

35
24.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

"CAMPUS ARAGÓN"

**"MEJORAMIENTO DEL SUELO EN EL
ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL DE
DESAGÜE PARA EL TRAMO COMPRENDIDO
POR EL KM. 0+000 AL 9+360"**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE :

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

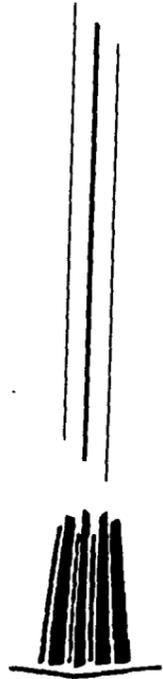
CARLOS OLVERA GARCIA

ASESOR DE TESIS :
ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

MÉXICO

1997

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

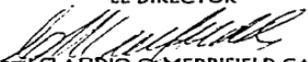
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

CARLOS OLVERA GARCÍA
PRESENTE.

En contestación a su solicitud de fecha 17 de octubre del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSÉ LUIS RODRÍGUEZ TORRES pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado, "MEJORAMIENTO DEL SUELO EN EL ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL DE DESAGÜE PARA EL TRAMO COMPRENDIDO POR EL KM. 0+000 AL 9+360", 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 preclaudro 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., 4 de noviembre de 1996
EL DIRECTOR


M. en C. 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
CAMPUS ARAGÓN

UNIDAD ACADÉMICA

En presencia de DANIEL VELÁZQUEZ VÁZQUEZ
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 21 de mayo del año en curso, por la que se comunica que el alumno CARLOS OLVERA GARCÍA, de la carrera de Ingeniería Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "MEJORAMIENTO DEL SUELO EN EL ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL DE DESAGÜE PARA EL TRAMO COMPRENDIDO POR EL KM. 0-000 AL 9-360", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, le reitero las seguridades de mi atenta consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 22 de mayo de 1997
EL JEFE DE LA UNIDAD


LIC. ALBERTO BARRA ROSAS

c c p Asesor de Tesis.
c c p Interesado.

AIR'la.

AGRADECIMIENTOS

Con cariño y respeto a mis padres:
Timoteo Olvera y Aurelia García por el
apoyo que me han dado a lo largo de mi
existencia, así como durante mi formación
académica.

A mis hermanos Rocío y Mario de
quienes he recibido un gran apoyo y
compresión.

A mi hermano Celso con el que he pasado
grandes momentos, apoyándome
incondicionalmente en mis proyectos .

A mis amigos por su apoyo y conocimientos brindados durante nuestra formación académica.

Al Ing. Ruben Pineda quien me ha brindado su amistad, conocimientos, así como su apoyo durante la realización de esta tesis.

**A la Escuela Nacional de Estudios
Profesionales **ENEP-ARAGON** por
haberme brindado la oportunidad de
realizar una carrera profesional.**

**Con profundo respeto y admiración a mi
asesor de tesis: Ing. José Luis Rodríguez
Torres quien me ha brindado sus
conocimientos, así como su apoyo y
paciencia durante la realización de este
trabajo.**

ÍNDICE

CAPITULO 1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	ANTECEDENTES	4
1.2	PROBLEMÁTICA	10
1.3	OBJETIVO DEL ENTUBAMIENTO	13
1.4	POLÍTICA DE OPERACIÓN	13
1.5	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	16
CAPITULO 2	EXPLORACIÓN Y MUESTREO	22
2.1	EXP. EN LAS MÁRGENES	22
2.2	EXP. POR EL CENTRO DEL CAUCE	28
2.3	LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS	36
2.4	ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES	37
	<i>2.4.1 Márgenes del canal</i>	37
	<i>2.4.2 Centro del cauce</i>	48
2.5	ESTRATIGRAFIA FINAL	67

CAPITULO 3	ESTABILIDAD DE TALUDES	72
3.1	ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES	72
3.2	INTERPETRACIÓN DE LOS RESULTADOS	87
CAPITULO 4	ELABORACIÓN DEL TRAMO DE PRUEBA	95
4.1	PLANTEAMIENTO	95
4.2	CARACTERÍSTICAS DEL TRAMO DE PRUEBA	96
4.3	OBJETIVO DEL TRAMO DE PRUEBA	113
4.4	DESCRIPCIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN	114
4.5	RESULTADOS DE LA INSTRUMENTACIÓN	122
CAPITULO 5	MEJORAMIENTO DEL SUELO	134
5.1	ESPECIFICACIONES PARA EL MEJORAMIENTO DEL SUELO	134
5.1.1	Excavación	134
5.1.2	Estabilidad de los taludes	135
5.1.3	Dren Longitudinal	136

5.1.4 Mejoramiento	138
5.1.5 Precarga	146
5.2 RECOMENDACIONES Y OBSERVACIONES PARA EL ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE	150
5.2.1 Excavación	150
5.2.2 Colocación del mejoramiento	151
5.2.3 Colocación de la precarga	151
5.2.4 Retiro de la Precarga	152
5.2.5 Colado de la plantilla de desplante	152
5.2.6 Colado del cajón de conducción	152
5.2.7 Colocación de los rellenos laterales	153
5.2.8 Evolución de los hundimientos	154
ÁLBUM FOTOGRÁFICO	156

CAPITULO 6 CONCLUSIONES	164
--------------------------------	------------

BIBLIOGRAFÍA	169
---------------------	------------

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN

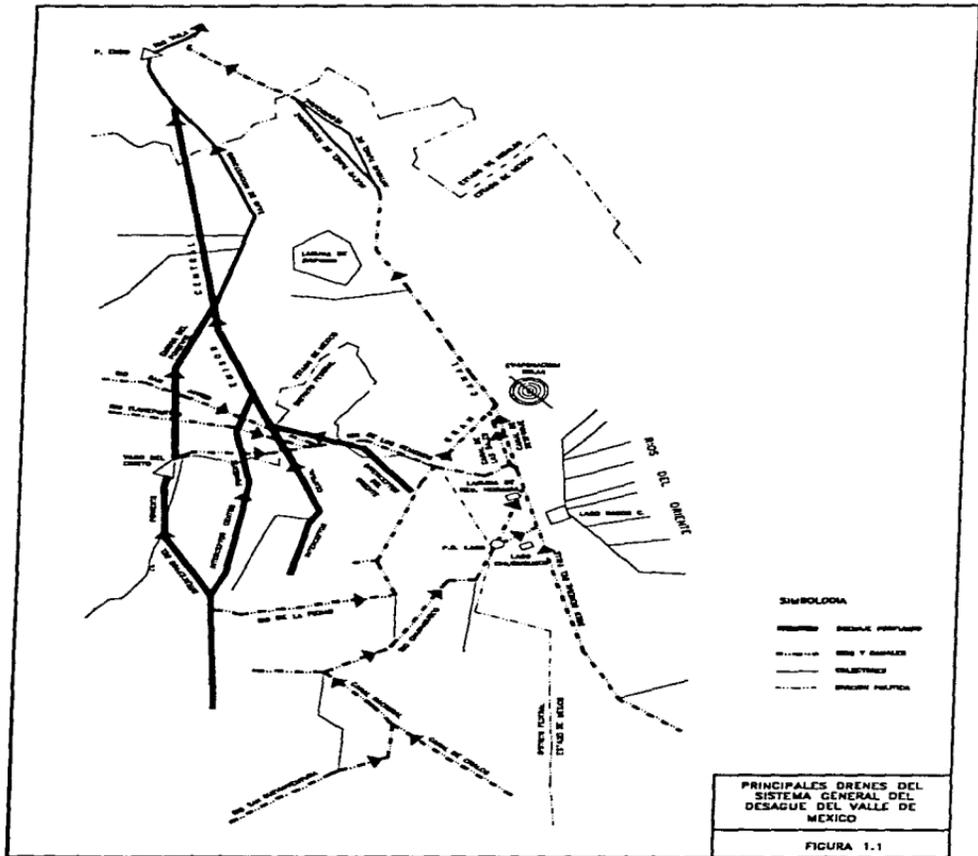
1. INTRODUCCIÓN

El Sistema General de Desagüe de la Ciudad de México es de tipo combinado y esta constituido por redes de alcantarillado, colectores, cauces a cielo abierto, canales, presas, túneles y lagunas de regulación.

Esta infraestructura se completa con el Sistema de drenaje Profundo, el cual surgió por la necesidad de desalojar grandes volúmenes de agua en periodos cortos fuera del D.F. y del Valle de México, con el propósito de proteger a la ciudad de grandes inundaciones durante la época de lluvias.

Los principales drenes del Sistema General del Desagüe del Valle de México, están conformado por el Gran Canal de Desagüe, Dren General del Valle, Río de los Remedios, Tlanepantla, San Buenaventura, De la Compañía, Canal Nacional, Canal de Chalco, Canal del Desfogue, así como, los ríos entubados: Churubusco, de la Piedad y Consulado.

El drenaje profundo se encuentra constituido por el Emisor Central, que recibe las descargas de los interceptores Central, Centro-Poniente y Oriente; y el Emisor Poniente que recibe las descargas del interceptor Poniente a través del Vaso de Cristo. Ver figura 1.1.



Particularmente dentro Distrito Federal se cuenta con redes primarias y secundarias de drenaje; dentro de la red primaria (tuberías con diámetros mayores a 0.60 m) se destacan los siguientes colectores a los cuales se les conoce como drenes principales (que forman parte del Sistema General de Desagüe del Valle) y son: Gran Canal de Desagüe, Río de Remedios, Río Tlanepantla, San Buenaventura, Churubusco, La Piedad, Consulado, Canal de Chalco y Canal Nacional. Cabe mencionar que dentro del D.F., además de la infraestructura antes mencionada es imprecedible la utilización de plantas de bombeo para asegurar el buen funcionamiento del sistema integral de drenaje; debido a que los asentamientos del subsuelo y al hundimiento (asentamiento regional) producido por la explotación de los acuíferos del Valle, para abastecer la demanda de agua potable de la población, provocó que los colectores hayan perdido su pendiente original quedando a un nivel más bajo con respecto a su propia descarga (así como la pérdida de descarga por gravedad), ocasionando que el tiempo de concentración en los colectores aumentara, provocando que el nivel de las aguas residuales aumentara en los pozos de visita (principalmente en la época de lluvias) y en algunos casos su derramamiento hacia las vialidades, ocasionando inundaciones.

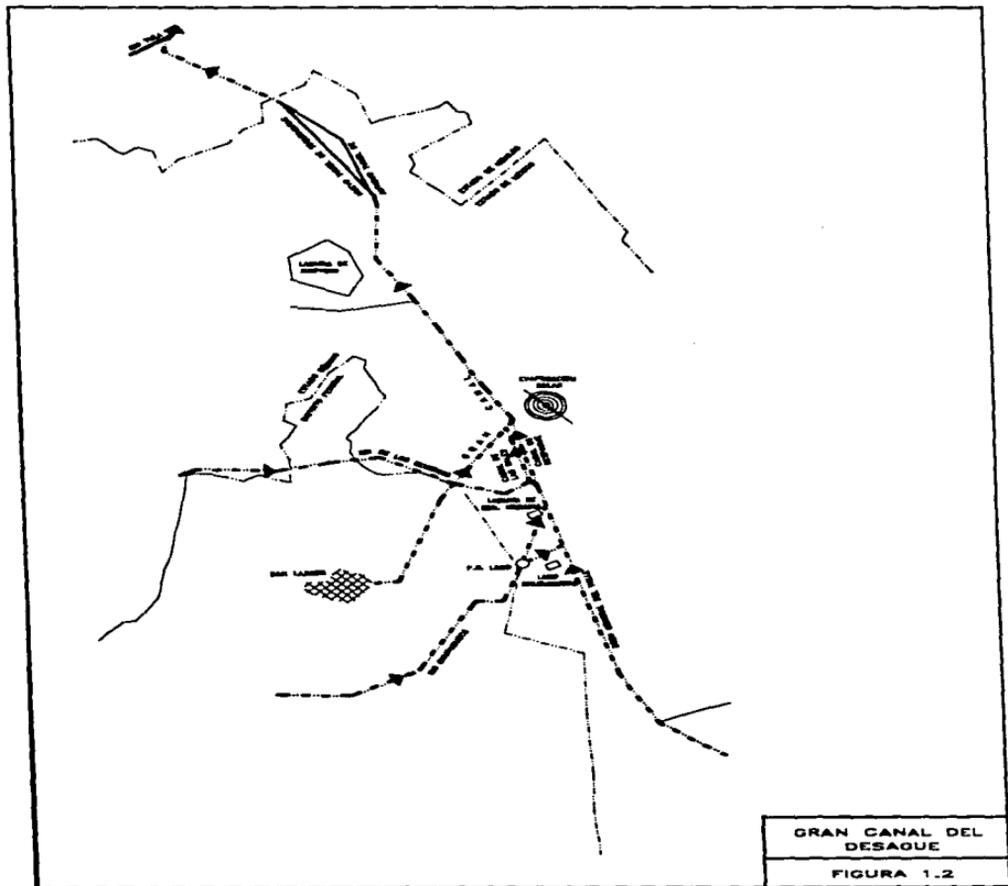
Es así como, el Sistema General de Desagüe de la Distrito Federal consta de 9,500 km de red secundaria (diámetros menores a 0.60 m); 1,362 km de red primaria (diámetros mayores a 0.60 m); 78 plantas de bombeo con una capacidad

conjunta de 611 m³/seg y 93 plantas de bombeo en pasos a desnivel (vehiculares) con una capacidad nominal de 14.3 m³/seg.

1.1 ANTECEDENTES

El Gran Canal de Desagüe es de sección trapezoidal, inicia en San Lázaro en el D.F. , con rumbo NE, hasta llegar a San Cristóbal Ecatepec, de donde se desvía hacia el NW hasta llegar a los túneles de Tequisquiác, por donde las aguas negras salen del Valle de México, desembocando en el Río Salado de la cuenca del Río Tula. En su recorrido recibe las descargas, por el km 9+400 , del Río de los Remedios y aproximadamente por el km 18+000, las aportaciones del Canal de la Draga y Canal de Las Sales por donde fluyen los escurrimientos del Dren General del Valle, que desaloja las aguas regularizadas de los ríos: Churubusco, de la compañía, Coatepec y Dren Chimalhuacán I y II. Ver figura 1.2.

Esta canal ha sido parte esencial de la primera red de drenaje por gravedad para la ciudad de México. Se inauguro en el año de 1900 y fue diseñado para servir a una población de un millón de habitantes, drenando tan sólo una área de 17 km², con una capacidad de 5.0 m³/seg en sus primeros kilómetros y 15m³/seg en su parte final.



Los antecedentes de ésta estructura hidráulica datan de los tiempos de la colonia, según las crónicas en 1607 se presentaron crecientes extraordinarias que causaron grandes inundaciones, buscando evitar estos problemas; en 1608 se inició la construcción del tajo de Nochistongo, el cual se realizaría en túnel y posteriormente a cielo abierto, siendo terminado en 1767. Como dicha obra fue insuficiente (con el paso de los años y el crecimiento de la población) para el desalojo de las aguas residuales y pluviales del Valle de México, en el año de 1888 se realizó y aprobó el proyecto del Gran Canal del Desagüe y el primer túnel de Tequisquiác, como emisores de la Ciudad de México.

Este Sistema de drenaje urbano, obra notable del Porfiriato, dependía para su eficaz funcionamiento de la estabilidad del subsuelo, sin embargo, a través del tiempo, las fracturas y los hundimientos del terreno lo desquiciaron haciendo ineficiente el desalojo de las aguas residuales fuera del Valle.

A partir de 1930, este hecho ya fue notable, y se vio aparejado con el desorbitado crecimiento de la población de la ciudad disminuyendo las áreas de regulación. Además, la proliferación de numerosos pozos de bombeo para el abastecimiento de agua potable a la población, aceleró el hundimiento general del suelo, dislocando la red de alcantarillado por la formación de columpios y contrapendientes en los colectores.

Debe así considerarse que las obras inauguradas a principios del siglo XX funcionaron razonablemente hasta el año de 1925, año en que se detectó que en muchos lugares los colectores habían descendido más de 50 cm perdiendo su pendiente original.

Con el crecimiento de la población en la ciudad, en el año de 1930, se emprende la llamada prolongación Sur del Gran Canal, así como la construcción de colectores, que requirieron posteriormente obras especiales, tales como carcamos de bombeo para lograr el libre escurriendo del flujo. Estas acciones representaron la solución al drenaje por varios años, al menos hasta que empezó a funcionar el drenaje profundo.

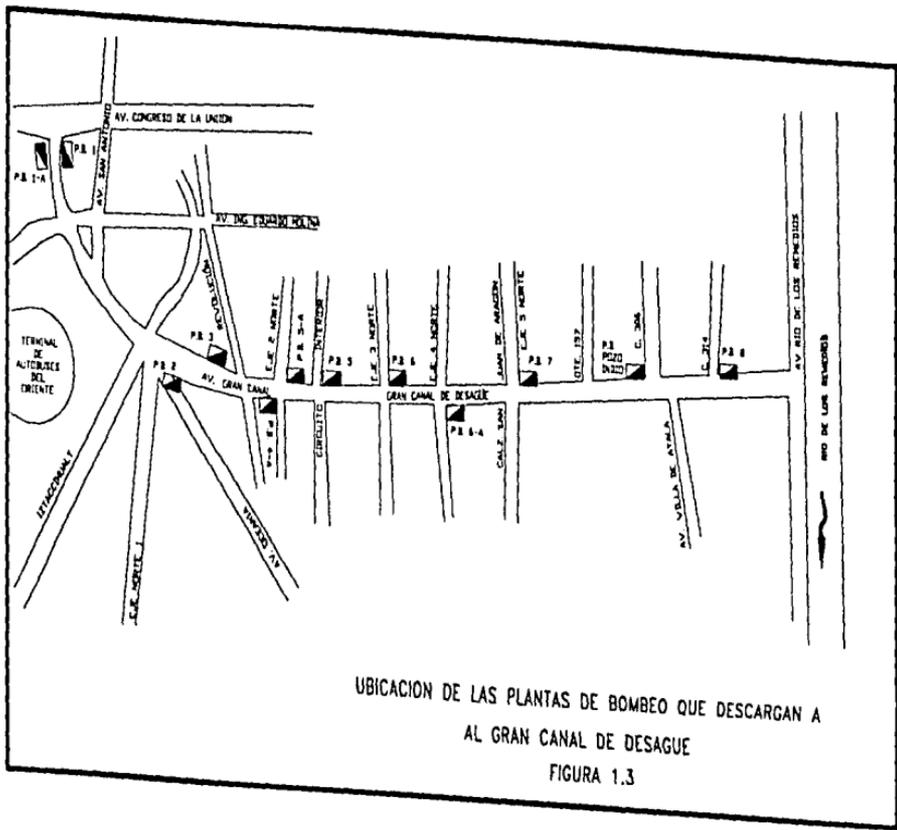
Ya en 1950 el hundimiento del terreno era tal que los escurrimientos del Gran Canal en sus primeros kilómetros tenían que realizarse por carga hidráulica, pues su plantilla ya estaba en contrapendiente con respecto a sus condiciones originales.

Como la capacidad del Gran Canal se veía amenazada por el aumento constante de los escurrimientos, en 1937 se inició el nuevo Túnel de Tequesquiac que fue terminado en el año de 1954. Aparte de constantes dragados del Gran Canal y la sobre-elevación de sus bordos como obras de refuerzo, lo que permitió incrementar su capacidad hasta $175 \text{ m}^3/\text{seg}$.

En 1970 con la presencia del drenaje profundo, se inauguro una obra de alivio al Gran Canal, la cual descarga hacia el Interceptor Oriente del Drenaje Profundo en época de lluvias. Esta estructura de alivio se encuentra en el cadenamiento 7+010 de su margen izquierda. Y se le denomina como "Obra de toma del Interceptor Oriente". Esta obra de toma es de gran importancia para el funcionamiento del Gran Canal, pues por medio de ésta, se desalojan grandes cantidades de aguas negras en la época de lluvias, evitando grande inundaciones a la ciudad de México.

Es así, como el Gran Canal tiene una longitud total de 47 km desde San Lázaro hasta donde empieza el antiguo y el nuevo túnel de Tequesquiac y, solamente alrededor de 9.5 km de longitud dentro del D.F.

Las plantas de bombeo que descargan al Gran Canal se encuentran localizadas en sus primeros 8 km, dentro de las zonas urbanas afectadas por los hundimientos del terreno, identificándose como siguen: PB-1, PB-2, PB-3, PB-4A, PB-5A, PB-5, PB-6A, PB-6, PB-7, PB-Pozo Indio y PB-8; con un total de 117 equipos de bombeo con una capacidad nominal de 220 m³/seg. En la figura 1.3 se muestra la ubicación de estas plantas.



UBICACION DE LAS PLANTAS DE BOMBEO QUE DESCARGAN A
 AL GRAN CANAL DE DESAGÜE
 FIGURA 1.3

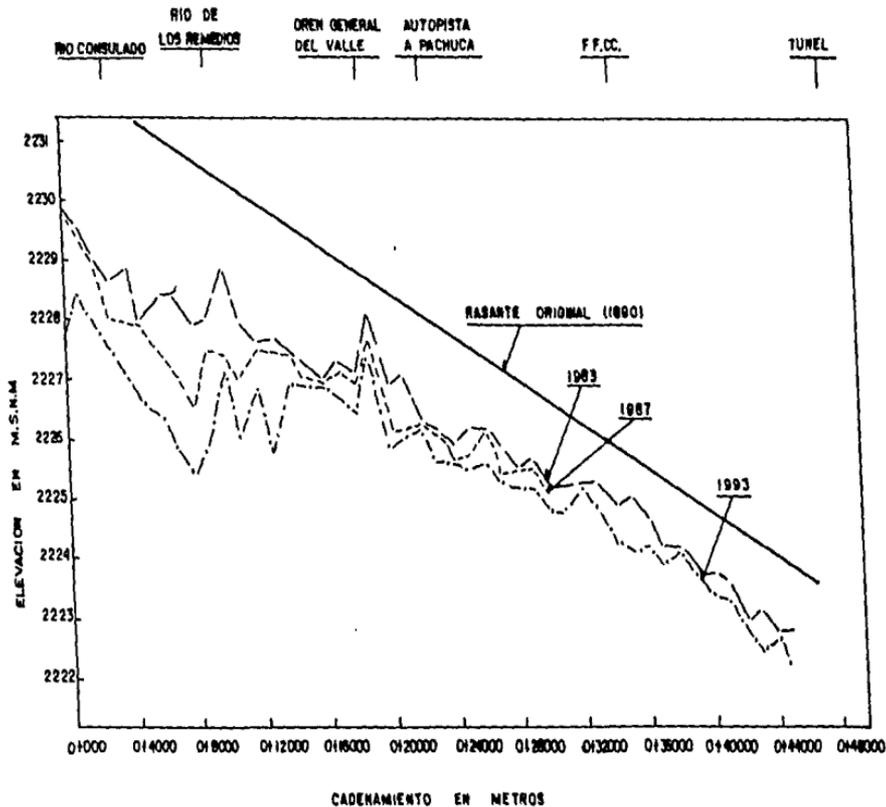
1.2 PROBLEMÁTICA

Como se menciono anteriormente esta obra ha perdido buena parte de su capacidad de conducción, debido a los hundimientos diferenciales del suelo y al acumulamiento del azolve en el fondo de ésta.

Según información de los hundimientos del Gran Canal, se determinó que hasta el km 14+000 se presentaron hundimientos mayores a los 16 cm/año; entre el km 14+000 y km 20+000 se encuentra una zona de transición, correspondiente a las faldas de la Sierra de Guadalupe, donde se registran hundimientos de 8 a 16 cm/año. El máximo valor del hundimiento es de 23 cm/año y se presenta en el km 7+000 y 9+000.

En la figura 1.4 se muestra los cambios que ha sufrido la pendiente del cauce durante el período comprendido por los años 1900-1993, observándose dicha figura notamos que del km 20+000 al km 47+000 el hundimiento del fondo del cauce es uniforme, permitiendo que el canal trabaje por gravedad. Pero, cosa contraria a esto, en los primeros 20 km del canal se presenta un mayor hundimiento del fondo de éste, lo que a provocado que del km 9+000 al km 20+000 se presente una contrapendiente en el cauce, ocasionando que este trabaje por carga hidráulica en dicho tramo.

HUNDIMIENTO HISTORICO DE LA RASANTE DEL GRAN CANAL



CADENAMIENTO EN METROS

FIGURA 1.4

Este fenómeno provoca que las velocidades del flujo en los primeros kilómetros del cauce disminuya considerablemente, permitiendo que las partículas en suspensión se sedimenten en el fondo del cauce, disminuyendo de forma notable la capacidad del conducto.

Además de esta ineficiencia operativa; el breve estancamiento de las aguas negras en los primeros 20 km de éste, permite que dicho conducto sea una gran fuente de contaminación. Ya que se encuentra a cielo abierto.

A pesar de esto, se puede decir que la operación del Gran Canal en la época de lluvias, no representa problema, ya que cuenta con la obra de alivio del Interceptor Oriente del Drenaje Profundo. La falla del canal se presenta en la época de sequías, debido a que hay ocasiones en que el nivel de las aguas sube tanto que se tiene que utilizar el Drenaje Profundo para aliviar el caudal del cauce. Siendo que en ésta época se cierran las obras de toma del Drenaje Profundo para darle mantenimiento.

Esto representa un gran peligro hacia las zonas aledañas al canal, puesto que en caso de que se presente una falla del canal en sus primeros 20 km, se presentarían grandes problemas de inundación en la zona metropolitana de la Ciudad de México.

1.3 OBJETIVO DEL ENTUBAMIENTO

Dado el papel que representa el Gran Canal en el Sistema General de Desagüe del la Cd. de México, el Departamento del Distrito Federal a través de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH), considero conveniente el entubamiento de éste, en el tramo comprendido entre el Palacio Legislativo y el Río de los Remedios, teniendo una longitud total de 9.36 km.

El proposito del entubamiento es, desalojar las aguas residuales y pluviales, mediante una estructura eficiente que mejore las características de la conducción actual, así como evitar los malos olores, la contaminación y mejorar el aspecto estético de la zona.

1.4 POLÍTICA DE OPERACIÓN

Con el Entubamiento del Gran canal, se considero una serie de modificaciones en el desalojo de las aguas negras generadas en la CD. de México y Zona Metropolitana.

Dicha modificación pretende que los escurrimientos del Gran Canal se desalocen a través del Río de los Remedios hacia el oriente para descargar en el Dren General del Valle. Ver figura 1.5.

Para esto, la operación del Gran Canal, se seccionara en tres partes; la primera, presentara un escurrimiento de Sur a Norte y abarca el tramo comprendido por el entubamiento; la segunda pretende que el canal presente un escurrimiento de Norte a Sur, aprovechando la contrapendiente que presenta éste, ver figura 1.5. La tercera fase, considera que del Cad. 20+000 al Cad. 47+000, el canal conserve su sentido de escurrimiento actual (de Sur a Norte).

De esta manera como se menciona anteriormente, el Gran Canal, enviara su caudal hacia el Río de los Remedios, el cual tendra la facultad de enviar sus escurrimientos hacia el Dren General del Valle, o en su defecto, hacia la Laguna de Regulación Casa Colorada (en proyecto).

Para lograr esto se hará un desazolve y una rectificación en la pendiente del Río de los Remedios de manera que sus escurrimientos sean de Poniente a Oriente.

La Laguna de Regulación Casa Colorada tendrá una capacidad de 5' 000 000 m³ y alimentara a una planta de tratamiento, a través, del túnel Dren General del Valle; los excedentes de ésta, se drenaran hacia el Canal de la Draga a partir del cad. 20+000. Con esto se cumplirá con el saneamiento de las aguas negras de la Cd. de México y Zona Metropolitana, las cuales son utilizadas en las zonas de riego del Estado de México y Hidalgo.

1.5 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La obra consta de un cajón, superficial de concreto armado el cual tendrá una longitud de 9,360 m y cuenta con las siguientes características geométricas e hidráulicas.

- 1) La sección transversal del entubamiento será rectangular y estará compuesta de dos comportamientos simétricos, que tendrán las siguientes medidas interiores: 4 m de ancho por 4 m de altura. Tal como se muestra en la figura 1.6.
- 2) La trayectoria del entubamiento será por el centro del cauce actual y su desplante se realizara a partir de al elevación 25.50 msnm con una pendiente (So) de 0.00015 a partir del cadenamamiento 0+000. Ver figura 1.6.
- 3) El gasto de diseño es el máximo, que es de 50 m³/s, con una velocidad media de 1.26 m/s.

En la figura 1.7 se muestra una gráfica de los escurrimientos del Gran Canal en los años más lluviosos.

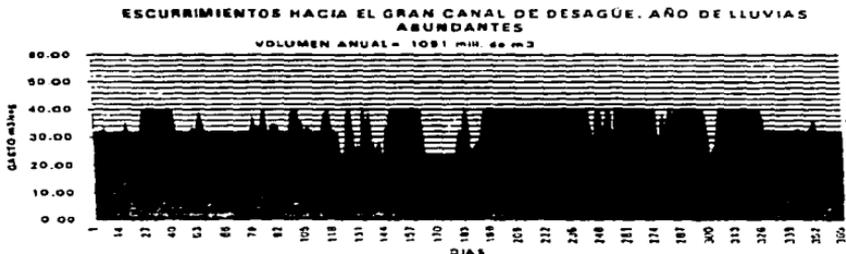


FIGURA 1.7

- 4) Dicho cajón está diseñado para trabajar como canal o como conducto lleno a presión, según sean los requerimientos de operación.

- 5) las dimensiones de la sección transversal se conservará a lo largo de toda la longitud de la conducción, salvo en los cruces donde los cambios de la sección geométrica se realizara mediante transiciones graduales.

Hidraulicamente se han propuesto dos tipos de estructuras de transición, las cuales se diseñaron para el gasto máximo de 50 m³/s de esta manera la geometría de cada transición tiene las siguientes dimensiones:

CARACTERÍSTICAS DE LAS ESTRUCTURAS DE TRANSICIÓN

TRANSICIÓN	DIMENSIONES (b x h)	PENDIENTE (So)	OBSERVACIONES
TIPO 1	6.7 X 2.4	0.00015	DOBLE CÁMARA
TIPO 2	5.35 X 3.0	0.00015	DOBLE CÁMARA

La transición tipo 1, se propone llevarla a cabo en las cruces con las siguientes vialidades:

- Av. Héroes de Nacozari.
- Av. Puente Vía Férrea.
- Av. Del Peñón.
- Av. Eje 2 Norte.

La transición tipo 2, se propone llevarla a cabo en los cruces con las siguientes vialidades:

- Av. Ing. Eduardo Molina.
- Av. Eje 1 Norte.
- Av. Río Consulado.

En la figura 1.6 se muestra los dos tipos de transición antes mencionadas.

Debido a las características funcionales que presentara el entubamiento del Gran Canal, se le clasifico como una estructura perteneciente al grupo " A ", ya que en caso de ocurrir cualquier falla estructural provocaría severos problemas de contaminación e inundaciones a una gran parte de la Cd. de México, lo cual generaría grandes problemas ambientales, sociales y económicos.

Por lo tanto en el diseño de la estructura, se considero que los materiales del entubamiento tendrían las siguientes características:

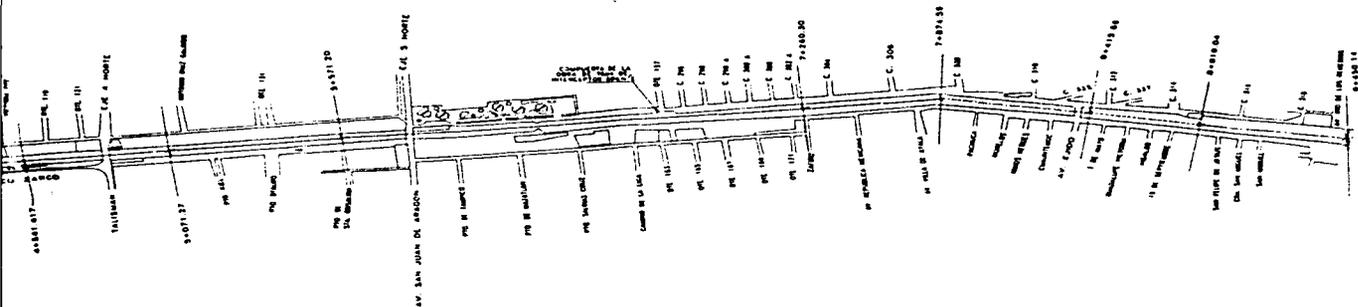
- El concreto será de clase 1 con un $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$, el cual garantiza una mayor impermeabilidad y durabilidad ante los efectos corrosivos de las aguas negras (y de los gases generados por estas) que conducirá el entubamiento.

- El acero de refuerzo tendra un $f_c = 4200 \text{ kg/cm}^2$ para varillas del No. 3 al No.12.

Las dimensiones reales de la estructura, se muestran en la figura 1.6, las cuales, se obtuvieron considerando los siguientes puntos:



CROQUIS DE LOCALIZACION

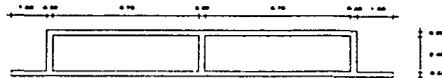


GENERAL

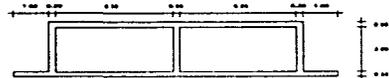
NOTAS

- 1 ESTE PLANO HA SIDO ELABORADO CON BASE AL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO REALIZADO POR CONSULTORA WEGICAL INGENIERIA S.A DE C.V.
- 2 LOS NIVELES ESTAN REFERIDOS A LOS DATOS ALTIMETRICOS DEL BANCO DE NIVEL PROFUNDO PERALVELLO (NOROCCIDENTE) CON COTA NGM + 2331.788 m s.n.m. UBICADO ENTRE LAS CALLES DE JESUS CABRERA Y AV. CANAL DEL NORTE DEL SISTEMA ALTIMETRICO DE LA DGC.O.M.
- 3 EL GASTO DE DISEÑO DEL ENTUBAMIENTO ES DE 50 m²/m. CON UNA PENDIENTE GENERAL DE 0.00015.

ACION TIPO

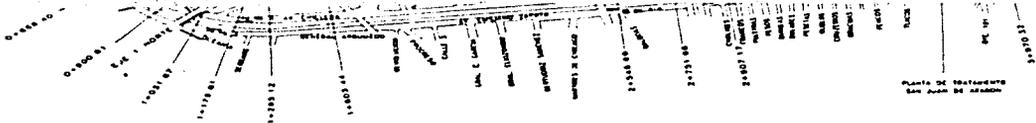


SECCION DE TRANSICION TIPO I



SECCION DE TRANSICION TIPO II

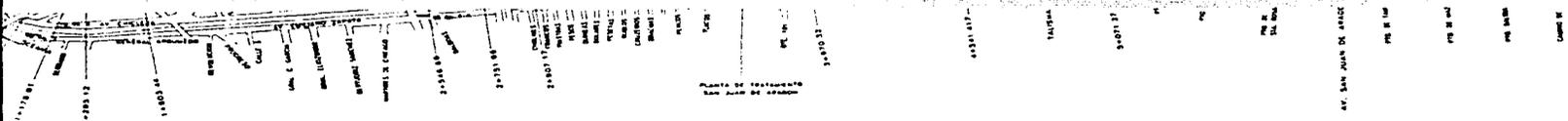
Planta de Refinería
San Juan de los Rios



PLANTA



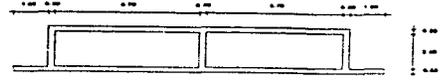
VERNAL



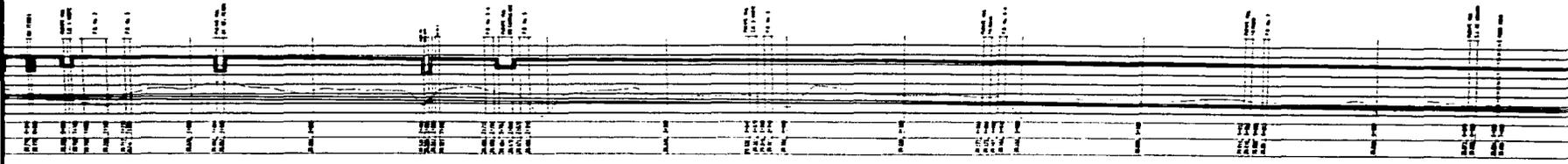
PLAZA GENERAL



SECCION TIPO



SECCION DE TRANSICION TIPO 1



PERFIL GENERAL

TALLER
 10/11/77
 11/11/77
 12/11/77
 13/11/77
 14/11/77
 15/11/77
 16/11/77
 17/11/77
 18/11/77
 19/11/77
 20/11/77
 21/11/77
 22/11/77
 23/11/77
 24/11/77
 25/11/77
 26/11/77
 27/11/77
 28/11/77
 29/11/77
 30/11/77
 31/11/77
 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
 101
 102
 103
 104
 105
 106
 107
 108
 109
 110
 111
 112
 113
 114
 115
 116
 117
 118
 119
 120
 121
 122
 123
 124
 125
 126
 127
 128
 129
 130
 131
 132
 133
 134
 135
 136
 137
 138
 139
 140
 141
 142
 143
 144
 145
 146
 147
 148
 149
 150
 151
 152
 153
 154
 155
 156
 157
 158
 159
 160
 161
 162
 163
 164
 165
 166
 167
 168
 169
 170
 171
 172
 173
 174
 175
 176
 177
 178
 179
 180
 181
 182
 183
 184
 185
 186
 187
 188
 189
 190
 191
 192
 193
 194
 195
 196
 197
 198
 199
 200
 201
 202
 203
 204
 205
 206
 207
 208
 209
 210
 211
 212
 213
 214
 215
 216
 217
 218
 219
 220
 221
 222
 223
 224
 225
 226
 227
 228
 229
 230
 231
 232
 233
 234
 235
 236
 237
 238
 239
 240
 241
 242
 243
 244
 245
 246
 247
 248
 249
 250
 251
 252
 253
 254
 255
 256
 257
 258
 259
 260
 261
 262
 263
 264
 265
 266
 267
 268
 269
 270
 271
 272
 273
 274
 275
 276
 277
 278
 279
 280
 281
 282
 283
 284
 285
 286
 287
 288
 289
 290
 291
 292
 293
 294
 295
 296
 297
 298
 299
 300
 301
 302
 303
 304
 305
 306
 307
 308
 309
 310
 311
 312
 313
 314
 315
 316
 317
 318
 319
 320
 321
 322
 323
 324
 325
 326
 327
 328
 329
 330
 331
 332
 333
 334
 335
 336
 337
 338
 339
 340
 341
 342
 343
 344
 345
 346
 347
 348
 349
 350
 351
 352
 353
 354
 355
 356
 357
 358
 359
 360
 361
 362
 363
 364
 365
 366
 367
 368
 369
 370
 371
 372
 373
 374
 375
 376
 377
 378
 379
 380
 381
 382
 383
 384
 385
 386
 387
 388
 389
 390
 391
 392
 393
 394
 395
 396
 397
 398
 399
 400
 401
 402
 403
 404
 405
 406
 407
 408
 409
 410
 411
 412
 413
 414
 415
 416
 417
 418
 419
 420
 421
 422
 423
 424
 425
 426
 427
 428
 429
 430
 431
 432
 433
 434
 435
 436
 437
 438
 439
 440
 441
 442
 443
 444
 445
 446
 447
 448
 449
 450
 451
 452
 453
 454
 455
 456
 457
 458
 459
 460
 461
 462
 463
 464
 465
 466
 467
 468
 469
 470
 471
 472
 473
 474
 475
 476
 477
 478
 479
 480
 481
 482
 483
 484
 485
 486
 487
 488
 489
 490
 491
 492
 493
 494
 495
 496
 497
 498
 499
 500
 501
 502
 503
 504
 505
 506
 507
 508
 509
 510
 511
 512
 513
 514
 515
 516
 517
 518
 519
 520
 521
 522
 523
 524
 525
 526
 527
 528
 529
 530
 531
 532
 533
 534
 535
 536
 537
 538
 539
 540
 541
 542
 543
 544
 545
 546
 547
 548
 549
 550
 551
 552
 553
 554
 555
 556
 557
 558
 559
 560
 561
 562
 563
 564
 565
 566
 567
 568
 569
 570
 571
 572
 573
 574
 575
 576
 577
 578
 579
 580
 581
 582
 583
 584
 585
 586
 587
 588
 589
 590
 591
 592
 593
 594
 595
 596
 597
 598
 599
 600
 601
 602
 603
 604
 605
 606
 607
 608
 609
 610
 611
 612
 613
 614
 615
 616
 617
 618
 619
 620
 621
 622
 623
 624
 625
 626
 627
 628
 629
 630
 631
 632
 633
 634
 635
 636
 637
 638
 639
 640
 641
 642
 643
 644
 645
 646
 647
 648
 649
 650
 651
 652
 653
 654
 655
 656
 657
 658
 659
 660
 661
 662
 663
 664
 665
 666
 667
 668
 669
 670
 671
 672
 673
 674
 675
 676
 677
 678
 679
 680
 681
 682
 683
 684
 685
 686
 687
 688
 689
 690
 691
 692
 693
 694
 695
 696
 697
 698
 699
 700
 701
 702
 703
 704
 705
 706
 707
 708
 709
 710
 711
 712
 713
 714
 715
 716
 717
 718
 719
 720
 721
 722
 723
 724
 725
 726
 727
 728
 729
 730
 731
 732
 733
 734
 735
 736
 737
 738
 739
 740
 741
 742
 743
 744
 745
 746
 747
 748
 749
 750
 751
 752
 753
 754
 755
 756
 757
 758
 759
 760
 761
 762
 763
 764
 765
 766
 767
 768
 769
 770
 771
 772
 773
 774
 775
 776
 777
 778
 779
 780
 781
 782
 783
 784
 785
 786
 787
 788
 789
 790
 791
 792
 793
 794
 795
 796
 797
 798
 799
 800
 801
 802
 803
 804
 805
 806
 807
 808
 809
 810
 811
 812
 813
 814
 815
 816
 817
 818
 819
 820
 821
 822
 823
 824
 825
 826
 827
 828
 829
 830
 831
 832
 833
 834
 835
 836
 837
 838
 839
 840
 841
 842
 843
 844
 845
 846
 847
 848
 849
 850
 851
 852
 853
 854
 855
 856
 857
 858
 859
 860
 861
 862
 863
 864
 865
 866
 867
 868
 869
 870
 871
 872
 873
 874
 875
 876
 877
 878
 879
 880
 881
 882
 883
 884
 885
 886
 887
 888
 889
 890
 891
 892
 893
 894
 895
 896
 897
 898
 899
 900
 901
 902
 903
 904
 905
 906
 907
 908
 909
 910
 911
 912
 913
 914
 915
 916
 917
 918
 919
 920
 921
 922
 923
 924
 925
 926
 927
 928
 929
 930
 931
 932
 933
 934
 935
 936
 937
 938
 939
 940
 941
 942
 943
 944
 945
 946
 947
 948
 949
 950
 951
 952
 953
 954
 955
 956
 957
 958
 959
 960
 961
 962
 963
 964
 965
 966
 967
 968
 969
 970
 971
 972
 973
 974
 975
 976
 977
 978
 979
 980
 981
 982
 983
 984
 985
 986
 987
 988
 989
 990
 991
 992
 993
 994
 995
 996
 997
 998
 999
 1000

NOTAS

- 1 ESTE PLANO HA SIDO ELABORADO CON BASE AL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO REALIZADO POR CONSULTORIA INTEGRAL EN INGENIERIA S.A DE C.V.
- 2 LOS NIVELES ESTAN REFERIDOS A LOS DATOS ALTIMETRICOS DEL BANCO DE NIVEL PROFUNDO PERALVELLO (MOROSIGUI) CON COTA NGM + 2231.788 m.s.n.m. UBICADO ENTRE LAS CALLES DE JESUS CARRANZA Y AV CANAL DEL NORTE DEL SISTEMA ALTIMETRICO DE LA D.C.C.M.
- 3 EL GASTO DE DISEÑO DEL ENTUBAMIENTO ES DE 30 -7% CON UNA PENDIENTE GENERAL DE 0.00015.

GENERAL

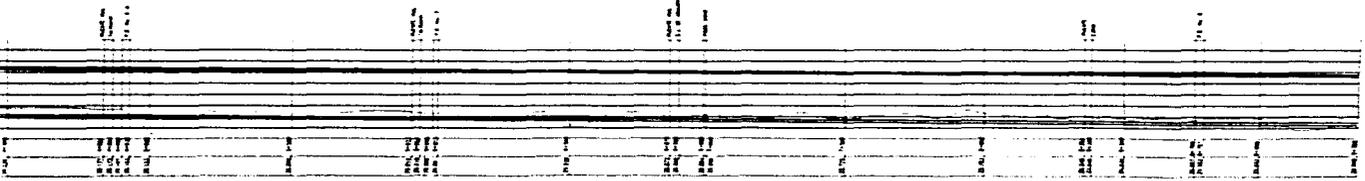
TIPO



SECCION DE TRANSICION TIPO I



SECCION DE TRANSICION TIPO II



GENERAL

ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE		
PLANTA Y PERFIL GENERAL		
UNAM	ENEP ARAGON	FIGURA 1.6

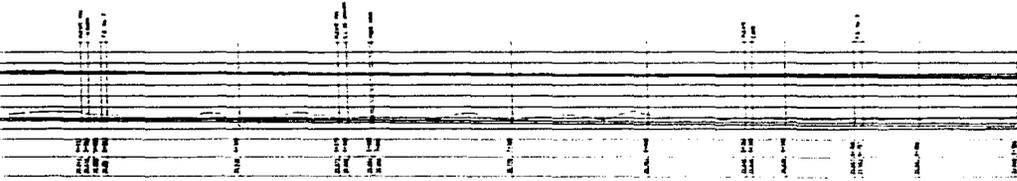
NOTAS

- 1 ESTE PLANO HA SIDO ELABORADO CON BASE AL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO REALIZADO POR CONSULTORIA MITCAL EN MARZO DE 1974
- 2 LOS NIVELES ESTAN REFERIDOS A LOS DATOS ALTIMETRICOS DEL BANCO DE NIVEL (PROFUNDIDAD NORMALIZADA) CON COTA 42.14 O 2251.785 m s.n.m. UBICADO ENTRE LAS CALLES DE JOSE CARANZA Y AV CANAL DEL NORTE DEL SISTEMA ALIMENTADO DE LA CDMX.
- 3 EL GASTO DE DISEÑO DEL ENTUBAMIENTO ES DE 50 m³/s CON UNA PENDIENTE GENERAL DE 0.0013.



SECCION DE TRANSICION TIPO I

SECCION DE TRANSICION TIPO II

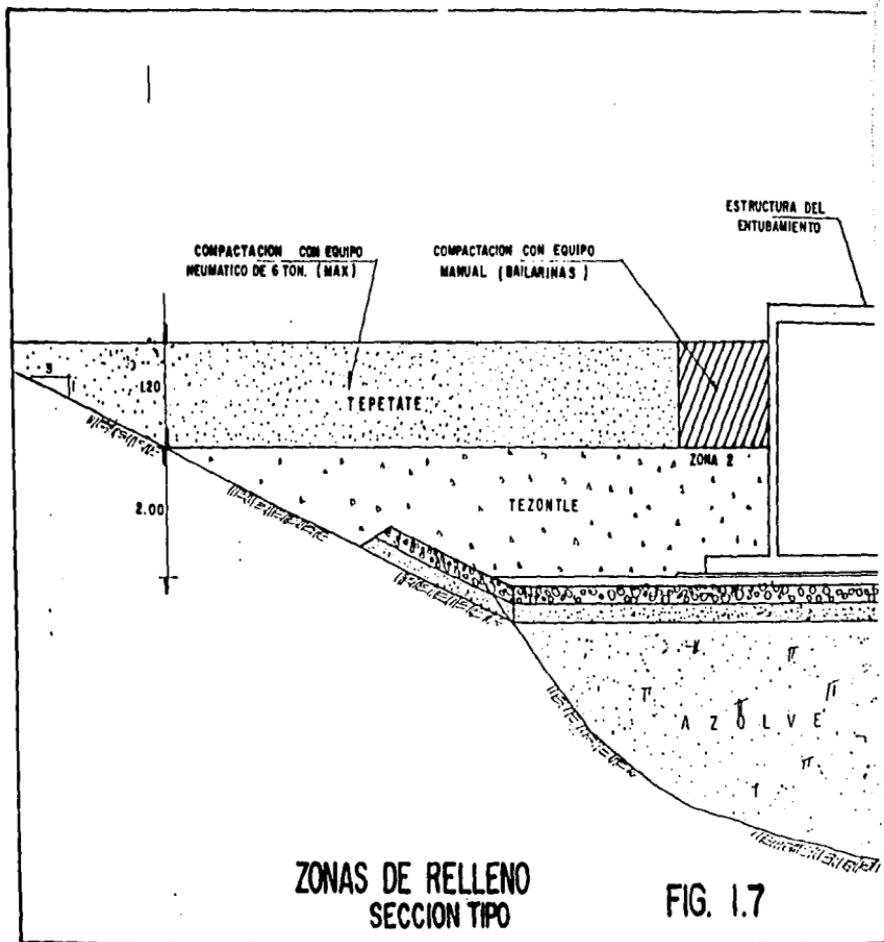


ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE		
PLANTA Y PERFIL GENERAL		
UNAM	ENEP ARAGON	FIGURA 1.6

- 1) Considerando al entubamiento como una estructura compensada, es decir se considero que la carga transmitidas por el cajón (1.8 t/m^2) fuera igual a las cargas debidas al agua que transportaba el cauce y el azolve retirado.
- 2) Tomando en cuenta que la rasante hidráulica del cajón se encuentra bajo el nivel freático, se considero necesario realizar un análisis de flotación en el cual, se equilibra la fuerza de supresión (2.46 t/m^2) ejercida bajo el cajón contra el peso de la estructura cuando se encontrara vacío. Por lo cual se tubo que realizar un aumento en la losa de fondo de 1.50 m en los extremos del cajón, transmitiendo una carga de 2.61 t/m^2 .

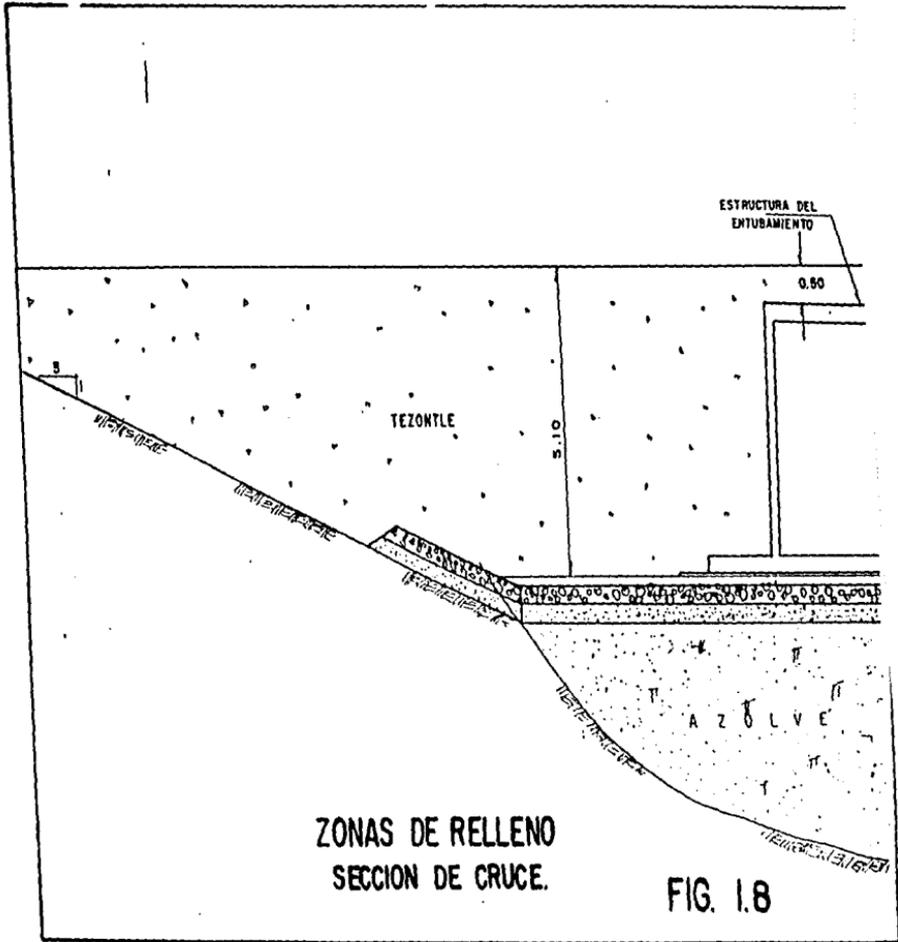
Además, se colocaran rellenos laterales a la estructura que ayudaran evitar el fenómeno de flotación; dichos rellenos estarán constituidos por dos capa: la primera capa formada por tezontle con un espesor de 2.0 m y la segunda capa, estará formada por tepetate compactado con un espesor de 1.20 m , tal como se muestra en la figura 1.7 y 1.8.

Toda ésta infraestructura antes mencionada tendrá un peso de 68.10 ton y transmitirá al suelo una carga de 3.414 t/m^2 en condiciones medias de operación; y para cuando el conducto se encuentre lleno, la carga total transmitida será de 4.35 t/m^2 .



**ZONAS DE RELLENO
SECCION TIPO**

FIG. 1.7



CAPITULO 2

EXPLORACIÓN Y MUESTREO

2. EXPLORACIÓN Y MUESTREO

La exploración se dividió en dos partes; primero se realizaron sondeos continuos y mixtos en la margen derecha e izquierda del Gran Canal por las empresas CONIISA y AR ING. CIVILES respectivamente con el objetivo de conocer las características índice y mecánicas del suelo.

La segunda parte consistió en una serie de sondeos, realizados por el centro del cauce, los cuales a la vez se subdividieron en dos etapas; la primera estuvo destinada a conocer de manera general las características, tanto de distribución como las propiedades índice y mecánicas del azolve, así como de los primeros estratos de arcilla bajo él, estos sondeos se llevaron a cabo desde los puentes vehiculares y peatonales existentes a lo largo del canal; la segunda etapa de exploración estuvo enfocada a conocer con mas detalle las características antes anunciadas, para lo cual, se seccionó el cauce en el tramo comprendido entre los cadenamientos 6+920 y 9+340. A continuación se hace una breve descripción de las características de los sondeos realizados durante las diferentes etapas de exploración.

2.1 EXPLORACIÓN EN LAS MÁRGENES

La exploración en las márgenes del canal se realizo en dos partes; la primera en la margen derecha y la segunda en la margen izquierda, las cuales se describe en los siguientes incisos.

A) En la margen derecha se realizaron 14 sondeos continuos (SC) utilizando el muestreador de pared delgada tipo Shelby para muestras inalteradas a una profundidad de 24.0 m, así como 23 sondeos de penetración estandar (SPT) con una profundidad de 7.0 m, para muestras alteradas. En la tabla 2.1 y 2.2 se muestra la localización de dichos sondeos.

**TABLA 2.1 SONDEOS CONTINUOS
REALIZADOS EN LA MARGEN DERECHA DEL CANAL**

SONDEO	CADENAMIENTO EN (Km)	PRUFUNDIDAD EN (M)	NIVEL DEL TERRENO
SC-1	0+107.76	24.0	2229.76
SC-2	0+532.37	24.0	2231.49
SC-3	1.284.50	24.0	2229.52
SC-4	2+264.00	24.0	2230.77
SC-5	2+829.46	24.0	2231.47
SC-6	3+499.00	24.0	2231.84
SC-7	4+258.50	24.0	2230.96
SC-8	5+210.50	24.0	2232.49
SC-9	6+241.00	24.0	2232.10
SC-10	7+007.75	24.0	2231.75
SC-11	7+785.00	24.0	2231.79
SC-12	8+432.00	24.0	2231.37
SC-13	9+046.50	24.0	2230.58
SC-14	9+400.00	24.0	2229.51

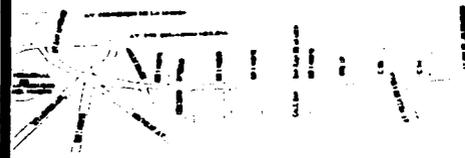
**TABLA 2.2 SONDEOS DE PENETRACION ESTANDAR
REALIZADOS EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL**

SONDEO	CADENAMIENTO EN (Km)	PRUFUNDIDAD EN (M)	NIVEL DEL TERRENO
SPT-1	0+107.00	7.00	2229.77
SPT-2	0+532.50	7.00	2231.49
SPT-3	0+918.00	7.00	2230.37
SPT-4	1+284.50	7.00	2229.52
SPT-5	1+931.00	7.00	2230.88
SPT-6	2+264.00	7.00	2230.76
SPT-7	2+216.50	7.00	2230.86
SPT-8	2+829.00	7.00	2231.47
SPT-9	3+280.00	7.00	2231.77
SPT-10	3+429.84	7.00	2231.84
SPT-11	3+762.00	7.00	2231.83
SPT-12	4+258.50	7.00	2230.96
SPT-13	4+851.00	7.00	2231.34
SPT-14	5+210.50	7.00	2232.49
SPT-15	5+644.00	7.00	2232.02
SPT-16	6+241.00	7.00	2232.10
SPT-17	7+007.50	7.00	2231.75
SPT-18	7+359.00	7.00	2231.67
SPT-19	7+785.00	7.00	2231.79
SPT-20	8+166.50	7.00	2231.71
SPT-21	8+342.00	7.00	2231.34
SPT-22	9+046.50	7.00	2230.58
SPT-23	9+400.00	7.00	2230.39

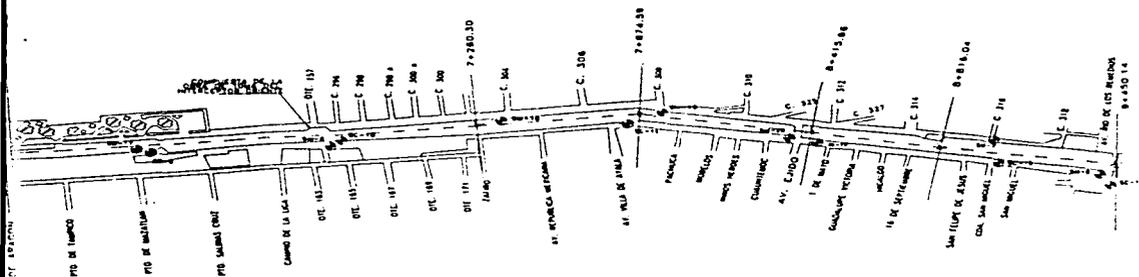
B) En la margen izquierda del canal se llevaron acabo 20 sondeos mixtos con una profundidad de hasta 40.0 m, utilizando el tubo de penetración estándar (SPT) para muestras alteradas y el muestreador de pared delgada para muestras inalteradas. En la tabla 2.3 se muestra la ubicación de dichos sondeos. En la figura 2.1 se muestra la ubicación de dichos sondeos.

TABLA 2.3
SONDEOS REALIZADOS EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL

SONDEO	CADENAMIENTO EN (Km)	PRUFUNDIDAD EN (M)	NIVEL DEL TERRENO
1	0+025	40.0	2227.5
2	0+985	40.0	2230.8
3	2+580	40.2	2230.3
4	3+878	40.5	2231.3
5	4+942	40.2	2231.4
6	6+930	40.2	2232.0
7	8+925	40.7	2231.3
8	9+389	40.2	2230.3
9	0+400	31.5	2230.6
10	1+800	31.7	2230.6
11	2+050	30.8	2231.1
12	2+775	31.5	2230.2
13	3+170	31.7	2231.8
14	4+320	31.9	2230.9
15	5+400	31.9	2232.1
16	5+890	30.9	2232.3
17	6+380	31.6	2232.8
18	7+400	31.5	2231.2
19	7+900	31.2	2231.3
20	8+350	31.2	2231.5



CROQUIS DE LOCALIZACION



SIMBOLOGIA

- SC-14 ——— NOMBRE DEL SONDEO
- SONDEO

ENTUBAMIENTO DEL GRAN
CANAL DEL DESAGÜE

SONDEOS REALIZADOS
EN LAS MARGENES

Cabe mencionar que durante la realización de dichos sondeos se colocaron 10 pozos de observación del nivel de las aguas freáticas (en los bordos del canal), observándose que dicho nivel se encontraba a 2.0 o 3.5 m de profundidad, es decir entre las cotas 2227.470 y 2229.367. Tal como se muestra en la tabla 2.4; es muy importante resaltar que el nivel de las aguas freáticas, casualmente coincide con el nivel del tirante medio del canal.

TABLA 2.4
NIVEL FREÁTICO A LO LARGO DEL CAUSE

CADENAMIENTO (Km)	N. T. N. (msnm)	N. A. F. (msnm)
0+403	2231.490	2228.490
3+013	2231.470	2227.470
3+580	2231.480	2228.840
4+080	2230.960	2227.960
5+080	2232.490	2229.490
6+560	2232.100	2229.300
7+007	2231.345	2228.300
7+785	2231.793	2229.293
8+432	2231.367	2229.367
9+046	2230.584	2228.784

2.2 EXPLORACIÓN POR EL CENTRO DEL CAUCE

La exploración realizada en el centro del cauce, también se elaboro en dos etapas la primera se realizo desde los puentes peatonales y vehiculares que cruzan al Gran Canal, y la segunda se realizo dentro del cauce una ves seccionado éste, en el tramo comprendido por el cadenamiento 6+920 y 9+340. Tal como se describe en los siguientes incisos.

A) Primera etapa.

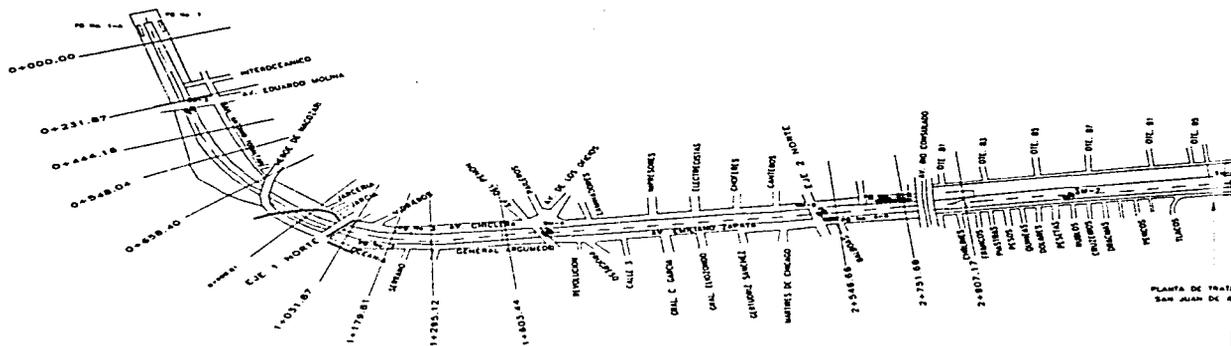
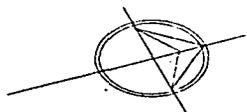
En esta etapa se realizaron 11 sondeos mixtos, utilizando la herramienta de penetración estándar para la obtención de muestras alteradas y el muestreador de pared delgada tipo Shelby para muestras inalteradas; así como, 11 sondeos con cono eléctrico a profundidades que varían de 11 a 16 m, medidas a partir del fondo del cauce. En las tablas 2.5 y 2.6 se muestra la localización de dichos sondeos y en la figura 2.2 se muestra su ubicación en planta.

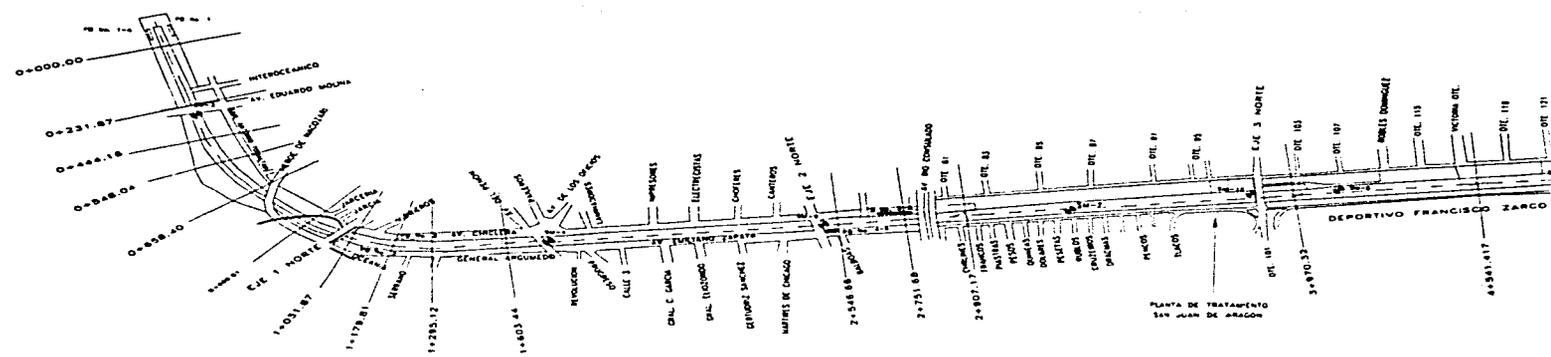
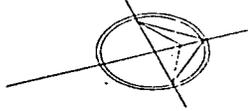
**TABLA 2.5 SONDEOS MIXTOS
PRIMERA ETAPA DE EXPLORACIÓN**

SONDEO	CADENAMIENTO EN (Km)	PROFUNDIDAD EN (m)	COTA DE BROCAL
SM -1	8+367	15.75	32.912
SM -2	4+836	15.00	32.850
SM -3	0+270	17.25	32.775
SM -4	1+650	16.50	31.900
SM -5	6+407	10.00	33.140
SM -6	7+038	17.00	34.000
SM -7	3+212	11.00	33.400
SM -8	4+114	12.00	33.710
SM -9	2+320	10.50	33.253
SM -10	3+675	11.50	34.600
SM -11	9+004	14.00	35.312

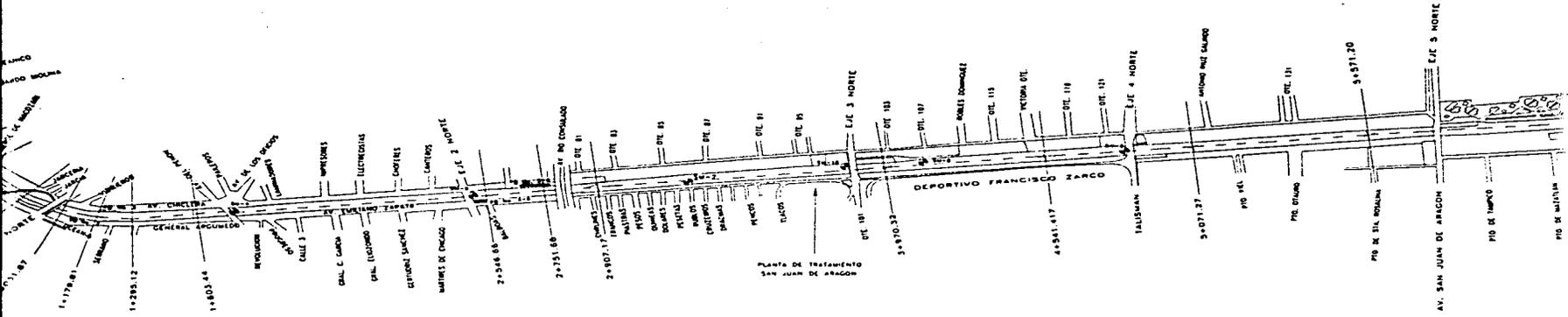
**TABLA 2.6 SONDEOS DE CONO ESTÁTICO ELÉCTRICO
PRIMERA ETAPA DE EXPLORACIÓN**

SONDEO	CADENAMIENTO EN (Km)	PROFUNDIDAD EN (m)	COTA DE BROCAL
SK - 1	8+337	20.50	32.910
SK - 2	5+953	16.30	33.100
SK - 3	4+836	16.30	32.850
SK - 4	3+864	19.50	33.750
SK - 5	2+487	17.50	32.450
SK - 6	2+781	16.50	32.750
SK - 7	0+985	17.50	33.100
SK - 8	0+270	16.10	32.775
SK - 9	1+650	18.00	31.900
SK - 10	1+307	17.50	32.400
SK - 11	2+069	17.50	33.800





PLAZA

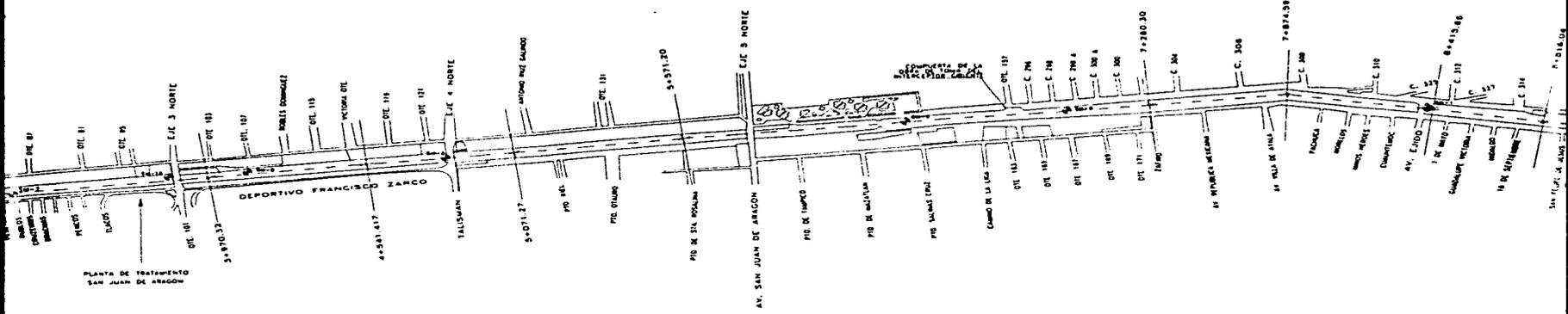


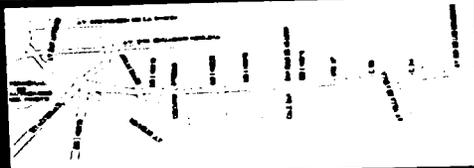
PLAZA

GENERAL

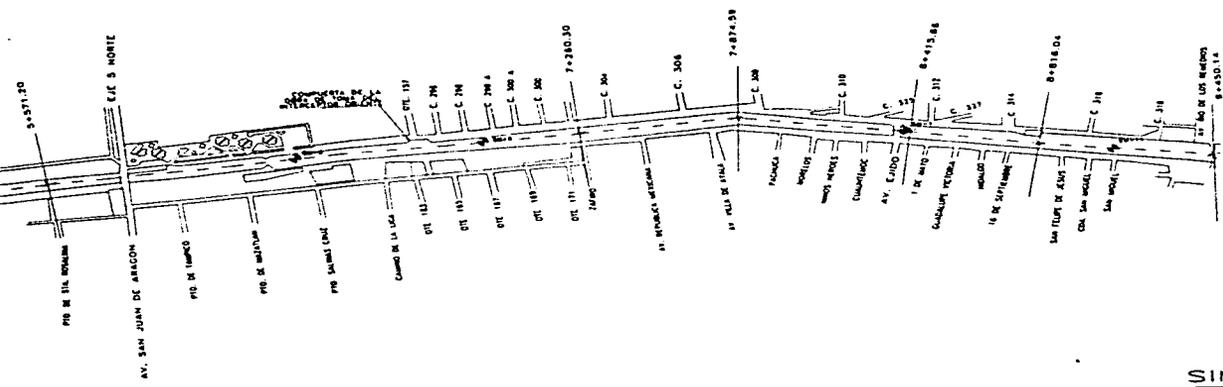
PLAZA

GENERAL





CROQUIS DE LOCALIZACION

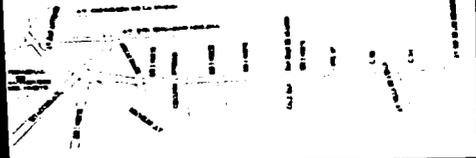


SIMBOLOGIA

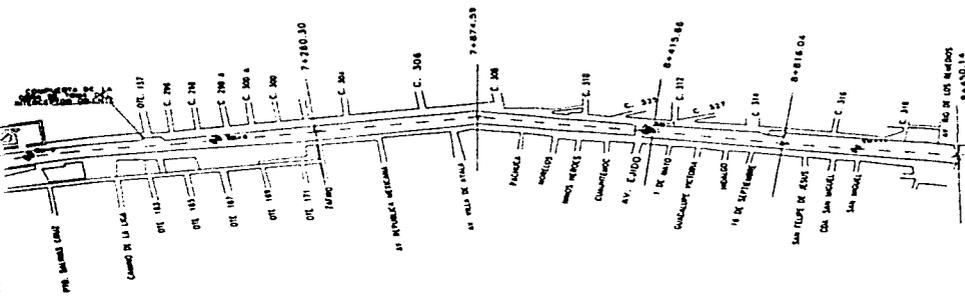


ENTUBAMIENTO DEL GRAN
CANAL DEL DESAGÜE

SONDEOS REALIZADOS
POR EL CENTRO DEL CAUCE



CROQUIS DE LOCALIZACION



SIMBOLOGIA



ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL DEL DESAGUE

SONDEOS REALIZADOS POR EL CENTRO DEL CAUCE

UNAM ENEP ARAGON FIG. 2.2

Durante esta campaña de exploración la obtención de muestras inalteradas no fue satisfactorio, por lo que, la clasificación del azolve y de las arcillas fue difícil debido a que realizo con la presencia de agua teniendo que realizar una segunda etapa de exploración, en la cual se pudiera obtener un mayor número de muestras inalteradas del azolve y de las arcillas subyacentes.

B) Segunda etapa

La segunda etapa de exploración se realizo una vez seccionado el cauce entre los cadenamientos 6+912 y 9+340, teniendose planeado 50 sondeos de penetración estándar cortos para conocer el espesor del estrato del azolve; pero debido a la complejidad planteada por las características índice y mecánicas del suelo de desplante que se obtuvieron en la primera etapa de exploración, fue necesario tener un conocimiento más detallado de éstas, por lo que los sondeos de penetración estándar se profundizaron utilizando el muestreador de pared delgada tipo Shelby para obtener muestras inalteradas que permitirían determinar en el laboratorio, sus propiedades índice y mecánicas con las cuales se obtuvieran obtener los elementos necesarios para el diseño de la obra.

Dichos sondeos se profundizaron hasta 18 m, por lo que el espesor de arcilla muestreado varía entre 11 y 17 m. En la tabla 2.7 se muestra el cadenamiento, profundidad explorada y el espesor de la arcilla muestreada por los sondeos antes mencionados.

TABLA 2.7
SONDEOS DE LA SEGUNDA ETAPA DE EXPLORACIÓN

SONDEO	CADENAMIENTO EN (Km)	PRUFUNDIDAD EN (M)	ESPESOR DE AZOLVE (M)
SE - 1	6+970	20	15
SE - 1'	7+000	18	12
SE - 2	7+023	18	11
SE - 3	7+063	18	13
SE - 4	7+150	18	13
SE - 4'	7+175	18	11
SE - 5	7+200	20	12.5
SE - 6	7+250	18	15
SE - 7	7+300	18	13
SE - 8	7+150	18	13
SE - 9	7+150	18	14
SE - 14	7+400	18	14
SE - 15	7+450	18	15
SE - 16	7+500	18	14
SE - 19	7+600	20	17
SE - 20	7+650	18	15
SE - 21	7+700	18	15
SE - 22	7+750	18	15
SE - 23	7+750	18	15
SE - 24	7+800	18	15

**CONTINUACIÓN DE LA TABLA 2.7
SONDEOS DE LA SEGUNDA ETAPA DE EXPLORACIÓN**

SE - 25	7+850	18	15
SE - 26	7+900	20	17
SE - 29	8+600	18	14.5
SE - 30	8+050	18	15
SE - 31	8+100	18	15
SE - 34	8+200	18	15
SE - 35	8+250	18	15
SE - 36	8+300	18	14.50
SE - 39	8+400	20.00	16.50
SE - 40	8+450	18.00	14.50
SE - 41	7+175	18.00	15.00
SE - 41'	8+550	18.00	12.00
SE - 42	8+550	18.00	15.00
SE - 43	8+600	18.00	14.00
SE - 44	8+650	18.00	13.00
SE - 45	8+700	20.00	16.00
SE - 46	8+800	18.00	13.50
SE - 49	8+850	18.00	15.50
SE - 50	8+900	18.00	13.00
SE - 51	8+925	18.00	13.00
SE - 51'	8+925	18.00	13.00
SE - 54	9+000	18.00	12.50
SE - 55	9+050	20.00	14.00
SE - 56	9+100	18.00	12.00
SE - 59	9+200	18.00	12.50
SE - 59'	9+225	18.00	12.00
SE - 60	9+250	18.00	13.00
SE - 61	9+300	18.00	12.00
SE - 62	9+350	18.00	14.00
SE - 63	9+350	18.00	14.50

Durante esta campaña se obtuvo un mayor número de muestras inalteradas de los estratos de arcilla. Pero, la clasificación directa del azolve fue difícil debido a su heterogeneidad y a que carece de estructura originando que las muestras representativas de su estado natural se consideraran alteradas, debido a que la basura adquiría todo tipo de arreglos dentro del tubo muestreador.

Ahora debido a la baja capacidad del azolve al corte, se considero que el cajón de conducción debería desplantarse sobre alguna capa de mejoramiento compensada, por lo cual, se propuso realizar un tramo de prueba, con el cual se establecieran las especificaciones del proceso constructivo y el diseño de la capa de mejoramiento.

Así, que tomando en cuenta que se realizaría un tramo de prueba, se efectuaron cinco sondeos adicionales en dicho tramo, el cual estaría ubicado entre los cadenamientos 6+800 y 7+920. Estos sondeos se llevaron a una profundidad de 15 m con muestreador de pared delgada tipo Shelby denominándose como sondeos: GC-1, GC-2, GC-3, SC-1 Y SC-2. En la figura 2.3 se muestra la localización de dichos sondeos.

Estos trabajos se realizaron con el objetivo de obtener un mejor conocimiento de las propiedades mecánicas del azolve y de las arcillas, en el tramo de prueba.

UBICACION DE LOS SONDEOS REALIZADOS EN EL TRAMO DE PRUEBA

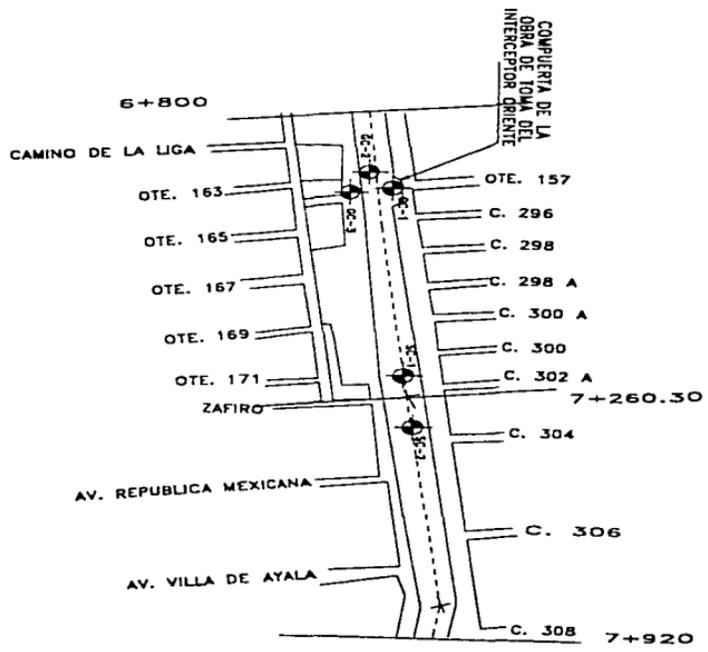


FIGURA 2.3

2.2. Laboratorio de Mecánica de Suelos

Las propiedades físicas y mecánicas, con las que se establecieron los parámetros del diseño geotécnico del cajón y del proceso constructivo, se determinaron mediante las siguientes pruebas de mecánicas de suelos.

Propiedades Índice:

- Peso Volumétrico (γ_m)
- Contenido natural de agua (w)
- Límites de consistencia (L.L Y L.P)
- Granulometría (Gr)

Propiedades mecánicas:

- Ensaye de compresión simple.(Cs)
- Pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas (de deformación controlada).
- Pruebas triaxiales (UU) de carga controlada, con dos ciclos de carga y uno de descarga.
- Pruebas de consolidación unidimensional.

2.4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

La descripción de la estratigrafía del suelo en el centro y márgenes del canal, así como, sus propiedades índice y mecánicas de las muestras obtenidas en la etapa de exploración se describe en los siguientes párrafos.

2.4.1 Margenes del canal

Los resultados obtenidos durante esta etapa muestran cuatro estratos bien definidos.

Inicialmente se localiza la costra superficial con espesores que varían de 1.60 a 8.0 m, formada por materiales de relleno, limos, arcillas, arenas y mezclas de ellas, semiendurecidos por secado. El contenido de humedad varía de 20 % a un 125 %; una resistencia al corte que varía entre 2.7 y 9.2 t/m², así como una densidad de sólidos y una relación de vacíos promedio de 2.50 y 2.4 respectivamente.

Es importante señalar que el nivel del fondo del canal guarda a lo largo del tramo una coincidencia importante con el nivel del horizonte inferior del Manto Superficial.

Bajo el Manto Superficial se encuentra La Formación Arcillosa Superior compuesta por arcillas de origen volcánico de alta plasticidad (CH), de coloración gris verdosa y café rojizo de consistencia muy blanda a blanda; contaminada por microfósiles, lentes aislados de arenas y limos intercalados a una profundidad de 24.0 m por una delgada capa de vidrio volcánico ascendente hacia el norte. Su contenido de humedad varía de 200 % a 555 % con una resistencia al corte que varía entre 1.2 y 2.5 t/m^2 , así como una densidad de sólidos y una relación de vacíos promedio de 2.25 y 7.0. respectivamente.

En seguida la Formación Arcillosa Superior, se encuentra una Capa Dura, formada por limos arenosos y arenas limosas (SM, ML) de consistencia media a dura, el contenido de humedad es por lo general, igual o menor a 50 % con una densidad de sólidos y una relación de vacíos promedio de 2.5 y 3.5 respectivamente. El espesor promedio de esta capa es de 2.5 m y al igual que la del vidrio volcánico, asciende paulatinamente conforme se avanza hacia al norte.

Por último se encuentra la Formación Arcillosa Inferior, formada por arcillas de alta plasticidad (CH) preconsolidada, de color gris verdoso, consistencia media y contaminada por microfósiles. A partir del cadenamiento 0+985, la cortan dos delgadas capas de limo arenoso y vidrio volcánico a una profundidad media de 33.0 y 35.0 m; su contenido natural de agua es muy variable pues se registran valores promedio de 120 a 325 % con una resistencia al corte de 3.9 a 6.8 t/m²; una densidad de sólidos y una relación de vacíos promedio de 2.4 y 5.1 respectivamente.

Esta formación se detecta hasta la máxima profundidad explorada (40.50 m) pero por exploraciones cercanas se sabe que en esta zona, rebaza fácilmente los 50.0 m de profundidad.

En las tablas 2.8 a la 2.15 se muestran los resultados promedio de las características índice y mecánicas de los cadenamientos más representativos del canal.

TABLA 2 B
 RESULTADO PROMEDIO DE LAS EXPLORACIONES REALIZADAS
 EN LAS MARGENES DEL CANAL

SONDEO CONTINUO 2

Profundidad en metros (m)	Densidad de Sólidos S _s	Límite Líquido LL	Límite Plástico LP	Índice Plástico IP	Humedad en porcentaje (w) %	Resistencia al Corte	
						C. Simple (t/m ²)	Triaxial (kN)
2.40	2.80	111.00	28.200	82.80	23.10	1.205	0.180
3.20	2.70	349.00	58.830	292.17		0.975	0.220
4.85	2.52	424.50	55.700	368.80	91.90	0.345	0.350
7.65	2.28	378.00	72.100	305.90		0.320	0.220
9.10	2.20	421.00	82.520	338.50	389.80	0.220	0.415
11.40	2.34	378.00	63.300	314.70	416.00	0.255	0.285
13.40	2.28	258.00	40.200	217.80	330.30	0.325	0.230
16.40	2.14	305.00	53.980	251.00	273.50	0.395	
17.90	2.29	348.00	86.700	261.30	286.40		0.315
19.15	2.30	354.00	77.900	276.10		0.300	0.375
22.88	2.27	409.80	85.700	344.10	298.50		
23.85	2.28	228.00	37.900	189.50			

TABLA 2 9
 RESULTADO PROMEDIO DE LAS EXPLORACIONES REALIZADAS
 EN LAS MARGENES DEL CANAL
 SONDEO CONTINUO 5

Profundidad en metros (m)	Densidad de Sólidos Ss	Limite Líquido LL	Limite Plástico LP	Índice Plástico LP	Humedad en porcentaje (w) %	Resistencia al Corte	
						C. Simple (t/m ²)	Traxial (KJ) (t/m ²)
1 00	2 60	78 00	48 900	31 10	43 00	0 345	0 300
3 40	2 69	36 50	19 800	17 00	34 10	0 970	0 130
4 90	2 41	203 00	37 100	185 00	80 00	0 570	0 250
6 40	2 42	106 50	40 900	85 90	90 40	0 230	0 320
7 90	2 35	118 40	43 900	74 50			0 510
8 90	2 28	441 00	75 800	305 40	156 40	0 310	0 350
13 65	2 23	306 00	73 800	312 20	350 00	0 220	0 305
16 40	2 33	510 00	72 800	437 10			
17 90	2 25	447 00	66 700	380 30			
19 40	2 25	286 50	58 000	228 50			
20 90	2 31						
23 40	2 26	258 00	56 800	202 30			

TABLA 2.10
 RESULTADO PROMEDIO DE LAS EXPLORACIONES REALIZADAS
 EN LAS MARGENES DEL CANAL
 SONDEO CONTINUO 6

Profundidad en metros (m)	Densidad de Sólidos Bs	Límite Líquido LL	Límite Plástico LP	Índice Plástico IP	Humedad en porcentaje (w) %	Resistencia al Corte	
						C. Simple (kg/cm^2)	Triaxial (UU) (N/m^2)
1.65	2.66	57.70	20.90	36.80	23.10	0.350	0.420
3.15	2.75	261.11	49.80	211.30	91.90	0.440	0.262
4.65	2.45				95.40	0.375	0.320
7.90	2.33	403.00	66.70	334.30	425.50	0.185	0.220
9.40	2.24	320.10	73.10	247.10	416.00	0.195	0.235
11.65	2.38	432.00	72.50	359.50	330.30	0.205	0.365
13.40	2.24	404.00	96.80	337.30	320.80	0.325	
15.15	2.22	513.00	66.80	444.40			
16.15	2.25	418.00	54.10	363.90	502.40	0.300	0.245
17.90	2.35	319.00	55.70	263.30			
19.40	2.22	264.70	54.90	209.80			0.445
21.15	2.29	272.00	58.90	248.10	296.40	0.375	0.22

TABLA 2,11
 RESULTADO PROMEDIO DE LAS EXPLORACIONES REALIZADAS
 EN LAS MARGENES DEL CANAL
 SONDEO CONTINUO 7

Profundidad en metros (m)	Densidad de Sólidos %e	Límite Líquido LL	límite Plástico LP	Índice Plástico IP	Humedad en porcentaje (w) %	Resistencia al Corte	
						C. Simple (ton^2)	Triaxial (AJ) (ton^2)
2.40	2.57	257.50	33.90	223.70			0.335
2.90	2.73	216.80	50.00	166.80	212.00	0.250	
3.90	2.52	396.00	80.00	306.00	115.00	0.250	0.400
5.40	2.77	600.00	90.20	509.80	471.30	0.215	0.590
7.40	2.32	342.00	83.70	278.90	389.90	0.215	0.275
11.15	2.22	493.00	71.00	421.00	446.70	0.220	0.295
12.68	2.24	398.00	64.20	333.80	236.10	0.240	0.245
14.85	2.24	535.00	70.80	464.20			
18.15	2.27	357.10	52.70	304.40			
19.40	2.31	480.00	77.80	328.20			
21.65	2.32	410.00	58.40	350.60			
22.90	2.28	457.00	70.80	386.20			

TABLA 2.12
 RESULTADO PROMEDIO DE LAS EXPLORACIONES REALIZADAS
 EN LAS MARGENES DEL CANAL
 SONDEO CONTINUO 8

Profundidad en metros (m)	Densidad de Sólidos Bs	Límite Líquido LL	Límite Plástico LP	Índice Plástico IP	Humedad en porcentaje (w) %	Resistencia al Corte	
						C. Simple (t/m^2)	Triaxial (tU) (t/m^2)
3.40	2.56	51.20	26.70	24.60	40.40	0.555	0.150
5.15	2.54	113.00	28.00	84.40	54.80	0.870	0.510
5.90	2.47	142.00	34.80	107.80			0.355
7.85	2.63	440.00	65.00	375.00	287.40	0.320	0.285
8.90	2.20	398.00	89.90	328.10	418.10	0.205	0.225
11.15	2.26	224.00	47.70	176.30	416.90	0.345	0.275
13.20	2.27	300.00	73.90	308.00	273.50	0.380	0.290
14.90	2.27	243.00	44.10	198.90	256.40	0.390	
16.90	2.33	372.00	83.00	308.90	387.60	0.270	0.295
20.20	2.30	349.00	90.00	259.00	424.30	0.310	0.430
21.40	2.30	224.00	74.80	147.90			0.430
22.90	2.40	250.00	80.30	169.70			

TABLA 2.13
 RESULTADO PROMEDIO DE LAS EXPLORACIONES REALIZADAS
 EN LAS MARGENES DEL CANAL
 SONDEO CONTINUO 10

Profundidad en metros (m)	Densidad de bollos S _a	Límite Líquido L.L.	Límite Plástico L.P.	Índice Plástico I.P.	Humedad en porcentaje (w) %	Resistencia al Corte	
						C. Simple (t/m ²)	Tríaxial (t/m ²)
2.65	2.57	244.00	30.20	254.80	186.00	0.380	0.580
3.65	2.45	303.50	55.80	247.90	173.40	0.365	
8.15	2.31	415.80	58.50	357.30	353.30	0.280	0.250
8.15	2.24	459.00	86.00	382.40	519.30	0.290	0.340
9.40	2.24	377.00	52.40	324.80	350.70	0.290	
10.90	2.24	339.00	85.40	273.10			
11.90	2.27	515.00	81.40	453.80			0.380
14.65	2.24	520.00	64.10	453.90	458.20	0.245	0.405
16.15	2.37	280.00	47.00	233.00	293.00	0.215	0.380
18.85	2.30	321.00	47.70	273.30			0.340
19.00	1.33	356.00	52.50	305.50	295.80	0.285	
21.85	2.26	337.50	58.20	281.30	344.80	0.290	0.38

TABLA 2,14
 RESULTADO PROMEDIO DE LAS EXPLORACIONES REALIZADAS
 EN LAS MARGENES DEL CANAL
 SONDEO CONTINUO 12

Profundidad en metros (m)	Densidad de Balizas Sg	Límite Líquido L.L.	Límite Plástico L.P.	Índice Plástico I.P.	Humedad en porcentaje (w) %	Resistencia al Corte	
						C. Simple (ton ²)	Transm (UU)
1.80	2.57	74.80	68.50	26.50			0.355
3.13	2.48	107.50	51.10	98.40	237.80	0.348	0.300
3.80	2.44				418.30	0.245	0.245
5.35	2.75	181.00	37.80	123.20	385.50	0.300	0.255
6.90	2.48	451.00	91.80	389.20	363.30	0.325	0.235
8.85	2.21	400.00	77.70	222.30	419.50	0.210	0.285
10.85	2.28	374.00	87.30	308.70			0.188
13.15	2.30	278.00	87.10	210.80	430.40	0.295	0.225
15.90	2.33	478.00	88.70	411.30	358.50	0.380	
17.85	2.28	388.00	80.50	288.50	318.10	0.280	0.380
21.40	2.23	413.00	70.50	342.50			0.335
21.80	2.30	385.00	73.50	311.50	427.80	0.28	0.370

TABLA 2,15
 RESULTADO PROMEDIO DE LAS EXPLORACIONES REALIZADAS
 EN LAS MARGENES DEL CANAL
 SONDEO CONTINUO 2,14

Profundidad en metros (m)	Densidad de Sólidos Bé	Límite Líquido L.L.	Límite Plástico L.P.	Índice Plástico I.P.	Humedad en porcentaje (w) %	Resistencia al Corte	
						C. Simple (N/m ²)	Torsión (SU) (N/m ²)
2.40	2.51	78.50	54.50	42.00	488.00	0.235	0.160
3.15	2.48	91.30	34.80	56.80			0.280
4.85	2.75	284.00	50.80	213.40	430.00	0.300	0.240
6.05	2.44	300.00	58.70	241.30	380.00	0.240	0.280
8.15	2.28	195.50	31.80	123.80	72.00	0.235	0.225
8.15	2.27	400.00	84.50	315.50			0.225
10.85	2.31	334.00	57.20	278.80	285.00	0.210	
12.85	2.27	318.50	81.10	258.40	280.00	0.250	0.255
13.85	2.28	382.50	88.70	325.80			0.325
15.40	2.33	217.00	42.00	175.00	288.40	0.335	
17.40	2.28	338.00	35.30	302.70	308.00	0.250	0.405
18.80	2.28	288.00	50.30	245.70	408.80	0.28	0.280

2.4.2. Centro del cauce

Como se menciona anteriormente, dentro del cauce se realizaron dos etapas de exploración con las cuales se obtuvieron los siguientes resultados.

A) Primera etapa

Los resultados de esta etapa, mostraron grandes espesores de azolve variando entre 3.5 y 9.0 m de profundidad, los cuales, son productos de los sedimentos depositados por el acarreo del Gran Canal.

Estos depósitos están compuestos por una capa sumamente heterogénea en su composición, la cual, está conformada de materiales de consistencia muy blanda; constituidos principalmente de finos con presencia de arena fina a media, con alto contenido de materia orgánica y aceite, así como todo tipo de basura. Y debido a la baja compacidad del azolve no se pudo obtener muestras inalteradas de éste, por lo cual, se careció de información sobre sus propiedades mecánicas.

Los resultados del laboratorio de mecánica de suelos de las muestras obtenidas durante esta etapa de exploración se muestran en las tablas 2.16 a la 2.26.

TABLA 2.16
RESUMEN GENERAL DEL SONDEO SM-1
(RESULTADOS PROMEDIO)

Profundidad en metros	Contenido de agua W %	Límite Líquido L.L.	Límite Plástico L.P.	Contenido de finos F %	Contenido de arenas S %	Relación de vacíos e	Densidad de sólidos S _s	Peso Volumétrico T/M ³	Compresión Simple T/M ²	Coefficiente de Cohesión T/M ²
A Z O L V E										
7.85	72.99			63.90	36.10					
8.60	69.63					1.56	2.25			
9.35	67.05			59.73	40.27					
10.10	87.90					2.06	2.34			
10.85	107.77					2.49	2.31			
A P C I L L A S										
11.63	281.49	324.50	72.40					1.14		
11.88	188.63								2.05	1.88
12.13	204.98					4.65	2.27	1.11		
12.38	189.94			66.35	33.65				2.35	
12.59	191.13									
12.68	247.45									
13.13	239.55	330.00	57.10					1.20		
13.38	214.49								1.85	1.71
13.63	168.22					3.78	2.25	1.23		
13.88	217.73									
14.13	186.74							1.23		
14.38	186.60								2.05	
14.63	213.67	246.00	59.30						1.65	2.20
14.88	251.47							1.19		
15.38	175.39									
15.59	184.87									
15.68	181.46									

TABLA 2.17
 RESUMEN GENERAL DEL SONDEO SM-2
 (RESULTADOS PROMEDIO)

Profundidad en metros	Contenido de agua W %	Límite Líquido L.L.	Límite Plástico L.P.	Contenido de fms F %	Contenido de arenas S %	Relación de vacíos e	Densidad de sólidos S _s	Peso Volumétrico T/M ³	Compresión Simple T/M ²	Coefficiente de Cohesión T/M ²
A Z O L V E										
6.40	44.55									
6.75	49.57									
7.25	41.68			68.47	31.53	1.12	2.25			
7.75	32.49									
8.25	35.46			69.06	30.94	0.91	2.58			
8.75	32.26									
9.25	32.29			82.99	17.07					
9.75	34.98									
10.25	75.27					1.99	2.64			
A R C I L L A S										
10.88	483.17	429.80	51.40					1.13		
11.13	445.59								1.55	2.00
11.63	493.41									
11.88	418.93									
12.13	266.02							1.22		
12.38	278.33					6.18	2.22			
12.63	298.40								2.40	2.35
12.88	251.67					5.69	2.26	1.24		
13.13	224.07	243.05	69.80						2.40	
13.33	223.49									
13.38	290.90									
13.46	221.18									
13.63	401.24							1.17		
13.88	402.00								1.90	
14.13	431.78								2.85	2.90
14.38	551.18							1.13		
14.63	451.17	454.30	52.30							
14.88	503.40					11.33	2.25			

TABLA 2.18
RESUMEN GENERAL DEL SONDEO SM-3
(RESULTADOS PROMEDIO)

Profundidad en metros	Contenido de agua W %	Limite Líquido L.C.	Limite Plástico L.P.	Contenido de limos F %	Contenido de arenas S %	Relación de vacíos e	Densidad de sólidos Ss	Peso Volumétrico TMF	Compresión Simple TMF	Coefficiente de Cohesión TMF
AZÚLVE										
4.30	35.12									
4.75	66.46									
5.25	46.91			67.49	32.56	1.58	2.37			
5.75	59.69									
6.25	37.19									
6.75	58.66			79.81	20.19	0.88	2.36			
7.25	36.22									
7.75	34.89									
8.25	65.14			71.70	28.30					
8.75	48.10									
9.25	40.74									
9.75	38.76			27.02	72.98	0.98	2.52			
10.25	34.79									
10.75	54.31			78.69	23.31					
ARCILLAS										
11.25	156.00									
11.75	293.26									
12.13	387.56									
12.38	443.56	464.00	54.80			8.76	2.28	1.15	3.50	
12.63	425.63									
12.68	324.18								2.60	3.50
13.13	215.22									
13.38	352.14									
13.63	267.46									
13.68	400.95							1.74		
14.13	290.14								3.60	
14.38	238.40	249.00	65.70			5.27	2.21		3.30	3.80
14.63	298.91									
14.88	242.96									
15.33	27.27									
15.41	533.80									
15.63	614.54									
16.38	553.90									
16.63	451.59	499.00	61.00			9.48	2.28	1.13	2.40	3.12
16.88	466.64									
17.13	229.44								3.35	

TABLA 2.10
 RESUMEN GENERAL DEL SONDEO SM-4
 (RESULTADOS PROMEDIO)

Profundidad en metros	Contenido de agua W %	Límite Líquido LL	Límite Plástico LP	Contenido de finos F %	Contenido de arenas S %	Relación de vacíos e	Densidad de sólidos S _s	Peso Volumétrico T.M. ³	Compresión Simple T.M. ²	Coefficiente de Cohesión T.M. ²
AZULITE										
3.60	25.80			59.17	30.83					
4.25	36.30									
4.75	69.60									
5.25	107.20									
5.75	49.40			92.55	7.45	1.67	2.40			
6.25	123.00									
6.75	44.30					2.93	2.38			
7.25	78.60									
7.75	41.70			97.02	2.98					
8.25	38.00									
8.75	42.80					0.99	2.34			
9.25	63.60									
9.75	47.10			86.09	13.91					
10.25	64.80					1.05	2.22			
ARCILLAS										
11.13	233.30									
11.63	166.30	363.00	61.50							
11.83	257.40									
11.91	130.00							1.13		
12.13	185.80									
12.38	295.10					2.85	2.19			
12.63	183.70							1.17		2.50
12.88	222.50								2.25	
13.13	223.20									
13.38	246.30							1.20		
13.63	280.00									
13.88	270.30									
14.13	259.20	351.00	51.50					1.16		
14.38	355.00									
14.63	363.90									2.80
14.88	468.70									
15.13	478.80									
15.38	273.20									
15.63	428.30									
15.88	416.80	439.10	52.50			9.42	2.20		2.40	
16.13	526.90									2.80
16.38	444.50									

TABLA 2.20
RESUMEN GENERAL DEL SONDEO SM-5
(RESULTADOS PROMEDIO)

Profundidad en metros	Contenido de agua W %	Limite Líquido LL	Limite Plástico LP	Contenido de finos F %	Contenido de arenas S %	Relación de vacíos e	Densidad de sólidos Ss	Peso Volumétrico T _M ³	Compresión Simple T _M ²	Coefficiente de Cohesión T _M ²
AZOLVE										
5.85	23.90			47.22	52.78					
6.25	27.90					0.63	2.25			
6.75	67.70			85.28	14.72					
7.25	47.70									
7.75	33.00			66.12	33.88	0.81	2.44			
8.25	35.20									
8.75	68.00					1.52	2.23			
9.25	60.30									
ARCILLAS										
9.75	76.10			76.50	23.50	1.65	2.37			
10.25	244.80	241.00	52.60							
10.75	400.50					8.81	2.20			

TABLA 2.21
RESUMEN GENERAL DEL SONDEO SM-6
(RESULTADOS PROMEDIO)

Profundidad en metros	Contenido de agua W %	Limite Líquido LL	Limite Plástico LP	Contenido de finos F %	Contenido de arenas S %	Relacion de vacios e	Densidad de sólidos S _s	Peso Volumétrico T _M ³	Compresion Simple T _M ²	Coefficiente de Cohesion T _M ²
AZULE										
7.25	111.90									
7.75	66.00			81.31	18.69					
8.25	66.80					1.56	2.33			
8.75	77.80			88.94	11.06					
9.25	61.70									
9.75	61.00									
10.25	68.10			85.50	14.50	1.62	2.38			
10.75	93.70									
11.25	68.60			81.56	18.44					
11.75	177.30									
12.25	75.40									
12.75	189.40					4.26	2.26			
13.25	88.80									
13.75	63.00			83.03	16.97					
14.25	121.00									
14.75	58.20					1.34	2.31			
15.25	62.20			83.24	16.76					
15.75	78.60									
ARCILLAS										
16.25	355.60									
16.63	131.80			92.47	7.53					
16.75	146.60	312.30	58.30			3.24	2.21			
16.88	327.20									

TABLA 2.22
RESUMEN GENERAL DEL SONDEO SM-7
(RESULTADOS PROMEDIO)

Profundidad en metros	Contenido de agua W %	Limite Liquido LL	Limite Plástico LP	Contenido de finos F %	Contenido de arenas S %	Relación de vacíos e	Densidad de sólidos S _s	Peso Volumétrico T _M ³	Compresion Simple T _M ²	Coefficiente de Cohesión T _M ²
ARENOLITAS										
5.75	59.33									
6.25	37.60					0.87	2.32			
6.75	65.67									
7.25	86.98									
7.75	71.98					1.85	2.57			
8.25	112.07									
8.75	48.03					1.13	2.35			
9.25	56.84									
9.75	53.50					1.34	2.51			
10.25	55.33									
ARCILLAS										
10.75	222.32					7.60	2.26			
11.25	336.31									
11.75	402.62	415.20	51.50			2.52	3.37			

TABLA 2.23
RESUMEN GENERAL DEL SONDEO SM-8
(RESULTADOS PROMEDIO)

Profundidad en metros	Contenido de agua W I	Límite Líquido L.L.	Límite Plástico L.P.	Contenido de finas F I	Contenido de arenas S I	Relación de vacíos e	Densidad de sólidos S _s	Peso Volumétrico T _M ³	Compresión Simple T _M ²	Coefficiente de Cohesión T _M ²
A Z O L V E										
6.40	50.55									
6.75	49.57					1.12	2.25			
7.25	40.68			68.47	31.53					
7.75	32.49									
8.25	35.46			69.06	30.94	0.91	2.58			
8.75	42.36									
9.25	42.39			82.99	17.07					
9.75	54.98									
10.25	75.27					1.39	2.64			
A R C I L L A S										
10.88	493.17	429.80	51.40					1.13		
11.13	455.59								1.55	2.00
11.63	473.41									
11.88	428.93									
12.13	286.02							1.22		
12.38	268.33					6.18	2.22			
12.63	288.40								2.40	2.35
12.88	251.67					5.69	2.26	1.24		

TABLA 2.24
RESUMEN GENERAL DEL SONDEO SM-9
(RESULTADOS PROMEDIO)

Profundidad en metros	Contenido de agua W%	Límite Líquido LL	Límite Plástico LP	Contenido de finos F%	Contenido de arenas S%	Relación de vacíos e	Densidad de sólidos S _s	Peso Volumétrico T/M ³	Compresión Simple T/M ²	Coefficiente de Cohesión T/M ²
AZULVE										
5.75	59.33									
6.25	37.60					0.87	2.32			
6.75	65.67									
7.25	86.98									
7.75	71.98					1.85	2.57			
8.25	112.07									
8.75	48.03					1.13	2.35			
9.25	56.84									
9.75	53.50					1.34	2.51			
10.25	55.33									
ARCILLAS										
10.75	222.52					1.60	2.76			
11.25	336.31									

TABLA 2.26
 RESUMEN GENERAL DEL SONDEO SM-18
 (RESULTADOS PROMEDIO)

Profundidad en metros	Contenido de agua W (%)	Límite Líquido LL	Límite Plástico LP	Contenido de cenizas F (%)	Contenido de arenas S (%)	Relación de vacíos e	Densidad de sólidos S _s	Peso Volumétrico T _M ³	Compresión Simple T _M ²	Coeficiente de cohesión T _M ²	S P T	
											Golpes No	Ang de fric G°
A Z O L V E												
6.25	30.45					0.72	2.38				0.00	25.00
6.75	34.59										2.00	25.00
7.25	43.04					1.11	2.59				2.00	25.00
7.75	65.21										3.00	25.00
8.25	84.30										0.00	25.00
8.75	86.03					1.93	2.24				0.00	25.00
9.25	127.15										0.00	25.00
9.75	114.07					2.85	2.32				0.00	25.00
10.25	85.73										4.00	25.00
A R C I L L A S												
10.75	427.07										2.00	
11.25	384.25	412.70	51.70			8.81	2.24				0.00	

TABLA 2.26
RESUMEN GENERAL DEL SONDEO SM-11
(RESULTADOS PROMEDIO)

Profundidad en metros	Contenido de agua W (%)	Limite Líquido LL	Limite Plástico LP	Contenido de finos F (%)	Contenido de arenas S (%)	Relación de vacíos e	Densidad de sólidos Gs	Peso Volumétrico T ₁₀ ¹	Compresión Simple T ₁₀ ²	Coeficiente de cohesión T ₁₀ ³	S P T	
											Góper	Ang de Inc
											No	G°
A Z D L V E												
8,75	50,85										0,00	25,00
9,25	38,13					0,95	2,48				0,00	25,00
9,75	71,71										2,00	25,00
10,25	40,30					1,00	2,48				2,00	25,00
10,75	82,67										2,00	25,00
11,25	100,83					2,63	2,61				0,00	25,00
11,75	68,60										0,00	25,00
12,25	80,15										0,00	25,00
12,75	63,90					1,52	2,37				0,00	
13,25	350,70										0,00	
13,75	254,60	257,00	50,90			5,76	2,27				0,00	

En forma general se puede decir que el azolve presenta un contenido de humedad que varía entre el 23 % y 112 %, así como, una resistencia a la penetración estándar de 0 a 7 golpes.

De acuerdo a las pruebas de granulometría, muestran que el azolve presenta un 60 % de finos y un 30 % de arenas con una densidad de sólidos de 2.4.

Subyaciendo a está capa se encuentra una arcilla blanda con algunos lentes de arenas limosas y vidrio volcánico, la cual presenta un contenido de humedad que varía entre los 130 y 614 %; un peso volumétrico promedio de 1.2 t/m³ y una densidad de sólidos (Ss) de 2.50.

En este estrato se obtuvieron algunas muestras inalteradas, con las cuales se realizaron algunas pruebas de compresión simple y triaxiales (UU).

Pero debido a que el número de muestras inalteradas fueron pocas, y a que la exploración realizada desde los puentes se hizo, bajo la presencia de agua, los resultados que semuestran en las tablas 2.16 a la 2.26 no se pueden considerar representativas.

B) Segunda etapa

Los resultados de esta etapa muestran que el espesor del azolve en este tramo varía de 2.25 a 6.25 m con contenidos de humedad de 70 % a 600 % y esta compuesto por un material fino arenoso sumamente heterogéneo en su composición. Bajo éste estrato se encuentra una arcilla de color gris verdoso de consistencia muy blanda con contenido de humedad que varía de 290 a 580 %.

Durante esta etapa de exploración se logró la recuperación de un número mayor de muestras inalteradas de los estratos de arcilla, a las cuales se realizaron pruebas de mecánica de suelos con el objeto de conocer sus propiedades índice y mecánicas, los resultados promedio de dichas pruebas se muestran en la tabla 2.27; además, se realizaron pruebas de consolidación unidimensional en los estratos de arcilla con los cuales, se obtuvieron, sus características de comprensibilidad, las cuales se muestran en las tablas 2.28 a la 2.31.

TABLA 2.27
RESULTADOS PROMEDIO DE LA SEGUNDA ETAPA DE EXPLORACIÓN

Profundidad en metros	Humedad (w %)	Peso Vol. γ	Límites de Consistencia			Resistencia corte	
			Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plástico	C. Simple (U/m^2)	UU (U/m^2)
0.0-1.5	70 a 90	0.379	111.42	40.79	70.69	2.55	
1.5-3.0	90 a 110	1.406	281.42	54.83	226.37	2.05	
3.0-4.5	450 a 600	1.412	264.21	62.53	201.66	2.12	2.50

Nota: Estos primeros 3 estratos pertenecen al azolve

**CONTINUACIÓN DE LA TABLA 2.27
RESULTADOS PROMEDIO DE LA SEGUNDA ETAPA DE EXPLORACIÓN
(EN LOS ESTRATOS DE ARCILLA)**

Profundidad en metros	Humedad (w %)	Peso Vol. γ	Límites de Consistencia			Resistencia corte	
			Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plástico	C. Simple (t/m^2)	su_c (t/m^2)
4.5-5.5	400 a 580	1.183	315.62	61.89	253.61	2.52	2.55
5.5-7.0	300 A 400	1.190	431.91	72.37	359.54	2.33	2.40
7.0-9.5	290 A 340	1.174	372.81	64.49	308.22	2.30	2.45
9.5-11.0	310 A 350	1.170	405.66	66.99	308.22	2.50	2.58
11.0-12.5	300 A 380	1.153	391.98	63.63	328.35	2.25	2.64
12.5-13.5	330 A 400	1.145	349.86	63.39	286.47	2.40	2.55
13.5-15.0	320 A 390	1.146	374.86	70.78	303.70	2.20	2.82
15.0-17.5	380 A 400	1.146					

**TABLA 2.28
RESUMEN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE COMPRESIBILIDAD
DEL SONDEO "SE-2" (2ª EXPLORACIÓN)**

Profundidad en metros	Densidad de Sólidos (S_s)	Relación de Vacíos (e)	Humedad en (w %)	Coefficiente de Comprensibilidad (av)	Precarga de Consolidación (P_c)
6.23	2.28	8.40	363.09	2.63	0.69
7.45	2.24	6.87	302.10	2.40	0.67
8.89	2.29	7.88	335.43	2.63	0.69
9.47	2.30	7.47	329.37	2.38	0.69

TABLA 2.29
RESUMEN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE COMPRESIBILIDAD
DEL SONDEO "SE-14" (2ª EXPLORACIÓN)

Profundidad en metros	Densidad de Sólidos (Ss)	Relación de Vacíos (e)	Humedad en (w %)	Coefficiente de Compresibilidad (av)	Precarga de Consolidación (Pc)
7.6	2.32	8.35	407.82	2.38	0.72
12.75	2.27	7.63	335.94	2.50	.70

TABLA 2.30
RESUMEN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE COMPRESIBILIDAD
DEL SONDEO "SE-41" (2ª EXPLORACIÓN)

Profundidad en metros	Densidad de Sólidos (Ss)	Relación de Vacíos (e)	Humedad en (w %)	Coefficiente de Compresibilidad (av)	Precarga de Consolidación (Pc)
5.26	2.27	7.35	313.06	2.50	0.75
7.19	2.19	6.61	208.88	2.34	0.73
12.01	2.23	7.63	317.62	2.50	0.73

TABLA 2.31
RESUMEN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE COMPRESIBILIDAD
DEL SONDEO "SE-61" (2ª EXPLORACIÓN)

Profundidad en metros	Densidad de Sólidos (Ss)	Relación de Vacíos (e)	Humedad en (w %)	Coefficiente de Compresibilidad (av)	Precarga de Consolidación (Pc)
5.99	2.29	8.98	401.83	2.50	0.44
7.15	2.26	6.93	275.83	1.94	0.42
8.66	2.29	7.11	267.37	1.60	0.40
10.95	2.25	8.32	388.36	2.50	0.42

Cabe mencionar que de las muestras obtenidas de los sondeos continuos GC-1 al GC-3, SC-1 y SC-2; se realizaron pruebas de consolidación unidimensional, así como pruebas de compresión simple y triaxiales (UU) de deformación controlada. En las tablas 2.32 a la 2.35 se muestran los resultados de dichas pruebas.

TABLA 2.32
RESULTADOS PROMEDIO DE LOS SONDEOS CONTINUOS

Profundidad en metros (m)	Peso Vol. en t/m^3	Límites de Consistencia			Triaxiales		Compresión Simple $q/2$
		LL	LP	IP	C	θ	
0.0-1.0	1.36				0.12	21.0	
1.0-2.0	1.36	154.20	43.55	110.45	0	27	
2.0-3.0	1.40	182.00	55.51	126.49			
3.0-4.0	1.41	393.00	53.06	339.94	0.10	0	
4.0-5.0	1.42				0.08	0	0.21
5.0-6.0	1.18	406.50	69.23	337.27	0.12	0	0.25
6.0-7.0	1.19	378.00	45.16	322.84	0.15	0	0.23
7.0-8.0	1.17				0.12	0	0.24
8.0-9.0	1.17	337.00	67.18	269.82	0.26	0	0.26
9.0-10.	1.15	516.00	81.58	434.42	0.10	0	0.26
10.0-11.0	1.14	584.50	89.88	458.62	0.12	0	
11.0-12.0	1.14	330.65	64.24	226.41	0.21	0	0.22
12.0-13.0	1.15						
13.0-14.0	1.14	275.0	118.63	93.37	0.17	0	0.39
14.0-15.0	1.14	310.00	83.69	216.31	0.10	0	

TABLA 2.33
RESUMEN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE COMPRESIBILIDAD
DEL SONDEO CONTINUO " GC-1 "

Profundidad en metros	Densidad de Sólidos (Ss)	Relación de Vacíos (e)	Humedad en (w %)	Coefficiente de Compresibilidad (av)	Precarga de Consolidación (Pc)
2.4	2.34	3.69	141.62	2.75	0.50
3.0	2.22	4.63	203.12	2.60	0.45
5.0	2.34	6.26	260.47	2.75	0.42
10.0	2.46	2.89	133.22	2.20	0.60
15.0	2.36	9.67	401.52	1.38	0.70

TABLA 2.34
RESUMEN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE COMPRESIBILIDAD
DEL SONDEO CONTINUO " GC-2 "

Profundidad en metros	Densidad de Sólidos (Ss)	Relación de Vacíos (e)	Humedad en (w %)	Coefficiente de Compresibilidad (av)	Precarga de Consolidación (Pc)
2.3	2.50	4.65	146.87	2.0	0.50
3.0	2.33	2.80	120.10	2.50	0.45
4.7	2.56	1.73	73.09	1.30	0.60
10.0	1.78	7.62	439.57	2.20	0.38

TABLA 2.35
RESUMEN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE COMPRESIBILIDAD
DEL SONDEO CONTINUO " GC-3 "

Profundidad en metros	Densidad de Sólidos (Ss)	Relación de Vacíos (e)	Humedad en (w %)	Coefficiente de Compresibilidad (av)	Precarga de Consolidación (Pc)
2.10	2.84	3.30	103.07	2.38	0.45
5.00	2.48	9.94	399.78	3.20	0.35
9.70	2.49	7.08	289.70	1.90	0.40
14.00	2.29	7.56	336.50	2.32	0.36

Una vez obtenidos los resultados de los sondeos continuos, así como, de la primera y segunda etapa de exploración (por el centro del cauce), se resume que el azolve presenta una resistencia al corte (0 a 5 golpes con la herramienta de penetración estándar) de 0.10 kg/cm^2 a 0.20 kg/cm^2 . Así como, un ángulo de fricción de 15° a 27° y un peso volumétrico de 1.31 t/m^3 .

La arcilla que se encuentra bajo el azolve (perteneciente a la formación arcillosa superior) presenta un contenido de humedad de 300 a 400 % y su resistencia al corte en pruebas no drenadas (UU) es de 2.4 t/m^3 con un peso volumétrico de 1.14 t/m^3 .

Debido a las características que presenta el azolve, se considero que el cajón de entubamiento debería de desplantarse sobre una capa de mejoramiento compensada, la cual tendría preliminarmente un espesor de 0.60 m y estaría constituido por un filtro de 0.30 m de espesor y una capa de tezontle de 0.30 m con un tamaño de partículas comprendido entre $3/4"$ a $1/2"$. Esta capa de mejoramiento tendría un peso volumétrico de 1.30 t/m^3 , reforzada con geotextiles.

Para esto, se propuso realizar un tramo de prueba con el cual se obtuvieran las base para el diseño de la capa de mejoramiento, así como para el procedimiento constructivo de la obra. Dicho tramo se ubicó entre los cadenamientos 6+800 y 7+920.

2.5. ESTRATIGRAFIA FINAL

Para definir la estratigrafía a lo largo del entubamiento del Gran Canal, se utilizaron los sondeos de la primera y segunda etapa de exploración (por el centro del cauce), ajustando los espesores del azolve dentro del tramo comprendido entre la obra de toma del Interceptor Oriente y la confluencia de éste con el Río de los Remedios. Cabe mencionar que la deducción de la estratigrafía del cauce y de sus márgenes, se complementaron con los sondeos realizados, en la margen derecha e izquierda, por las empresas CONIISA y AR. ING. CIVILES respectivamente.

A lo largo del trazo, en el centro del cauce, se tiene superficialmente el azolve constituido principalmente por finos con arena fina a media, con altos contenidos de materia orgánica, aceites, gravas y productos petroquímicos con un espesor variable entre 3.75 y 9.0 m, bajo este material se encuentran arcillas blandas de color gris verdoso con algunos lentes de arena limosa y vidrio volcánico, perteneciente a la denominada formación arcillosa superior. Estas arcillas son más blandas y comprensibles que las que se encuentran bajo los márgenes del canal, debido a los efectos de descarga y remoldeos producidos por la socavación en las vecindades con las estructuras como son: plantas de

bombeo, puentes vehiculares y peatonales. Así como, por actividades de excavación, dragado y desazolve que se han efectuado a lo largo de los años para aumentar la capacidad del canal y por los deslizamientos de los bordos derivados de dichas actividades.

En las márgenes del canal, inicialmente se localiza la Costra Superficial con espesores que varían de 1.60 a 8.0 m, formada por materiales de relleno, limos, arcillas, arenas y mezclas de ellas, semiendurecidos por secado. El contenido de humedad varía de 20 % a un 125 %.

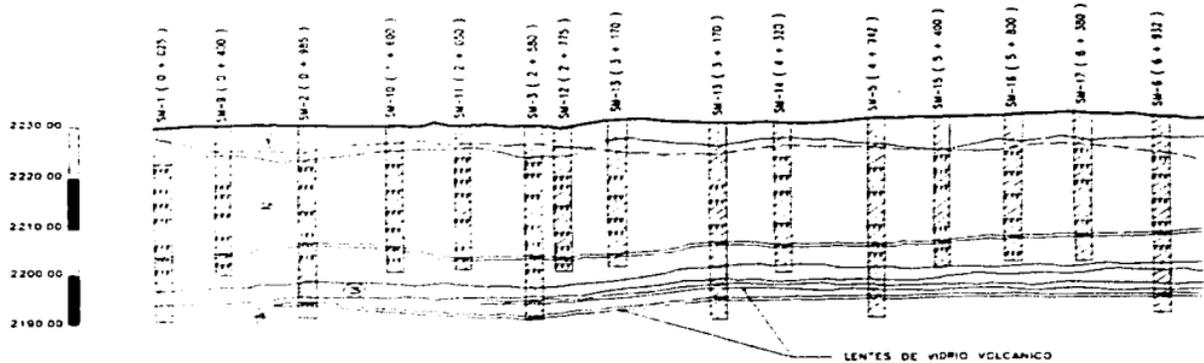
Es importante señalar que el nivel del fondo del canal guarda a lo largo del tramo una coincidencia importante con nivel del horizonte inferior del Manto Superficial.

Bajo el Manto Superficial se encuentra La Formación Arcillosa Superior compuesta por arcillas de origen volcánico de alta plasticidad (CH), de coloración gris verdosa y café rojizo de consistencia muy blanda a blanda; contaminada por microfósiles, lentes aislados de arenas y limos intercalados a una profundidad de 24.0 m por una delgada capa de vidrio volcánico ascendente hacia el norte. Su contenido de humedad varía de 200 % a 555 %.

En seguida de la Formación Arcillosa Superior, se encuentra una Capa Dura, formada por limos arenosos y arenas limosas (SM, ML) de consistencia media a dura, el contenido de humedad es por lo general, igual o menor a 50 %. El espesor promedio de esta capa es de 2.5 m y al igual que la del vidrio volcánico, asciende paulatinamente conforme se avanza hacia al norte.

Por último se encuentra la Formación Arcillosa Inferior, formada por arcillas de alta plasticidad (CH) preconsolidada, de color gris verdoso, consistencia media y contaminada por microfósiles. A partir del cadenamamiento 0+985, la cortan dos delgadas capas de limo arenoso y vidrio volcánico a una profundidad media de 33.0 y 35.0 m; su contenido natural de agua es muy variable pues se registran valores promedio de 120 a 325 %.

En las figuras 2.4 y 2.6 se muestra un perfil estratigráfico de las márgenes del canal y del centro del cauce respectivamente.

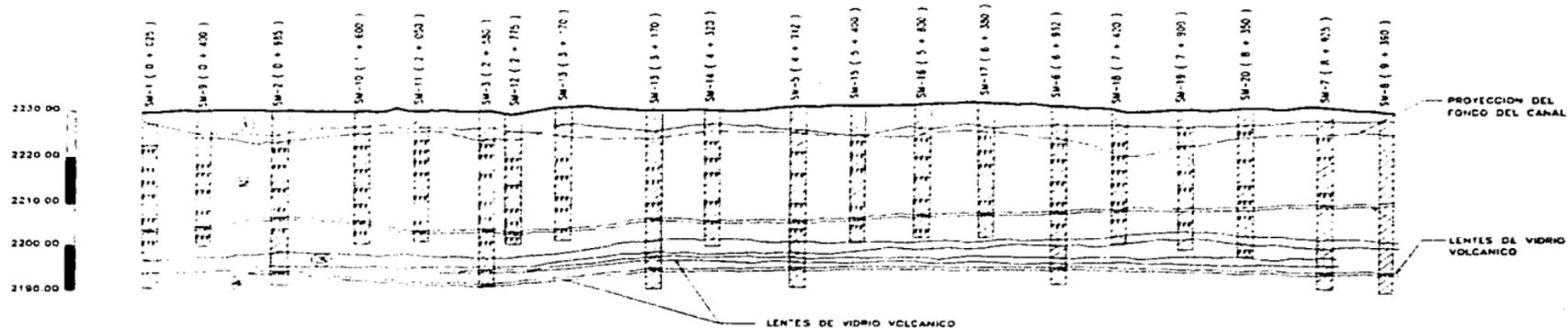


ESTRATIGRAFIA

SIMBOLOGIA

- (1) MANTO SUPERFICIAL: LO FORMAN MATERIALES DE PELLEÑO, LIMOS, ARCILLAS, ARENAS Y MEZCLAS DE ELLOS, SEMIENDURECIDOS POR SECADO.
- (N) FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR: CONSTITUIDA POR ARCILLAS DE ALTA PLASTICIDAD (CH), COLORACIONES GRIS VERDOSCO Y CAFE ROJIZO Y DE CONSISTENCIA MUY BLANDA (NORMALMENTE CONSOLIDADAS) CONTAMINADA POR MICROFOSILS, LENES DE VIDRIO VOLCANICO E INTERCALADA POR UNA DELGADA CAPA DE VIDRIO VOLCANICO.
- (M) CAPA DURA: FORMADA POR LIMOS ARENOSOS Y ARENAS LIMOSAS DE COMPACTACION MEDIA A DENSA.
- (A) FORMACION ARCILLOSA INFERIOR: COMPUESTA POR ARCILLAS DE ALTA PLASTICIDAD (CH), COLOR GRIS VERDOSCO Y DE CONSISTENCIA MEDIA (PRECONSOLIDADAS) CONTAMINADA POR MICROFOSILS Y ESTRATIFICADA CON CAPAS DE LIMO ARENOSO Y VIDRIO VOLCANICO.





ESTRATIGRAFIA

- (1) MANTO SUPERFICIAL. LO FORMAN MATERIALES DE PELLEJO, LIMOS, ARCILLAS, ARENAS Y MEZCLAS DE ELLOS, SEMIENDURECIDOS POR SECADO.
- (2) FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR. CONSTITUIDA POR ARCILLAS DE ALTA PLASTICIDAD (CH), COLORACIONES GRIS VERDOSOS Y CAFE ROJIZO Y DE CONSISTENCIA MUY BLANDA (NORMALMENTE CONSOLIDADAS) CONTAMINADA POR MICROFOSILES. LENTES ARENOSOS Y LENTICULADA POR UNA DELGADA CAPA DE VIDRIO VOLCANICO.
- (3) CAPA DURA. FORMADA POR LIMOS ARENOSOS Y ARENAS LIMOSAS DE COMPACTACION MEDIA A DENSA.
- (4) FORMACION ARCILLOSA INFERIOR. COMPLETA POR ARCILLAS DE ALTA PLASTICIDAD (CH), COLOR GRIS VERDOSO Y DE CONSISTENCIA MEDIA (PRECONSOLIDADAS) CONTAMINADA POR MICROFOSILES Y ESTRATIFICADA CON CAPAS DE LIMO ARENOSO Y VIDRIO VOLCANICO.

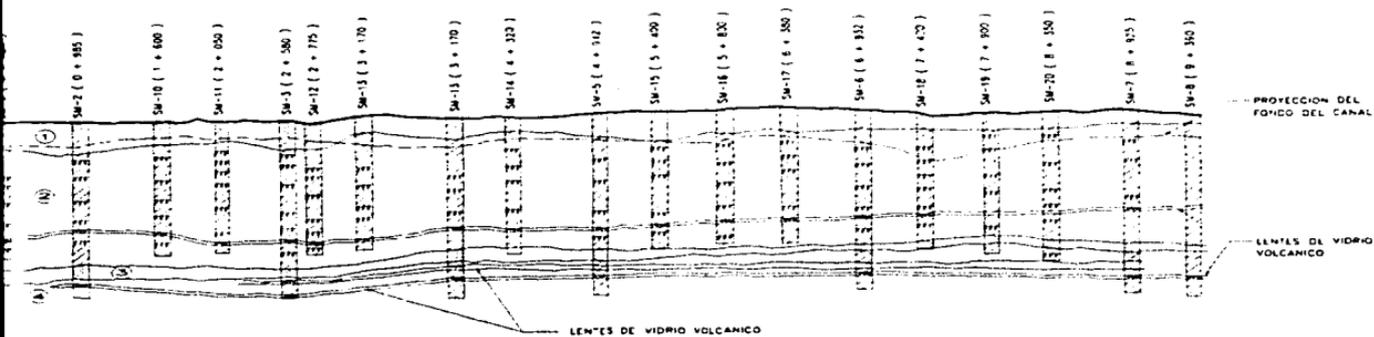
SIMBOLOGIA

- ARCILLAS
- LIMO
- ARENAS
- MICROFOSILES
- VIDRIO VOLCANICO

GRAN CANAL DEL

PERFIL ESTRATIGRAFICO
EN LOS MARGENES

FIGURA



ESTRATIGRAFIA

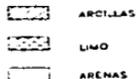
MATERIALES DE RELLENO, LIMOS, ARCILLAS, ARENAS Y MEZCLAS DE ELLOS.

CH: CONSTITUIDA POR ARCILLAS DE ALTA PLASTICIDAD (CH), COLORACIONES AZULAS Y DE CONSISTENCIA MUY BLANDA (NORMALMENTE CONSOLIDADAS) Y LENTES APENAS LIMOSAS E INTERCALADA POR UNA DELGADA CAPA DE

MS: ARENOSOS Y ARENAS LIMOSAS DE COMPACIDAD MEDIA A DENSA.

GO: COMPLETA POR ARCILLAS DE ALTA PLASTICIDAD (CH), COLOR GRIS Y AZUL (PRECONSOLIDADAS), CONTAMINADA POR MICROFOSILES Y ESTRATIFICADA POR VIDRIO VOLCANICO

SIMBOLOGIA



ARCILLAS

LIMO

ARENAS

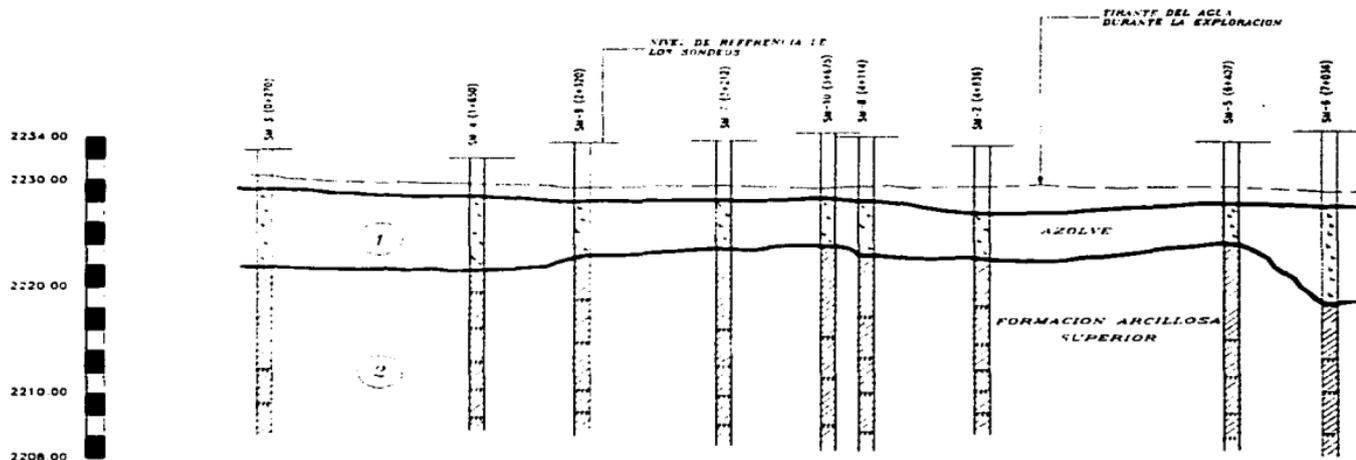
MICROFOSILES

VIDRIO VOLCANICO

GRAN CANAL DEL DESAGÜE

PERFIL ESTRATIGRAFICO
EN LOS MARGENES DEL CANAL

FIGURA 2.4

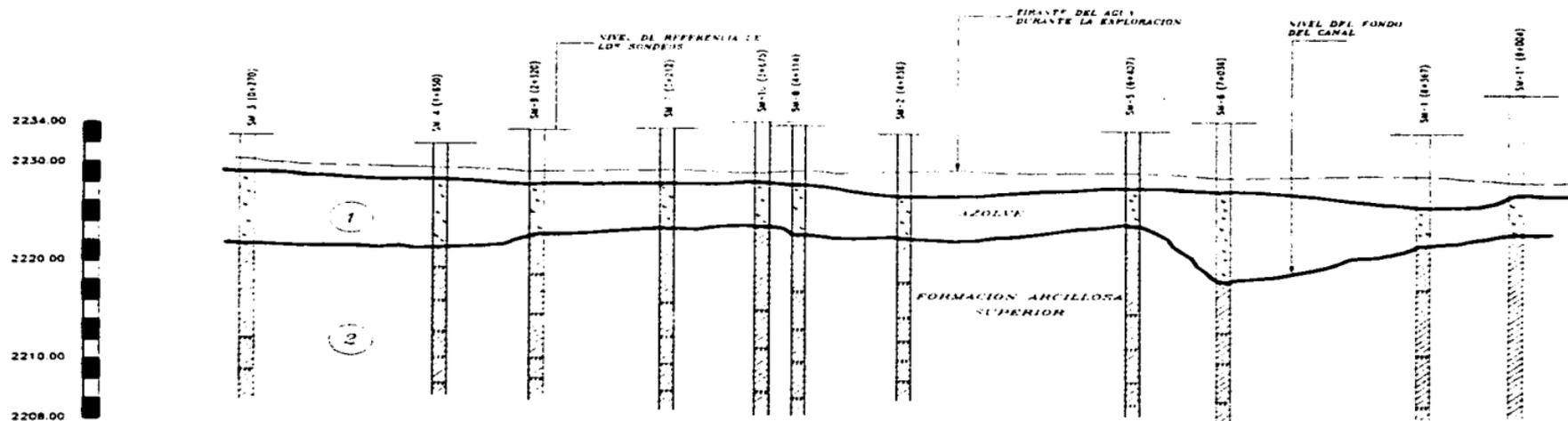


ESTRATIGRAFIA

- (1) AZOLVE CONTAMINADO DE ARENA, MATERIA ORGANICA PLASTICO, RAICES Y TODO TIPO DE BASURA
- (2) FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR CONSTITUIDA POR ARCILLAS DE ALTA PLASTICIDAD (CH) DE COLORACION GRIS VERDOSA Y DE CONSISTENCIA BLANDA A MUY BLANDA CONTAMINADA POR LENTES DE ARENA Y MICROFOSILES

SIMBOLOGIA

ARCILLAS		AZOLVE	
ARENA			
MICROFOSILES			



ESCALA HORIZONTAL 1:20,000

ESCALA VERTICAL 1:200

ESTRATIGRAFIA

- ① AZOLVE CONTAMINADO DE APENA, MATERIA ORGANICA PLASTICO, RAICES Y TODO TIPO DE BASURA
- ② FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR CONSTITUIDA POR ARCILLAS DE ALTA PLASTICIDAD (CH) DE COLOREACION GRIS VERDOSA Y DE CONSISTENCIA BLANDA A MUY BLANDA CONTAMINADA POR LENTES DE ARENA Y MICROFOSILES

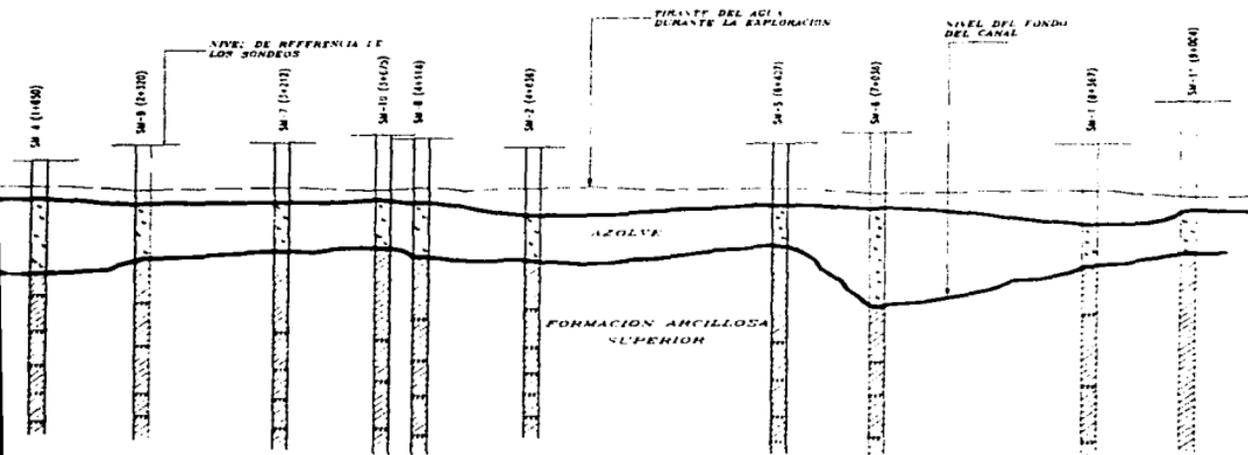
SIMBOLOGIA

- ARCILLAS
- ARENA
- MICROFOSILES
- AZOLVE

GRAN CANAL DEL DESAGÜE

PERFIL DEL CENTRO DEL CAUCE

FIGURA 2.5



ESCALA HORIZONTAL 1:20.000

ESCALA VERTICAL 1:200

FIGURA

MATERIA ORGANICA
Y BASURA

FORMACION CONSTITUIDA POR
MATERIA ORGANICA Y BASURA
DE COLORACION
BLANCA A MUY
OSCURO Y MUY
DE ARENA Y MICROFOSILES

ARCILLAS

ARENA

MICROFOSILES



SIMBOLOGIA

AZOLVE



GRAN CANAL DEL DESAGÜE

PERFIL DEL CENTRO DEL CAUCE

FIGURA 2.5

CAPITULO 3

ESTABILIDAD DE TALUDES

3 ESTABILIDAD DE TALUDES

3.1. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

Como en toda obra de ingeniería civil el análisis de los taludes en cualquier proyecto es de suma importancia, principal en obras en las que se considera un corte o el retiro de una masa actuante que mantiene los esfuerzos del suelo en equilibrio; por ejemplo: la excavación para el desplante de alguna estructura, el retiro del agua en presas, canales o ríos; el corte en un cerro para la construcción de una carretera. Así como, en la colocación de terraplenes artificiales para la construcción de: presas de almacenamiento, caminos o estructuras de refuerzo que eviten el desbordamiento de algún río.

El objetivo de dicho análisis, es dar, soluciones que prevengan las posibles fallas que se puedan producir en los taludes a corto o largo plazo, durante la construcción u operación, de alguna estructura; dando un margen de seguridad a la obra en proceso.

En el caso del Gran Canal del Desagüe, se eligieron ocho secciones en base a las características geométricas y estratigráficas del suelo para el análisis de los taludes, las cuales, se ubican en los cadenamientos 0+403, 3+013, 3+580, 4+080, 6+560, 7+052, 7+050, 8+392 y 9+032.

Este análisis se hizo con el objetivo de dar una solución a los problemas que pudieran presentarse durante los diferentes etapas de construcción del mismo, por lo cual se analizó la estabilidad para las siguientes condiciones.

- 3.1.1.- Seccionamiento inmediato del cauce; con el cual se evitara el paso del flujo en el tramo a construir. Para esto se revisara la estabilidad de los taludes al momento de retirar el agua del canal (vaciado rapido) y se rompa con el equilibrio de las fuerzas actuantes, tal como se muestra en la figura 3.1.**

- 3.1.2.- Retiro del azolve; para obtener la rasante del proyecto y poder realizar el desplante de la estructura se tiene que excavar en la capa del azolve, tal como se muestra en la figura 3.2, esta condición representa una de las más crítica a la estabilidad de los taludes.**

- 3.1.3.- Considerando una capa de sustento mejorada con georedes en el pie del talud con un $\gamma_m = 1.30 \text{ t/m}^2$, así como un terraplén de precarga de 3.70 m de altura; con lo cual se estabilizara lo más rápido posible los taludes del Gran Canal. Ver figura 3.3**

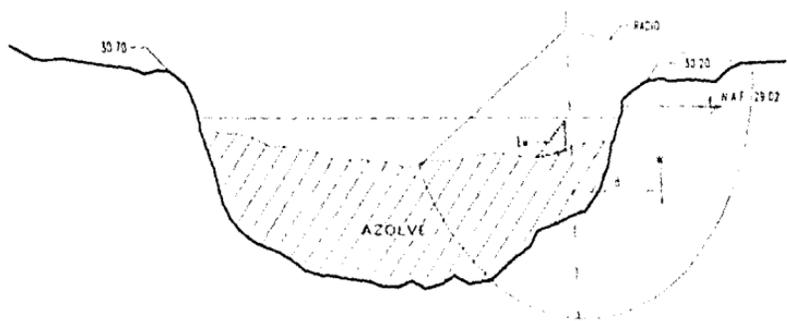


FIG. 3.1 SECCIONAMIENTO DEL CAUCE

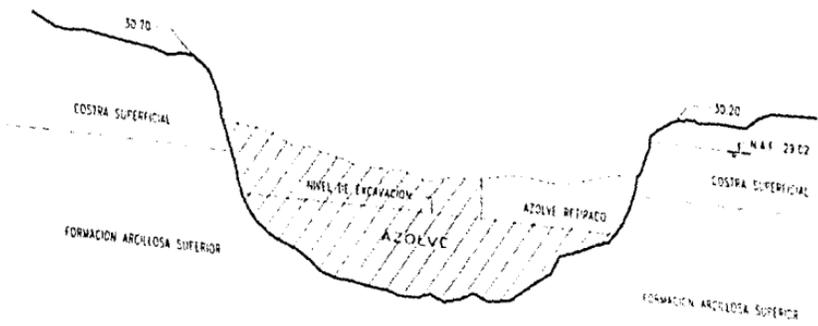


FIG. 3.2 RETIRO DEL AZOLVE

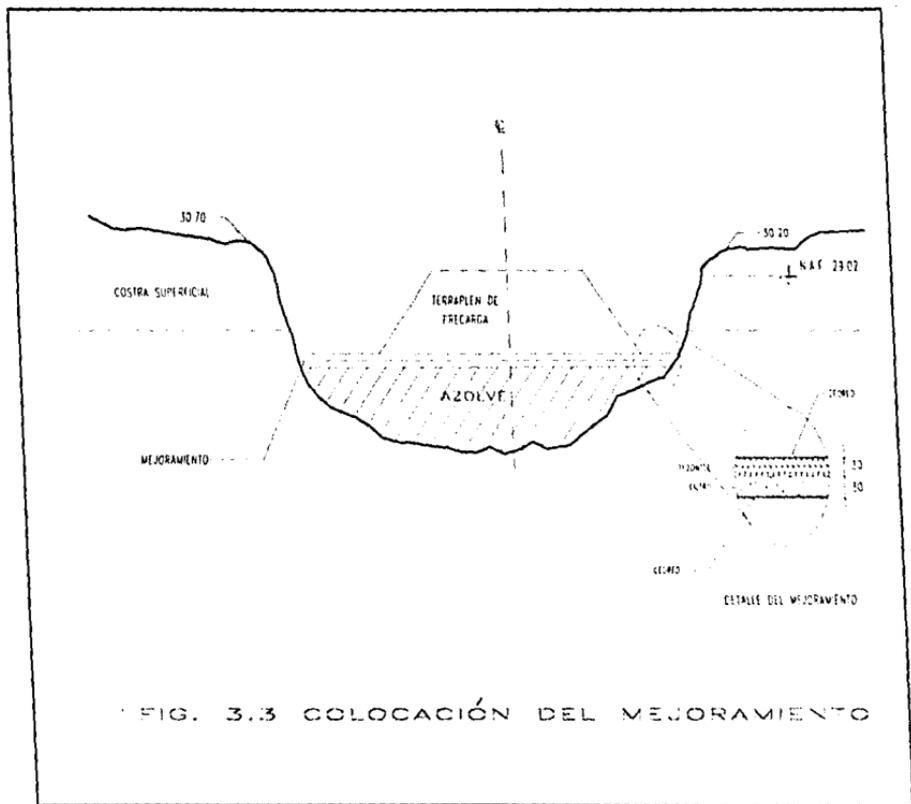


FIG. 3.3 COLOCACIÓN DEL MEJORAMIENTO

El análisis de estas condiciones se realizó tomando en cuenta que al retirarse las aguas negras del canal se presenta una fuerza de filtración (J), debido al flujo del agua freática hacia las caras de los taludes; así como una reducción del esfuerzo total (o normal), causado por la presencia del esfuerzo neutral (U), tal como se muestra en la figura 3.4 y 3.4a.



FIG. 3.4 Cálculo de las presiones del agua (U) en el interior de un talud

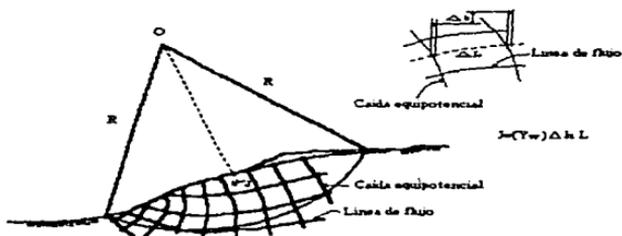


FIG. 3.4a. Cálculo de la fuerza de filtración (J) de un talud sujeto a flujo

Esta condicion de analisis es muy importantes ya que debido a estas fuerzas se produce un aumento en el momento motor, así como una disminucion en la resistencia al corte en el suelo dando por resultado un factor de seguridad menor al que se obtiene con los esfuerzos totales.

Los parámetros del suelo que se utilizaron en cada unos de los estratos de las secciones propuestas se presentan en las siguientes tablas.

SECCIÓN 0+420

Estrato (m)	Peso Vol (t/m ³)	Cohesión (t/m ²)	Ang de fricción G*
0-2.5	1.83	1.53	34
2.5-6.3	1.442	1.87	25
6.3-9.0	1.142	1.955	0
9.0-13.0	1.125	2.21	0
13.0-17.4	1.159	1.955	0
17.4-21.25	1.191	2.614	0
21.25	1.49	3.188	0

SECCIÓN 3+013

Estrato (m)	Peso Vol (t/m ³)	Cohesión (t/m ²)	Ang de fricción G*
0-3.45	1.267	2.73	28
3.45-5.6	1.628	3.76	29
5.6-7.8	1.378	2.34	13
7.8-10.8	1.264	2.61	0
10.8-13.7	1.182	2.61	0

SECCIÓN 3+580

Estrato (m)	Peso Vol (t/m ³)	Cohesión (t/m ²)	Ang de fricción G*
0-1.2	1.77	0	31
1.2-3.7	1.66	3.85	17
3.7-5.1	1.22	2.7	0
5.1-6.5	1.15	2.69	0
6.5-10.0	1.14	2.10	3
10.0-12.5	1.20	2.19	0
12.5-17.6	1.50	2.49	0
17.6-20.25	1.2	2.30	0
20.25-24	1.17	2.96	0

SECCIÓN 4+080

Estrato (m)	Peso Vol (t/m ³)	Cohesión (t/m ²)	Ang de fricción G*
0-2.7	1.37	2.54	30
2.7-4.6	1.27	2.77	0
4.6-9.0	1.14	1.93	0
9.0-12.4	1.12	1.96	0
12.4-14.2	1.16	2.08	0
14.2-16.8	1.16	2.69	0

SECCIÓN 6+080

Estrato (m)	Peso Vol (t/m^3)	Cohesión (t/m^2)	Ang. de fricción G^*
0-1.3	1.53	1.7	45
1.3-2.3	1.50	1.7	15
2.3-4.5	1.54	4.45	25
4.55-7.5	1.21	2.9	0
7.5-11.2	1.13	2.10	0
11.2-13.90	1.33	2.7	0
13.90-15.6	1.10	3.9	0
15.6-20.6	1.2	3.53	0
20.6-22.3	1.23	3.66	0

SECCIÓN 7+050

Estrato (m)	Peso Vol (t/m^3)	Cohesión (t/m^2)	Ang. de fricción G^*
0-3.5	1.15	2.72	19
3.5-6.0	1.29	4.27	0
6.0-8.0	1.13	4.88	0
8.0-12.0	1.39	2.39	0
12.0-14.5	1.15	2.13	0
14.5-16.0	1.14	2.13	0
16.0-18.0	1.15	2.24	0

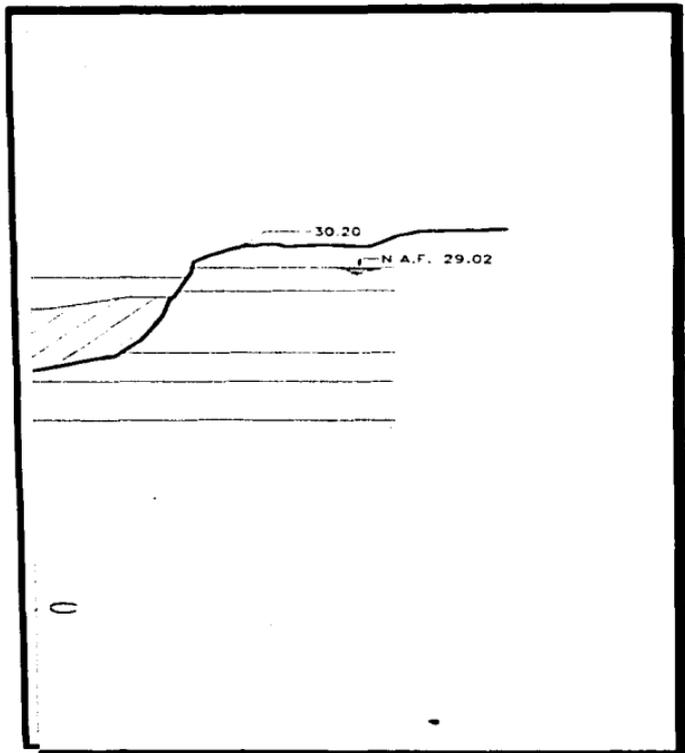
SECCIÓN 8+392

Estrato (m)	Peso Vol (t/m^3)	Cohesión (t/m^2)	Ang. de fricción G^*
0-1.2	1.53	0	31
1.2-4.9	1.16	2.06	0
4.9-7.4	1.14	2.02	0
7.4-9.7	1.14	1.72	0
9.7-11.4	1.17	1.70	0
11.4-13.7	1.25	1.87	0

SECCIÓN 9+032

Estrato (m)	Peso Vol (t/m^3)	Cohesión (t/m^2)	Ang. de fricción G^*
0-1.8	1.61	0	33
1.8-3.15	1.21	2.61	0
3.15-3.8	1.10	1.78	0
3.8-5.55	1.127	1.85	0
5.55-7.5	1.143	2.07	0
7.5-9.5	1.165	1.19	0
9.5-11.0	1.125	1.67	0
11.0-15.0	1.20	1.80	0

En los parámetros utilizados para el azolve, se considero que debido a que su cohesión es mínima se despreciara, siendo estos los siguientes: peso volumétrico (γ) = $1.3 t/m^3$, coeficiente de cohesión (c) = $0 t/m^2$ y un ángulo de fricción interna (ϕ) = 25° . En la figura 3.4 se muestra la sección 7+050, como un ejemplo de la distribución de los estratos de las secciones analizadas en el Gran Canal.



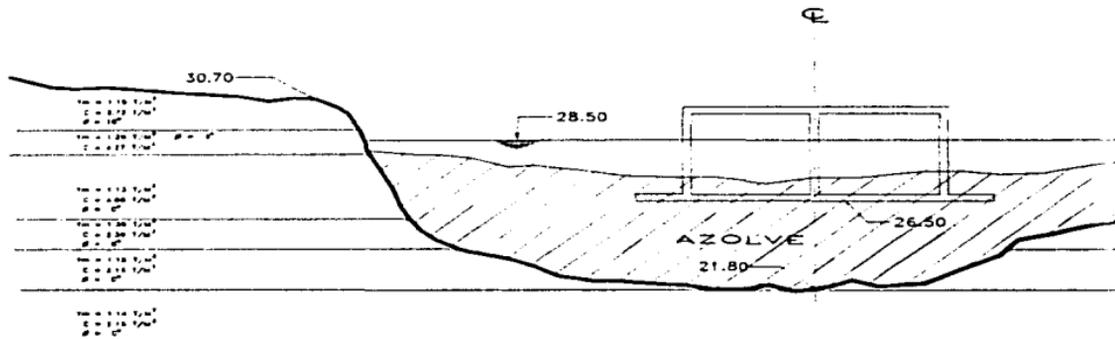


FIG. 3.4 SECTION 7+050

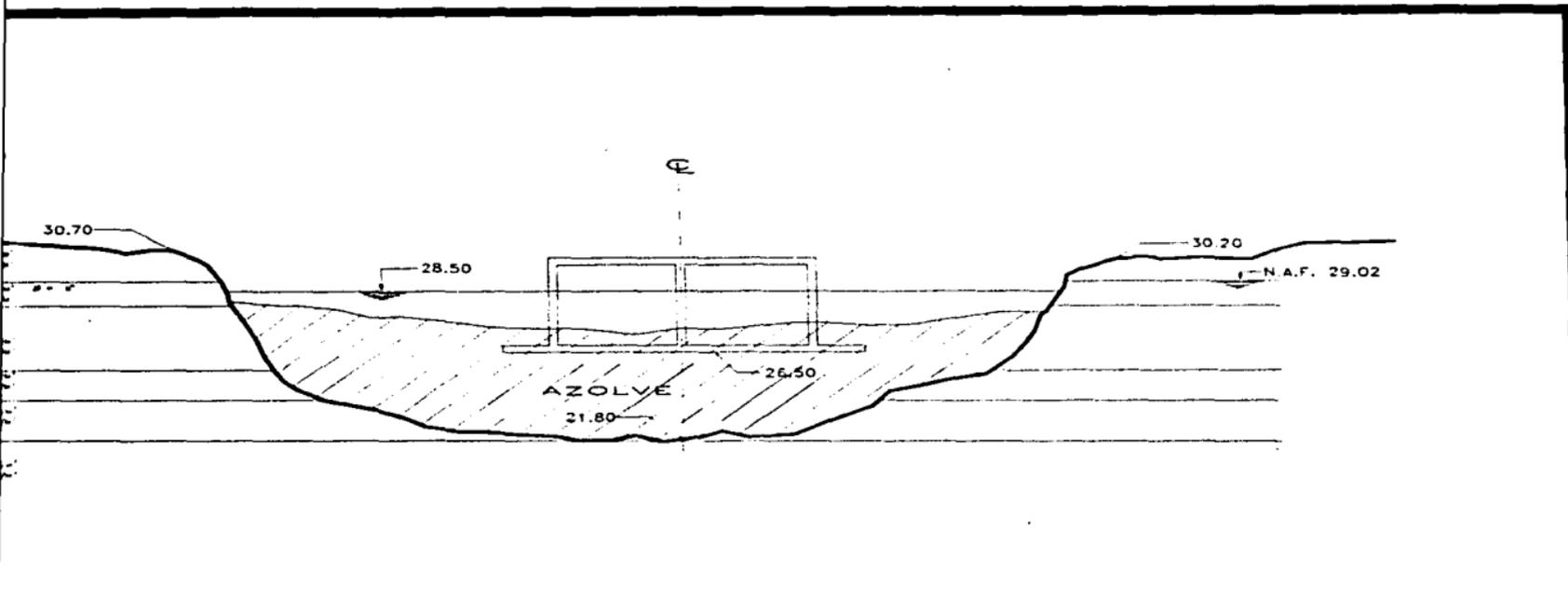


FIG. 3.4 SECTION 7+050

Cabe mencionar que la cohesión representativa de cada estrato se tomo del promedio de los más bajos del considerado, aplicando un coeficiente de reducción de 0.85 a la cohesión obtenida. Dicho coeficiente fue determinado en base a la relación que se encontró de comparar las cohesiones obtenidas por las pruebas triaxiales confinadas (UU) de carga controlada y las pruebas triaxiales de deformación controlada; basándose que los taludes se encuentran en un estado incipiente de falla.

Los criterios que se utilizaron en el análisis de los taludes fueron; el método de Jambu y el de Fellenius (método Sueco). A continuación se hará una breve descripción de cada método .

El primer criterio utilizado fue el método de Jambu el cual parte de las siguientes hipótesis.

- 1.- La superficie de falla es cilíndrica.**
- 2.- El análisis es bidimensional , respondiendo a un estado de deformación plana.**
- 3.- El deposito del suelo esta constituido por materiales saturados.**

4.- La resistencia al corte del material puede expresarse por la ecuación Mohr-Coulumb.

5.- La resistencia al corte se moviliza en su totalidad en todos los puntos a lo largo de la superficie de falla.

Este método calcula las coordenadas del círculo crítico para una falla por pie de talud a través de ecuaciones que están en función de números dimensionales que a su vez son función de las características del suelo y de la geometría del talud.

Jambu propone para el cálculo a partir de la siguiente ecuación.

$$\lambda_{co} = \frac{\gamma H}{c} \operatorname{tg} \phi$$

Donde: λ_{co} = Parámetro adimensional

H = Altura del talud

ϕ = Ángulo de fricción interna del material considerado

c = Coeficiente de cohesión

γ = Peso Volumétrico del material

A partir del valor λ_{oc} y el ángulo del talud se entraran a las gráficas de Jambu de donde se obtiene el número de estabilidad (N_e), así como, los parámetros X_o y Y_o que definen la posición de los centros de los círculos críticos de pie del talud por medio de las relaciones:

$$X = X_o H$$

$$Y = Y_o H$$

Donde: Y = Coordenada en el eje "Y" medida a partir del pie de talud.

X = Coordenada en el eje "X" medida a partir del pie de talud.

El segundo método aplicado fue el de fellenius el cual consiste en:

- a).- Se determina un círculo de falla a elección y la masa de tierra se divide en dovelas.
- b).- Se determina las fuerzas normales N y tangenciales T al círculo de falla en la dovela considerada, de la siguiente manera:

$$N = W \cos \alpha$$

$$T = W \sen \alpha$$

Donde: N = Fuerza normal

T = Fuerza tangencial

W = Peso de la dovela considerada

α = Ángulo que forma la vertical con la línea que se prolonga del círculo crítico al centro de la dovela

c).- Cálculo del esfuerzo normal a la superficie que forma el círculo crítico (σ_i) por la siguiente expresión.

$$\sigma_i = \frac{N_i}{\Delta L_i}$$

Donde: σ_i = Esfuerzo normal actuante en el arco ΔL_i

N_i = Fuerza normal

ΔL_i = Área de contacto

d).- Una vez obtenido el valor σ_i se calcula el esfuerzo neutral (U), obteniéndose el esfuerzo efectivo (σ_e), tal como lo indica la siguiente expresión.

$$\sigma_e = \sigma_i - U$$

Con el esfuerzo efectivo se calculara la resistencia, al corte de la dovela, por la siguiente expresión:

$$S = c + \sigma e \operatorname{tg} \phi$$

Donde: S = Resistencia al corte.

c = Cohesión del estrato donde pase el círculo.

ϕ = Ángulo de fricción interno del material donde se encuentra la base de la dovela considerada.

Para calcular el esfuerzo " U " se trazara una red de flujo del nivel freático hacia los taludes; siendo ésta el producto de la distancia, desde la base del arco considerado a la línea de flujo superior de la red, por el peso volumétrico del agua.

e).- Cálculo de la fuerza resistente en cada dovela.

$$Fr = (Si \Delta Li)$$

Donde: Si = Resistencia al corte por unidad de área.

ΔLi = Área de la base considerada.

Fr = Fuerza resistente de la dovela correspondiente.

f).- calculo de la fuerza de filtración (J) de las aguas freaticas hacia el talud del canal, por la siguiente expresión:

$$J = \gamma_w \Delta h L$$

Donde: J = Fuerza de filtración

γ_w = Peso Volumétrico del agua

Δh = Perdida de carga hidráulica entre dos equipotenciales

L = Longitud media del cuadro considerado en la red de flujo

La fuerza " J " se multiplicara por la distancia del radio, formado por el centro del círculo de falla y el centro del cuadro considerado, generando un momento que se sumara al momento motor del círculo de falla.

g).- Calculo del factor de seguridad a partir de la siguiente ecuación:

$$F_s = \frac{\sum S_i \Delta L_i}{\sum T_i + \sum M_j}$$

Donde: $\sum M_j$ = Suma de los momentos producidos por la fuerza " J ".

3.2 Interpretación de los Resultados

El análisis de la estabilidad de los taludes del Gran Canal se realizó de la siguiente forma:

- Primero se estableció que para que los taludes fueran estables, el factor de seguridad (F_s) debería de ser mínimo de 1.5.
- Se determinó en forma preliminar las coordenadas del círculo crítico por el método de Jambu, así como, el factor de seguridad. Observándose que éste resultaba mayor a 1.5.
- Habiendo obtenido el círculo crítico por Jambu, se aplicó el método de Fellenius. El cual primero se aplicó, despreciando el esfuerzo " U " y las fuerzas de filtración " J "; tomando los esfuerzos totales (σ) con lo cual la resistencia al corte se calcula con la siguiente expresión $s = c + (\sigma) \operatorname{tg} \phi$.

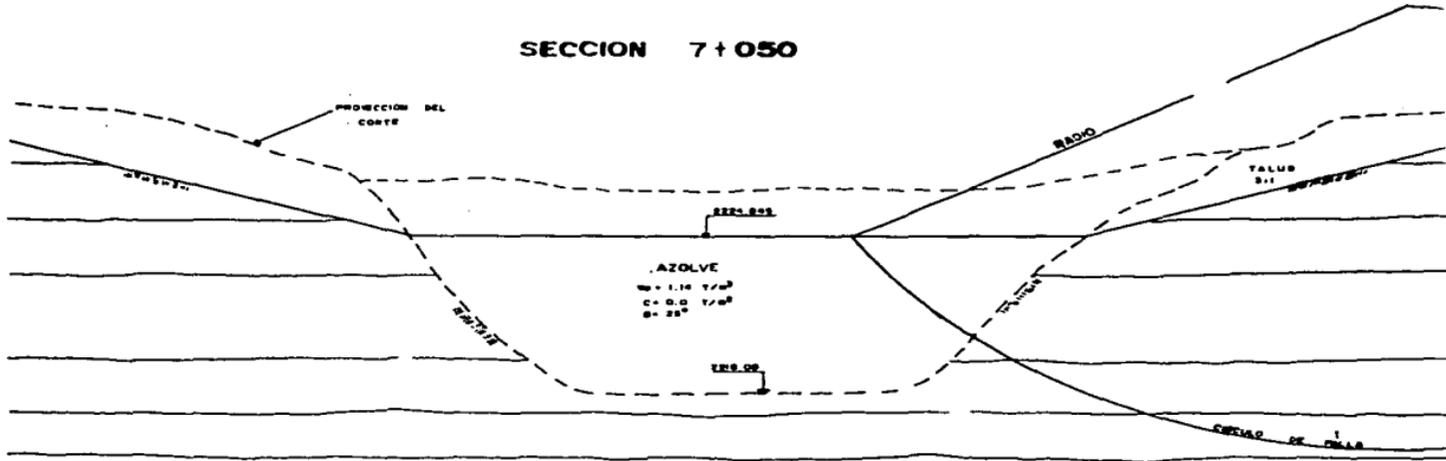
Observándose que la condición más crítica de la estabilidad de los taludes del canal se presentaba en el momento de hacer la excavación en el azolve. Obteniéndose valores del F_s menores a

1.5, por lo cual, se realizo un segundo análisis considerando un corte en los taludes que permitiesen obtener el factor de seguridad antes mencionado. Primero se realizo con un talud 2:1 (dos metros horizontales por uno vertical) , con lo que se encontraron Fs menores a 1.5; posteriormente se analizo un talud de 3.5:1 encontrándose valores del Fs mayores a 2; por lo cual se analizó un tercer talud (3:1) , obtuyéndose Fs de 1.5 a 2 con lo que se determino que el talud estable de los bordos (sin la presencia del nivel freático) es de 3:1.

Una vez obtenidos los círculos críticos de los taludes, con la aplicación de los esfuerzos totales, se analizo su estabilidad con la presencia de agua. Aplicándose el esfuerzo neutral " U " y la fuerza de filtración " J ". Con la aplicación de estas dos fuerzas se observo que el factor de seguridad de los taludes disminuía hasta en un 40 % debido al flujo del nivel freático hacia los taludes.

En las figuras 3.5 a la 3.7 se presentan algunos de los círculos más críticos de la secciones que se encuentran entre el cadenamamiento 6+900 y 9+340.

SECCION 7+050

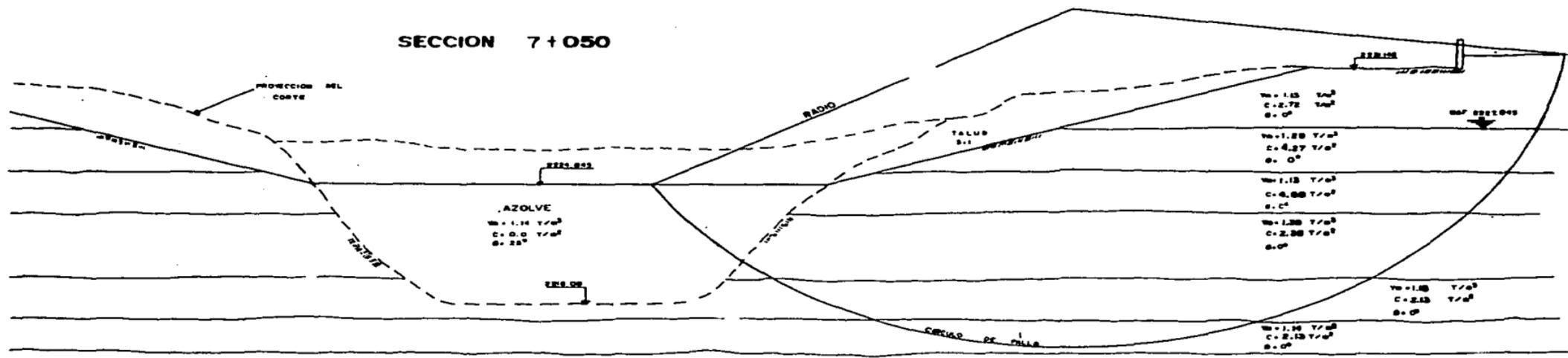


FACTORES DE SEGURIDAD		
NUMERO DE ITERACION	RADIO DEL CIRCULO	FACTOR DE SEGURIDAD
1	11.00	2.388
2	15.00	2.098
3	18.00	2.170
4	17.00	1.808
5	16.00	1.830
6	19.00	1.764

CIRCULO MAS CRITICO	
RADIO (m)	F. S.
19.00	1.764

FIGURA 3.5

SECCION 7+050

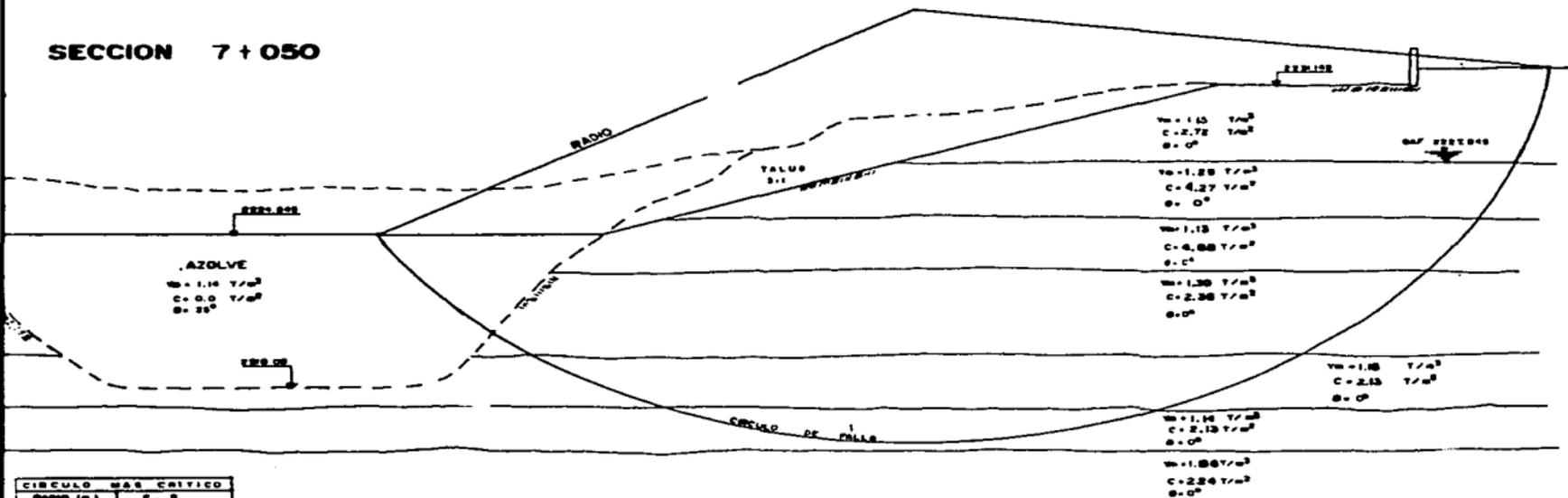


FACTORES DE SEGURIDAD		
NUMERO DE ITERACION	RADIO DEL CIRCULO	FACTOR DE SEGURIDAD
1	11.00	2.388
2	15.00	2.005
3	16.00	2.170
4	17.00	1.988
5	16.00	1.930
6	16.00	1.764

CIRCULO MAS CRITICO	
RADIO (m)	F. S.
16.00	1.764

FIGURA 3.5

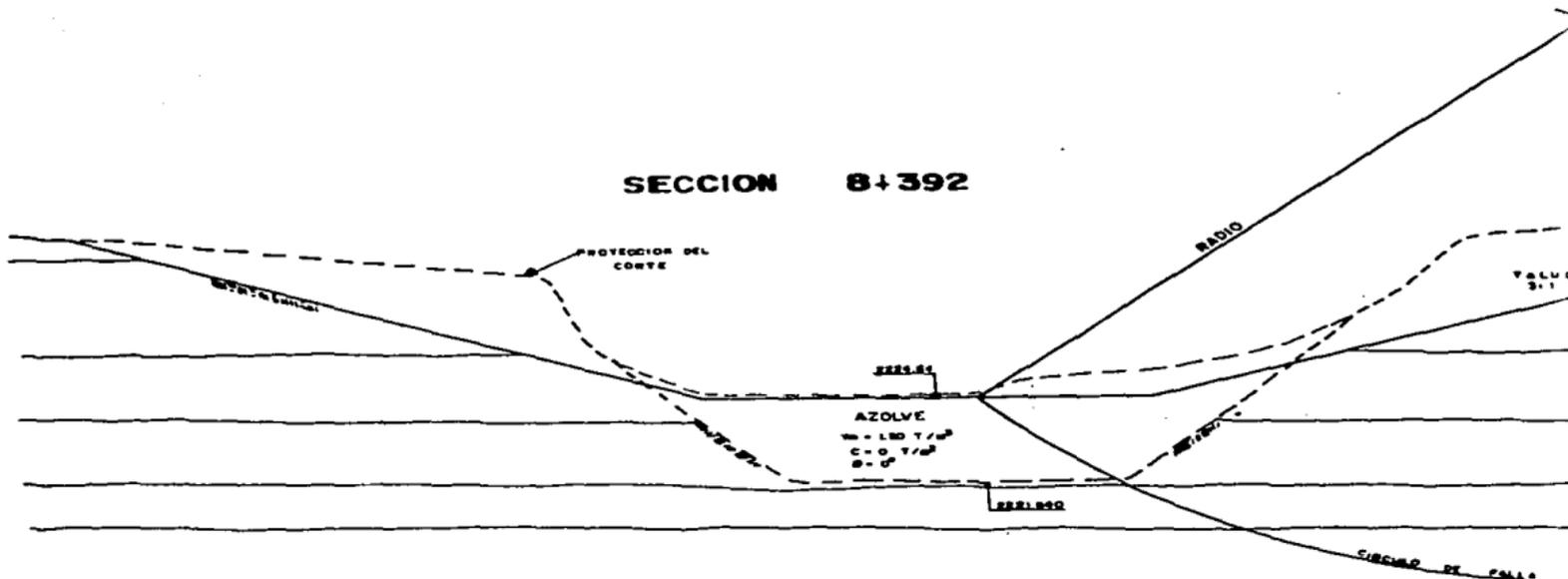
SECCION 7 + 050



CIRCULO MAS CRITICO	
Radio (m)	P. S
10.55	1.75 *

FIGURA 3.5

SECCION 8+392

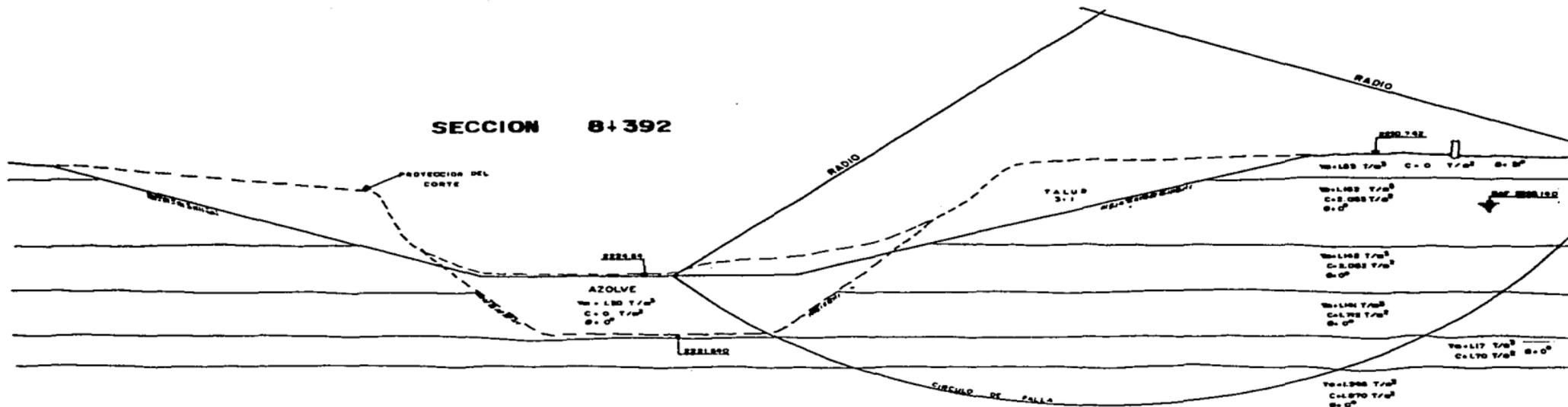


FACTORES DE SEGURIDAD		
NUMERO DE ITERACION	RADIO DEL CIRCULO	FACTOR DE SEGURIDAD
1	10.00	4.000
2	15.00	3.042
3	16.00	2.808
4	17.00	1.728
5	18.00	1.697
6	20.00	1.699
7	21.00	1.676

CIRCULO MAS CRITICO	
RADIO (M)	F.S.
21.00	1.676

FIGURA 3.6

SECCION 8+392

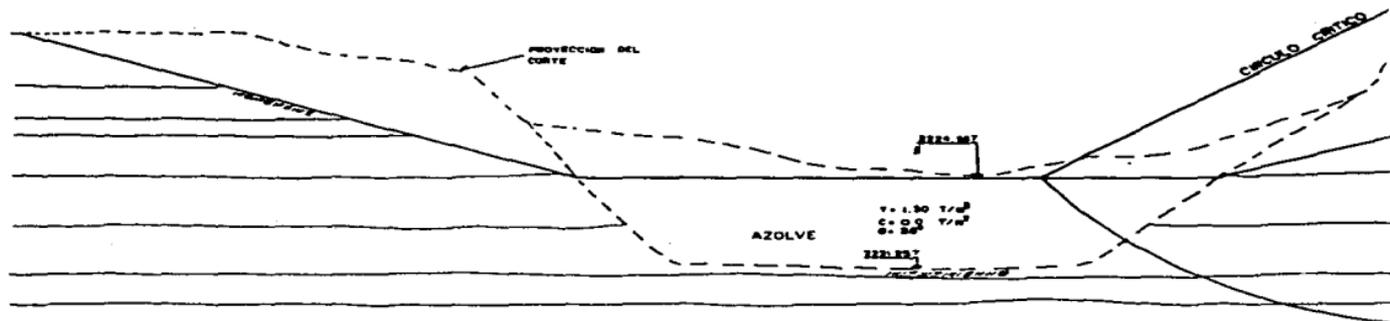


FACTORES DE SEGURIDAD		
ORDEN DE INTERACCION	RADIO DEL CIRCULO	FACTOR DE SEGURIDAD
1	10.00	4.000
2	15.00	3.200
3	20.00	2.400
4	27.00	1.750
5	30.00	1.550
6	35.00	1.400
7	38.00	1.375

CIRCULO MAS CRITICO	
RADIO SM	F.S.
21.00	1.375

FIGURA 3.6

SECCION 9+302

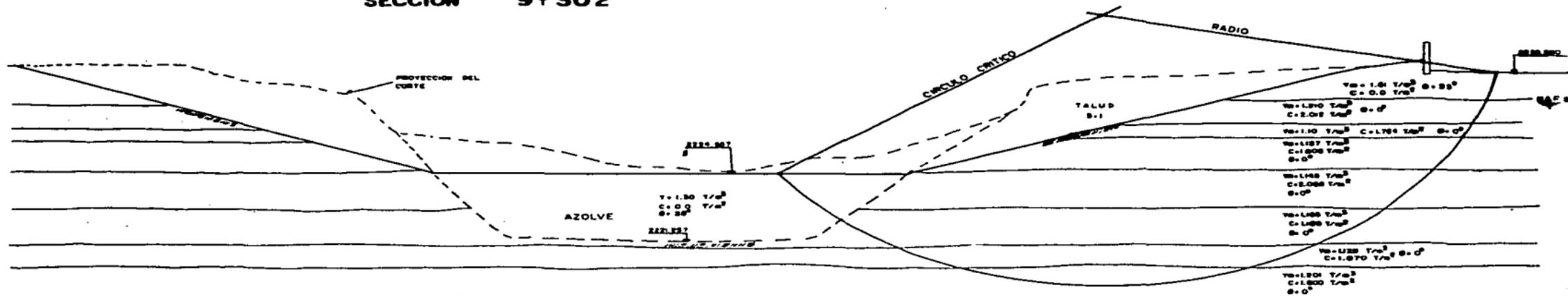


FACTORES DE SEGURIDAD		
NUMERO DE ITERACION	RADIO DEL CIRCULO	FACTOR DE SEGURIDAD
1	14.30	1.750
2	14.30	1.750
3	13.00	1.676
4	12.00	1.612

CIRCULO MAS CRITICO	
RADIO (M)	P. S
12.00	1.676

FIGURA 3.7

SECCION 9+302



FACTORES DE SEGURIDAD		
NUMERO DE ITERACION	RADIO DEL CIRCULO	FACTOR DE SEGURIDAD
1	14.30	1.750
2	14.30	1.750
3	15.00	1.876
4	15.00	1.876

CIRCULO MAS CRITICO	
RADIO (M)	F. S.
15.00	1.876

FIGURA 3.7

Con los resultados obtenidos de los análisis de los taludes se llegaron a las siguientes conclusiones :

- 1) En primera instancia se considero que para evitar el flujo del nivel freático de los taludes, provocando una falla en éstos, se colocarán pozos de bombeo para abatir el nivel freático. Los cuales constarían de tubos verticales de 7.0 m de profundidad con un diámetro de 1½ " (pulgada y media) en cuyo extremo inferior se acopla un tubo especial de 4 " de diámetro (10 cm) formado por una fina malla o un geotextil , en cuyo interior se aloja un tubo perforado (tres bolillo), ésta ultima parte tiene una longitud de 0.60 m de longitud. En el extremo superior se conecta a una bomba centrifuga de impulsor abierto con una tubería de descarga de 6 " pulgadas (15 cm) de diámetro, la cual esta provista de una trampa de aire y de una bomba de vacíos.

Estos pozos se colocarían en los hombros del talud con una separación (preliminar) de 6 m entre pozos. Como la colocación de dichos pozos encarecería el costo de la obra, así como, posibles daños en las estructuras debido a los asentamientos producidos por el bombeo. Se considero conveniente corroborar dichos resultados con pruebas de campo. Teniéndose en cuenta que el análisis analítico se realizo considerando a los terraplenes homogéneos sin la presencia de drenado

(condición crítica), pero debido a que en la exploración se detectaron lentes de arena y grava en los bordos del canal, se considero conveniente corroborar dicho análisis con los trabajos que se realizaron en el tramo de prueba.

Con la realización del tramo de prueba se observo que la estabilidad de los taludes se mantenía estable durante el período de construcción del entubamiento; esto se debe a que entre los bordos del canal existen capas de materiales granulares como arenas y gravas, permitiendo el drenado del nivel freático y, disipando las fuerzas de filtración, por lo tanto, se considero que el uso de los pozos de bombeo no era necesario .

- 2) Siendo que el momento más crítico se presenta en el momento de realizar la excavación en el azolve y, con el objetivo de que el avance de la construcción sea consecutivo, se recomienda que el tendido de los taludes se realice simultáneamente a la excavación.
- 3) La excavación del azolve se realizara en todo lo ancho de la cubeta de éste, tendiendo inmediatamente la capa de mejoramiento.

- 4) Basandose en los resultados obtenidos en el tramo de prueba; la excavación se podrá realizar desde una zona previamente mejorada o desde los bordos del canal con el uso de maquinaria ligera, procurando evitar la socavación. Para esto, se procurara que la excavación y el tendido del mejoramiento se realicen en tramos de 10 m de longitud.**

CAPITULO 4

ELABORACIÓN DEL TRAMO DE PRUEBA

4 ELABORACIÓN DEL TRAMO DE PRUEBA

4.1. PLANTEAMIENTO

Una vez terminadas las etapas de exploración y muestreo, y partiendo de las características del azolve arrojadas por el laboratorio, se realizaron algunas propuestas para el desplante del cajón de conducción.

Como se menciona anteriormente, el proyecto contemplaba el desplante de la estructura sobre el azolve, siguiendo la trayectoria del cauce, pero debido al gran espesor, heterogeneidad y a la baja resistencia al corte de éste; se propuso, que el cajón de conducción construyera sobre una capa resistente (mejorada con geonetas y geotextiles) cuyo diseño garantizara un buen comportamiento de la estructura a corto y a largo plazo. Tomando en cuenta, que dicha solución debería ser lo más útil desde el punto de vista económico y funcional.

Debido a la importancia del proyecto se propuso la realización de un tramo de prueba que, permitiera definir los elementos de análisis para el diseño de la capa de mejoramiento y del procedimiento constructivo.

La construcción de dicho tramo de prueba se realizó entre los cadenamientos 6+800 y 7+920, aprovechando que éste tramo se encontraba libre de agua debido al seccionamiento del cauce, realizado en la segunda etapa de exploración.

Además, de representar una de las zonas más desfavorables del cauce, con grandes espesores de azolve y hundimientos medios anuales de 18 cm/año.

4.2. CARACTERÍSTICAS DEL TRAMO DE PRUEBA

Para llevar a cabo la construcción del tramo de prueba, se plantearon diferentes alternativas para el mejoramiento del suelo, de manera que conformaran una capa de sustento compensada y resistente como apoyo a la estructura del entubamiento.

En principio se consideraba tres alternativas de mejoramiento, las cuales contemplaban el uso de geosintéticos en combinación de materiales granulares, pero, para tener un plano de comparación que justificara el uso de estos; se plantearon tres alternativas más, en la cual se consideraba sólo el uso de materiales granulares.

La figura 4.1 muestra en planta el arreglo de las diferentes alternativas de mejoramiento, las cuales presentan las siguientes características principales:

•Tramo 1 (georedes y drenes verticales)

Mejoramiento a base de geotextiles y georedes con materiales granulares e instalación de drenes verticales de arena.

•Tramo 2 (tezontle a volteo 1)

Mejoramiento de tezontle colocado a volteo sobre el azolve con un tamaño de partículas de 4" a 12"..

•Tramo 3 (georedes)

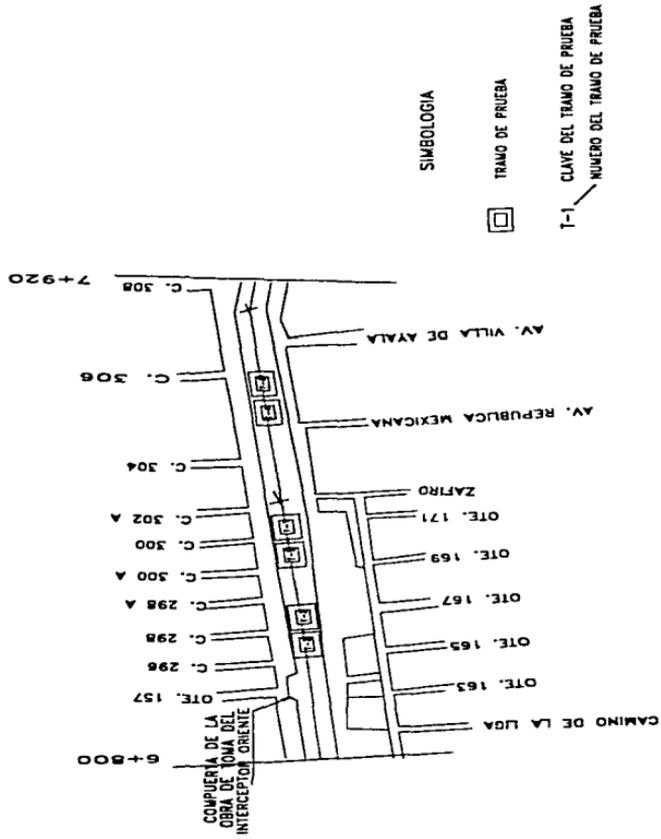
Mejoramiento a base de geotextiles y georedes, en combinación con materiales granulares.

•Tramo 4 (georedes y bombeo)

Mejoramiento a base de geosinteticos y materiales granulares, con bombeo, durante las dos últimas dos semanas.

•Tramo 5 (tezontle a volteo 2)

Mejoramiento a base tezontle colocado a volteos con un tamaño máximo de agregados de 4".



LOCALIZACION DE LOS TRAMOS DE PRUEBA

FIGURA 4.1

•Tramo 6 (tezontle vibrado)

Mejoramiento a base de tezontle compactado con equipo vibratorio.

Cabe mencionar que en cada uno de los tramos de prueba se aplico una precarga, equivalente al de la estructura en condiciones medias de operación, por medio de terraplenes compactados con el peso del equipo en capas de 0.40 m, el cual debería tener un peso volumétrico (γ) de 1.30 t/m^3 . El terraplén tendrá una altura de 3.70 m y un ancho de corona de 10 m con taludes laterales de 2:1 (dos metros horizontales por uno vertical). ver figura 4.2.

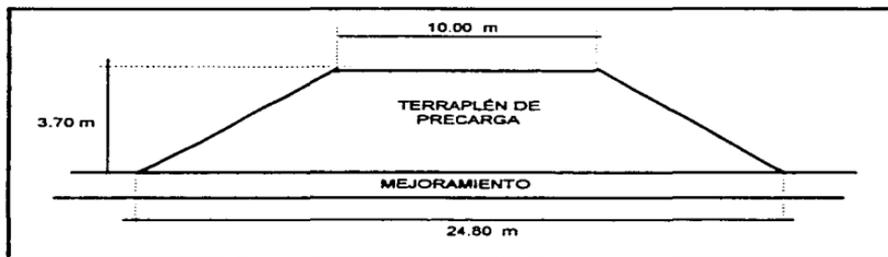


FIGURA 4.2

Para entrar al cauce se realizaron rampas de acceso sobre los bordos, con pendientes de 4:1, así como un patio de maniobras desde el cual se realizó la excavación en el azolve.

El patio de maniobras se formo, por un cuerpo de tezontle de 0.60 m de espesor con un tamaño máximo de agregados de 1½", reforzado con un geotextil en el contacto con el azolve; cubierto con una capa de toba (tepetate) compactado con un espesor de 0.20 m.

Los tramos de prueba en los que se utilizaron geosinteticos (tramo 1,3 y 4) se construyeron de acuerdo a las siguiente procedimiento:

- a) Se realizó una excavación para alcanzar el nivel de desplante del mejoramiento. La excavación abarcó íntegramente el ancho de la cubeta ocupada por el azolve y la profundidad de ésta, estará dada, por la siguiente relación: **nivel de excavación = nivel de la rasante hidráulica - 0.60 m (espesor del mejoramiento)**.

- b) Simultáneamente a la excavación se realizó el tendido de los bordos con un talud de 3:1 (tres metros horizontales por uno vertical).

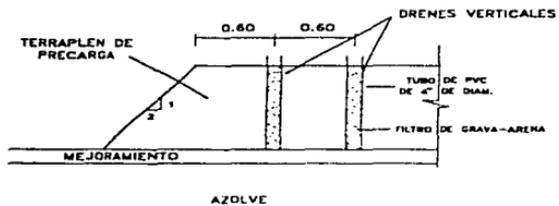
- c) Una vez terminada la excavación se procedió a colocar la capa de mejoramiento, la cual tiene las siguientes características: en el contacto con el azolve se colocó un geotextil no tejido, tipo TYPAR 3401, adherido a una geored tipo TENSAR BX-1200; a continuación se colocó un filtro de 0.30 m de espesor, formado por grava arena bien graduada; sobre la capa de filtro se extendió una capa de 0.30 m de tezontle con un peso volumétrico de 0.80 t/m³ y un tamaño máximo de agregados de 1½" (una pulgada y media). Finalmente se colocó una red biaxial de propileno de alta densidad tipo TENSAR BX-2000, la cual se protegió con una capa de tepetate de 0.10 m de espesor.
- d) Una vez terminada la capa de mejoramiento se procedió a colocar el terraplén de precarga, mediante la colocación de un terraplén de 3.70 m de altura y un ancho de corona de 10.0 m, con taludes laterales de 2:1 (horizontal-vertical). El terraplén de precarga se mantuvo durante un período de 30 días.
- e) La colocación de los drenes verticales y de los pozos de bombeo, de los tramos 1 y 4 correspondientes, se realizó una vez terminada la capa de mejoramiento.

Los drenes verticales se formaron por medio de filtros de arena-grava bien graduada con un tamaño máximo de 1/2". Dicho filtro se protegió por un ademe de PVC de 4" pulgadas de diámetro; los cuales se colocaron en baterías de 3 con una separación de 0.60 m entre sí, tal como se muestra en la figura "A".

Para la colocación de los pozos se realizaron excavaciones de 20 cm de diámetro a una profundidad de 4.50 m; En la perforación de los pozos no deberá usarse lodo bentonítico, para evitar el taponamiento de las arenas permeables en las vecindades de las paredes del pozo. Al concluir la excavación debe quedar el fondo libre de sedimentos.

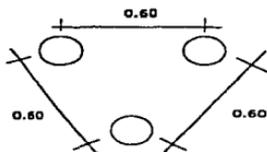
En el interior de la excavación se colocara un tubo de PVC de 6" pulgadas de diámetro con ranuras horizontales de 1 mm de ancho en toda su longitud (4.5 m), rodeado por un filtro de gravilla con tamaños comprendidos entre 1/4" y 3/8".

Estos pozos estarán constituidos de una bomba sumergible de 5 l/seg y 3500 r.p.m. con una tubería de descarga de 2" de diámetro. En la figura "B" se muestra la colocación de dichos pozos en el tramo de prueba.



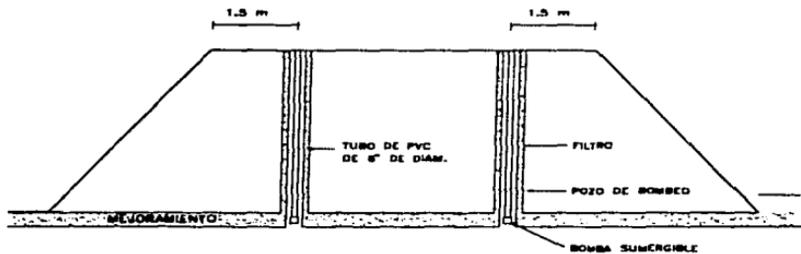
A) ARREGLO DE LOS FILTROS EN EL TERRAPLEN

ACOTACIONES EN METROS

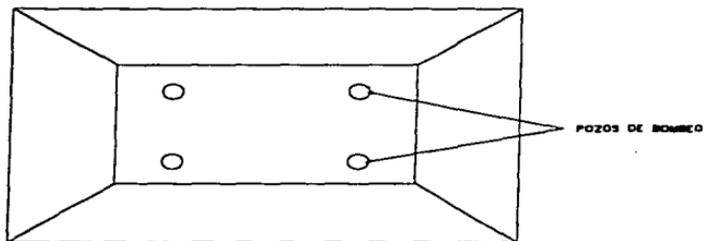


B) ARREGLO EN PLANTA

FIGURA A



A) ARREGLO DE LOS POZOS DE BOMBEO
EN EL SENTIDO TRANSVERSAL



B) ARREGLO EN PLANTA

FIGURA B

En los tramos 2,5 y 6, donde se realizó el cuerpo de mejoramiento por medio de tezontle se construyeron de la siguiente forma:

- a) Se excavo en el azolve hasta el nivel de la rasante hidráulica en todo el ancho del cauce, extendiéndose los taludes de los bordos con una relación horizontal-vertical de 3:1.

- b) Se colocaron las capas de tezontle; a volteo en los tramos 2 y 5, y vibrado en el tramo 6, a fondo perdido en azolve hasta alcanzar una superficie estable. El tezontle comprendía un tamaño de partícula, en los tramos 2 y 6, entre 4" a 12"; y en el tramo 5, el tamaño máximo de partículas fue de 4".

Además, en cima del mejoramiento de los tramos 2 , 5 y 6, se colocó una cama de tezontle con un espesor de 0.30 m y un tamaño de partículas que varían entre $\frac{1}{4}$ y $1^{1/2}$ ", la cual tendría la función de filtro.

- c) Una vez terminada la capa de mejoramiento se procedió a colocar el terraplén de precarga, mediante la colocación de un terraplén de 3.70 m de altura y un ancho de corona de 10.0 m, con taludes laterales de 2:1 (horizontal-vertical). El terraplén de precarga se mantuvo durante un periodo de 30 días.

Para tener un conocimiento real del azolve bajo los tramos de prueba se realizaron sondeos de penetración estándar; dichos espesores se muestran en la tabla 4.2.1. Además en las figuras 4.3 a la 4.8 se muestra un perfil transversal de los tramos de prueba mencionados anteriormente.

TABLA 4.2.1
ESPESOR DE AZOLVE EN LOS TRAMOS DE PRUEBA

TRAMO	ESPESOR TOTAL DE AZOLVE EN (M)			ESPESOR BAJO EL MEJORAMIENTO EN (M)
	Margen izquierdo	Centro	Margen derecha	
1		4.50		3.50
2	4.25	4.50	3.25	3.60
3	4.30	5.14	4.38	3.54
4		4.00		2.75
5		4.75		3.75
6	3.7	3.40	2.25	2.00

MEJORAMIENTO CON GEORREDES Y DREJES VERTICALES
(TRAMO I)

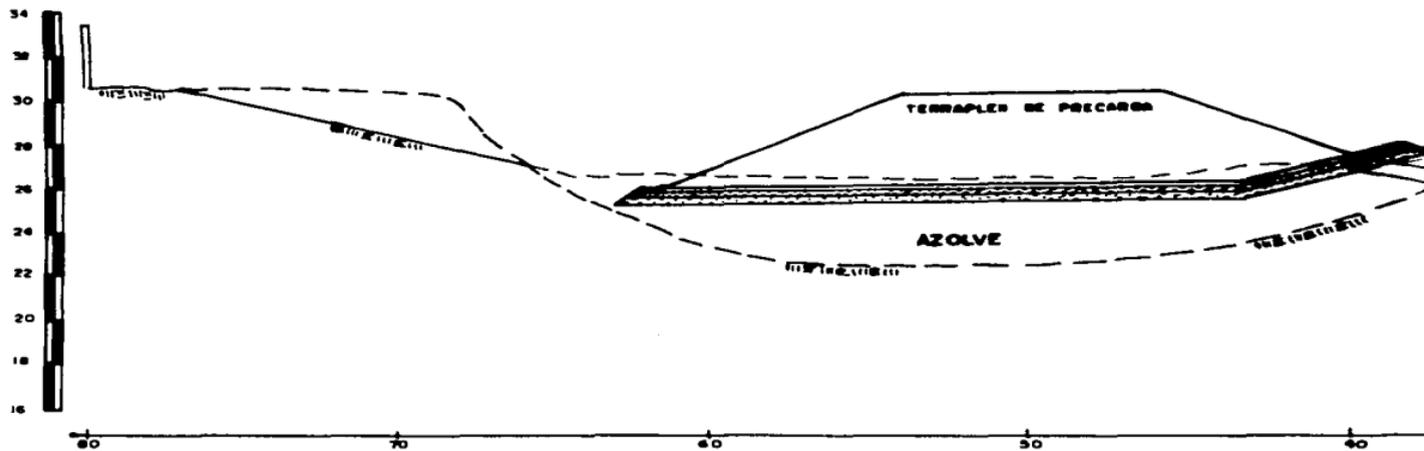


FIGURA 4.3

MEJORAMIENTO CON GEORREDES Y DREJES VERTICALES
(TRAMO I)

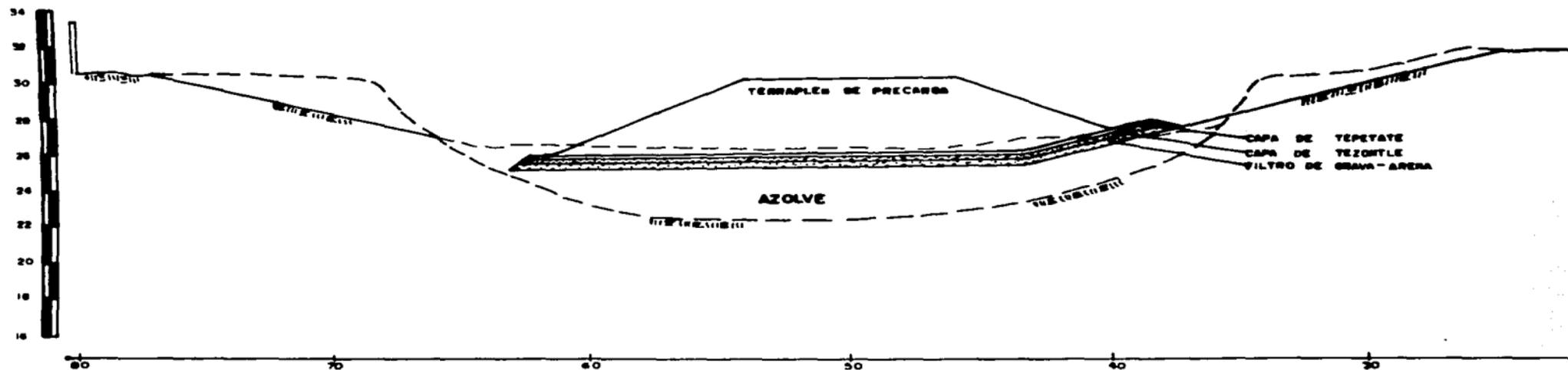


FIGURA 4.3

MEJORAMIENTO CON GEORREDES Y DRENES VERTICALES
(TRAMO 1)

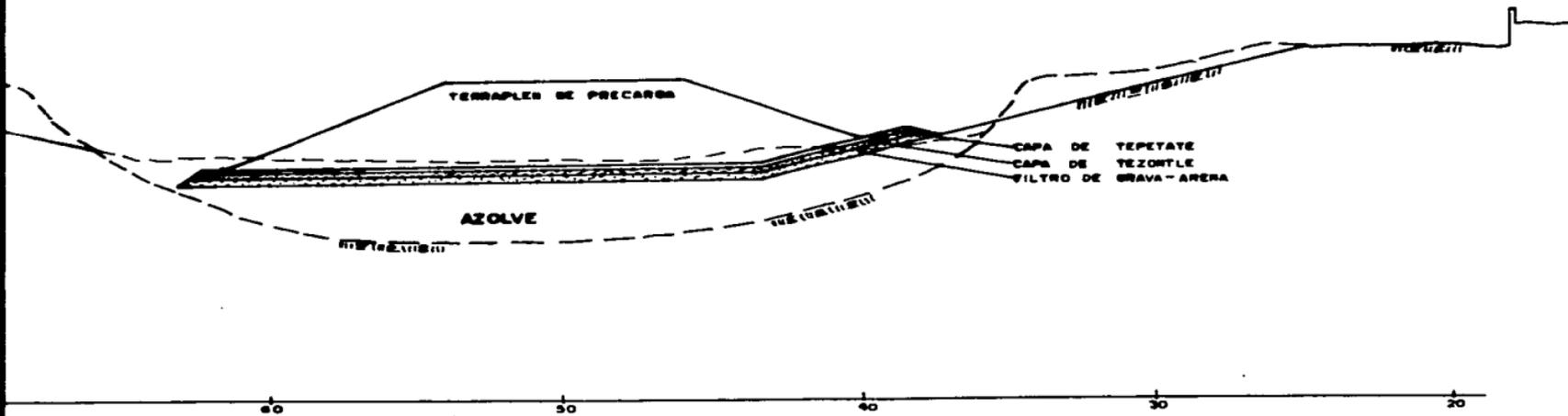


FIGURA 4.3

MEJORAMIENTO CON TEZONTLE A VOLTEO 1
(TRAMO 2)

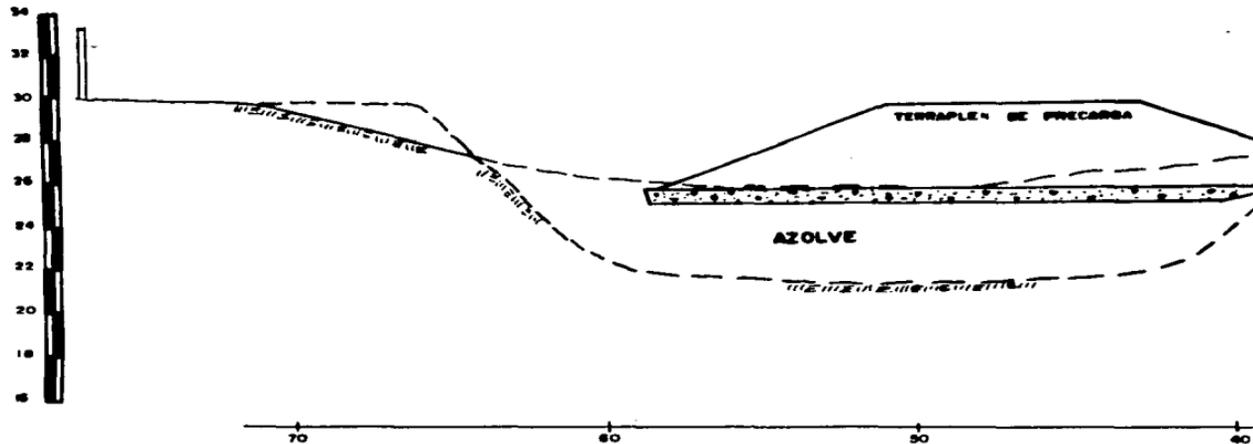


FIGURA 4.4

MEJORAMIENTO CON TEZONTLE A VOLTEO I
(TRAMO 2)

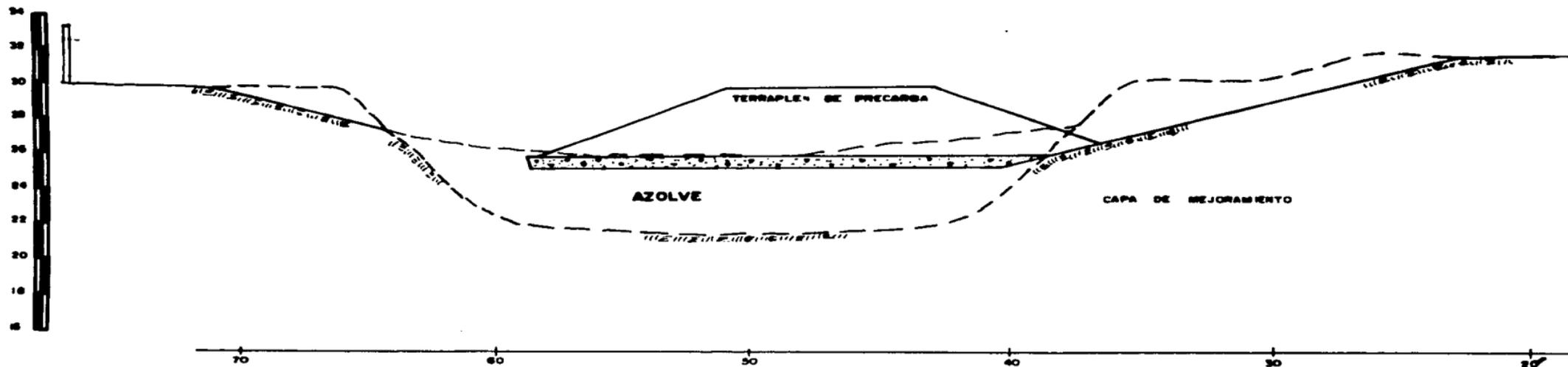


FIGURA 4.4

MEJORAMIENTO CON TEZONTLE A VOLTEO 1
(TRAMO 2)

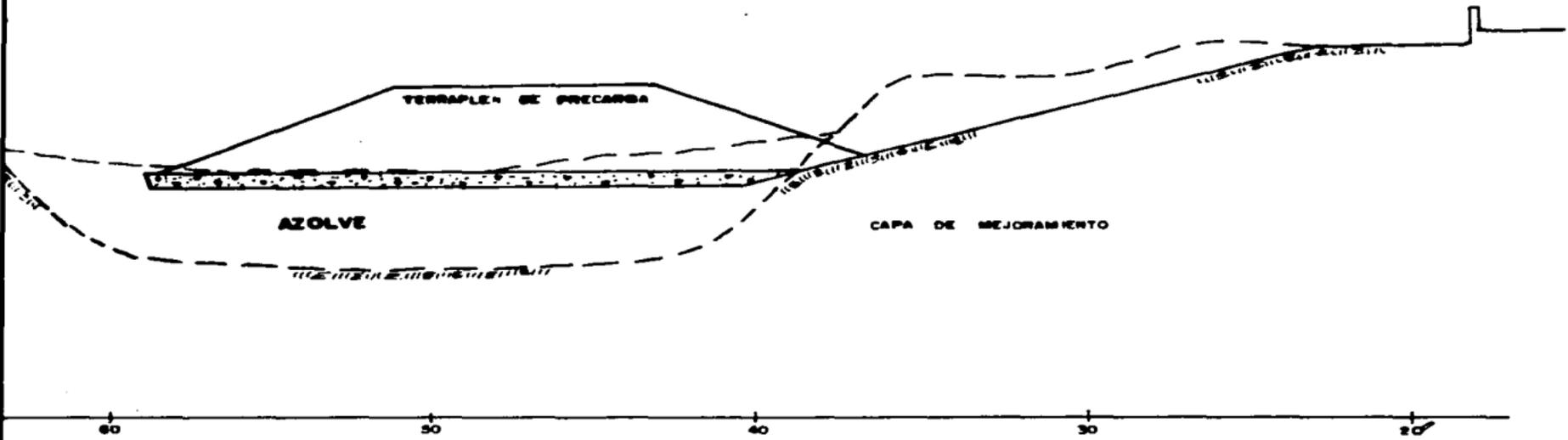


FIGURA 4.4

MEJORAMIENTO CON GEORREDES (TRAMO 3)

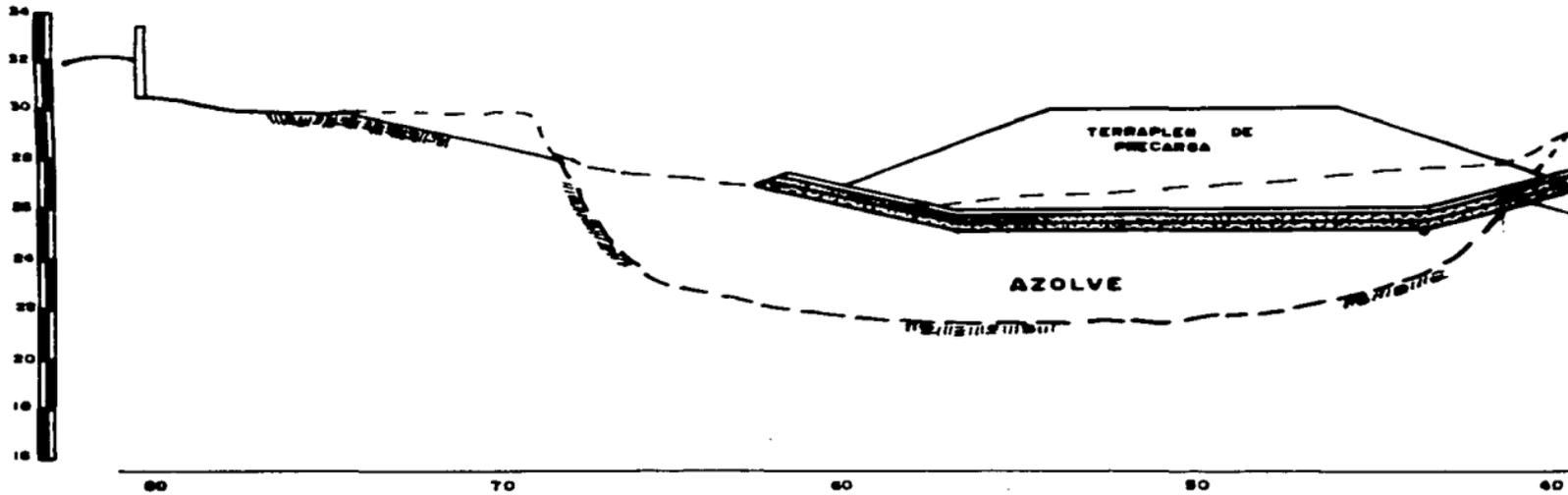


FIGURA 4.5

MEJORAMIENTO CON GEORREDES (TRAMO 3)

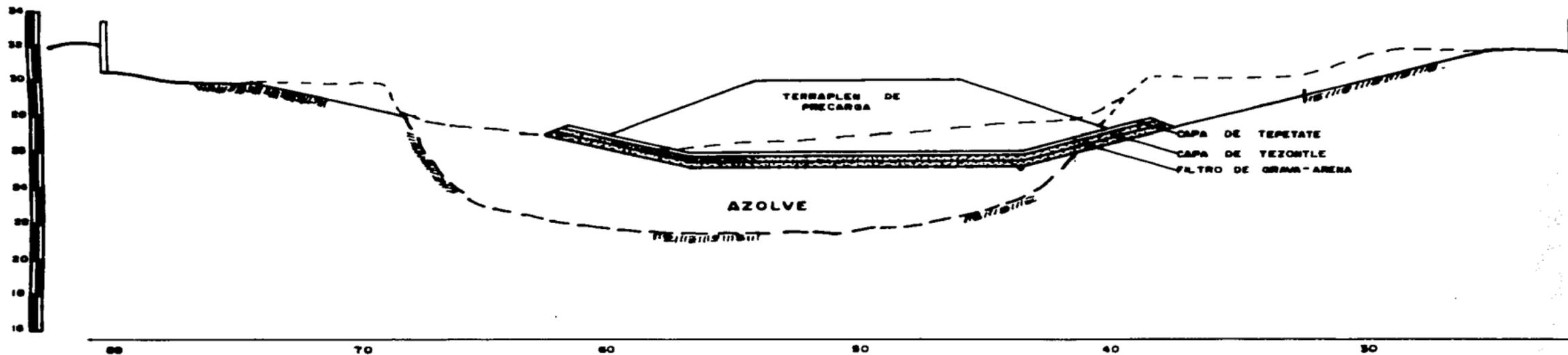


FIGURA 4.5

MEJORAMIENTO CON GEORREDES Y BOMBEO
(TRAMO 4)

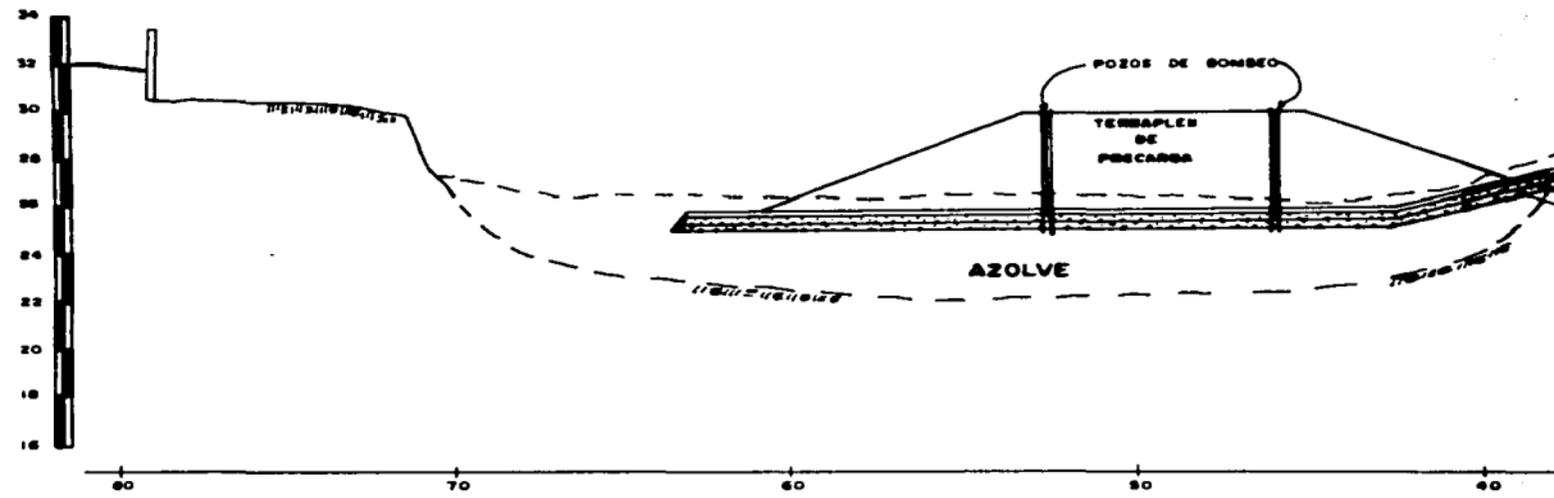


FIGURA 4.6

MEJORAMIENTO CON GEORREDES Y BOMBEO
(TRAMO 4)

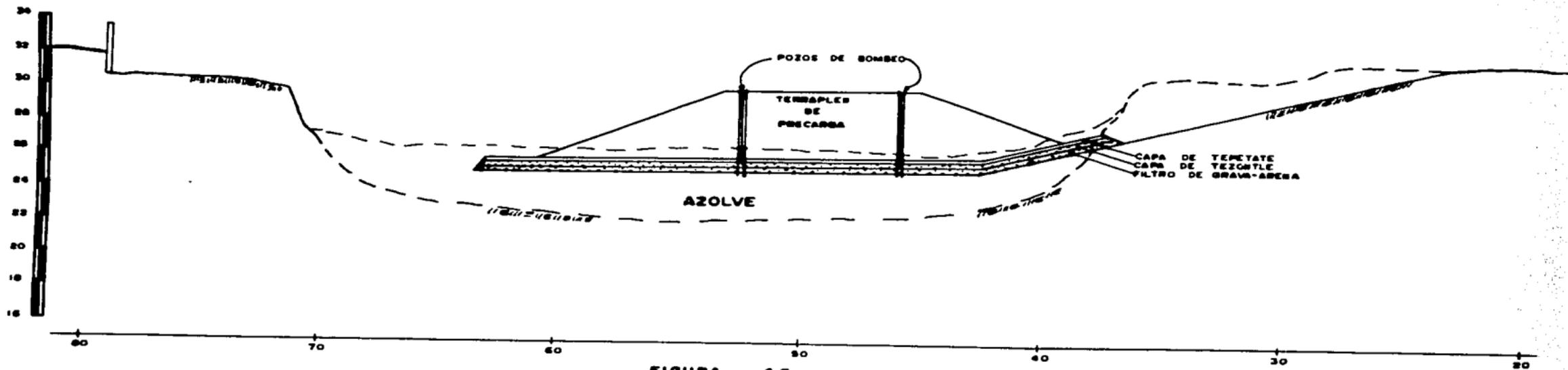


FIGURA 4.6

MEJORAMIENTO CON GEOTEXILES Y BOMBEO

(TRAMO 4)

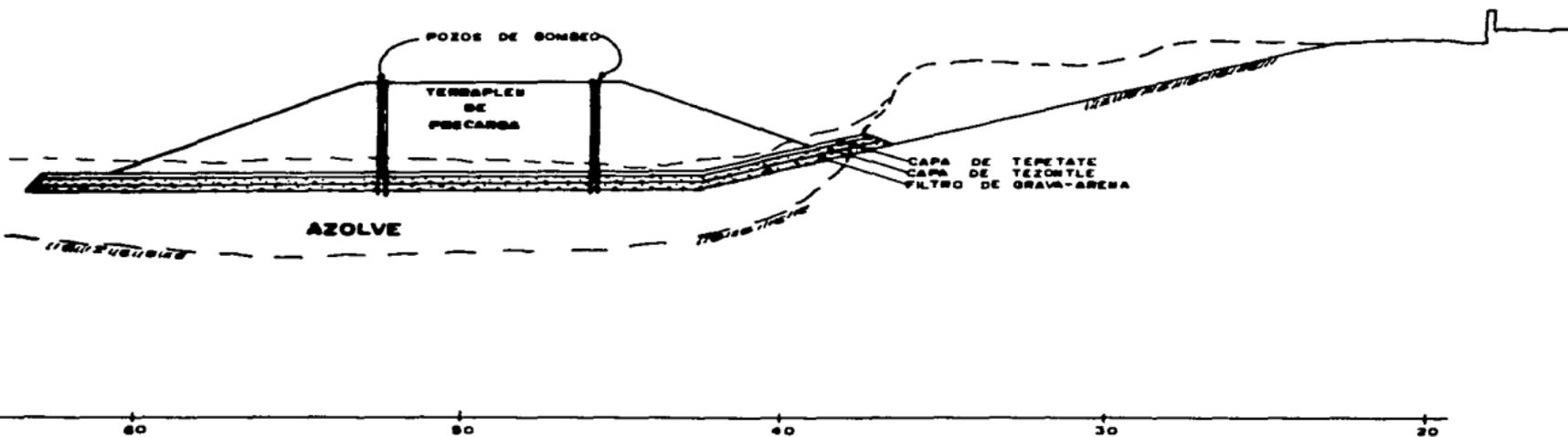


FIGURA 4.6

MEJORAMIENTO CON TEZONTLE A VOLTEO 2
(TRAMO 5)

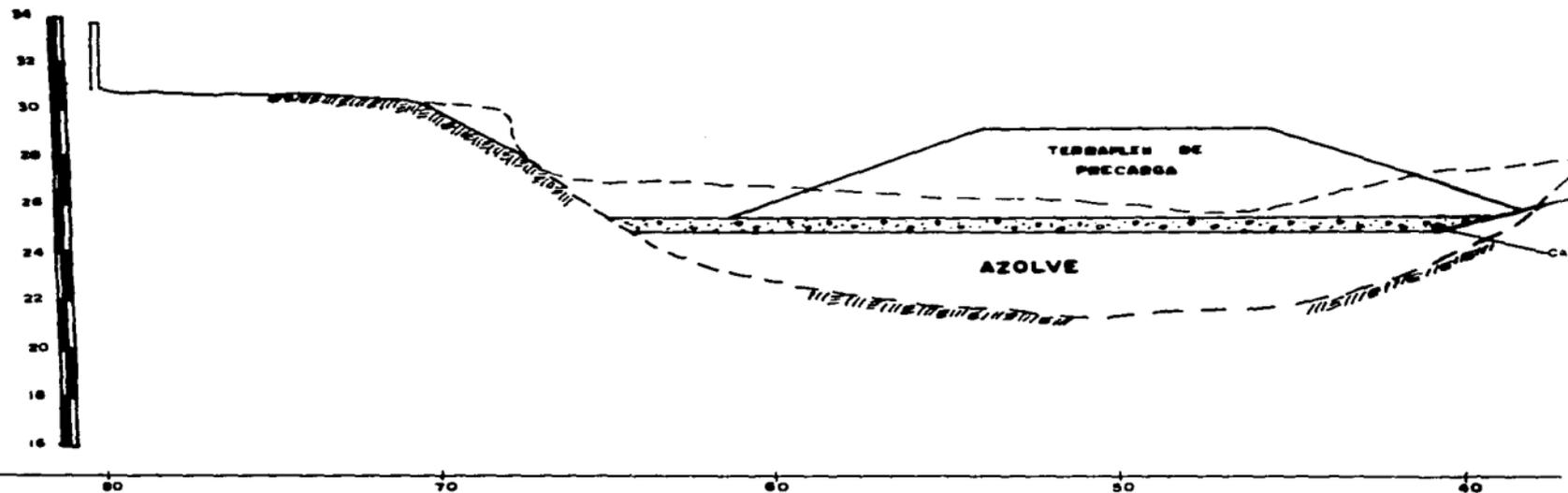


FIGURA 4.7

MEJORAMIENTO CON TEZONTLE A VOLTEO 2
(TRAMO 5)

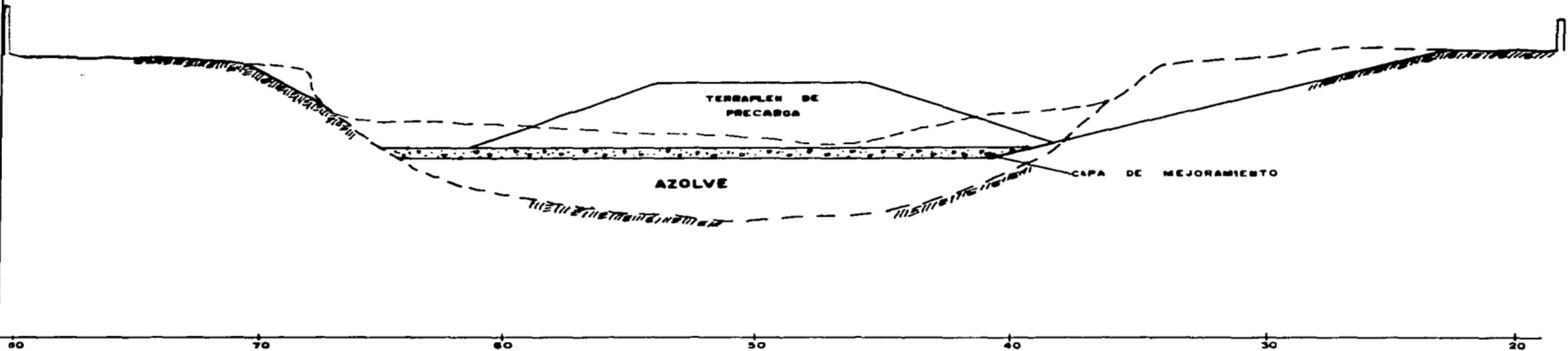


FIGURA 4.7

ANAMIENTO CON TEZONTLE A VOLTEO 2
(TRAMO 3)

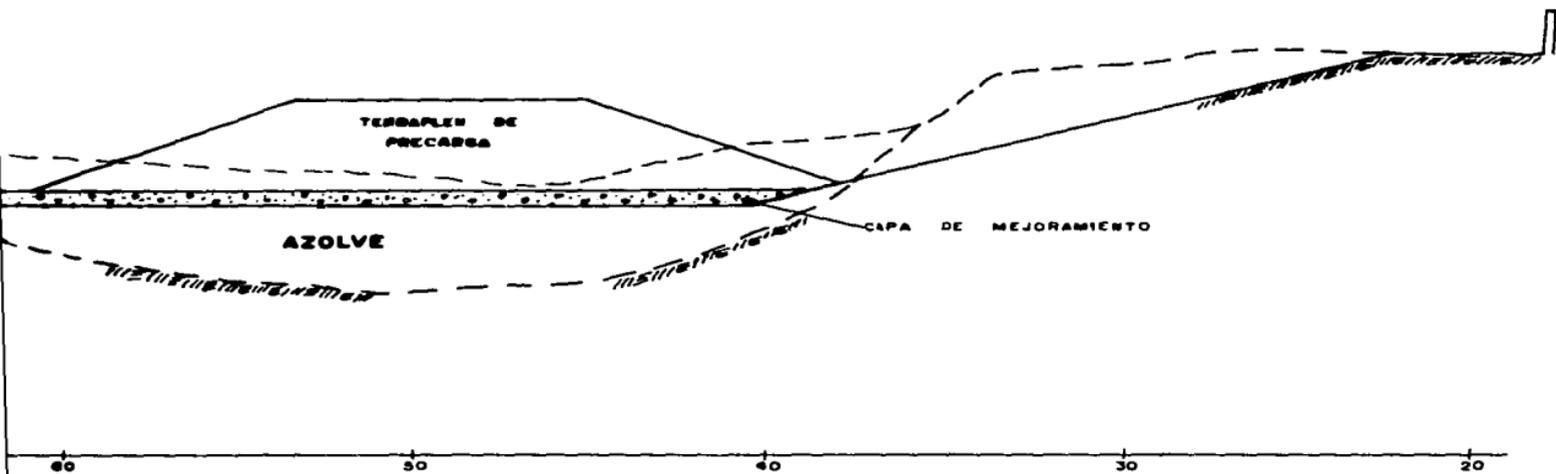


FIGURA 4.7

MEJORAMIENTO CON TEZONTLE VIBRADO
(TRAMO. 6)

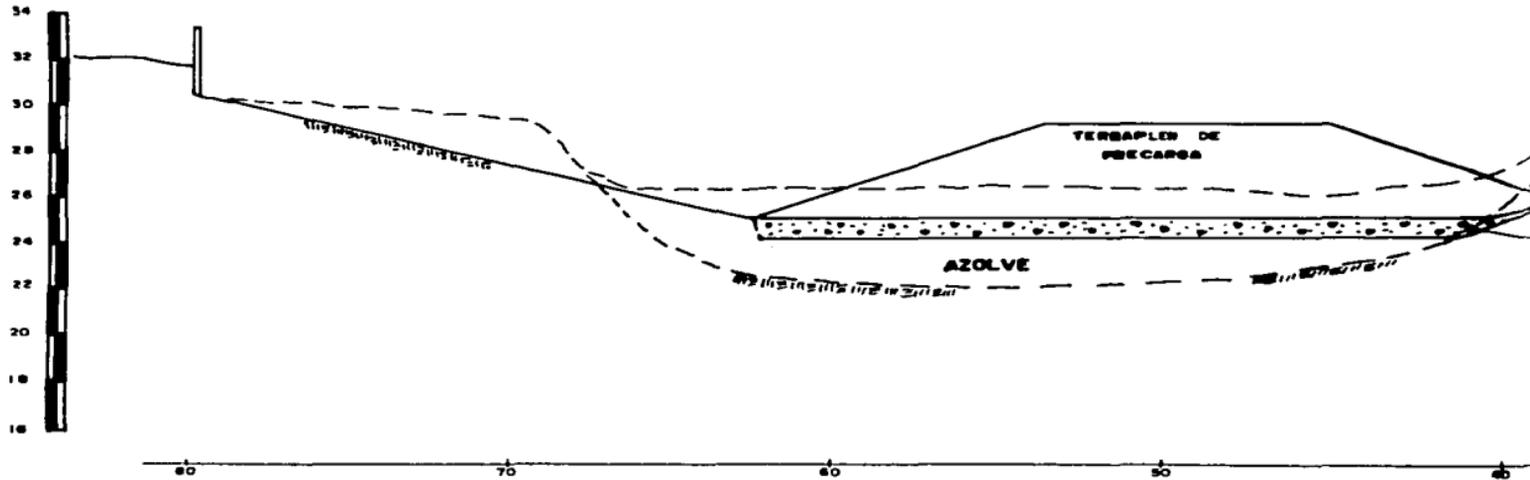


FIGURA 4.8

MEJORAMIENTO CON TEZONTE VIBRADO
(TRAMO. 6)

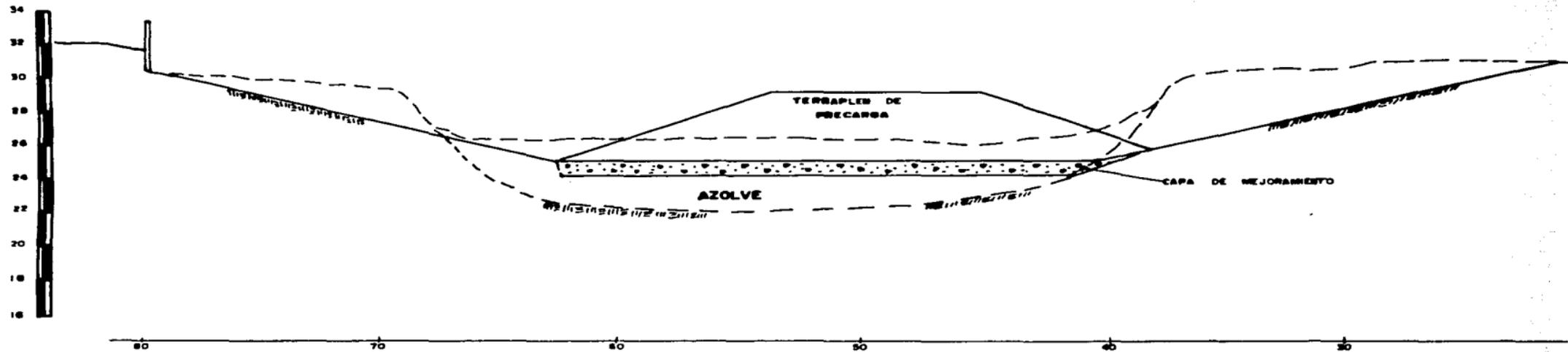


FIGURA 4.8

MEJORAMIENTO CON TEZONTLE VIBRADO
(TRAMO. 6)

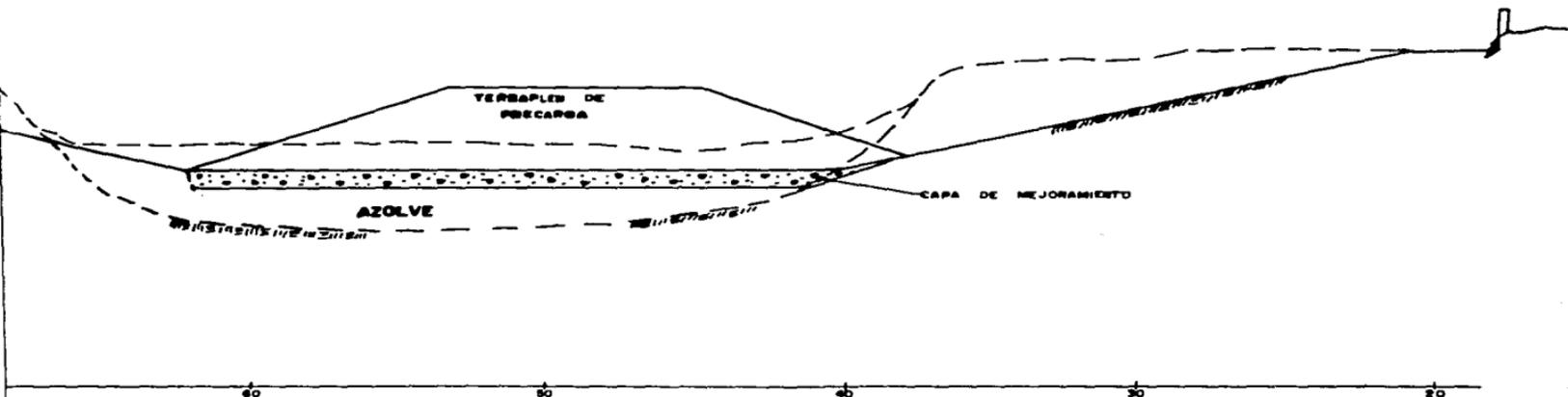


FIGURA 4.8

4.3 OBJETIVO DEL TRAMO DE PRUEBA

El tramo de prueba tuvo como fin, establecer las actividades de construcción, instrumentación y medición necesarias para dicho tramo, así como para el proyecto, en el cual se ensayaron diferentes opciones para la capa de mejoramiento, la cual, colocada en la superficie del azolve proporcionara una base de acceso a la zona del cauce, así como, para el desplante del cajón de conducción. La cual permita garantizar un buen comportamiento mecánico de la estructura en conjunto.

Es, así como, los objetivos principales del tramo de prueba son:

- 4.3.1. Establecer las actividades de construcción, instrumentación y medición necesarias para la realización de los tramos de prueba.**
- 4.3.2. Definir los parámetros de diseño para el mejoramiento del suelo.**
- 4.3.3. Definir la factibilidad del uso de geosintéticos y su importancia en la estabilidad de la estructura.**
- 4.3.4. Detallar el procedimiento constructivo del cajón de conducción.**
- 4.3.5. Análisis de los costos vs procedimiento constructivo.**

4.4. DESCRIPCIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN

Antes de definir la instrumentación utilizada en el tramo de prueba, mencionaremos que la instrumentación se define como: la serie de dispositivos y referencias topográficas instaladas dentro y fuera de la zona de obra; con el objetivo de observar los movimientos verticales y horizontales, así como, la variación de los esfuerzos producidos en el subsuelo y las deformaciones en las edificaciones colindantes.

La instrumentación utilizada en el tramo de prueba consistió en:

- Bancos de nivel superficial

Estos bancos se colocaron en los bordos del canal y en las guarniciones de las banquetas. Los bancos colocados sobre los bordos, se realizaron a través de muerdos de concreto de 4" de diámetro y 0.50 m de profundidad en los cuales se anclaban una varilla corrugada de 3/8" de diámetro. Ver figura 4.9.

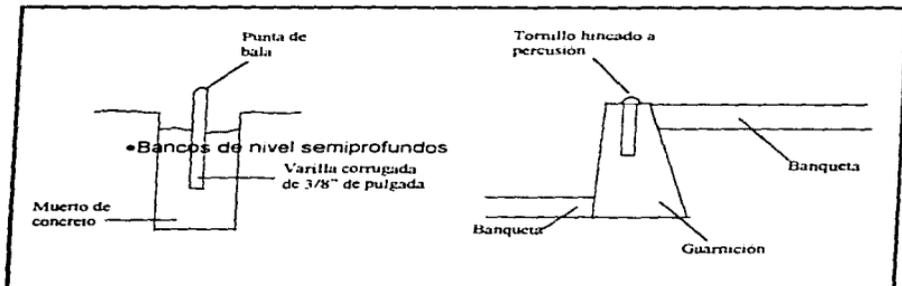


FIGURA 4.9

Estos bancos se instalaron a diferentes profundidades en el azolve; constituidos por un muerto de concreto y un tubo galvanizado de 1" de diámetro hincado en el concreto, con tramos acoplables de 1.0 m de longitud, protegido por un ademe de PVC de 5" de diámetro, tal como se muestra en la figura 4.10. y su distribución se muestra en La figura 4.11

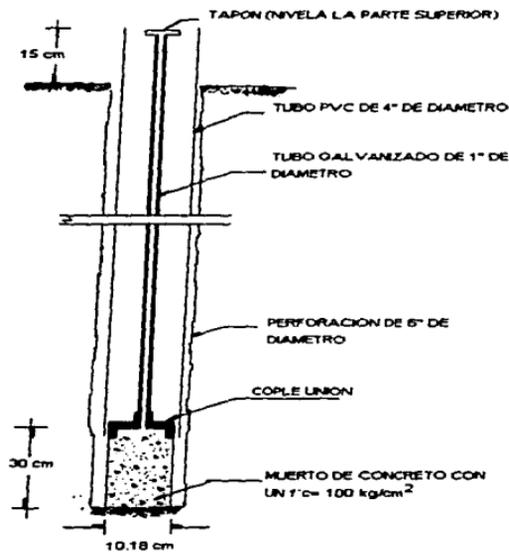
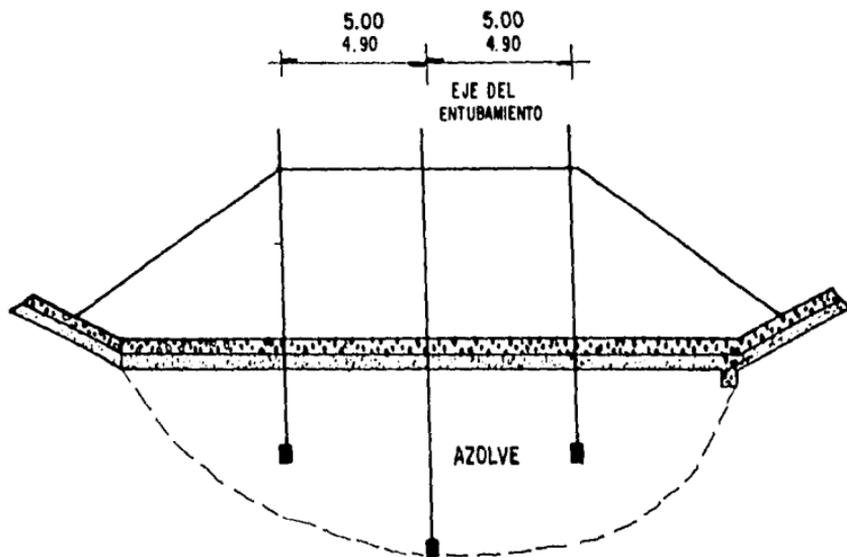


FIGURA 4.10



DISTRIBUCION DE BANCOS DE NIVEL SEMIPROFUNDO

FIGURA 4.11

•Bancos de Placa

Se instalaron bancos de placa en el contacto con el azolve-mejoramiento para medir los asentamientos generados por el terraplén de precarga. Dichos bancos constan de una placa de 0.50 x 0.50 m de sección y $\frac{1}{2}$ " de espesor; la cual se encuentra soldada a un tubo galvanizado de 1" de diámetro con tramos acopables de 1 m, el cual se encuentra protegido por un ademe de PVC de 3" de diámetro. Ver figura 4.12 y su distribución se realizó tal como se muestra en la fig. 4.13

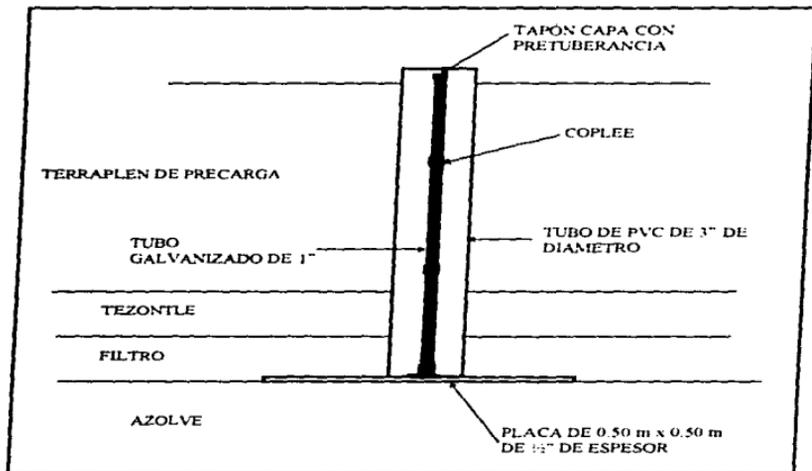
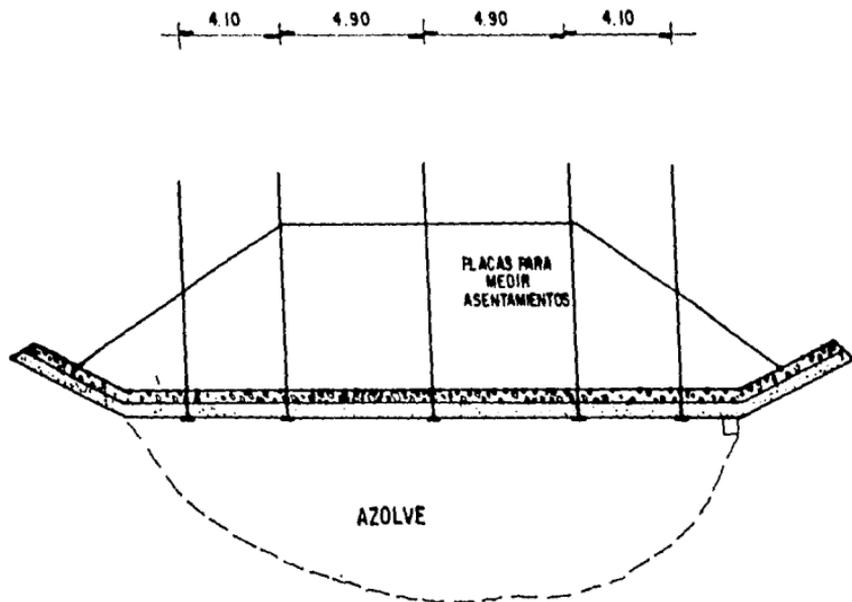


FIGURA 4.12 BANCO PLACA



PLACAS PARA MEDIR ASENTAMIENTOS

FIG. 4.13

• Piezómetros

Se instalaron estaciones piezométricas, constituidas por cuatro piezómetros; dos instalados a 4.5 m de profundidad y los otros dos a una profundidad de 8.5 m. Los elementos que integran a los piezómetros son: un tubo de cobre de 5/8" de diámetro y 0.30 m de longitud con perforaciones de 5 mm y forrado de un filtro permeable; en el extremo inferior tiene una punta cónica de acero de 2.7 cm de diámetro. Ver figura 4.14; su distribución se realizó tal como se muestra en la figura 4.15.

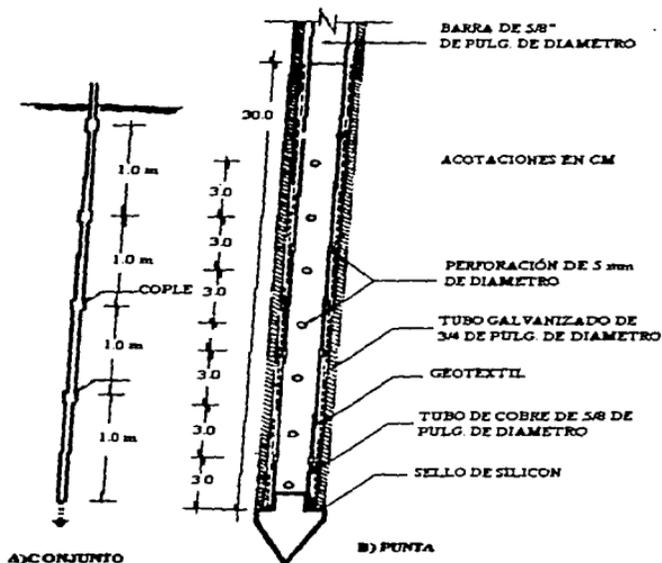
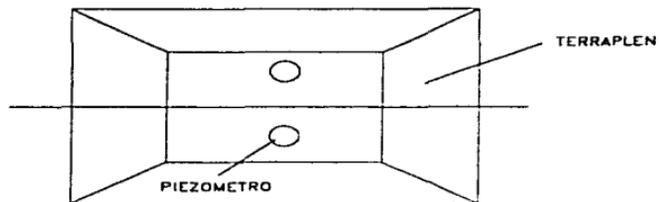
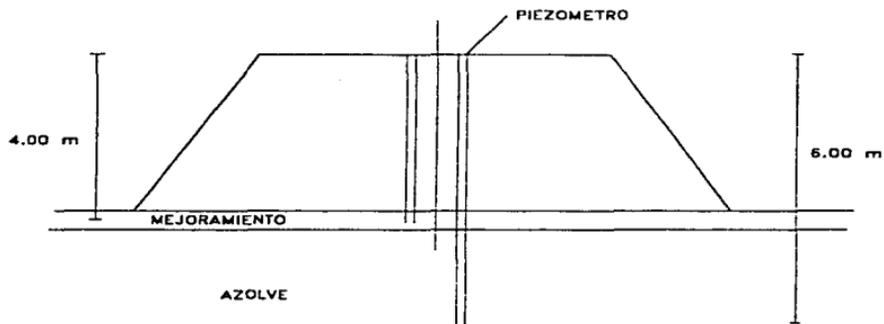


FIGURA 4.14 PIEZOMETRO



A) ARREGLO EN PLANTA



B) DISTRIBUCION DE LOS PIEZOMETROS EN EL SENTIDO TRANSVERSAL

FIGURA 4.15

Las lecturas de los bancos de nivel y de los piezómetros se efectuaron una vez diaria durante los trabajos realizados, tomando como marco de referencia al banco fijo CH C.V.M. ubicado en el cerro de Atzacualco (Carrera), registrando las lecturas en gráficas de hundimiento y de presión respectivamente.

4.5 RESULTADOS DE LA INSTRUMENTACIÓN

El resultado obtenido durante los trabajos de instrumentación en dicho tramo, se resumen en los siguientes encinos.

a) Movimientos Verticales

Los desplazamientos verticales observados tuvieron en general 3 etapas de evolución; la primera, debida a la excavación en el azolve a una profundidad entre 0.7 y 0.6 m, presentándose expansiones de 0.03 a 0.20 m, medidas con los bancos de nivel semiprofundos; la segunda se presentó con la colocación del mejoramiento cuyo espesor fue de 0.70 m, en los tramos con georedes, y de 0.80 a 1.10 m en los tramos mejorados con tezontle. Con la colocación del terraplén de precarga los asentamientos diferidos alcanzaron los valores que se muestran en la tabla 4.5.1.

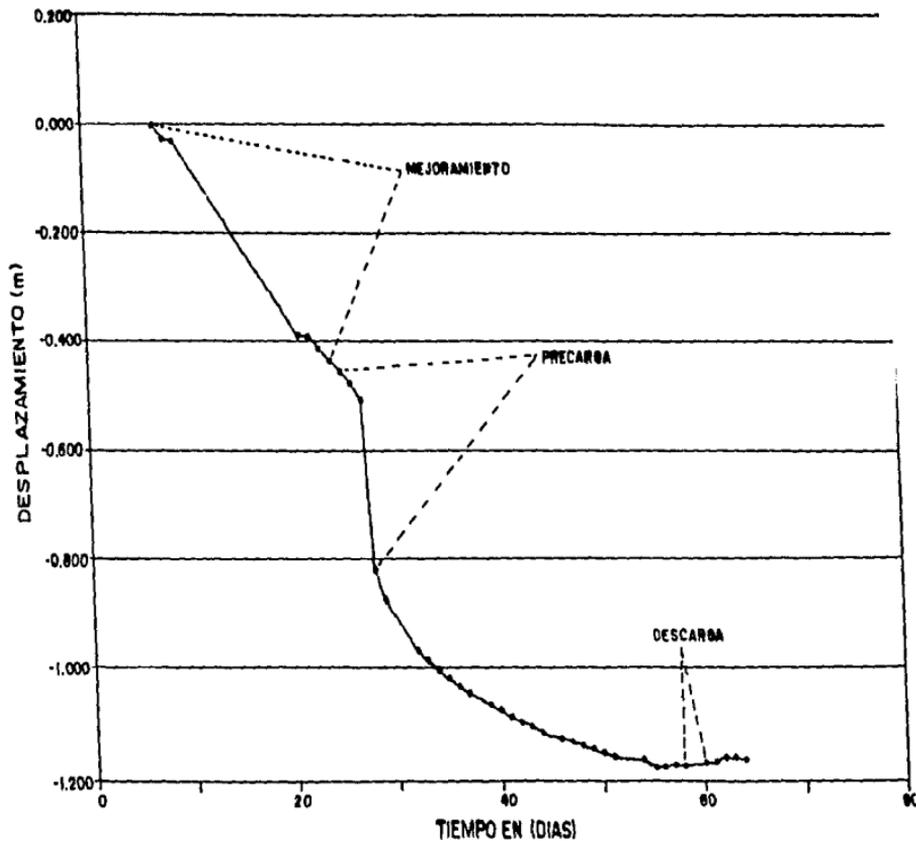
**TABLA 4.5.1
COMPRESIÓN TOTAL EN LOS TRAMOS DE PRUEBA**

TRAMO	DESCRIPCIÓN	DEFORMACIÓN TOTAL (ΔH)
1	Georedes y drenes verticales	1.175
2	Tezontle a volteo 1	0.787
3	Georedes	1.066
4	Georedes y Bombeo	1.105
5	Tezontle a volteo 2	0.813
6	Tezontle vibrado	0.667

La tercera etapa se dio con el retiro del terraplén de carga, presentándose una recuperación elástica cuyo valor máximo registrado fue de 0.12 m.

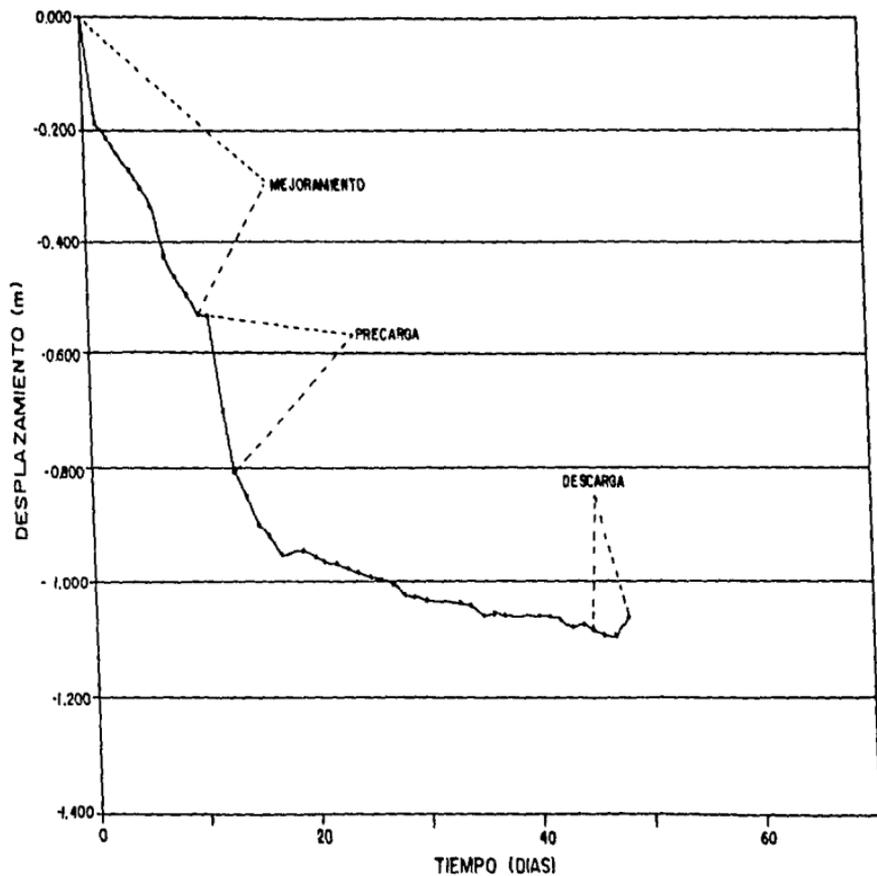
Es muy significativo marcar que durante el proceso de colocación del terraplén, se observó una evolución inmediata de los asentamientos, tendiendo en pocas días a estabilizarse, tal como se observa en las gráficas 4.1. a la 4.6.

GRAN CANAL DEL DESAGÜE
TRAMO I, PLACA DE ASENTAMIENTO CENTRO



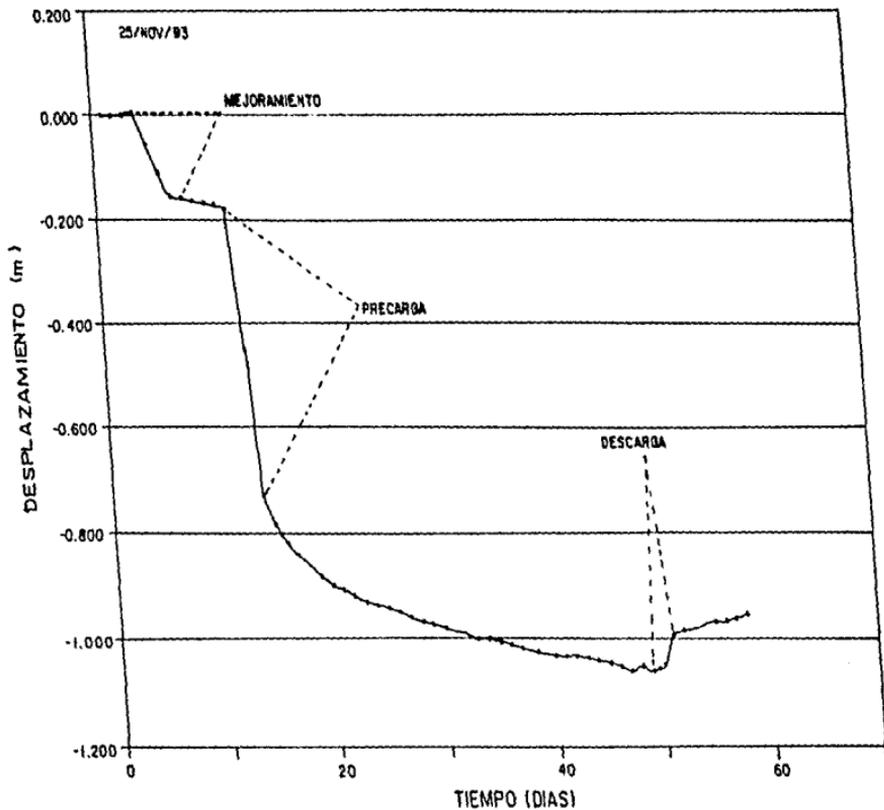
GRAFICA 4.1

GRAN CANAL DEL DESAGÜE
TRAMO 2, PLACA ASENTAMIENTOS CENTRO



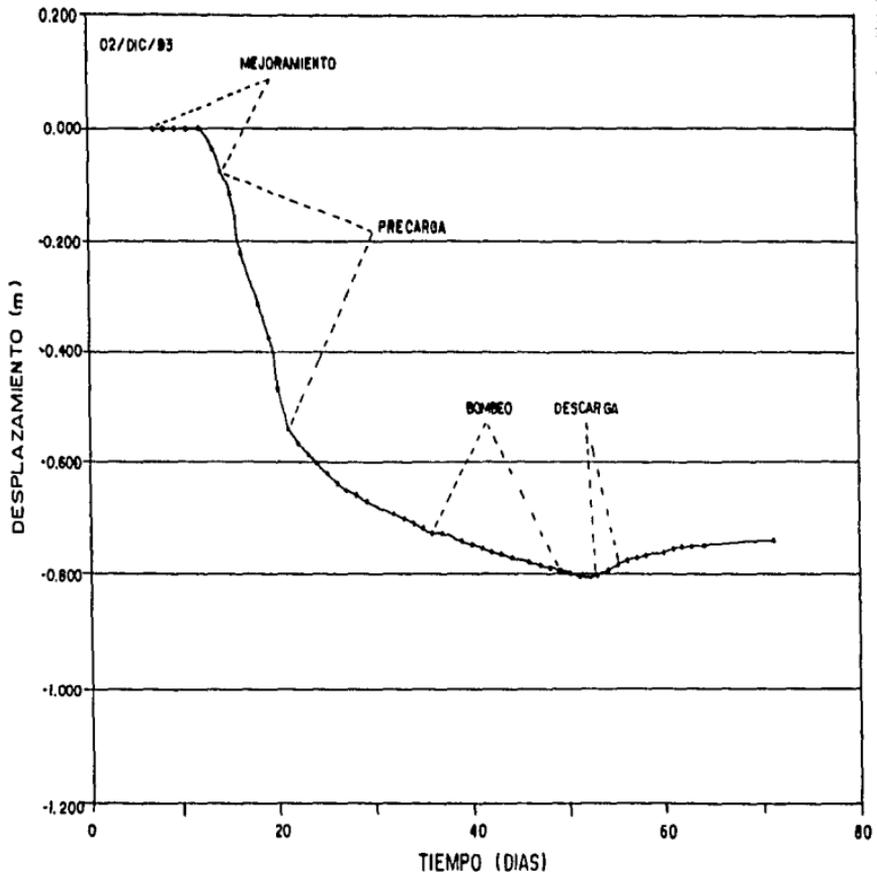
GRAFICA 4.2

GRAN CANAL DEL DESAGÜE
TRAMO 3, PLACA DE ASENTAMIENTOS CENTRAL



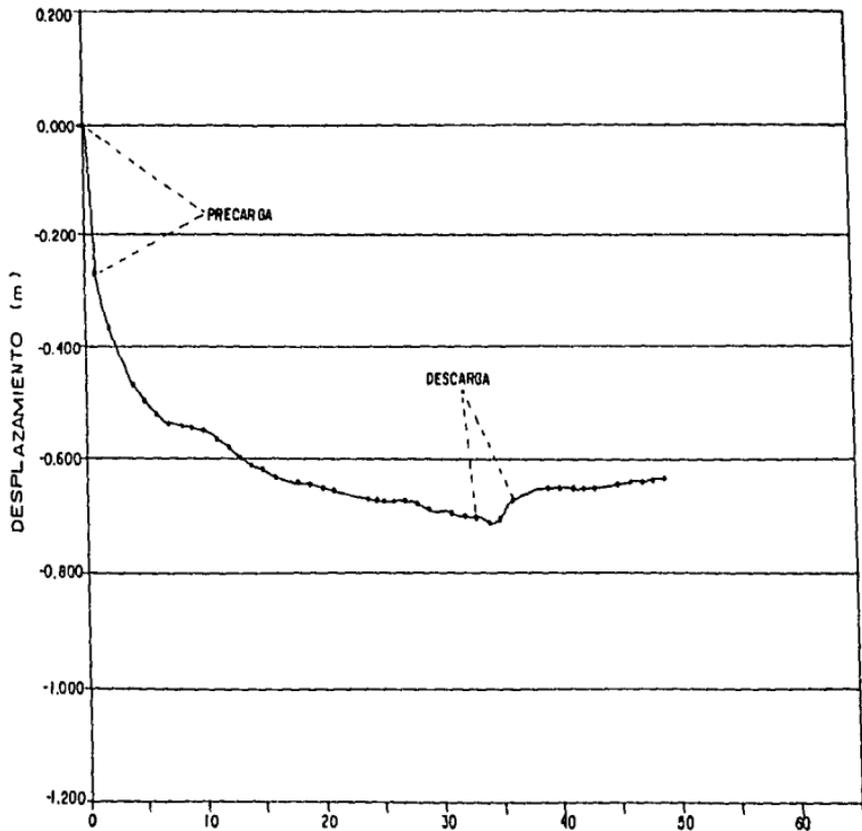
GRAFICA 4.3

GRAN CANAL DEL DESAGÜE
TRAMO 4, PLACA ASENTAMIENTOS CENTRAL



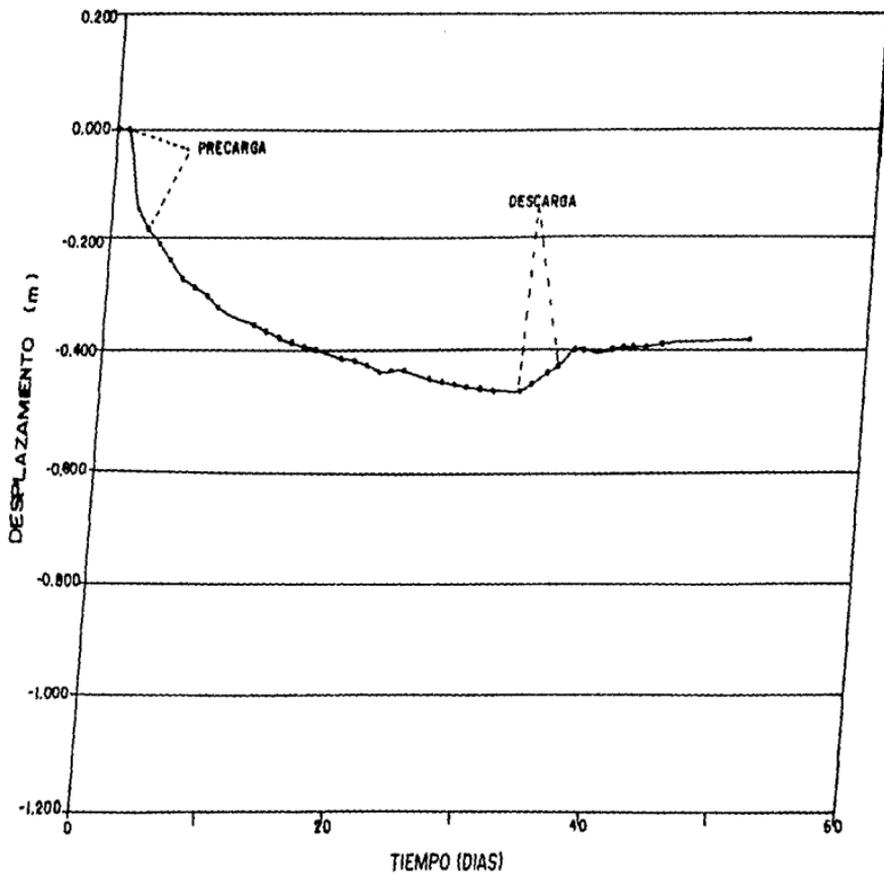
GRAFICA 4.4

GRAN CANAL DEL DESAGÜE
TRAMO 5, PLACA DE ASENTAMIENTO CENTRAL



TIEMPO (DIAS)
GRÁFICA 4.5

GRAN CANAL DEL DESAGÜE
TRAMO 6, PLACA DE ASENTAMIENTO CENTRAL



GRÁFICA 4 B

b) Piezometría

Las estaciones piezométricas instaladas en los depósitos de azolve mostraron una rápida disipación de presiones en exceso a la hidrostática producida por la sobrecarga; esto implica que el desalojo del agua en las oquedades del azolve se produce durante los primeros días, en que, se aplica el terraplén de carga.

Para tener una mejor interpretación de los resultados obtenidos por la instrumentación, se complementó con el análisis de compresión de las arcillas que se encuentran de bajo del azolve. Tomando en cuenta que la precarga se mantuvo por un periodo de 30 días.

El resultado de dicho análisis arrojó una deformación (para el periodo que se mantuvo la precarga) de 20.778 cm. Entonces, tomando en cuenta dicho valor, se estableció la compresión real lograda en el azolve, tal como se muestra en la tabla 4.5.2

TABLA 4.5.2

COMPRESIÓN TOTAL DEL AZOLVE

TRAMO	DEFORMACIÓN TOTAL (ΔH)	DEFORMACIÓN ARCILLAS (ΔH)	DEFORMACIÓN AZOLVE (ΔH)
1	1.175	0.208	0.967
2	0.787	0.208	0.574
3	1.066	0.208	0.858
4	1.105	0.208	0.897
5	0.813	0.208	0.605
6	0.667	0.208	0.459

Tomando en cuenta los resultados obtenidos, se llego a las siguientes conclusiones:

- La compresión lograda en el azolve aplicando el terraplén de precarga (equivalente al peso del cajón en condiciones medias de operación), vario de 0.967 a 0.459 m siendo mayor en los tramos de prueba mejorados con georedes y materiales granulares, que en los tramos de tezontle a volteo y vibrado.

- Se considera que el terraplén de precarga es necesario para lograr que las deformaciones se presenten previamente a la colocación de la estructura, en general se observó que la compresión del azolve se produce en un periodo de 10 a 20 días, sin necesidad, de aplicar pozos de bombeo que aceleren dicho proceso.
- El filtro de grava-arena del mejoramiento con georedes, permite una rápida disipación del exceso de presión de poro de manera que esta, en el peor de los casos, puede alcanzar un valor máximo de 0.60 t/m^2 ; que en los tramos mejorados con tezontle a volteo y vibrado, donde se registró un valor de 2.0 t/m^2 .
- El uso de los geotextiles evitan la incrustación de partículas del mejoramiento en el azolve evitando la alteración de éste. A la vez, funciona como filtro que impide el arrastre de partículas finas del azolve al cuerpo de mejoramiento y facilite la disipación de las presiones de poro generadas por las cargas transmitidas al suelo durante la construcción y operación de la estructura.

- Los geotextiles y georedes, permiten que la distribución de los esfuerzos sea mas uniforme, lo que permite, un mejor confinamiento del azolve durante el período de la precarga. Aunque la estabilidad del cajón de conducción no depende de las georedes debido a la rigidez del concreto; para que esto llegaran a trabajar, el cajón tendría que experimentar fuertes deformaciones y agrietamientos.

- El costo del mejoramiento en los tramos 1 y 4 encarecen a la obra en forma notable debido a la instalación de los drenes verticales y de los pozos de bombeo; en tanto el mejoramiento realizado en los tramos de prueba 2, 5 y 6 resultan muy atractivos debido a su menor costo pero su comportamiento no presentan buenas expectativas en la operación de la estructura a corto y largo plazo.

Entonces, tomando en cuenta dichas conclusiones, se considera que el tramo de prueba 3 (mejoramiento con georedes y materiales granulares), es el más ideal desde el punto de vista económico y funcional.

Y para lograr que la pre-compresión del azolve se produzca en un período más corto (15 días), se recomienda que la altura del terraplén de precarga se aumente a 4.0 m con un ancho de corona de 10.0 m y taludes laterales con una relación horizontal-vertical de 2:1. Tal como se muestra en la figura 4.7.

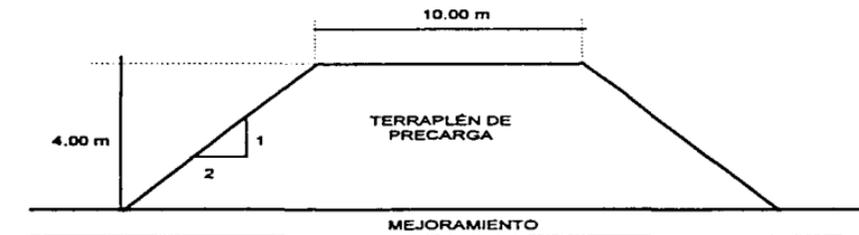


FIGURA 4.7

Además con los trabajos realizados durante esta etapa se observó que el flujo de las nivel freático hacia los taludes del canal no representaban problema, esto se debió a que el abatimiento de las aguas freáticas se producía hasta el nivel de la excavación. Y a que el material de los bordos presentan materiales tales como gravas y cascajo, lo que permite una rápida disipación de las fuerzas de filtración.

CAPITULO 5

**MEJORAMIENTO
DEL SUELO**

5 MEJORAMIENTO DEL SUELO

En la elaboración del tramo de prueba se llegó a la conclusión que la mejor opción para el mejoramiento del suelo en el entubamiento del Gran Canal, es la opción 4 (mejoramiento a base de georedes y materiales granulares). El mejoramiento consistirá de una capa de apoyo (mejorada con georedes) y un terraplén de precarga, el cual permitirá una previa consolidación del azolve. Además se incluirán drenes laterales que permitan la recolección del exceso de agua del nivel freático. Para esto se realizaron una serie de especificaciones del mejoramiento del suelo, las cuales, forman parte del procedimiento constructivo en el Entubamiento del Gran Canal de Desagüe.

5.1 ESPECIFICACIONES PARA EL MEJORAMIENTO DEL SUELO.

Las especificaciones para el mejoramiento del suelo en el entubamiento del Gran Canal de Desagüe, están realizadas en base a las observaciones del tramo de prueba. El cumplimiento de éstas permitirá que la estructura tenga un buen comportamiento durante su construcción y operación.

Dichas especificaciones consideran los siguientes puntos:

5.1.1. Excavación

Antes del mejoramiento se realizara, abarcando íntegramente el ancho de la cubeta del azolve, una excavación con una profundidad dada por la siguiente relación:

NIVEL MÁXIMO DE LA EXCAVACIÓN = Nivel de la rasante hidráulica - 0.60 m

En congruencia con el tren de trabajo que se propone, y para lograr la mayor simultaneidad de las actividades posteriores a la excavación, ésta se realizara en tramos (máximos) de 10.0 m cada uno.

Este trabajo se podrá realizar utilizando alguna de las siguientes opciones:

- Excavación con draga colocada sobre los bordos laterales del canal, a una distancia mínima de 1.5 m del hombro del bordo al extremo frontal de las orugas. Evitando la sobreexcavación en el centro del cauce, así mismo el cucharón de la draga debe ser lo más ligero posible y operarse sin producir golpes o vibraciones excesivas en el azolve

- Excavar desde, una zona ya mejorada, con una previa colocación de 0.20 m de tepetate compactado al paso del equipo, para protección de la geored superior, utilizando una retroexcavadora con un peso máximo de 20 ton, que descarga directamente en camiones.

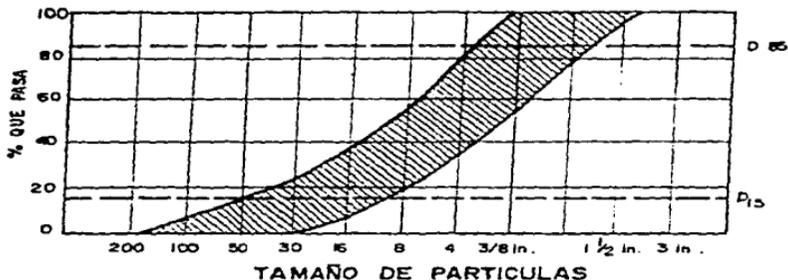
5.1.2. Estabilidad de los taludes

Para que la estabilidad de los taludes no se vea afectada con la excavación, se realizara, simultáneamente el tendido de los taludes en los bordos del canal con una relación horizontal-vertical de 3:1.

5.1.3. Dren Longitudinal

Simultáneamente a la excavación se construirá un dren longitudinal, en ambas partes del cauce, y consiste de una excavación con una sección de 0.50 x 0.50 m, en la cual se alojara un tubo perforado de concreto con un diámetro de 6" (15 cm). Dicho tubo se cubrirá en todo su perímetro de un filtro cuya granulometría deberá quedar dentro del rango indicado en la figura 5.1. Y conservara la pendiente del proyecto (0.00015). En la figura 5.1a se muestra la

FIGURA 5.1 GRANULOMETRIA DEL FILTRO



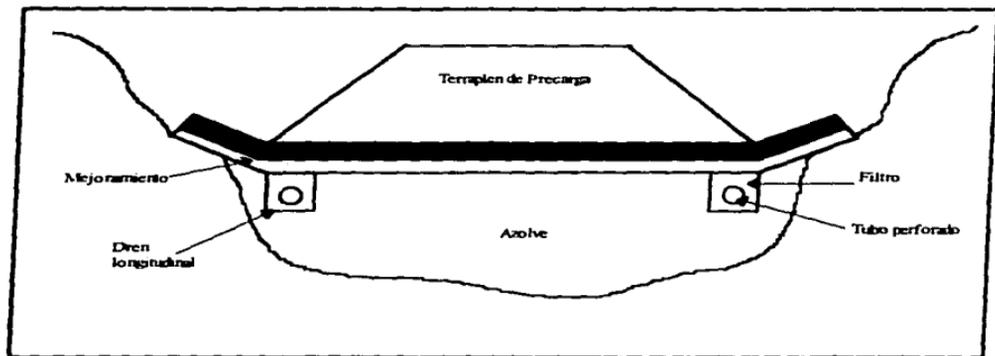


FIGURA 5.1a Dren Longitudinal

Dichos drenes se encargaran de recolectar el exceso de agua, para esto estarán conectados a carcamos de bombeo con una sección de 0.80 x 0.80 m y una profundidad de 1.00 m, los cuales estarán instalados a cada 150 m en el sentido longitudinal, desde los cuales se realizará bombeo continuo de achique a partir de la colocación del dren longitudinal hasta el colado de la plantilla de concreto.

5.1.4. Mejoramiento

Una vez, realizada la excavación y el tendido de los taludes del canal, se colocará el mejoramiento de acuerdo a las siguientes normas:

- En el contacto con el azolve se colocará un geotextil no tejido, termofijado tipo TYPAR 3401 o similar, adherido a una geored biaxial de propileno de alta densidad, tipo TENSAR BX-1200 o similar, apegándose al siguiente procedimiento:

Se extenderá el conjunto geotextil-geored con el rollo en el sentido longitudinal del mejoramiento, revisando un correcto alineamiento, conforme avance el extendido (figura 5.2) llevando un traslape de 1.0 m entre los rollos colocados longitudinalmente (figura 5.3). Para lograr una transmisión efectiva de los esfuerzos de una geored a otra y asegurar el trabajo en conjunto es necesario realizar un amarre, en la zona de traslape; con abrazaderas de plástico distribuidas al tres bolillo con una separación de 0.30 m en el sentido transversal y 0.70 m en el longitudinal.

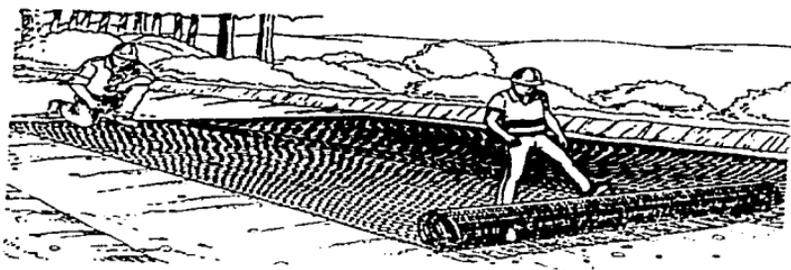


FIGURA 5.2 Tendido longitudinal de la georred

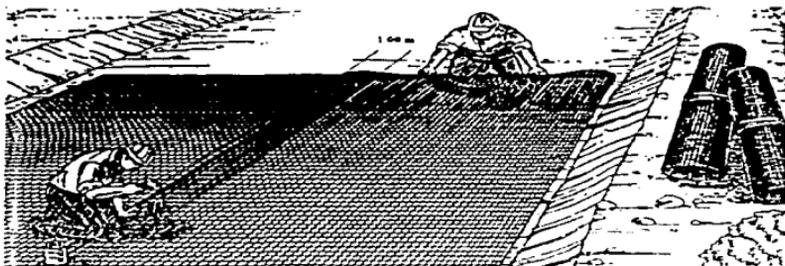


FIGURA 5.3 Traslape longitudinal de la georred

- En la unión de rollos (en el sentido transversal) se realizara un traslape de 1.0 m colocando el final del rollo sobre el inicio del otro. Ver figura 5.4

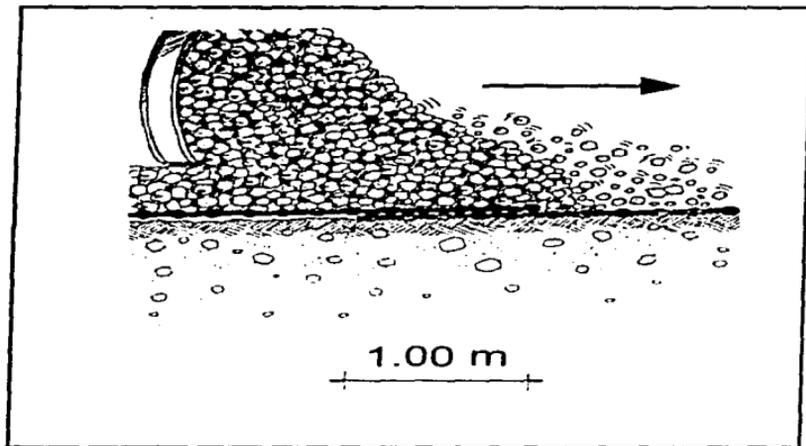


FIGURA 5.4 Unión de dos rollos

- Para permitir que la geored se pueda estirar se colocará, al inicio del rollo en una longitud de 1.50 m, las capas del mejoramiento que se mencionaran en los siguientes párrafos.

- Una vez colocado lo anterior se tensa la red a mano, de tal forma que no queden zonas flojas.
- A continuación se extenderá una capa de filtro de 0.30 m de filtro graduado, el cual deberá cumplir con las siguientes características.
- La granulometría quedará comprendida en un rango de partículas de 1½" y 3/8". Para evitar el punzonamiento del geotextil la forma de las partículas deberá ser subangulosa y subredondeada. Debiendo estar limpio de finos y materia orgánica.
- El material del filtro no excederá el 8 % en la prueba de intemperismo ASTM, C88 (sulfato de sodio en cinco ciclos), y el desgaste en la prueba de los ángeles no será mayor del 15 %.
- La colocación se realizará depositando el material a volteo con equipo ligero (peso máximo de 10 ton.) y extendiéndolo con palas de mano.
- Sobre la capa de filtro se colocará una capa de 0.30 m de tezontle que debe cumplir con las siguientes características.

- **Peso volumétrico seco suelto de 0.80 t/m³ con un tamaño máximo de 1½" y un porcentaje de finos menor al 10 %.**
- **El material estará limpio, libre de impurezas y de materia orgánica.**
- **La colocación se hará acomodando el material a volteo, extendiéndolo con equipo ligero (peso máximo de 10 ton.) y cuidando la capa de filtro graduado ya colocado.**
- **Finalmente se colocara una geored biaxial de propileno de alta densidad, tipo TENSAR BX-1200 o similar; siguiendo el procedimiento descrito a continuación:**
- **Se extenderá la geored con el rollo en el sentido longitudinal del mejoramiento revisando un correcto alineamiento conforme avance el extendido (figura 5.2), llevando un traslape de 1.0 m entre dos rollos de georedes colocados longitudinalmente (figura 5.3). Para lograr una transmisión efectiva de los esfuerzos de un rollo de geored a otro y asegurar el trabajo en conjunto es necesario realizar un amarre, en la zona de traslape, con abrazaderas de plástico, distribuidas al tres bolillo con una separación de 0.30 m en el sentido transversal y 0.70 m en el longitudinal.**

- En la unión de dos rollos se realizara un traslape de 1.0 m colocando el final del rollo sobre el inicio del otro. (figura 5.4)
- Para permitir que la geored se tensionen se colocarán grapas de alambres, de 0.20 x 0.20 m con puntas afiladas, en los extremos de los traslapes y en el eje transversal del rollo; estas se llevaran longitudinalmente a cada 20.0 m. Antes de colocar las grapas se deberá estirar la geored de tal forma que no queden zonas flojas.
- El mejoramiento se deberá llevar, hasta afuera de la cubeta del azolve, por lo menos 2.0 m sobre el terreno natural, en ambas márgenes del cauce (figura 5.5). Las diferentes capas del mejoramiento se deberán realizar de forma simultáneamente al avance de la excavación, no permitiéndose por ningún motivo un desfase de ambas actividades mayor a 10.0 m, por lo que se debe, contar con el material antes mencionado en cantidades suficientes para garantizar lo anterior. Así mismo, no se permitirá que el tramo de excavación permanezca sin haber terminado de colocar el mejoramiento por un tiempo mayor a 48 horas.

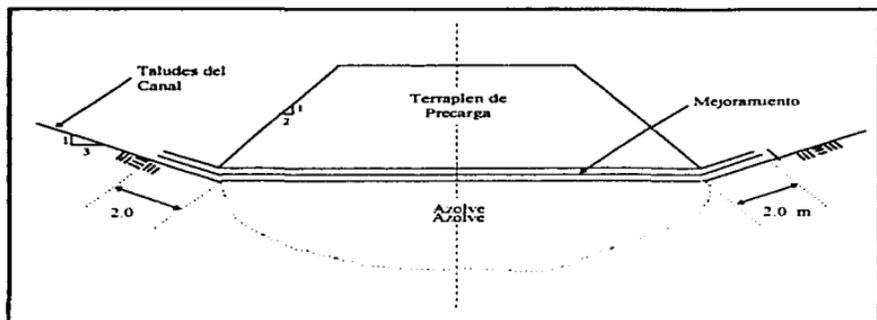


FIGURA 5.5 Traslape del mejoramiento sobre el terreno natural

- Además durante la ejecución de estos trabajos no se permitirá por ningún motivo la circulación de vehículos mientras el mejoramiento no cubra todo el ancho especificado. Se permitirá la circulación de equipo cuando su peso cargado sea menor de 14 toneladas, una vez que se coloque la capa de tezontle y se proteja la geored superior con una capa de 0.20 m de tepetate, como adelante se especifica (inciso 5.1.5.).

Los geosintéticos se deberán ajustar a las siguientes características:

CARACTERÍSTICA MECÁNICAS DE LA GEORED BX-2000

PROPIEDAD	UNIDAD	VALOR
Resistencia a la tensión		
• sentido transversal	kg/m	3,200
Modulo de tensión		
• sentido transversal	kg/m	27,528 (mínimo)
• sentido longitudinal	kg/m	44,648 (mínimo)
Durabilidad mínima	años	50

Las dimensiones de los rollos de la geored BX-2000 son:

- Longitud = 50 m
- Ancho = 2.8 a 4.0 m

CARACTERÍSTICAS DEL GEOTEXTIL TYPAR-3401

PROPIEDAD	UNIDAD	VALOR (mínimo)
Resistencia a la tensión		
• sentido transversal	kg/m	625.0
• sentido longitudinal	kg/m	715.0
Elongación		
• sentido transversal	%	50
• sentido longitudinal	%	50
Modulo de tensión		
• sentido transversal	kg/m	86.3
• sentido longitudinal	kg/m	86.3
Carga de ruptura	kg	59
Carga al 10% de elongación	kg	29.5
Resistencia al punzonamiento	kg	18.2

5.1.5. Precarga

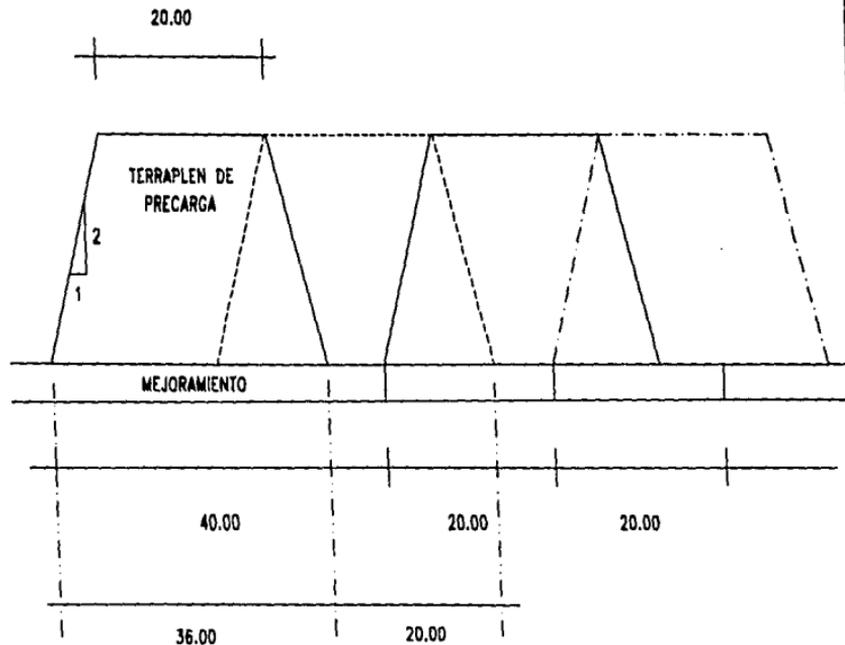
La colocación de la precarga se realizara a travez de un terraplén continuo el cual se construirá de acuerdo a los siguientes especificaciones.

- **Primer terraplén**

Una vez construido los primeros 40.0 m de mejoramiento (en el sentido longitudinal) de acuerdo a las especificaciones, se colocará la precarga, en un tramo inicial de 36.0 m de longitud y taludes laterales de 2:1, con el objetivo de tener una área de maniobras desde la cual se puede extender la precarga. La cual se realizará mediante la colocación de un terraplén de 4.0 m de altura y un ancho de corona de 10.0 m (en el sentido transversal) con taludes laterales de 2:1 (dos metros horizontales por uno vertical); ver figura 5.6.

- **Terraplenes subsecuentes**

Para iniciar la construcción de la siguiente etapa de precarga es necesario que se tenga realizados 20.0 m de mejoramiento, para que se coloquen 20.0 m de precarga antes de retirar el primer terraplén de manera que al retirarlo queden 16 m de traslape entre estos (de esta manera la precarga se realizara en secciones de 36.0 m). Tal como se muestra en la figura 5.7.



COLOCACION DEL TERRAPLEN DE PRECARGA EN EL SENTIDO LONGITUDINAL

FIGURA 5.6

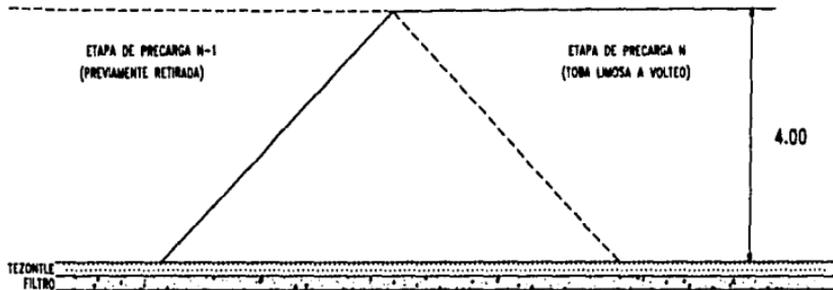


FIGURA 5.7

En ambos casos el terraplén deberá cubrir íntegramente la cubeta ocupada por azolve y estará constituido por toba limosa (tepetate) cuyo límite líquido sea menor al 50 % y con un peso volumétrico seco mínimo de 1.30 t/m³ y de 1.40 t/m³ como máximo, compactado con el paso del equipo y en capas de 0.40 m. Para la colocación de la precarga se utilizará equipo ligero con un peso máximo de 14 ton, previamente a la colocación de 0.20 m de toba limosa compactado, para protección de la geored superior del mejoramiento. El tiempo que permanecerá el terraplén de precarga será de 15 días.

Cabe mencionar que el tiempo entre la terminación de la colocación del mejoramiento y la colocación del terraplén de precarga no debe exceder más de 48 horas.

- Retiro de la precarga

El retiro del terraplén de precarga se realizara en tramos de 20 m, y se hará una vez que se hayan colocado el siguiente terraplén de precarga (ver figura 5.8); al momento de su retiro, se procederá a compactar, sobre la capa de mejoramiento capas de 0.10 m de toba limosa (tepetate) hasta alcanzar el nivel de desplante de la estructura. La compactación se realizará al 95 % de la prueba Proctor Estándar.

5.2 RECOMENDACIONES Y OBSERVACIONES PARA LA OBRA DE ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL DE DESAGÜE.

Las observaciones en el tren de trabajo que se propone para el entubamiento del Gran Canal de Desagüe, son las siguientes:

5.2.1. Excavación

La excavación en el azolve se hará de acuerdo a las especificaciones 5.1.1 evitando la sobrexcaación del centro de la misma; el retiro el azolve se podrá realizar con vehículos de 6 m³, permitiendo solo la circulación de un vehículo.

Con el fin de garantizar la estabilidad de la excavación, se deberán tender, simultáneamente a la excavación del azolve, los taludes de los bordos laterales.

Antes de transitar sobre los bordos del canal se deberá verificar que no haya, alojados en ellos, tuberías o instalaciones que pudieran afectarse, así como que los taludes tengan la inclinación indicada en las especificaciones 5.1.2.

Además, durante la temporada de lluvias se deberá proteger los taludes con plásticos, esto con el fin de evitar la elevación del nivel freático, así como la erosión de estos.

5.2.2. Colocación del Mejoramiento

La colocación del mejoramiento se realizara en tableros de 10 m de acuerdo a las especificaciones 5 1.4.

Durante la ejecución de estos trabajos no se permitirá la circulación de vehículos mientras el mejoramiento no cubra todo el ancho especificado.

Se ejercerá una estricta vigilancia en cuanto a las características de los materiales realizando una serie de pruebas (granulometría, peso volumétrico, etc.) a cada 50 m de mejoramiento colocados.

5.2.3. Colocación del Terraplén de Precarga

La colocación del terraplén se realizará en tramos de 36.0 m con una altura de 4.0 m de altura y un ancho de corona de 10.0 m, de acuerdo a las especificaciones 5.1.5.

Para la colocación de la precarga se podrá utilizar equipo con un peso máximo de 14 ton; se deberá ejercer una estricta vigilancia en cuanto a las características del material utilizado verificando su peso volumétrico a cada 50 m³ colocados.

5.2.4. Retiro del Terraplén de Precarga

El retiro del terraplén se hará en tramos de 20 m, colocando inmediatamente de su retiro, capas de 0 10 m de toba limosa compactado al 95 % de la prueba Proctor Estándar.

5.2.5. Colado de la plantilla de desplante

Una vez obtenida la rasante de desplante, se colocará una capa de 0.07 m de espesor de concreto pobre ($f'c=100$ kg/cm²) en tableros de 20 m de longitud. Entre los trabajos del retiro del terraplén de precarga y el colado de la plantilla de concreto no deberá exceder un tiempo de 48 horas para evitar bufamiento del suelo.

5.2.6. Colado de el cajón de conducción.

Una vez terminada la plantilla de desplante se realizara el habilitado de acero y colado del cajón de entubamiento.

El colado de la estructura se realizara en las siguientes etapas:

- a) Colado de la losa de fondo y los muros hasta una altura de 0.60 m.
- b) Colado de los muros hasta el nivel del lecho superior de las mensuales de apoyo de las tabletas.
- c) Colocación de tabletas prefabricadas de la losa de tapa.
- d) Colado del firme de compresión de la losa de tapa.

Para evitar asentamientos diferenciales durante la construcción del cajón, es muy importante, que el colado de la estructura se realice abarcando toda la sección transversal en tableros de 20.0 m de longitud.

5.2.7. Colocación de los rellenos laterales

Una vez terminado el colado del cajón de entubamiento, se procederá a realizar los rellenos laterales del entubamiento (acostillamiento). El cual tendrá un espesor de 3.20 m a partir del nivel superior de la losa de fondo, ver figura 5.6.7. Al igual que la construcción del cajón, los rellenos se realizaran en tramos longitudinales de 20.0 m, colocando primeramente 2.0 m de tezontle y posteriormente 1.20 m de toba limosa compactado en capas de 0.25 m (al 95 % de la Prueba Proctor Estándar) dejando al final de los 20.0 m rellenos un talud con relación horizontal-vertical de 1.5:1; el peso volumétrico del tezontle y del toba limosa será de 0.8 t/m^3 y 1.3 t/m^3 respectivamente.

Cabe mencionar que el acostillamiento del cajón se debe de realizar simultaneamente en ambas lados de éste, con el fin de evitar asentamientos diferenciales durante su colocación.

5.2.8 Evolución de los hundimientos

Para conocer la evolución de los hundimientos y de los esfuerzos producidos en el suelo durante el periodo de precarga y construcción del cajón de conducción, se recomienda que se prosiga con el equipo de instrumentación descrito en el capítulo.

Es fundamental que durante la construcción del cajón se evite cualquier daño a los bancos, a fin de contar con mediciones confiables. El daño de un banco significa la pérdida de la historia del comportamiento de la estructura y reposición no la restituye.

Los bancos con su ademe pasarán la plantilla y losa del cajón. Una vez colocado éste se hará en cada uno una igualdad de nivelaciones, para continuarlas en referencias sobre la corona del cajón, en dos hileras una sobre cada muro. Estas referencias se instalarán cada 50 m a todo al lo largo del cajón y estarán formadas por tornillos con cabeza de gota o

varillas con punta de bala; colocados y ahogados con mortero en perforaciones hechas en el cajón.

La nivelación de los bancos se deberá hacer con frecuencia de una por día en la fase de la colocación del mejoramiento y de la precarga; y una cada dos días a partir del retiro de la precarga hasta la fecha de traspaso de los bancos a las referencias. Estas se nivelarán siguiendo la misma frecuencia (una cada dos días), hasta la colocación de los rellenos laterales.

Posteriormente se recomienda en la vida útil de la obra realizar nivelaciones a razón de dos por año en los primeros tres años a que se presentara el 80 % de la consolidación total primaria, en condiciones medias de operación) y después de una por año

Es muy importante que el registro de las nivelaciones se lleven a cabo, tal como se recomendó en los párrafos anteriores, pues por medio de estas nos daremos cuenta de los desplazamientos diferenciales a lo largo de la estructura. Teniendo así, las bases necesarias para realizar las correcciones necesarias en la pendiente del cajón de conducción.

La instalación de piezómetros es muy importante, y se deberán colocar a 300 m de separación, llevando un registro diario durante el periodo de la precarga hasta el colado de la losa de fondo del cajón de conducción. Por medio de este registro podremos localizar un aumento del nivel freático debido a la rotura ocasional de las tuberías de agua potable o drenaje que pudieran provocar inestabilidad en los bordos del canal.

ÁLBUM

FOTOGRAFICO



EXCAVACIÓN EN EL FONDO DEL CAUCE



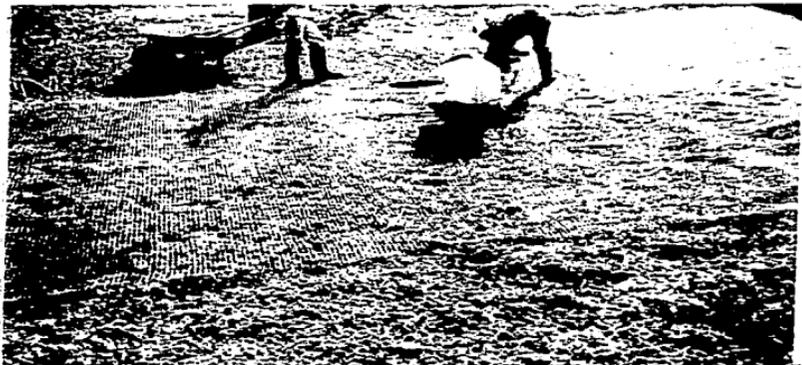
COLOCACIÓN DEL GEOTEXTIL INFERIOR



COLOCACIÓN DE LA GEORED Y GEOTEXTIL INFERIOR



VISTA DE LA COLOCACIÓN DEL MEJORAMIENTO Y EXCAVACIÓN



COLOCACIÓN DE LA GEORED SUPERIOR DEL MEJORAMIENTO



COLOCACIÓN DE LA PRECARGA



RETIRO DE LA PRECARGA



VISTA DE LA COLOCACIÓN DEL MEJORAMIENTO Y DE LA PRECARGA



ARMADO Y COLADO DE LA LOSA DE FONDO



ARMADO, COLADO, CIMBRADO Y ACOSTILLAMIENTO DE LOS MUROS
DEL CAJÓN DE ENTUBAMIENTO



COLADO DE LA PLANTILLA DE DESPLANTE



ARMADO DE LA LOSA DE FONDO



COLADO DE LA LOSA SUPERIOR (O DE COMPRESION)



EXTENDIDO DEL TEZONTLE PARA EL ACOSTILLAMIENTO DEL CAJON

CAPITULO 6

CONCLUSIONES

6 CONCLUSIONES

En el diseño de cualquier estructura, así como en la elaboración de su procedimiento constructivo, es muy importante conocer las características del suelo donde se ira a desplantar ésta; esto con el objetivo de evitar que se presenten fallas durante su construcción u operación, las cuales pueden representar un gran costo social y económico.

Es por esto que se tienen que realizar un estudio geotecnico a conciencia, principalmente en estructuras de gran importancia, con el cual se tengan los parametros necesarios para el diseño de estas, así como el de su procedimiento constructivo, asegurando un buen comportamiento de la estructura durante la construcción a corto, mediano y largo plazo, manteniendo un rango de seguridad que eviten costos adicionales durante su mantenimiento u operación.

El contenido de esta tesis nos muestra; las diferentes etapas que se realizaron para el diseño, así como para el procedimiento constructivo del **Entubamiento del Gran Canal del Desagüe.**

El cual debido a su ineficiencia operativa en sus primeros 20 Km se producía un estancamiento de las aguas negras representando un alto riesgo

de inundación durante la época de sequías, cuando se presentaban lluvias torrenciales extemporaneas, debido a que durante este período se encuentran cerradas las compuertas de las obras de alivio del *drenaje profundo*.

Es por esto, que se proyectó la construcción de un cajón de conducción, que permitiera *mejorar las condiciones actuales de operación del canal, así como la protección del medio ambiente*.

Este cajón, consta de dos cámaras rectangulares, con una sección interna de 4.0 * 4.0 m, una capacidad máxima de 50 m³/s y una pendiente general de 0.00015.

Dicho proyecto consideraba, en primera instancia, el desplante de la estructura directamente sobre el azolve, por lo cual se realizó un estudio geotécnico del suelo, que permitiera obtener sus características índice y mecánicas.

Pero, debido a las características del suelo, se tuvieron que realizar tres etapas de exploración y muestreo (ver capítulo 2), con las cuales se obtuvieron datos sobre las características índice y mecánicas del azolve y de las arcillas subsecuentes.

Con los resultados obtenidos en el laboratorio se observó que la resistencia al corte del azolve era muy baja, llegando a la conclusión de que la estructura debería de desplantarse sobre una **capa de mejoramiento compensada**; que permitiera tener un rango de seguridad durante la construcción y operación del cajón de conducción.

Es, así como se propuso la elaboración de un **tramo de prueba**; el cual a su vez, se dividió en seis sub-tramos de prueba, con estos trabajos se obtuvieron las bases necesarias para el diseño de la capa de mejoramiento (tomando en cuenta su comportamiento, eficiencia y costo), así como del procedimiento constructivo adecuado para la elaboración del cajón de conducción y las medidas necesarias para la seguridad de la obra y de las estructuras aledañas.

Con la realización del tramo de prueba se llegó a la conclusión que el tramo tres representaba la opción más viable para el diseño de la capa de mejoramiento. La cual está formada en la parte inferior por una capa de filtro bien graduado de 0.30 m de espesor y en la parte superior por una capa de tezontle de 0.30 m de espesor con un peso volumétrico en conjunto de 1.30 t/m³ (ver capítulo 4).

Así mismo, se recomendó realizar un confinamiento del azolve a través de un terraplén de precarga el cual tiene un ancho de corona de 10.0 m con taludes

laterales de 2:1, el cual se debe de mantener por un período de quince días (en base a los registros de hundimiento registrados con los bancos instalados durante el tramo de prueba).

Durante la realización del tramo de prueba también se observó que los taludes se mantenían estables ante el flujo del nivel freático que se predijo durante el análisis de estos, por lo cual se descarto la utilización de pozos de bombeo para el abatimiento del NAF.

Con los resultados obtenidos, en la elaboración del tramo de prueba, se tuvieron las bases suficientes para la elaboración de las especificaciones del mejoramiento del suelo, así como del procedimiento constructivo del cajón de conducción, las cuales se mencionan en el capítulo 5.

Todas las etapas descritas anteriormente, nos permitieron realizar *la elaboración del mejoramiento del suelo para el desplante del cajón de conducción del Gran Canal*, con el cual se pretende dar una pequeña solución al Sistema General de Desagüe de la Ciudad de México.

Ahora, este tipo de proyectos nos demuestran que en la elaboración de cualquier proyecto, el ingeniero civil debe de considerar todos los estudios

necesarios, así como analizar todas las variables o fenómenos que pudieran afectar a la estructura en proyecto por mínimas que parezcan; las cuales no tomarlas en cuenta, por tratar de minimizar el costo de la obra, pueden ocasionar que nuestra estructura presente fallas durante la construcción u operación de ésta.

Además, durante la operación de estas obras de gran magnitud, se debe de seguir su evolución y comportamiento a través del tiempo; realizando registros de hundimiento de la estructura, así como exploraciones del suelo que nos permitan observar las modificaciones de sus características índice y mecánicas de **Las Arcillas del Valle de México**; teniendo así, un gran laboratorio que nos permita corroborar los datos de los métodos analíticos con la realidad. *Permitiéndonos dar mejores soluciones para el diseño, desplante, construcción y operación de la infraestructura necesaria para el desarrollo económico y social de nuestra población.*

BIBLIOGRAFÍA

- **MEMORIAS DE LAS OBRAS DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DEL DISTRITO FEDERAL. TOMO III, DDF, 1975.**
- **COMPENDIO DE LOS SERVICIOS HIDRÁULICAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO. D.G.C.O.H., 1995**
- **ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DEL SANEAMIENTO DEL VALLE DE MÉXICO. C.N.A, D.G.C.O.H, EDO. DE MÉXICO Y EDO. DE HIDALGO, 1995**
- **ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA EL ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL POR EL CENTRO DEL CAUCE EN EL TRAMO COMPRENDIDO POR EL CADENAMIENTO 0+000 AL 9+340. CONIISA, 1993**
- **ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS EN LAS MÁRGENES DEL GRAN CANAL, PARA EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE EL CADENAMIENTO 0+000 AL 9+400. CONIISA Y AR INGENIEROS CIVILES, 1993**

- MECÁNICA DE SUELOS.
JUÁREZ BADILLO
TOMO II, LIMUSA, 1984.
- LA INGENIERÍA DE SUELOS EN LAS VÍAS
TERRESTRES.
RICO Y DEL CASTILLO
TOMO I, LIMUSA, 1978.