inyectado. Este método de protección es posible por la limitación de la anchura de fisuración al utilizar la barra roscada. La protección contra la corrosión químicamente activa del mortero de cemento por la pasivación de la superficie de la barra llega mucho más allá del efecto que una simple capa de recubrimiento. El tubo nervado de plástico fácilmente dilatado mantiene además todos los medios agresivos. En perforaciones totalmente inyectadas el anclaje está adicionalmente revestido con un tubo envolvente liso en la zona libre de anclaje, por lo que se asegura la libre movilidad. No obstante la longitud libre de anclaje puede ser mantenida libre también por la limitación de la sección de anclaje mediante una empaquetadura, por lo que pueden tolerarse los desplazamientos transversales limitados del terreno. En los anclajes de haces de cables la zona de libre dilatación se protege con masa protectora contra la corrosión y tubos envolventes. La zona de la cabeza de anclaje está herméticamente obturada en todos los tipos de anclaje y rellena con una masa protectora contra la corrosión. La zona exterior puede ser también hormigonada.

Barras de presfuerzo.

Es una gama de barras en acero de gran longitud, templado o laminado, con rosca, y disponible con una gran variedad de accesorios.

Están disponibles barras lisas y barras FT (roscadas sobre toda la longitud).

Las barras pueden estar provistas de roscas sobre una parte ó la totalidad de la longitud.

Las barras responden a la norma Británica de calidad B5.5760 Part.2.

El acero tiene una carga a la ruptura de 1030 N/mm² y una carga al 0.1% del alargamiento de 835 N/mm².

Las características de la carga a ruptura y de otras propiedades de tensión se leen dentro de la tabla 1.

La carga característica especificada en el valor de la carga de ruptura del 5% de los ensayos lo más bajo, no pueden ser más alto que 95% de los ensayos.

La transmisión del esfuerzo de la barra a la placa de apoyo con la rosca y la tuerca, no debe ser inferior a 92% de la carga de ruptura de la barra.

Las barras no deben ser soldadas, caladas ni tratadas con soldadura.

Se indican los valores indicativos del módulo de elasticidad en

DIAMETRO NOMINAL	AREA NOMINAL	PESO	DIAMETRO MAXIMO DE LA ROSCA	LONGITUD MAX.		CARGAS		ALARGA- MIENTO MEDIO A RUPTURA	MODULO DE ELASTICIDAD APROX. 50- 720 N/mm ² .
				ROSCADA	LISA	RESIS- TENCIA A RUPTURA	AF 0.1%		
mm	mm ²	kg/m	mm	m	m	kn	kn	%	kn/mm ²
26.5	551.5	4.56	29.5	11.9	18.0	568	460	6	165
32	804.3	6.66	36.1	11.9	18.0	830	670	6	165
36	1017.9	8.45	40.0	11.9	18.0	1048	853	6	165
40	1256.6	10.41	45.2	11.9	18.0	1300	1050	6	165
50	1963.5	16.02	55.5	7.45	7.45	1960	1630	6	205

la tabla únicamente para dar una idea.El modulo de elasticidad de cada tipo de barra obedece a ensayos después de cada fabricación. Este valor puede ser abastecido sobre demanda para calcular alargamiento cuando el control de la tensión sea aplicado.

Para los tirantes en el suelo en todos los casos,es recomendable verificar la fuerza aplicada directamente con una celda de carga.

El tirante.

Son dos tipos de tirantes en el suelo:

- 1) El tirante provisional (con protección sencilla)
- 2) El tirante permanente (con protección doble).

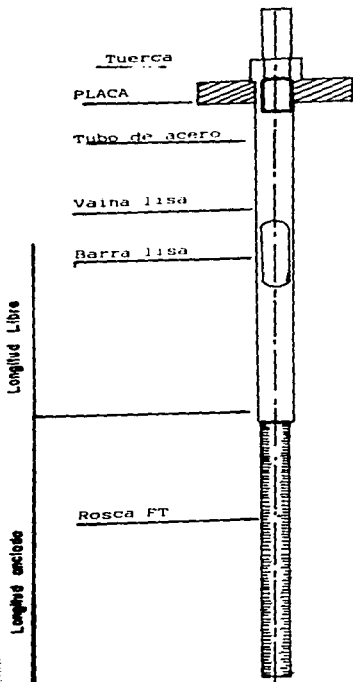
El anclaje de un tirante en el suelo se forma con una barra FT, trasmitiendo el esfuerzo por medio de cemento liquido inyectado. La parte libre se forma con barras lisas.

Para los tirantes cortos la misma barra tiene una rosca FT para el anclaje y una rosca para la tuerca,la parte libre puede ser lisa.

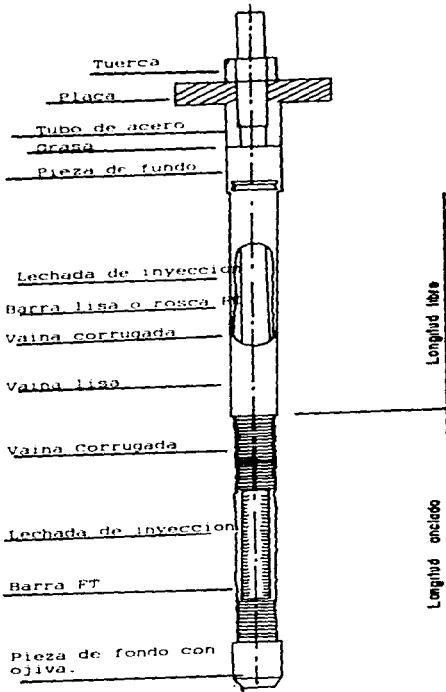
Para los anclajes más grandes,la totalidad de la parte anclada tiene una rosca FT y se termina con un acoplador.Una o más barras, lisas pueden ser acopladas para hacer la parte libre.

La longitud de la rosca a la salida,es suficiente para que haya una tolerancia adecuada para meter la placa,la tuerca,y tensar con un

ANCLAJE PROVISIONAL.
CON PROTECCION SENCILLA



ANCLAJE PERMANENTE
CON DOBLE PROTECCION



gato, la tuerca transmite a la placa de apoyo el esfuerzo de la barra.

Gama de barras.

La gama de barras disponibles se muestran en la tabla 3, así como las cargas de ruptura características, la utilización máxima recomendada, las cargas test y el diámetro del anclaje fijo.

Una inclinación de diámetro de perforación se indica, pero el diámetro mínimo se ata a la posición del hoyo, la posición de perforación y el equipo.

Para hoyos más grandes puede ser necesario agrandar el tamaño de las placas.

Por el contrario, si la placa se apoya sobre un bloque de concreto de una resistencia mínima de 350 MPA al momento de la tensión, se puede reducir las dimensiones de las placas.

DIAMETRO	CARGAS			DIAMETROS	
	RUPURCA	MAXIMO DISEÑO	MAXIMO TEST	PARTE FIJA	DIAMETRO DE PER- FORACION.
mm	kN	kN	kN	mm	mm
26,5	568	284	426	60	90
32	830	415	623	60	90
36	1048	524	786	60	90
40	1300	650	975	70	115
50	1960	980	1470	80	125

Clase de protección de los anclajes en el suelo.

Existen 3 clases de protección dependiente del medio ambiente y de la duración:

	Duración de utilización		
	Menos de 3 meses	4 a 10 meses	más de 10 meses
Ambiente no agresivo	P0	P1	P2
Ambiente poco agresivo	P1	P2	P2
Ambiente Muy agresivo	P2	P2	P2

- P0 - La parte anclada al terreno puede ser anclada sin previa protección.
- La parte libre puede quedarse sin protección o ligeramente engrasada
- P1 - La parte anclada puede ser anclada directamente al terreno la lechada constituye una simple protección suficiente
- La parte libre debe de ser protegida por una inyección secundana ó cables ligeramente engrasados dentro de un ducto de protección
- P2 - La parte anclada está aislada 100% del terreno por un poliducto de polietileno corrugado y estanco.
- La parte libre está aislada del terreno por un poliducto de polietileno liso estanco y relleno de un producto de protección flexible ó rígido según sea el caso

DISEÑO DEL TIPO
DE
ESTABILIDAD

Diseño de estabilidad.

Diseño del tablestacado "B".

Datos.

Terraplén:

$$\delta_t = 2.1 \text{ t/m}^3$$

$$c = 3.2 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 18^\circ \quad K_a = 0.53; \quad k_p = 1.89$$

$$H = 6.0 \text{ m}$$

$$h_1 = 1.0 \text{ m}$$

$$q_0 = 1.50 \text{ t/m}^2$$

Material ligero (tezonite)

$$H_0 = 4.50 \text{ m}$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\delta_{t1} = 1.40 \text{ t/m}^3$$

$$K_a = 0.33$$

$$\Sigma F_x = 0$$

$$T = E_a - E_p$$

$$F_s = 1.25 \text{ (Arcilla-Granular)}$$

$$P_1 = K_a q_0 - 0.33 \times 1.5 = 0.50 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = P_1 + K_a \delta_{t1} H_0 = 0.50 + 0.33 \times 1.40 \times 4.5 = 0.50 + 2.08 = 2.58 \text{ t/m}^2$$

$$P_3 = K_a (q_0 + \delta_t (H_0)) - 2C \quad K_a = 0.53(1.5 + 1.4 \times 4.5) - 2 \times 3.2 \times 0.73 \\ = 5.19 - 4.66 = -0.53 \text{ T/M}^2$$

$$-P_4 = -2.15 + \frac{4C}{F_s} - q - 2.15 \left(\frac{4 \times 3.2}{1.25} - (4.5 \times 1.4 + 1.5 \times 2.1) \right)$$

$$= -2.15 - (10.24 - 9.45) = -2.94 \text{ t/m}^2$$

$$P_5 = P_4 \times K_p \delta_t D = 2.94 + 1.89 \times 2.1 D = 2.94 + 3.97 D$$

$$\Sigma M_{\text{mano}} = 0$$

$$y_1 = \frac{4.5 \times 0.5 \times 2.25}{((2.58 + 0.5)/2) 4.5} + (2.58 - 0.50) \frac{4.5}{2} \times \frac{4.5}{3}$$

$$y_1 = 1.74\text{m}$$

$$\frac{2.58 + 2.15}{1.5} = \frac{2.15}{a}$$

$$a = 0.68\text{m}$$

$$b = 0.82\text{m}$$

$$= \left(\frac{0.5 + 2.58}{2} \right) 4.5 \times 1.76 - 0.82 \frac{2.58}{2} \times 3.77 + \left(2.15 \times \frac{0.68}{2} \right) 4.77 + \frac{2.94}{2} D$$

$$\frac{2.94}{2} D \left(5 + \frac{D}{2} \right) + \frac{3.97D^2}{2} \left(5 + \frac{D}{3} \right) = 0$$

$$-12.20 - 3.99 + 3.49 + 0.74D(10 + D) + 0.66D^2(15 + 2D) = 0$$

$$-12.70 + 7.4D + 0.74D^2 + 9.90D^2 + 1.32D^3 = 0$$

$$1.32D^3 + 10.64D^2 + 7.4D - 12.70 = 0$$

$$D = 0.75\text{m} \quad \text{Si consideramos un FS} = 2.0$$

$$D = 1.50\text{m}$$

$$\Sigma F_x = 0$$

$$-T + \left(\frac{0.5 + 2.58}{2} \right) 4.5 + \left(0.82 \times \frac{2.58}{2} \right) - \left(2.15 \times \frac{0.68}{2} \right) - 2.94 \times 0.75 -$$

$$3.97 \times \frac{0.75^2}{2} = 0$$

$$T = 6.93 + 1.06 - 0.73 - 2.21 - 1.12$$

$$T = 3.93 \text{ Ton/m}$$

Como la separación del tablestacado esta a cada 1.5 m

$$T = 3.93 \times 1.5 = 5.90 \text{ Ton/1.50m}$$

$$T_{\text{tabla}} = 5.90 \quad C \ 1.50$$

Análisis de la cuña.

Datos:

$$\begin{aligned}\phi &= 30^\circ \\ \delta &= 1.41/m^2 \\ \alpha &= 45^\circ + (30^\circ/2) = 60^\circ \\ q_0 &= 1.5 \text{ Ton}/m^2 \\ W1 &= 7.35 \times 3.0 \times 0.5 \times 1.4 = 15.44 \text{ Ton}/ml \\ C\alpha &= 50 \quad \alpha = 45^\circ + \phi/2 \\ S\alpha &= 0.866 \\ W2 &= 3.65 \times 1.50 = 5.48 \text{ Ton}/ml \\ WT &= W1 + W2 = 15.44 + 5.48 = 20.92 \text{ Ton}/ml \\ N &= WT \cos \alpha = 10.45 \text{ Ton}/ml \\ T &= WT \sin \alpha = 18.12 \text{ Ton}/ml\end{aligned}$$

$$\frac{N \tan \phi}{T} = \frac{10.46 \tan 30^\circ}{18.62} = \frac{6.04}{18.62} = 0.33 < 1.5 \text{ NO}$$

$$1.5T = 1.5 \times 18.62 = 27.18 \text{ Ton}$$

la fuerza N requerida

$$N = \frac{27.18 - 6.04}{\tan \phi} = 36.62 \text{ Ton}/ml$$
$$F = N \cos(90^\circ - \alpha) = 36.62 \cos(90^\circ - 60^\circ) = 31.71 \text{ Ton}/ml$$

pero el tablestacado tiene una altura de 6.0m.

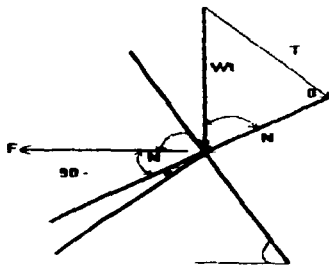
$$W_h = 31.71 / 6 = 5.29 \text{ Ton}/m^2$$

los cargadores estan a cada 2.0m y el tablestacado a cada 1.5 m

$$F_{\text{ancla}} = 5.29 \times 2.0 \times 1.5 = 15.86 \text{ Ton}$$

Si se usan anclas con varilla corrugada de 1 1/2" ϕ

$$A_v = 11.4 \text{ cm}^2$$
$$F_s = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$
$$F_s = 2520 \times 11.40 = 28728 \text{ Kg} > F_{\text{ancla}} = 15.86 \text{ ton} \quad \text{bien}$$



Longitud de anclaje (L)

$$E_a = 1.5 F_a = 1.5 \times 15.86 = 23.79 \text{ ton/ancla}$$

$$P_a = P_i D \& d_2 L K \tan Q + C_a P_i D L$$

Donde:

$$P_i = 3.1416$$

D = Diametro del ancla (0.04m)

& = Peso especifico del terrapien (2.1 t/m³)

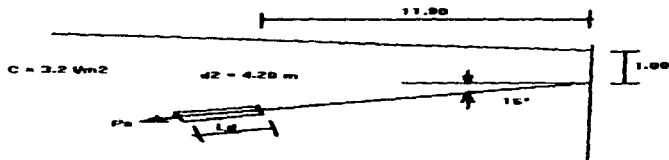
d₂ = Longitud de la superficie al
anclaje (4.20m)

L = Longitud de anclaje sin afectar con
factor de seguridad

K = Factor de empuje activo (0.5)

Q = Angulo del ancla con respecto a la
horizontal. (15°)

C_a = Factor de fricción



$$Pa = 3.1416 \times 0.04m L (2.1 \text{ ton}/m^3 \times 4.2 \text{ m} \times 0.5 \tan 15^\circ + 0.7)$$

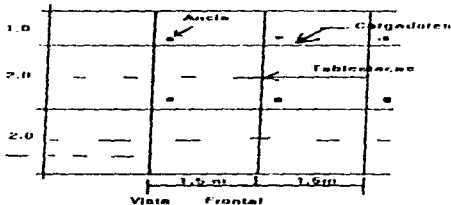
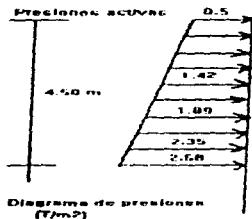
$$Pa = 0.27 L$$

$$L = 23.79 \times 0.27 = 6.38 \text{ m}$$

$$Ld = 1.5 \times 6.38 = 9.56 \text{ m}$$

Como el diseño del tablestacado "A", es menos crítico que el "B"; por lo que, éste será el que regirá el proyecto.

Caso 1 Diseño del cargador (c-1)



$$w = 1.89 \times 2.0 = 3.78 \text{ T/ml}$$

$$\text{IPR} - 10'' \times 5 \frac{3}{4}'' \times 38.7 \text{ kg/ml}$$

$$M \text{ máx} = 3.78 \times 1.5^2 / 8 = 1.06 \text{ t-m} > S \text{ máx} = 64 \text{ cm} \ll Sy = 457 \text{ cm}^3$$

$$V \text{ máx.} = 3.78 \times 1.5 / 2 = 2.84 \text{ ton} > VR = 19.54 \text{ ton} \gg V \text{ máx}$$

Caso 2

Presiones por peso de cuña (Rige)

$$W_h = 5.29 \text{ t/m}$$

$$m = 2.0 \text{ m (separación entre cargadores)}$$

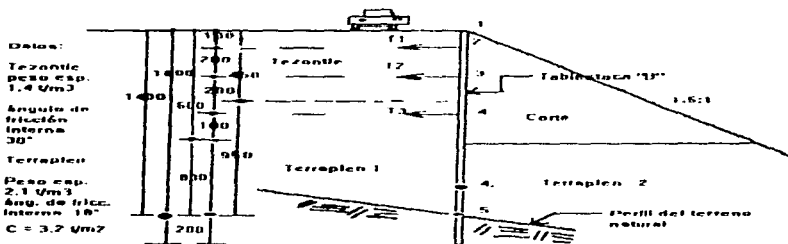
$$L = 1.5 \text{ m (separación entre tablaestacas)}$$

$$W_{\text{máx}} = 5.29 \times 2.0 = 10.58 \text{ t/ml} \quad \text{IPR} = "8" \times "4" \times 19.4 \text{ kg/ml}$$

$$M_{\text{máx}} = 10.58 \times 1.5 / 10 = 2.38 \text{ t-m} > S_{\text{máx}} 143 \text{ cm} << S_y = 457 \text{ cm Ok}$$

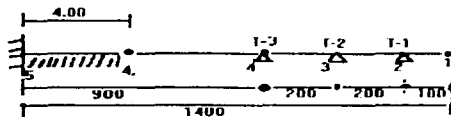
$$V_{\text{máx}} = 10.58 \times 0.75 = 7.94 \text{ ton} < V_R = 19.54 \text{ ton}$$

Diseño de la tablestaca "B".



Partiendo del supuesto caso que el terraplen 2 presenta alteraciones ó agrietamientos que no garantizan su estabilidad y por consiguiente el confinamiento de la tablestaca misma que estará sometida a un comportamiento diferente y crítico al pretendido.

Se considerará un empotramiento a 4.0 m de la zona de entrada y con tres apoyos de los tensores (T1, T2 y T3).



Tablestaca "B"
Diagrama de presiones activas.

$$P1 = 0.33 \times 1.5 = 0.50 \text{ q/m}^2$$

$$P2 = 0.50 + 0.33 \times 1.4 \times 4.5 = 2.58 \text{ q/m}^2$$

$$P2 = 2.58 - 2c \times \text{raiz } K_n$$

$$P2 = 0.53 [1.5 + 4.5 \times 1.4]^2 \times 3.2 \times \text{raiz } 0.53 = 0.53 \text{ q/m}^2$$

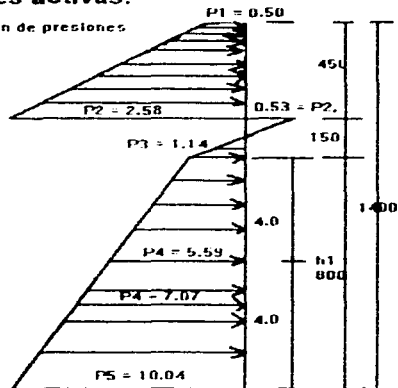
$$P3 = 0.53 [1.5 \times 2.1] \times 0.53 = 1.14 \text{ q/m}^2$$

$$P4 = 1.14 + 0.53 \times 2.1 \times 5.33 = 7.07 \text{ q/m}^2$$

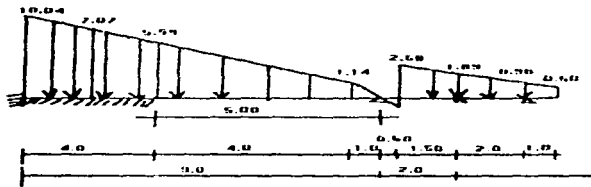
$$P5 = 1.14 + 0.53 \times 2.1 \times 8.0 = 10.04 \text{ q/m}^2$$

Se considera el empuje pasivo sólo hasta $h1/2$

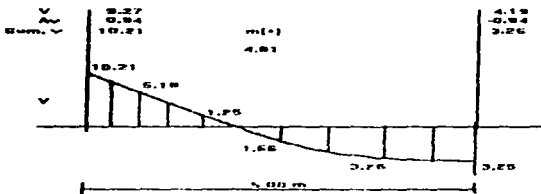
Anotación de presiones en cm.



$b = 6.60 \text{ m}$
 $h = 1.40 \text{ m}$



M			0.29	0.71	0.5	0.5	
M_0	-5.17		2.00	-0.75	0.75	-0.48	0.48
	-0.18		-0.36	-0.89	-0.46		
				0.06	0.09	0.09	0.06
			-0.01	-0.04			
M'	-9.35		1.63	-1.63	0.39	-0.39	-0.63



$M_{\text{máx}(+)} = 4.81 \text{ t-m/ml} \times 1.5 (\text{sep. entre tablestacas}) = 7.22 \text{ t-m/1.50m}$

$M_{\text{máx}(-)} = 6.35 \text{ t-m} \times 1.5 = 9.53 \text{ t-m/1.50m} > S_{\text{máx}} = 571 \text{ cm}^3$

$\text{IPR} - 10'' \times 5 \frac{3}{4}'' \times 38.7 \text{ kg/ml} > S_y = 457 \text{ cm}^3 < S_{\text{máx}}$

si proponemos una IPR-10"x5 3/4"x38.7kg/ml $> S_y = 531 \text{ cm}^3 < S_{\text{máx}}$ (7%) menor.

Por lo tanto se puede aceptar ya que la suposición es conservadora.

Datos: IPR-10"x5 3/4"x44.6 kg/ml

$$d = 25.4 \text{ cm}$$

$$b = 14.6 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.76 \text{ cm}$$

$$t_f = 1.29 \text{ cm}$$

$V_{\text{máx}} = 10.21 \text{ ton} > V_R = 1012 \times 25.4 \times 0.76 = 19536 \text{ kg} > V_{\text{máx}}$
ok

CONSTRUCCION

Etapas Constructivas.

El proyecto consta de dos etapas

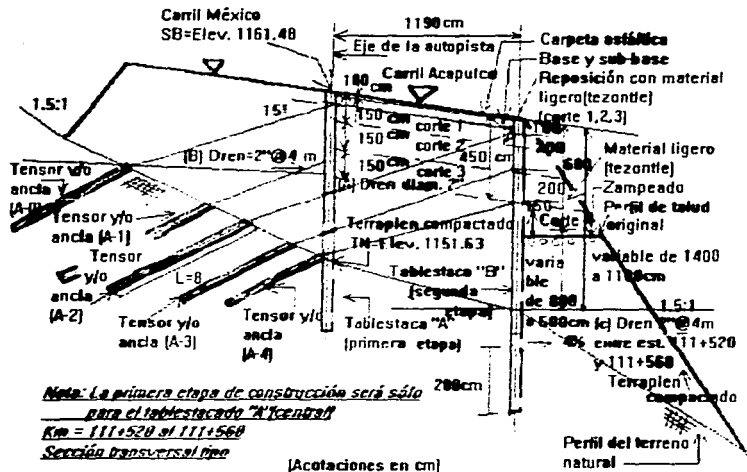
Primera Etapa.

L= 40m o sea del km 111+520 al km 111+560

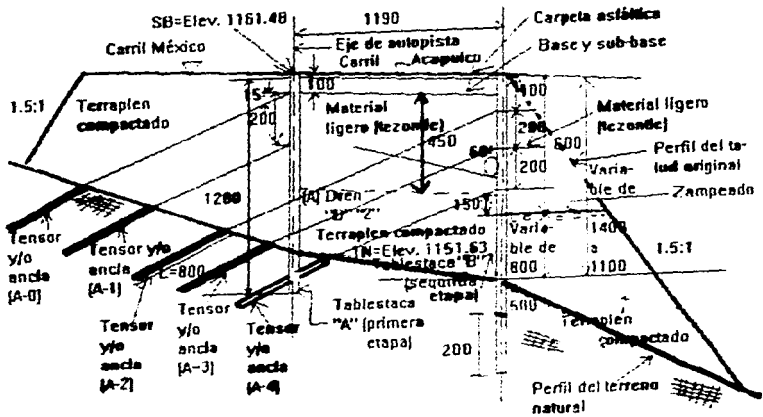
1. Perforación de 12m y 15" de diametro, para alojar tablestacado "A" (en el eje de la autopista.
- 2.- Colocación de tablestacado "A", incluye inyección de concreto (en el eje de la autopista.
- 3.- Ejecutar el corte O (h=1.00m)
- 4.- Colocar el ancla (A-O) para el tablestacado "A"
- 5.- Ejecutar el corte 1 (h= 1.50m)
- 6.- Proteger el paño vertical del terreno cortado (Tablestacado "A" y "B", con la malla electrosoldada y c/ concreto lanzado
- 7.- Ejecutar el corte 2 (h=1.50m)
- 8.- Ejecutar el corte 3 (h=1.50m)
- 9.- proteger el paño vertical del terreno cortado (tablestacado "A" y "B", con la malla electrosoldada y concreto lanzado.
- 10.- Colocar el ancla (A-1) para el tablestacado "A"
- 11.- Colocar drenes "B". Construir captación.

Segunda Etapa.

- 12.- Perforación de 15" a 20"de diametro, para alojar tablestacado "B" (hombro). Dejar extensión de viguetas hacia arriba hasta el hombro de la rasante del proyecto original.
- 13.- Colocación de tablestacado "B" (Hombro), incluye inyección de concreto y recubrimiento de las extensiones de las tablestacas.
- 14.- Ejecutar el corte 4 ($h= 1.50m$)
- 15.- Colocar el ancla (A-4) (tablestacado principal "B")
- 16.- Colocar material ligero hasta el nivel superior del corte 3
- 17.- Colocar el ancla (A-3) (tablestacado principal "B")
- 18.- Colocar material ligero hasta el nivel superior del corte 2
- 19.- Colocar el ancla (A-2) (Tablestacado "B")
- 20.- Reponer con material ligero (Tezontle) hasta el nivel de la subrasante
21. Colocar la estructura del pavimento y su señalamiento
22. Construir drenes C. Construir captación.



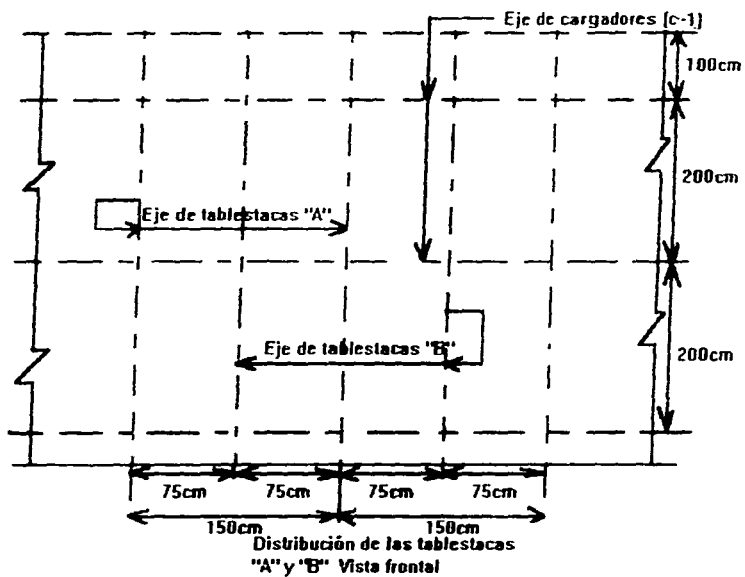
Localización de conceptos para las etapas constructivas.

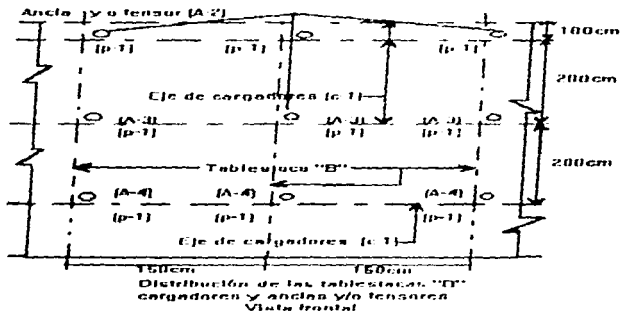
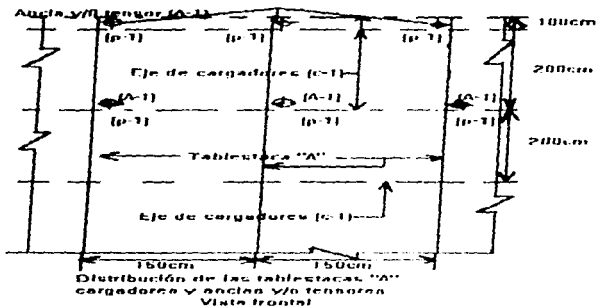


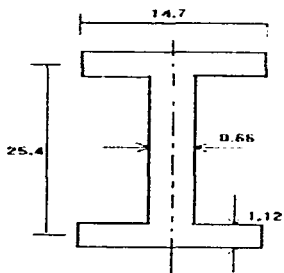
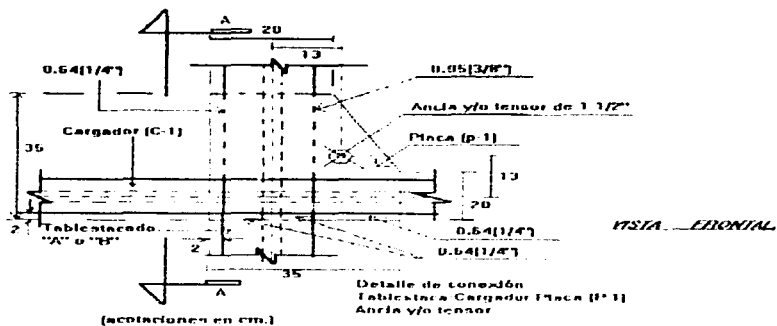
Km = 111+520 a 111+560
Sección transversal tipo

(Anotaciones en cm)

Condicion final.



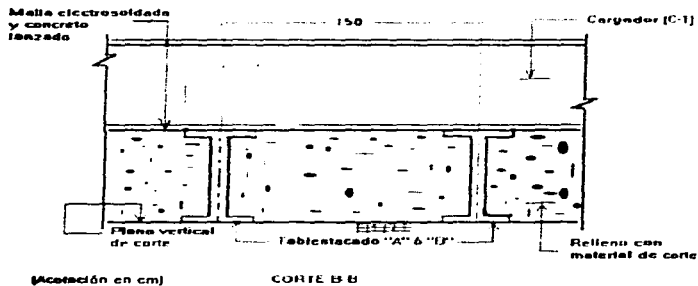
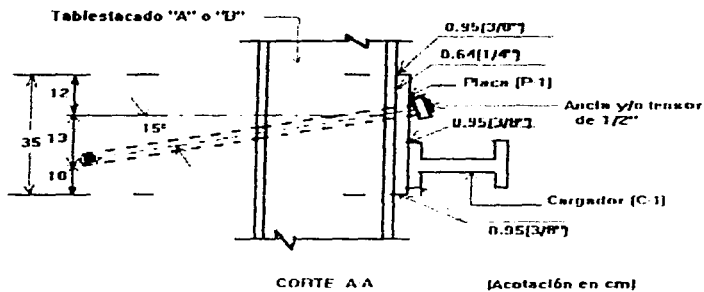


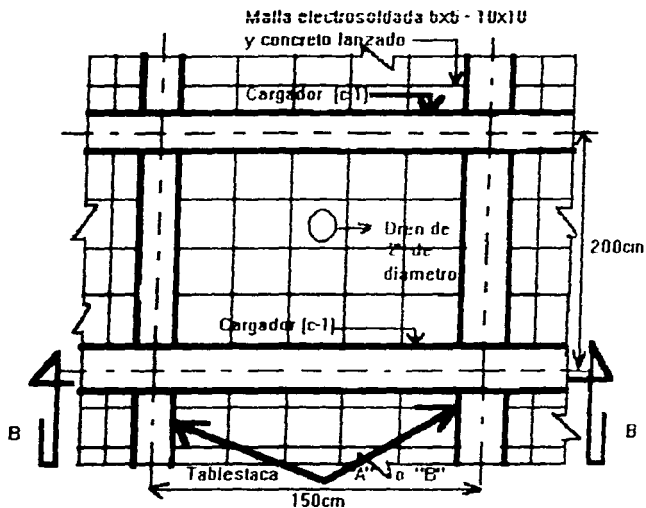


IPH-10"x3.3/4"x30.7 kg/ml
 Tablestaca "A" y "B"
 Cargadores [C 1]

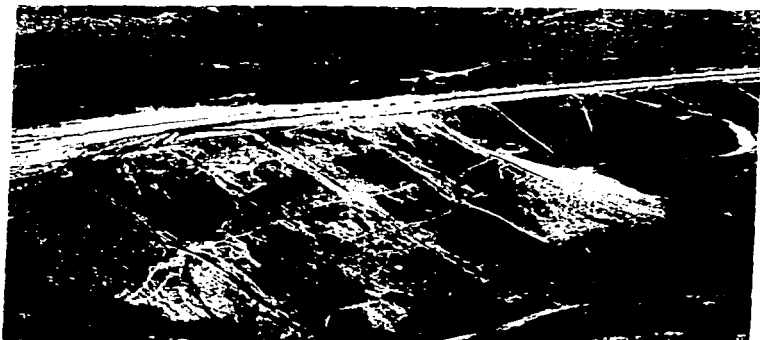
SECCION TRANSVERSAL

(Anotaciones en cm.)



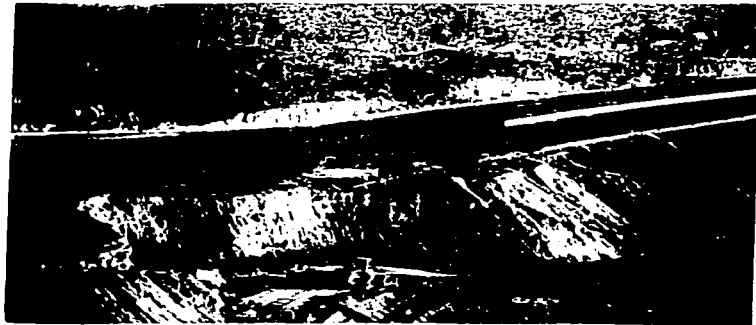


La protección del terreno cortado (pared), sera con malla electrosoldada de 6x6-10x10 y con recubrimiento de concreto lanzado. Protección final.
 Tablestacas "A" y "B"
 Vista frontal.



DE ALREDEDOR LA IMPORTANCIA FUNDAMENTAL EN EL TIEMPO EN





ESTRADA QUE SE
PRIMEBA EN LA ZONA DEL PRESENTE DEL TERRAJÓN.



SE APPRECIA LA MANERITA
DE LA PALLA QUE PERMITTE
EL TERRAJÓN.



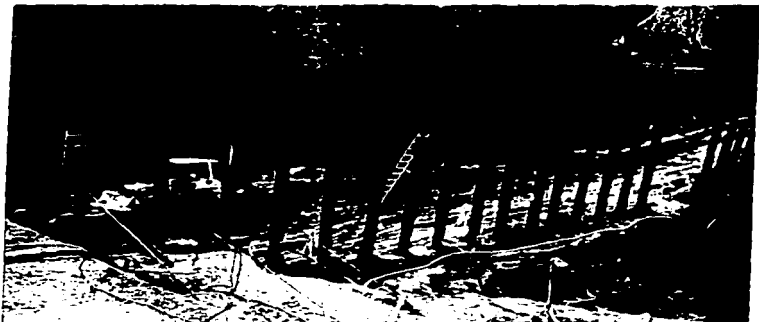
TABLA ESTACADO "A" Y "B" Y TRACK DRILL
BARRENANDO PARA EL ANCLAJE A-2.

NO. 7

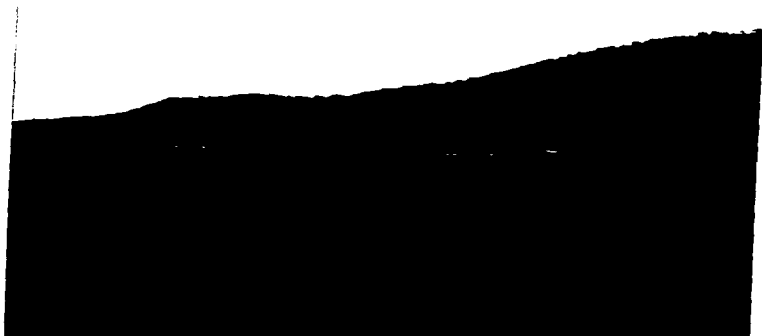


OBSERVENSE LOS SOBRESALIENTES DE LAS
TABLA ESTACAS "B" AL FONDO EL LADO
ACAPULCO Y A LA IZQUIERDA LOS TRACK
DRILL BARRENANDO PARA INSTALAR LAS
ANCLAS DEL NIVEL A-2.

No.



VISTA DE LAS ANCLAS 7, 8 Y 9 DEL NIVEL A-2 DE ANCLAS Y LAS VIGUETAS
DEL TABLAESTACADO B. DESDE LA 7 HASTA LA 29 FALTANDO COMPLETAR
LA 23, 24 Y 25 ESPACIO QUE QUEDA POR COMPLETAR Y QUE SE
DEJO PARA REALIZAR MANIOBRAS CON EL EQUIPO.
No. 1



VISTA DE LOS TABLAESTACADOS "A" Y "B" EN LA ZONA DE FALLA.
No. 2



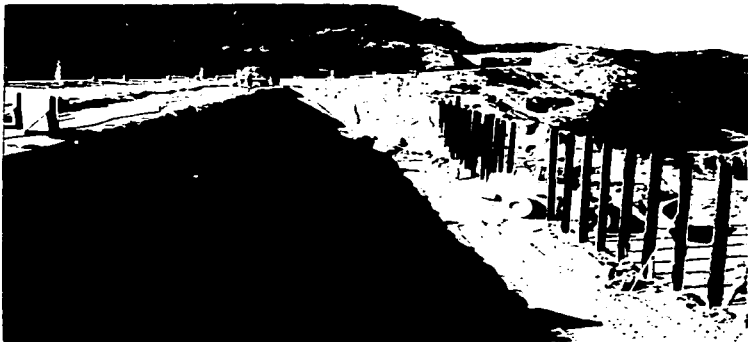
AL FONDO OBSERVI SE LA BARRERACION PARA INSTALAR EL ANCLA 14-A3
CORRESPONDIENTE AL SEGUNDO NIVEL DE ANCLAS DEL TABLAESTACADO B
REINICIADA EL 1 DE JULIO DE 1966.

No. 27



TRABAJOS PARA CONTROL DE MOVIMIENTOS VERTICALES DE LAS VIGUETAS DEL
TABLAESTACADO "A".

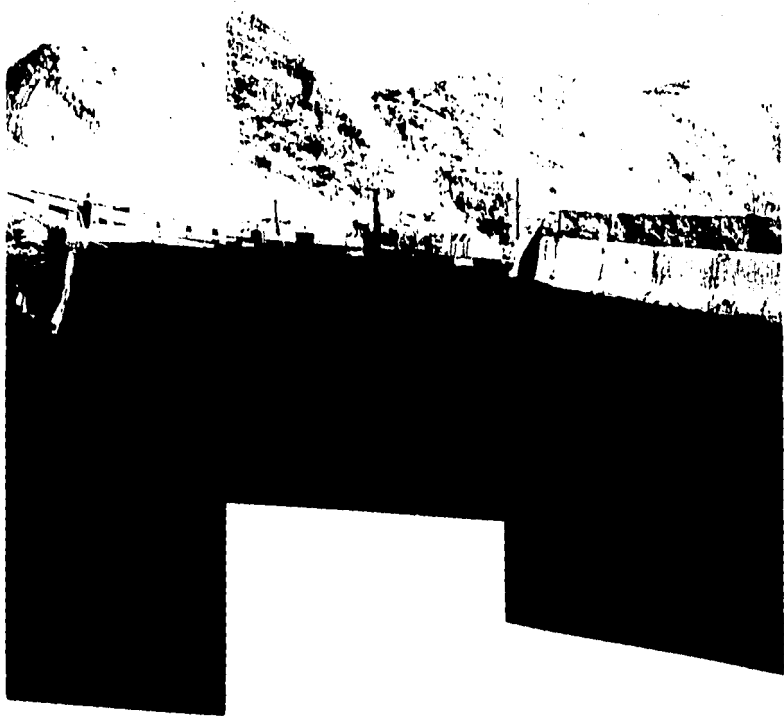
No. 28



VISTA DE LA ZONA DE FALLA DESDE EL LADO MEXICO
HACIA ACAPULCO. OBSERSE LA PARED VERTICAL DEL
TABLESTACADO "A" DEL LADO IZQUIERDO. AL FONDO EL
ESCALONAMIENTO PROTEGIDO CON CONCRETO LANZADO

EN EL LADO DERECHO EL TABLESTACADO "B" Y EL TALUD
DEL TERRAPLEN.

IMAGEN QUE PRESENTA LAS FALLAS DEL TERRAPLEN.





ZONA DE HUMEDAD.



MATERIAL DEL TERRAPLEN

PRECIOS UNITARIOS

Cantidades de obra.

Tablestacado "A" (IPR-10" * 5 3/4" * 38.7 kg/ml	336ml.
Tablestacado "B" (IPR-10" * 5 3/4" * 38.7 kg/ml	522ml.
Cargador C-1, (IPR-10" * 5 3/4" * 38.7 kg/ml	286ml.
Ancla y/o tensor c/varilla corrugada de 1 1/2" de diametro (fy= 4200 kg/cm2).	2600ml.
Material ligero (Tezontle)	2150m3.
Corte de material del terraplén (Corte 0 al 4)	3500m3.
Perforación de 3" de diametro para la colocación de los drenes	150ml.
Tubería perforada PVC de 2" de diametro (Lloraderos Para el venero)	150ml.
Concreto f'c= 100 kg/cm2 para inyección en tablestacas	95m3.
Mortero cemento-Arena (5:1) para inyección en anclas y/o tensores.	10m3.
Relleno con material del corte, entre el paño del corte y la malla electrosoldada y el concreto lanzado.	110m3.
Placa de anclaje (P-1) de 35 * 35 * 2.54 cm	141 pza. 165

DESCRIPCIÓN Colocación de placas para anclaje de
35 * 35 * 2.54 Incluye materiales, mano de obra y equipo
a cada 1.5m.

FECHA	
UNIDAD	pza
RENDIMIENTO	

MATERIAL	U	CANTIDAD	PIJ	IMPORTE
Placa de 35 * 35 * 2.54	pza	1 0000	66.37	66.37
Soldadura	kg	0.03:0	4.10	0.13
Suma				66.50

MANO DE OBRA

1 Oficial soldador electrico - 1 Ayudante especializado	por	0.1000	173.19	17.92
Suma				17.92

EQUIPO Y HERRAMIENTA

Planta para soldar con motor a gasolina. Lincon SAE 400	HR.	0.0180	42.01	0.76
Suma				0.76

COSTO DIRECTO 85.17

DESCRIPCIÓN Suministro e instalación de tubería de PVC
 Incluye Perforación para su instalación y todo lo necesario para su correcta colocación.

FECHA	
UNIDAD	ml
RENDIMIENTO	

MATERIAL	U	CANTIDAD	P U	IMPORTE
Tubo de PVC 2" de diametro	ml	1 0000	30 00	30 00
Suma				30 00

MANDO DE OBRA				
1plomero + Ayudante plomero	por	0 0138	194 71	2 69
Auxiliar Topografo	por	0 0138	90 72	1 23
Suma				3 98

EQUIPO Y HERRAMIENTA				
Track Drill	HR.	0 0120	151 85	1 82
Suma				1 82

COSTO DIRECTO 35 80

DESCRIPCIÓN: Relleno de material producto del corte
 Incluye: Apionamiento, materiales, mano de obra y equipo

FECHA	
UNIDAD	m ³
RENDIMIENTO	

MATERIAL	U	CANTIDAD	P U	IMPORTE
Suma				0.00
MANO DE OBRA				
1 pedón	por	0.0033	68.55	0.23
Suma				0.23
EQUIPO Y HERRAMIENTA				
Trascabo Caterpillar 953, 2ydas cubetas, 150 hp	HR	0.0200	218.90	4.34
Suma				4.34

COSTO DIRECTO 4.57

DESCRIPCIÓN: Relleno de material ligero Tezonite, en corte del terrapien. Incluye: materiales, mano de obra y equipo.

FECHA	
UNIDAD	m3
RENDIMIENTO	

MATERIAL	U	CANTIDAD	P U	IMPORTE
Tezonite	m3	1.0000	73.63	73.63
Suma				73.63

MANO DE OBRA				
	U	CANTIDAD	P U	IMPORTE
1 peón	HR	0.0565	68.55	5.82
Suma				5.82

EQUIPO Y HERRAMIENTA				
	U	CANTIDAD	P U	IMPORTE
Buldozer D4E 80HP. Caterpillar	HR	0.0565	99.64	5.63
Suma				5.63

COSTO DIRECTO 85.08

DESCRIPCIÓN Concreto lanzado para cubrir malla corrida.
En talud f'c=100kg/cm²

FECHA	
UNIDAD	m ²
RENDIMIENTO	

MATERIAL	U	CANTIDAD	P.U	IMPORTE
Cemento	ton	0.0180	640.48	11.58
Arena	m ³	0.031	70.00	2.37
Agua	m ³	0.0063	4.90	0.03
Suma				13.98

MANO DE OBRA

1 lanzador + 1 operador de chiflon + operador de lanzadora + operador de mezcladora + Sobrestante	da	0.0167	368.34	6.15
Suma				6.15

EQUIPO Y HERRAMIENTA

Lanzadora de concreto MI-CON, Tipo TR40c	HR	0.1667	65.93	10.99
Suma				10.99

COSTO DIRECTO 31.12

DESCRIPCIÓN Bombeo de concreto premezclado
f'c=100kg/cm2, vaciado con bomba en tablerías. Incluye
mano de obra, herramienta, vibrado y curado.

FECHA	
UNIDAD	m3
RENDIMIENTO	

MATERIAL	U	CANTIDAD	P U	IMPORTE
cemento gris	ton	0.2750	693.48	190.71
arena	m3	0.5446	71.92	39.17
grava	m3	0.6591	71.92	47.40
agua	m3	0.2604	4.90	1.28

Suma 278.55

MANDO DE OBRA

1 oficial albañil + 5 peones	va	0.0450	413.89	13.98
------------------------------	----	--------	--------	-------

Suma 13.98

EQUIPO Y HERRAMIENTA

Vibrador para concreto Wacker M.2000/SM.45/H.35	HR	0.3810	76.84	29.28
Bomba para concreto BP250HDE	HR	0.0370	40.92	1.51

Suma 30.79

COSTO DIRECTO 329.32

DESCRIPCIÓN Corte de material del terraplen a maquina incluye extracción y limpieza de talud carga a camión y acarreo a cada 1.5m.

FECHA	
UNIDAD	m3
RENDIMIENTO	

MATERIAL	U	CANTIDAD	P U	IMPORTE
Suma				
MANO DE OBRA				
Trabajador	hr	0.0140	64.55	0.90
Suma				0.90
EQUIPO Y HERRAMIENTA				
Excavador	HR	0.0130	393.37	5.11
Cargador frontal Caterpillar 966D	HR	0.0069	256.15	1.84
Suma				7.02
COSTO DIRECTO				7.97

DESCRIPCION: Tabloteado "A" y "B", base de viga IPR
 10" * 5 3/4 * 38.7 kg/ml. Incluye perforación e hincado de vigueta
 a cada 1.5m.

FECHA	
UNIDAD	ml
RENDIMIENTO	

MATERIAL	U	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Viga IPR 10" * 5 3/4 * 38.7 kg/ml	ml	1.0000	189.63	189.63
Suma				189.63

MANO DE OBRA

cabo de colocación + 5 peones + 1 auxiliar topográfico	por	0.0165	518.18	8.55
Suma				8.55

EQUIPO Y HERRAMIENTA

Grúa petitbome mod. 30MKP 120HP, con broca	HR	0.0500	350.00	17.50
Suma				17.50

COSTO DIRECTO 215.73

DESCRIPCIÓN Inyección de mortero cemento-arena (1:5)
en anclas y tensores. Incluye: preparación de la mezcla, materiales
mano de obra y equipo.

FECHA	
UNIDAD	m ²
RENDIMIENTO	

MATERIAL	U	CANTIDAD	PU	IMPORTE
cemento	ton	0.3616	643.48	233.68
Avena	m ²	1.2347	71.92	88.80
agua	m ²	0.3140	4.90	1.54
Suma				323.02
MANO DE OBRA				
Oficial albañil	HR	0.0038	131.14	0.50
2 peones	HR	0.0028	68.55	0.19
Suma				0.58
EQUIPO Y HERRAMIENTA				
Mezclador tipo MP200	HR	0.0028	40.92	0.11
Suma				0.11

COSTO DIRECTO	323.71
----------------------	---------------

DESCRIPCIÓN Colocación de cargadores. Incluye material
mano de obra y equipo

FECHA	
UNIDAD	ml
RENDIMIENTO	

MATERIAL	LI	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Viga IPR 10" * 5 3/4 * 38 7 kg/ml	ml	1 0000	189 63	189 63
Soldadura Elesa 70 " Electrodo:"	kg	0 0303	4 10	0 37
Suma				193 00

MANO DE OBRA

1 oficial soldador electrico + 3 ayudantes especializados	por	0 0143	307 57	4 39
Suma				4 39

EQUIPO Y HERRAMIENTA

Planta para soldar de 300 amperios, con motor a gasolina Lincon SAE 400	HR	0 0510	42 01	2 14
Grúa pettiborie mod. 30mkp. 120 HP	HR	0 0500	281 24	14 56
Suma				16 70

COSTO DIRECTO 211 10

DESCRIPCIÓN Tirantes de anclaje con varilla corrugada de 1 1/2" de diámetro (fy= 4200 kg/cm²). Incluye: materiales, mano de obra, equipo y colocación.

FECHA	
UNIDAD	m
RENDIMIENTO	

MATERIAL	U	CANTIDAD	PU	IMPORTE
Tirante de anclaje de 1 1/2", fy= 4200kg/cm ²	ton	0.0085	2904.34	25.96
Suma				25.96
MANO DE OBRA				
1 topografo	por	0.0134	128.85	1.78
1 cabo de anclaje = 4 pecores	por	0.0200	398.43	7.97
Suma				9.75
EQUIPO Y HERRAMIENTA				
Track Drill	HR	0.0120	151.85	1.82
Suma				1.82

COSTO DIRECTO 37.53

DESCRIPCIÓN Colocación de malla electrosoldada
Incluye materiales mano de obra y equipo

FECHA	
UNIDAD	m ²
RENDIMIENTO	

MATERIAL	U	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Malla electrosoldada	m ²	1 0000	9 67	9 67
Soldadura	kg	0 0043	4 10	0 02
Suma				9 69
MANO DE OBRA				
1 Oficial electrico + 3 ayudantes especializado	HR	0 0046	307 57	1 41
Suma				1 41
EQUIPO Y HERRAMIENTA				
Planta para soldar	HR	0 0070	42 01	1 55
Suma				1 55
COSTO DIRECTO				12 66

PRESUPUESTO

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
1	Corte de material del terraplen a máquina Incluye: la extracción y limpieza de talud, carga a camión y acarreo a cada 1.5m	m ³	3500.00	7.57	27095.00
2	Relleno de material ligero Tezonite en corte del terraplen. Incluye materiales, mano de obra y equipo	m ³	2150.00	85.06	182822.00
3	Relleno con material del corte entre el paño del corte y la malla electrosoldada y el concreto lanzado Incluye: apizonamiento, materiales, mano de obra equipo y todo lo necesario para su correcta colocación.	m ³	110.00	4.57	502.70
4	Suministro e instalación de tubería de PVC Incluye: Perforación para su instalación y todo lo necesario para su colocación	ml	150.00	35.80	5370.00
SUMA PARCIAL \$					216689.70
TOTAL ACUMULADO \$					216689.70

PRESUPUESTO

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
5	Tablestacado Ay B, base de viga IPR 10" x 5 3/4" 38 7kg/ml, Incluye perforación e hincado de vigueta a cada 1.5m	ml	874.00	215.73	188595.42
6	Concreto f'c=100kg/cm2, para inyección en tablestacas	m3	95.00	329.02	31265.40
7	Colocación de cargadores IPR, incluye materiales, mano de obra y equipo	ml	286.00	211.10	60374.60
8	Tuercas de anclaje con varilla corrugada de 1 1/2" de diámetro f'y= 4200kg/cm2, Incluye materiales, mano de obra, equipo y colocación	ml	2600.00	37.53	97578.00
9	Colocación de malla electrosoldada, incluye materiales, mano de obra y equipo	m2	420.00	12.08	5073.60
SUMA PARCIAL \$					373651.04
TOTAL ACUMULADO \$					596341.24

PRESUPUESTO

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
10	Inyección de mortero cemento arena (1:5) en juntas y tensores. Incluye preparación de la mezcla, materiales, mano de obra y zepuro.	m3	104.00	323.71	33671.00
11	Placa de aislamiento 11 de 35 x 25 x 2.54 cm.	cm	141.00	85.17	12008.97
12	Concreto lanzado para cubrir malla electrosoldada colocada en el talud f'c=100 kg/cm2	m2	420.00	31.12	13070.40
Subtotal					48750.37
Total					48750.37

Conclusiones.

Al término de este trabajo consideramos que los objetivos señalados al principio, si se cumplieron, pues no solamente se realizó el diseño de la estabilidad del talud, si no que además durante la realización de éste trabajo ya estaban en funcionamiento los trabajos de la obra, para lograr lo más pronto posible la buena estabilidad con el diseño propuesto, además de que se atacó el problema desde su raíz, pues el principal problema de esto fue que su drenaje no era suficiente para desalojar el agua que quedaba en el terraplén, dejando por consecuencia saturado, y desequilibrando la buena estabilidad del talud y provocando la caída del mismo mediante una falla local; se colocaron nuevos drenes con la suficiente capacidad para desalojar el agua en el terraplén, esto a la par de la colocación de los tablestacados.

Aprendimos muchas cosas nuevas sobre la estabilidad de taludes con éste trabajo realizado, porque es un problema real y reciente, de tal forma que nos permitió conocer de sistemas actuales que ayudan al buen funcionamiento de las carreteras más actuales que hay en nuestro país.

Habiendo cumplido con el objetivo de éste trabajo, nos sentimos satisfechos por haber contribuido en un trabajo muy importante, ya que de esta manera se van superando los problemas que puedan sucitarse en nuestra infraestructura carretera y en cualquier tipo de construcción.

Esperamos que en un futuro próximo tengamos la oportunidad de seguir contribuyendo en la superación de los sistemas constructivos y en cualquier otro trabajo de infraestructura, y tengamos la oportunidad de aplicarlas por bien de nuestro país.

BIBLOGRAFIA.

"Mecanica de suelos y cimentaciones".
Ingeniero Carlos Crespo Villalaz.
Editorial Limusa.

"Las pantallas de tablestacas metálicas
se usan cada vez más en las obras".
(curso practico de mecanica de suelos)
J. Cosset Past-Negro.

Documentos proporcionados por la SCT
(Secretaría de comunicaciones y
Transportes):

"Método de el Instituto de Ingeniería de
la UNAM para proyecto de pavimento
flexible".

"Análisis de los coeficientes de daño
unitarios correspondientes a los
vehículos autorizados en la red
de carreteras Mexicanas".
A. Rico R. ,J. M. Orozco,R. Tellez G.
y M. Sánchez

"Instructivo para el diseño estructural de
pavimentos flexibles para carreteras".
Santiago Corro, Roberto Magallanes.

"Otros documentos de la carretera México-Acapulco".

"Muros de retención tomo A y M".
Reimbert.

"Mecánica de suelo en la ingeniería practica
Knoi Terzaghi".

"Mecánica de suelos".
Lambe Whitman.
Limusa Noriega.

"Manual de pavimentos".
Jesús Moncayo V.
CECSA.

"Ingeniería de carreteras".
Paul H. Wright.
Limusa Noriega de editores.