



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“NOCIONES GENERALES PARA EL DISEÑO DE
CORTINAS DE ENROCAMIENTO Y CON CARA O CHAPA
DE CONCRETO EN EL PARAMENTO MOJADO”

TESIS

que para obtener el título de:
INGENIERO CIVIL

presenta:
HOMERO CONTRERAS ALONSO

Director de tesis
Víctor Franco



Ciudad Universitaria, D.F., julio de 2004



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/066/04

Señor
HOMERO CONTRERAS ALONSO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. VICTOR FRANCO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"NOCIONES GENERALES PARA EL DISEÑO DE CORTINAS DE ENROCAMIENTO Y CON CARA O CHAPA DE CONCRETO EN EL PARAMENTO MOJADO"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES (GEOLOGÍA)
 - II. RESISTENCIA Y COMPRESIBILIDAD DE ENROCAMIENTOS Y GRAVAS
 - III. CARACTERÍSTICAS DE LAS CORTINAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO
 - IV. EJEMPLO (REVISIÓN). PROYECTO HIDROELÉCTRICO AGUAMILPA, NAY.
 - V. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 14 de Junio del 2004.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/crc.

ÍNDICE	
INTRODUCCIÓN	1
I. ANTECEDENTES (GEOLOGÍA)	3
1.1 Mapas geológicos	3
1.2 Clasificación de las rocas según su origen	3
1.2.1 Textura y estructura de las rocas	3
1.2.2 Rocas ígneas	6
1.2.2.1 Rocas ígneas intrusivas	7
1.2.2.2 Rocas ígneas extrusivas	9
1.2.3 Rocas sedimentarias	11
1.2.3.1 Grava, arena, limo, arcilla	13
1.2.3.1.1 Partículas de los suelos	13
1.2.3.1.1.1 Tamaño de las partículas de los suelos, granulometría	13
1.2.3.1.1.2 Forma de las partículas de los suelos	15
1.2.3.1.2 Sistemas de clasificación de suelos	15
1.2.3.2 Cemento de roca	18
1.2.3.3 Características de descascarillado y desmoronamiento	19
1.2.3.4 Clasificación	19
1.2.4 Rocas metamórficas	13
1.3 Geología estructural	25
1.3.1 Fracturas en las rocas	25
1.3.2 Plegamientos en las rocas	27
1.3.3 Fallas	30
II. RESISTENCIA Y COMPRESIBILIDAD DE ENROCAMIENTOS Y GRAVAS	35
II.1 Introducción	35
II.2 Materiales	36
II.2.1 Índices de solidez de los granos	37
II.2.2 Granulometría	38
II.2.3 Rotura de granos	41
II.3 Resistencia al corte	45
II.3.1 Compresión triaxial	46
II.3.1.1 Aparato T-113-25	46
II.3.1.2 Preparación del espécimen	49
II.3.1.3 Ejecución de la prueba	50
II.3.1.4 Resultados	52
II.3.1.4.1 Deformaciones y esfuerzos	52
II.3.1.4.2 Resistencia al corte	54
II.3.1.4.3 Rotura de granos	61
II.3.2 Extensión triaxial	62
II.3.2.1 Aparato T-113-25 modificado	62
II.3.2.2 Preparación del espécimen	62
II.3.2.3 Ejecución de la prueba	62

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

II.3.2.4	Resultados	63
II.3.2.4.1	Deformaciones y esfuerzos	63
II.3.2.4.2	Resistencia al corte	63
II.3.2.4.3	Rotura de granos	64
II.3.3	Deformación plana	64
II.3.3.1	Aparato PS-75-22	64
II.3.3.2	Preparación del espécimen	64
II.3.3.3	Ejecución de la prueba	66
II.3.3.4	Resultados	67
II.3.3.4.1	Deformaciones y esfuerzos	67
II.3.3.4.2	Resistencia al corte	68
II.3.3.4.3	Rotura de granos	69
II.3.4	Correlación de resistencias	71
<i>II.4</i>	<i>Compresibilidad</i>	73
II.4.1	Aparato 0-114-100	74
II.4.2	Preparación del espécimen	75
II.4.3	Ejecución de la prueba	76
II.4.4	Resultados	76
II.4.4.1	Relación de vacíos - presiones	76
II.4.4.2	Asentamientos - tiempo	77
II.4.4.3	Rotura de granos	79
II.4.4.4	Humedecimiento del material	80
<i>II.5</i>	<i>Efectos de escala</i>	85
II.5.1	Dimensión de la probeta	86
II.5.2	Composición granulométrica	87
<i>II.6</i>	<i>Comentarios y recomendaciones</i>	89
II.6.1	Selección de materiales	89
II.6.1.1	Exploraciones	89
II.6.1.2	Índices de solidez	90
II.6.1.3	Evaluación y propiedades	91
II.6.2	Pedraplenes de prueba	92
II.6.3	Análisis de estabilidad y de asentamientos	93
II.6.4	Colocación de materiales	95

III. CARACTERÍSTICAS DE LAS CORTINAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO

		97
<i>III.1</i>	<i>Introducción</i>	97
III.1.1	Presas de enrocamiento	97
III.1.2	Resumen del capítulo	98
<i>III.2</i>	<i>Plinto</i>	99
III.2.1	Excavación	99
III.2.1.1	En roca sana	99
III.2.1.2	En roca intemperizada	101
III.2.1.3	En saprolita	101
III.2.1.4	En aluvión	101

III.2.2	Concreto	102
III.2.2.1	Tipo de concreto	102
III.2.2.2	Cimbras	103
III.2.2.3	Muros diafragma	103
III.2.3	Inyecciones	104
III.3	<i>Desviación del cauce</i>	105
III.3.1	Estrategia de desviación	107
III.3.2	Secciones prioritarias	107
III.3.3	Etapas	108
III.3.4	Etapas de construcción de la obra	111
III.4	<i>Construcción del terraplén</i>	113
III.4.1	Tipos de terraplén	113
III.4.1.1	Enrocamiento	113
III.4.1.2	Gravelfill	113
III.4.1.3	Terraplén combinado	113
III.4.2	Zonificación del terraplén	114
III.4.2.1	Zona 1	114
III.4.2.2	Zona 2	114
III.4.2.3	Zona 3	116
III.4.2.4	Zona 4	116
III.4.2.5	Zona de drenes	116
III.4.3	Construcción del enrocamiento	116
III.4.3.1	Colocación de las capas	116
III.4.3.2	Compactación	116
III.4.3.3	Rampas	117
III.4.3.4	Descargas bajo el agua	118
III.4.3.5	Etapas de construcción	118
III.5	<i>Construcción de las losas de concreto</i>	119
III.5.1	Preparación de la superficie	119
III.5.1.1	Protección convencional del paramento	119
III.5.1.2	Guarnición de concreto moldeada a presión	121
III.5.1.3	Capa de mortero	123
III.5.1.4	Sellos	123
III.5.1.5	Mastique	125
III.5.2	Concreto	126
III.5.2.1	Tipo de concreto	126
III.5.2.2	Cimbras	126
III.5.2.3	Losas iniciales	126
III.5.2.4	Losas principales	127
III.5.2.5	Control	127
III.5.2.6	Transportación y distribución	128
III.5.3	Acero de refuerzo	129
III.6	<i>Técnicas modernas en la construcción de PCC</i>	130
III.6.1	Excavación del plinto	130
III.6.2	Construcción del plinto	130
III.6.3	Desviación del cauce	130

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

III.6.4	Construcción del terraplén	130
III.6.5	Rampas	131
III.6.6	Descargas bajo el agua	131
III.6.7	Construcción de las losas de concreto	131
III.6.7.1	Drenes temporales	131
III.6.7.2	Tipo de concreto	131
III.6.7.3	Guarnición moldeada a presión	131
III.6.7.4	Junta perimetral	132
III.6.7.5	Juntas verticales	132
III.6.8	Acero de refuerzo	132
III.6.8.1	Losas iniciales	132
III.6.8.2	Cimbras deslizantes	132
III.6.8.3	Distribución del concreto	132
III.6.8.4	Producciones	132

IV. EJEMPLO (REVISIÓN). PROYECTO HIDROELÉCTRICO AGUAMILPA, NAY. 133

<i>IV.1</i>	<i>Datos de diseño</i>	<i>133</i>
IV.1.1	Resumen	133
IV.1.2	Estudios preliminares	133
IV.1.3	Beneficios marginales	134
IV.1.4	Hidrología	135
IV.1.5	Descripción de las obras	135
IV.1.5.1	Obra de desvío	135
IV.1.5.2	Cortina	136
IV.1.5.3	Obras de generación	137
IV.1.5.4	Obra de excedencias	137
<i>IV.2</i>	<i>Geología del sitio</i>	<i>138</i>
IV.2.1	Estratigrafía	138
IV.2.1.1	Rocas ígneas extrusivas	140
IV.2.1.2	Rocas ígneas intrusivas	143
IV.2.1.3	Depósitos no consolidados	145
IV.2.2	Geología estructural	146
IV.2.2.1	Fallas	146
IV.2.2.2	Fracturamiento	148
<i>IV.3</i>	<i>Geología aplicada en obra de contención</i>	<i>150</i>
IV.3.1	Estudios previos	150
IV.3.2	Geología del sitio de la cortina	152
IV.3.2.1	Diques geológicos	152
IV.3.2.2	Fallas geológicas	153
IV.3.2.3	Sistemas de fracturas	153
IV.3.3	Geología del plinto	153
IV.3.3.1	Margen izquierda	153
IV.3.3.2	Cauce	155
IV.3.3.3	Margen derecha	156
IV.3.3.4	Problemas geológicos del plinto	158
IV.3.4	Canal fusible	160

<i>IV.4 Sistema de impermeabilización de la roca</i>	160
IV.4.1 Introducción	160
IV.4.2 Topografía de la boquilla	161
IV.4.3 Geología general	161
IV.4.4 Trabajos de investigación en campo	162
IV.4.5 Excavaciones para desplante del plinto	163
IV.4.6 Ancho del plinto	164
IV.4.7 Tratamiento dental	165
IV.4.8 Inyección de consolidación	165
IV.4.8.1 Procedimiento de inyección	166
IV.4.8.1.1 De un barreno	166
IV.4.8.1.2 Etapas de inyección	167
IV.4.8.1.3 Fases de inyección	167
IV.4.8.1.4 Anclaje del plinto	167
IV.4.9 Pantalla de impermeabilización profunda	168
IV.4.9.1 Características de la pantalla profunda	168
IV.4.9.2 Procedimiento de inyección	169
IV.4.9.2.1 De un barreno	169
IV.4.9.2.2 Etapas de inyección	170
IV.4.10 Procedimiento general y mezcla de inyección	170
IV.4.10.1 Saturación previa del terreno por inyectar	171
IV.4.10.2 Inyección	171
IV.4.10.3 Mezcla	173
<i>IV.5 Estudios para la junta perimetral</i>	174
IV.5.1 Comentarios sobre el diseño de la junta perimetral	174
IV.5.2 Comportamiento de algunas PCC	177
IV.5.3 Materiales detrás y por encima de la junta	180
IV.5.4 Material 2F de Aguamilpa	181
IV.5.5 Estudios para la junta perimetral de Aguamilpa	183
IV.5.5.1 Sellos de cobre y de PVC – resistencia y deformabilidad	183
IV.5.5.1.1 Equipo de ensaye	183
IV.5.5.1.2 Pruebas con sello de PVC	185
IV.5.5.1.3 Pruebas con sello de cobre	187
IV.5.5.2 Pruebas de sellado de la junta con material granular	188
<i>IV.6 Diseño del terraplén</i>	192
IV.6.1 Terraplén de prueba	192
IV.6.2 Propiedades de los materiales	194
IV.6.3 Procedimiento constructivo	199
<i>IV.7 Canal fusible</i>	201
<i>IV.8 Cara de concreto y parapeto</i>	203
V. CONCLUSIONES	207
ANEXOS	209
<i>AI PRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS DATOS GEOLÓGICOS</i>	209

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

A2 INYECCIONES EN ROCA

227

BIBLIOGRAFÍA

247

INTRODUCCIÓN

Las cortinas del tipo enrocamiento y/o gravas con cara o chapa de concreto en el paramento aguas arriba (PCC), han tenido una evolución en el diseño basándose en el empirismo. A pesar de esto su aceptación en el mundo ha sido cada vez mayor y las cortinas son cada vez más altas. La razón principal del creciente uso de las PCC es la económica, ya que tienen algunas ventajas sobre las de materiales graduados (PMG), entre estas destacan las siguientes:

- Se pueden construir aun en épocas de lluvia, ya que en el cuerpo de la cortina no se utilizan materiales térreos impermeables
- El volumen de materiales es menor para la misma altura de cortina comparada con la PMG
- El proceso constructivo del cuerpo de la cortina es más flexible
- Los trabajos de impermeabilización de la cimentación no interfieren con la construcción de la cortina y se ejecutan en una menor área que en las PMG
- El ancho de la base de la cortina es menor que en la PMG, por lo cual las obras de desvío, desfogue y excedencias también resultan ser de menor longitud
- El diseño y construcción de las losas principales en la PCC usando cimbras deslizantes ha alcanzado un tal grado de desarrollo, lo cual permite que la ejecución de las losas de la cara, sea en forma simultánea con el terraplén, lo cual se hace en una forma rápida y satisfactoria

Sin embargo, hay aspectos importantes de las PCC que no se han analizado totalmente y/o resueltos, entre estos se tienen los siguientes:

- A pesar de que la secuencia de colocación de materiales térreos en las PCC es muy flexible, el programa de construcción está gobernado por el colado de la losa perimetral o plinto
- La junta perimetral debe ser instalada con el más riguroso control de calidad, tanto constructivo como de los materiales (PVC, cobre, concreto, soldaduras, etc)
- El diseño de la junta ha sido hasta ahora empírico y basado en el comportamiento precedente a pesar de constituir potencialmente la zona de mayores riesgos de comportamiento no deseable de la estructura

I. ANTECEDENTES (GEOLOGÍA)

I.1 Mapas geológicos

Generalmente hay dos fases en la preparación de mapas geológicos para estructuras específicas. En la primera se hace una investigación de reconocimiento. En ésta, el geólogo utiliza una brújula tipo Brunton, o semejante para medir ángulos horizontales, pendientes de laderas, rumbos y buzamientos. En la segunda fase para más detalle, utiliza generalmente una mesa plana y una alidada (plancheta). Con éstas puede establecer la situación de los contactos entre formaciones y los rasgos geológicos estructurales de la zona, con el mismo grado de exactitud que los mapas topográficos publicados. Para estas dos fases puede servir de base una parte de una hoja topográfica, una fotografía aérea ampliada o simplemente una hoja de papel en la que se han situado los vértices topográficos. En este último caso, el mapa geológico se superpone más tarde a un mapa topográfico de la zona dada. Cuando no se dispone de mapas ni de vértices topográficos, se pueden tomar las cotas por alturas barométricas o con un altímetro de bolsillo. En todos los casos, los levantamientos geológicos se cierran, bien en el punto de partida, bien en un punto situado en forma definitiva en la red de vértices.

El grado de detalle de un mapa geológico especial depende del destino que se le vaya a dar. Normalmente, debe darse en él la información siguiente: 1) la *litología* o estratigrafía de la zona, es decir, los tipos de roca, cómo se presentan, tamaño de grano, color y constituyentes minerales; 2) la *estructura* de la roca, comprendiendo la estratificación, laminación, rumbo y buzamiento de las capas, apizarramiento, fracturas, diaclasas, etc.; y 3) la profundidad y características del *revestimiento* y roca *meteorizada*. Si presenta inconvenientes la representación en el mapa de alguno de los detalles mencionados, debe registrarse en el informe geológico que lo acompaña.

I.2 Clasificación de las rocas según su origen

I.2.1 Textura y estructura de las rocas

La terminología que se define en este párrafo, se aplica generalmente a las rocas ígneas, pero algunos de estos términos pueden usarse también para la descripción de rocas sedimentarias o metamórficas. La *textura* de una roca es la ordenación de sus granos o partículas tal como se aprecia en una fractura reciente. Una roca ígnea que contenga numerosos cristales grandes, fácilmente apreciables a simple vista, es de textura basta, o grano basto, y se dice de ella que tiene *textura fanérica* (figura I.1). Si los granos no pueden apreciarse sin un medio auxiliar de ampliación del tamaño de la imagen, la roca ígnea es de un grano fino y posee *textura afanítica*. Si ofrece algunos cristales grandes embebidos en un fondo de roca afanítica, es un *pórfido* (figura I.2), aunque este término también se emplea para designar rocas ígneas que tienen a veces cristales muy grandes embebidos en una masa de fondo fanérica.

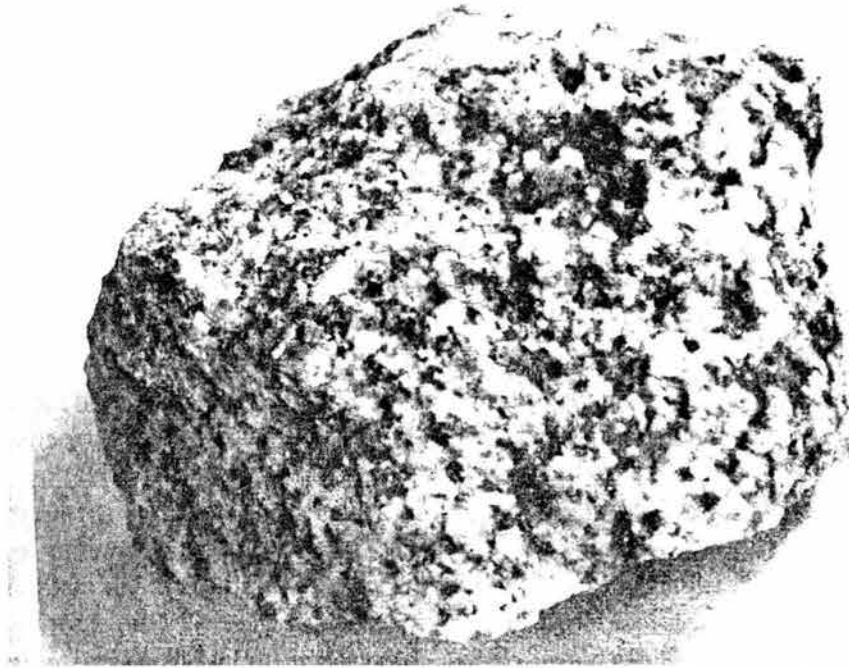


Figura I.1 Textura fanérica o fanerítica (granito de grano basto)

En las rocas sedimentarias la contrapartida de los pórfidos la constituyen los *conglomerados* (figura I.12), constituidos por cantos o gravas de grano basto embebidos en una *matriz* más fina de arena o arcilla. Las rocas sedimentarias de grano medio constituidas por granos visibles a simple vista (por ejemplo, las areniscas) son la contrapartida de las faneritas ígneas. Las rocas sedimentarias de grano muy fino (*argilita*, limolita) son las equivalentes, por su textura, a las afanitas ígneas.



Figura I.2 Pórfido felsítico

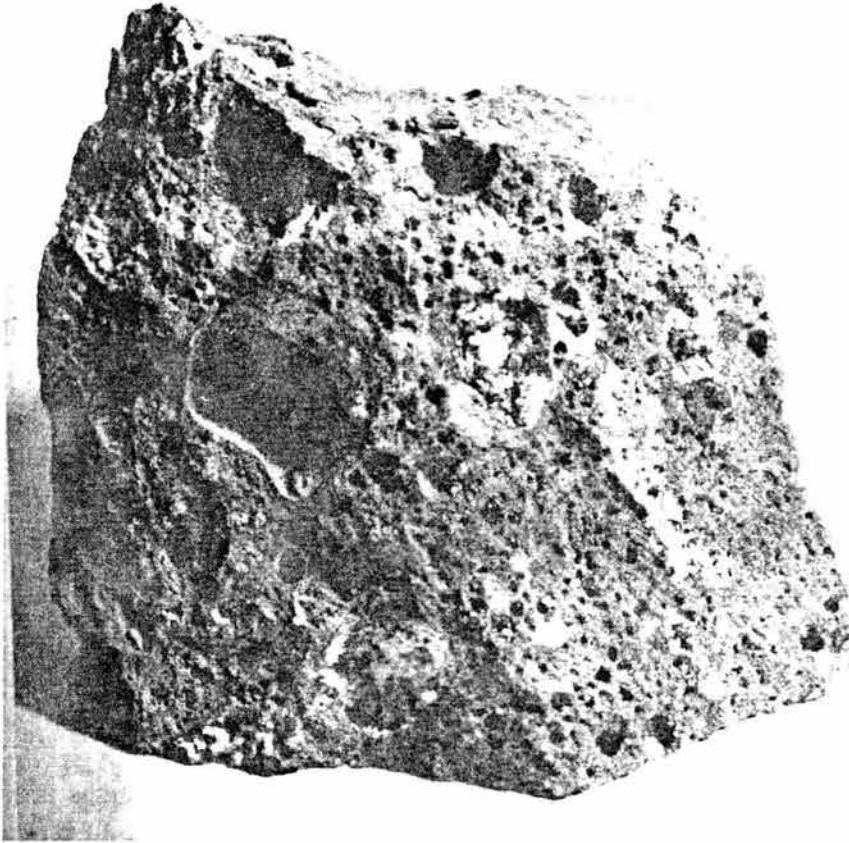


Figura I.3 Estructura vesicular

Estructura. El empleo de la designación «estructura» se reserva para aquellas características de las rocas más pronunciadas que las que se han descrito con el término *textura*. En las rocas ígneas puede expresarse por estructura una ordenación relativa de diversas características especiales de las rocas, tanto de las de pequeño orden (microscópicas), como las de orden mayor (macroscópicas). La existencia de cavidades, por ejemplo, en el cuerpo de una roca ígnea puede ser característica de su estructura. Por estructura *vesicular* se designa la existencia de pequeños huecos o vesículas, repartidos por toda la roca ígnea, tales como se encuentran en las pumitas y en algunos basaltos (figura I.3). Cavidades más grandes que las vesículas se llaman *vacuolas* o *geodas*, que por lo general están rellenas, o cubiertas, por otros minerales diferentes de los que componen la roca propiamente dicha (figura I.4). Una característica estructural macroscópica de la roca es su *adiaclasado* o *crucero*. Diaclasas son fisuras, abiertas o cerradas, que corren en diversas direcciones. Por lo general, constituyen un sistema más o menos ordenado y tienden a cuartear la roca en cubos o bloques de formas regulares (figura I.5). Las *fracturas* también son características de orden macroscópico. Pueden transcurrir en cualquier dirección y cortarse entre ellas bajo cualquier ángulo. Las fracturas son, por lo general, irregulares, en contraste con la superficie plana e igual de una diaclasa.

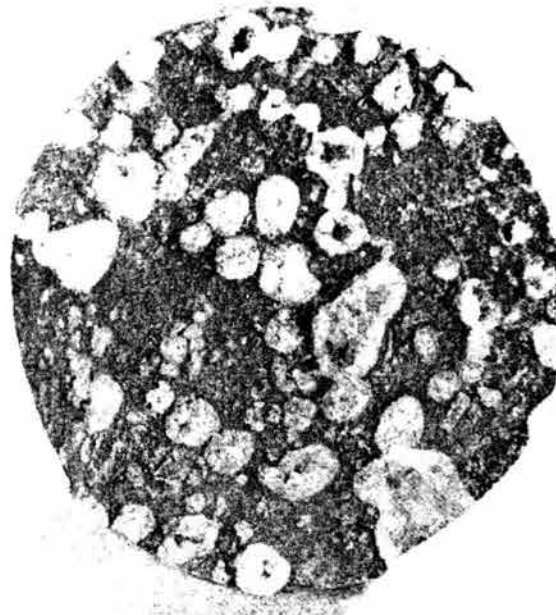


Figura I.4 Vacuolas en basalto rellenas por minerales

1.2.2 Rocas ígneas

Las rocas ígneas se han formado en la superficie de la tierra o a diversas profundidades. Este hecho ejerce influencia sobre su textura y, en algunos casos, sobre su estructura. En la tabla I.1, se clasifican verticalmente las rocas según su origen y profundidades de formación, y horizontalmente de acuerdo con su color –claro u oscuro- y existencia o falta de cuarzo. La diferencia de color está regida por la composición mineralógica de las rocas. Las de tonos claros son, por lo general, feldespáticas, mientras que las oscuras suelen contener minerales ferromagnésicos, especialmente piroxenos (indicados con el símbolo X en la tabla I.1).

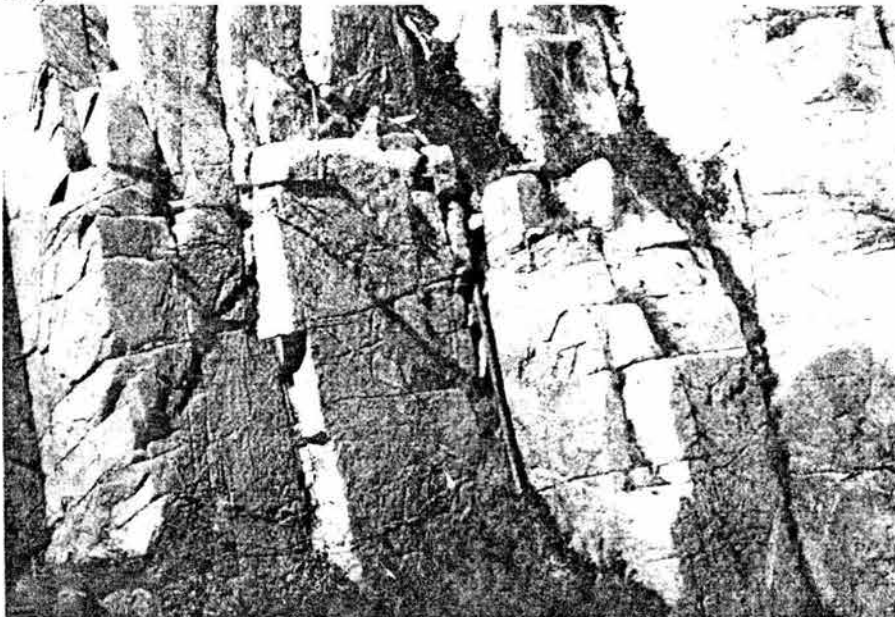


Figura I.5 Diaclasas en el granito de las Leedle Mountains

TABLA I.1. CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS ÍGNEAS

Profundidad de formación -textura - estructura	Coloración alta		Coloración oscura	
	- Cuarzo	- Cuarzo	- Cuarzo	- Cuarzo
Grano grueso, medio, fino (textura granítica) (Constituidas a profundidades considerables* en diques de profundo asiento, batolitos, chimeneas y lacolitos.)	Granito - O, H Granodiorita - P, M Granito porfiroide Pegmatita Monzonita cuarcifera P, O, B, H.	Monzonita P, O, B, H (aplita monzonítica, pegmatita monzo- nítica)	Cuarzo diorita o diorita cuar- cifera, P, B, H, ± X	Diorita P, B, H, ± X Gabro P, - X, - H Peridotita ± P, - X
Grano medio a fino (constituidas a profundidades moderadas** en diques y lechos.)	Granito porfiroide	Monzonita porfiroide		Diorita porfiroide Diorita aplítica Dolerita (diabasa) - X, P, algo de B, y augita
Grano muy fino a vitreo, a veces esponjoso vitreo o vesicular (constituidas en expansiones superficiales, diques, tapones, depósitos de cenizas)***	Compacta	Felsitas (vitreas)		Obsidiana (vitrea)
		Riolita + O, B, H	Traquita	
	Esfonjosa a suelta	Brecha volcánica		Andesita +P (felsita vitrea) Basalto (vesicular) +P, X

Explicación de símbolos: O = feldespato optosa P = feldespato plagioclasa B = biotita
M = moscovita H = hornablenda X = piroxeno
+ indica predominio del mineral
± quiere decir que el mineral puede o no existir
- indica la falta de ese mineral

- * También denominadas rocas "plutónicas, intrusivas o abisales"
- ** También denominadas rocas "hipoabisales"
- *** También denominadas rocas "volcánicas o extrusivas"

1.2.2.1 Rocas ígneas intrusivas

Las rocas ígneas que se han formado a *grandes profundidades* se presentan en contravetas de profundo asiento, batolitos, chimeneas (*stocks*) y lacolitos. Estos términos se refieren a los diversos tipos de intrusiones magmáticas en la corteza terrestre y se muestran en la figura I.6. Por lo general estas rocas constituyen excelentes materiales de apoyo o sustentación, pero deberían examinarse con mucho detalle si es que han de soportar construcciones pesadas tales como presas de sillería. De hecho, la alteración de sus minerales constituyentes puede reducir considerablemente su fortaleza.

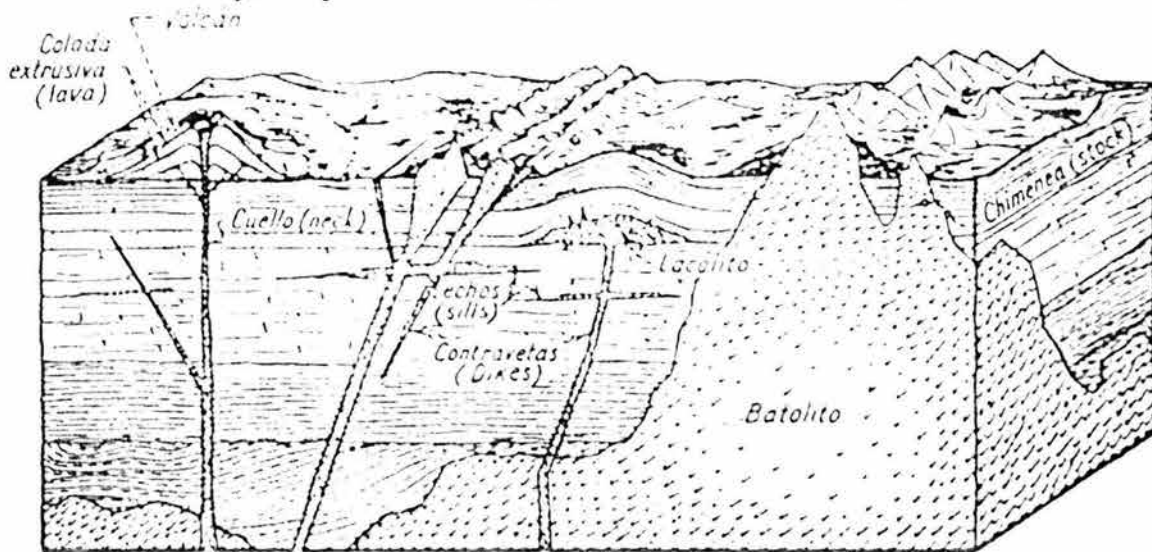


Figura I.6 Formas plutónicas intrusivas

El *granito* se compone en lo esencial de feldespato, cuarzo y mica. El feldespato, generalmente ortosa u ortoclasa (O en la tabla I.1), es predominante. En la *granodiorita*, predomina la plagioclasa. Sin embargo, y para fines de ingeniería, se omite con frecuencia la diferencia entre granitos y granodioritas. La textura granítica se extiende, por lo general, entre tamaños de grano de medio a grueso. Son feldespáticos los granos gruesos en el *granito porfidico* (figura I.7). El color del granito depende, en general, del color del feldespato predominante, y puede extenderse desde el blanco al gris oscuro, sin que sean raros los rojos, rosas y color carne. Su estructura es *compacta*, o masiva, aunque su adiaclasamineto lo cuarteo con frecuencia en bloques bastante grandes. Si un cortejo de diaclasas predomina en gran medida, y si su espaciamiento es reducido, adquiere una apariencia tubular. La *pegmatita* es un granito de grano grueso, y se presenta con frecuencia en forma de contravetas o inclusiones dentro de la masa principal.

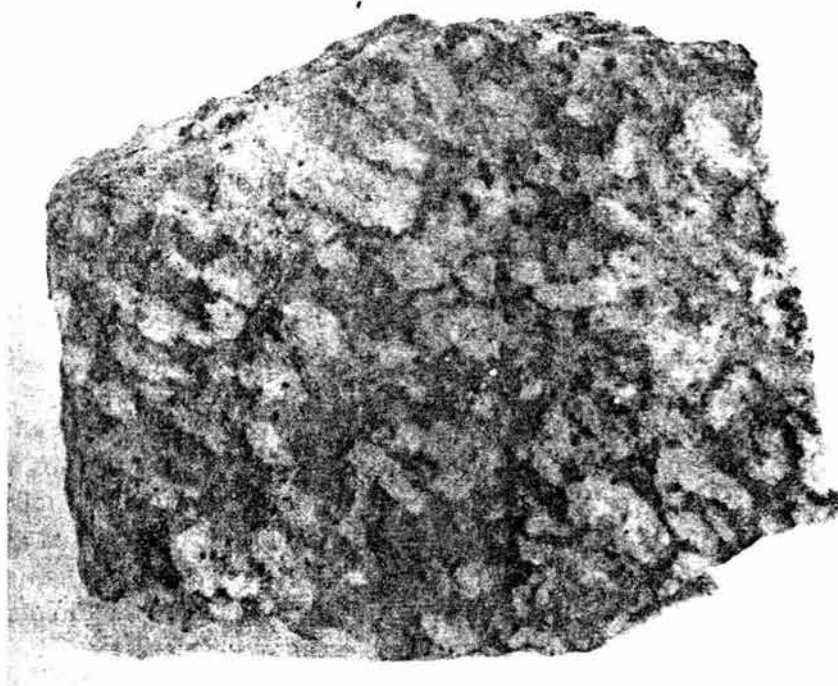


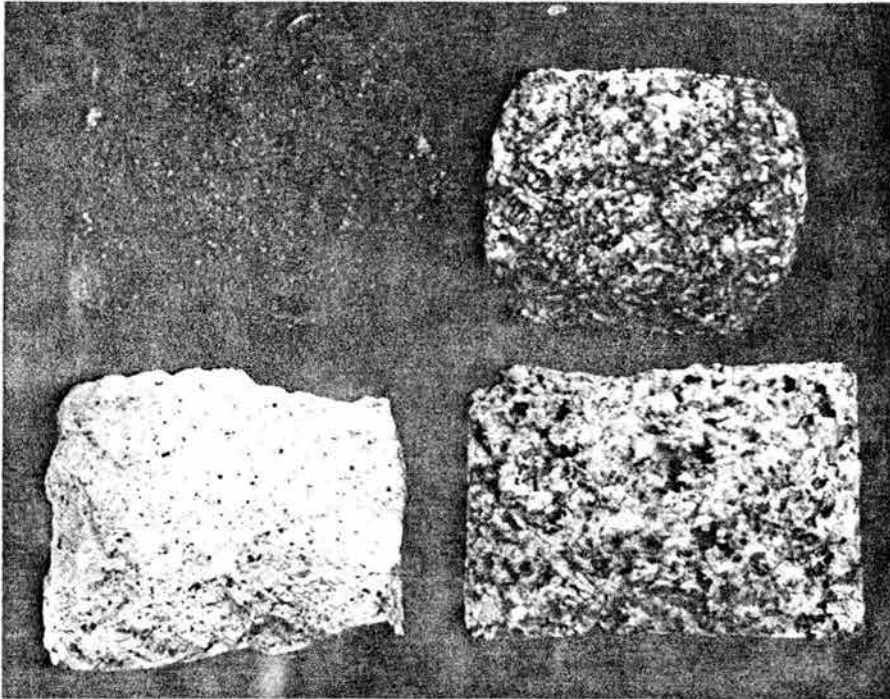
Figura I.7 Granito porfidico

La *monzonita* es una roca de grano grueso a fino, de tonalidades grises claras, compuesta de feldespato y algo de biotita y hornablenda. La variedad carente de cuarzo es la monzonita aplítica, o pegmatita de granito.

La *sienita* se compone de los mismos minerales que el granito, pero tiene poco o nada de cuarzo. Por lo demás, es semejante al granito, al que pasa lateralmente con frecuencia.

Otros miembros de este grupo (tabla I.1) son las rocas duras y pesadas *diorita*, *gabbro* y *peridotita*, de las cuales las dos últimas se presentan con frecuencia asociadas. Por lo que se refiere a su aptitud para la construcción, las peridotitas deben considerarse con precaución, ya que corrientemente se alteran y se transforman en serpentita.

En el grupo de las rocas ígneas que se forman a profundidades moderadas, debería mencionarse la diabasa (también conocida como dolerita). Es una roca resistente, muy apropiada para carreteras y pavimentos, pero debería juzgarse con precaución como asiento de cierres de embalse, ya que por su modo de formación puede acarrear numerosas cavidades o fisuras (que causarías fugas en el embalse).



Fotografía I.1 Basalto, gabro, riolita y granito

I.2.2.2 Rocas ígneas extrusivas

Las *rocas volcánicas* se forman en la superficie o próximas a ella. Pueden ser duras y competentes, o bien aparecer interestratificadas con materiales volcánicos incoherentes tales como tobas, cenizas e, incluso, arenas. Estos materiales, sueltos y desagregados, pueden ocasionar dificultades para la construcción tales como hundimientos en túneles, grandes pérdidas por fugas en los embalses y taludes inestables. En cuanto a las ventajas, existe la posibilidad de que los materiales incoherentes puedan usarse como puzolanas que reemplacen parcialmente al cemento en el concreto.

Dentro del grupo de la felsita, son muy semejantes la *riolita* y la *traquita*, que difieren solamente por su contenido en cuarzo. Su color se extiende entre el gris claro y el oscuro. También la *andesita*, de tonos oscuros pertenece al mismo grupo. Muy a menudo, cuando esta diferenciación no sea posible sin empleo del microscopio, estas rocas se clasifican meramente como “felsitas”. Suelen ofrecer una masa de fondo vítrea con cristales empastados.

En la práctica de la construcción el término *basalto (traprock)* se emplea para designar rocas oscuras de grano fino. Desde el punto de vista petrográfico, el basalto es una roca caracterizada por el predominio de plagioclasa, la presencia de cantidades considerables de piroxeno y algo de olivino, y por la falta de cuarzo. Es de grano fino, y a veces lo es tanto que no se percibe ni siquiera con la lupa corriente. Su color varía de gris oscuro a negro. Una característica bien conocida (aunque no siempre presente) es su adiaclasamiento o crucero columnar, prácticamente hexagonal. Cuando se meteoriza, el basalto adquiere tonalidades de rojo de herrumbre, como puede apreciarse en las zonas abandonadas de las canteras de basalto.

La *pedra pómez*, o pumita, es una de las rocas volcánicas vítreas, pero está dotada de textura pétreo o térrea con falta absoluta de cristales. Su estructura es muy vesicular o

esponjosa, y su peso específico, consecuentemente bajo, permite que floten sus fragmentos en el agua. Como material de sustentación es francamente dudoso, como consecuencia de su reducida densidad y alta porosidad.



Fotografía I.2 Formas piroclásticas. Obsidiana, ceniza volcánica y piedra pómez

Todos los materiales no coherentes que lanzan los volcanes se conocen, en general, como *cenizas*. (Las rocas de gran tamaño que ocasionalmente arrojan los volcanes pueden denominarse “bombas”.) Si los fragmentos independientes de las cenizas quedan soldados o aglomerados por presión, o mediante cualquier otro agente, se forman las *tobas*. Es un material de grano fino, ligero de peso, de color gris a amarillo. Puede ser blando o muy duro, según sea el grado de “aglomeración” experimentado. Las partículas de mayor tamaño arrojadas por un volcán pueden soldarse íntima y estrechamente entre sí y constituyen entonces una *brecha* o *aglomerado volcánico*.

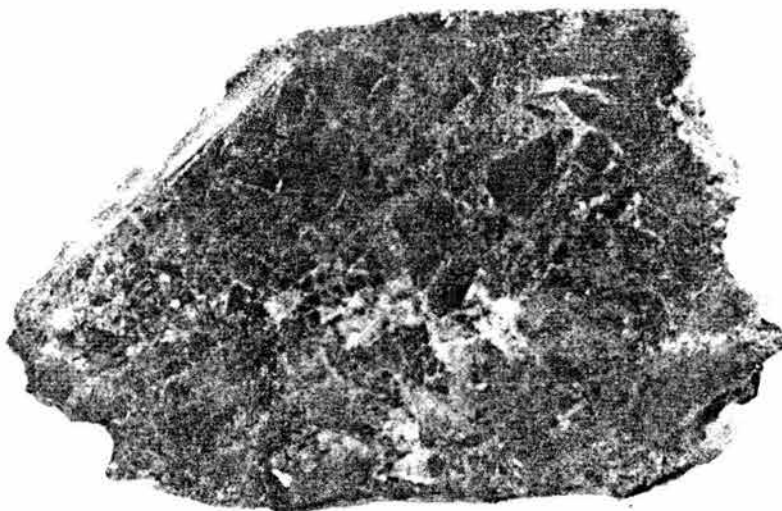


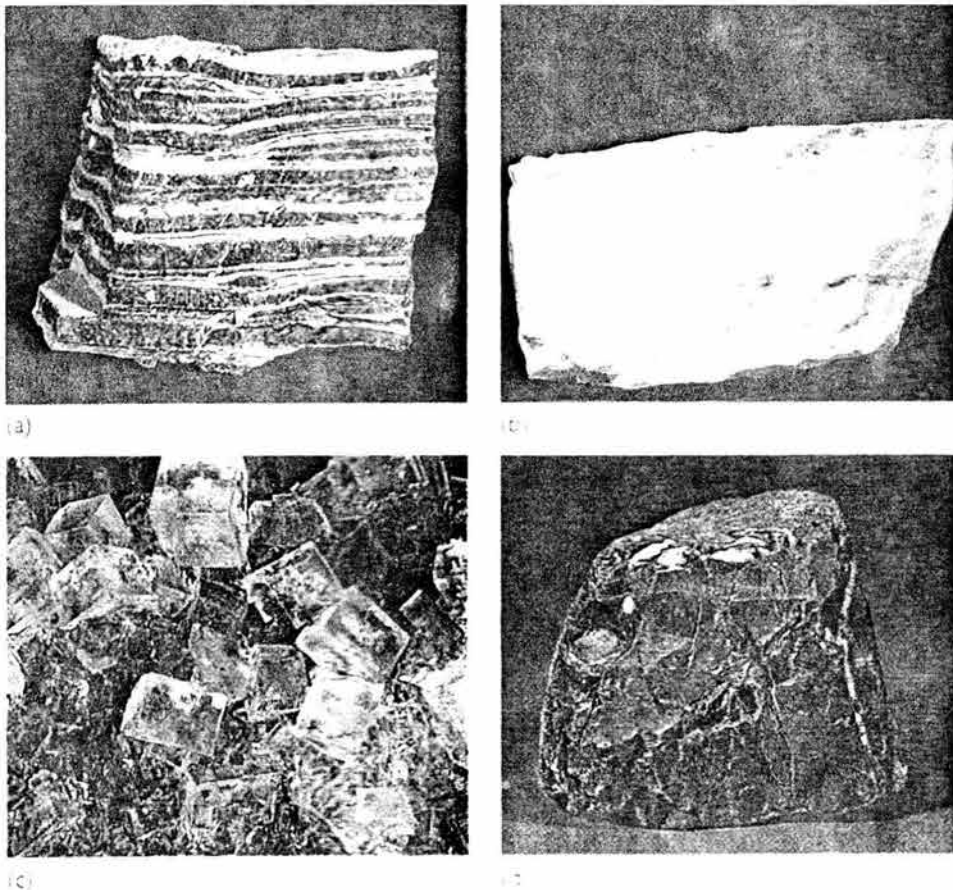
Figura I.8 Brecha por deposición

Por lo general, una brecha se compone de fragmentos angulares, de aristas vivas, de toda clase de rocas, volcánicas o no, como areniscas o granitos, a través de las cuales han sido lanzados los productos volcánicos.

Generalmente las *brechas* volcánicas o *de deposición* (figura I.8), clasificadas estas últimas como rocas sedimentarias, constituyen buenos materiales de sustentación. Las *brechas de falla*, compuestas de fragmentos de rocas que han resultado rotas o desagregadas como consecuencia de fallamiento, se aceptan raramente como materiales de cimentación y apoyo, a menos que estén bien cimentadas y resulten competentes.

I.2.3 Rocas sedimentarias

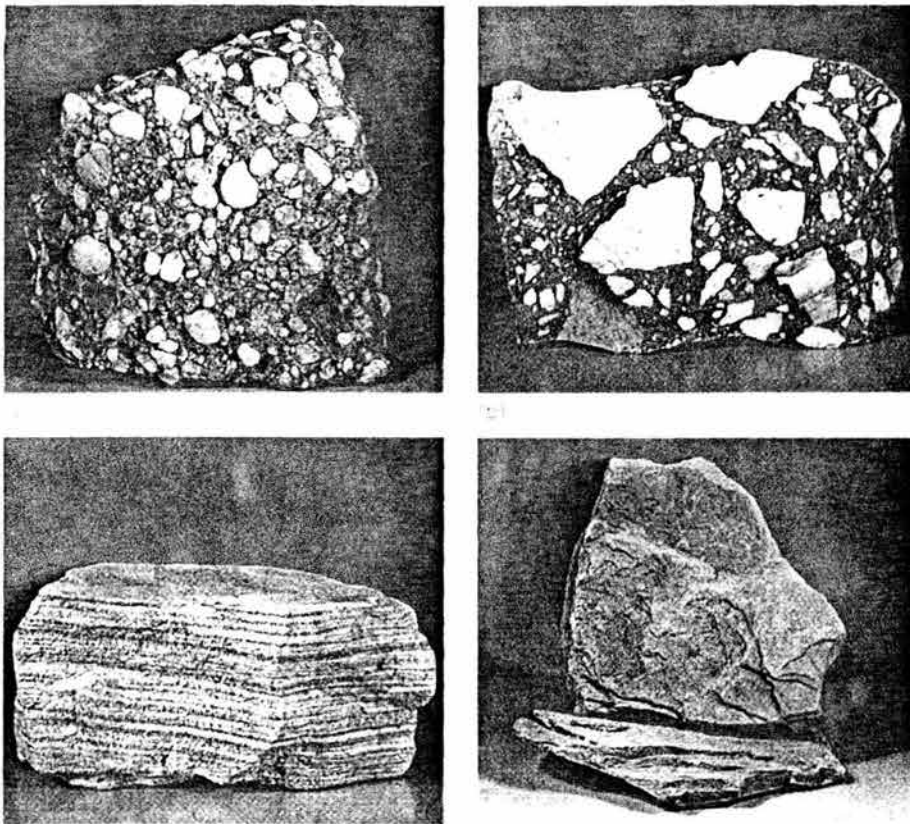
Cuando los productos de desintegración y descomposición de cualquier tipo de roca son transportados se vuelven a depositar y se consolidan o cimentan total o parcialmente, para constituir de ese modo un nuevo tipo de roca; se clasifica el material resultante como *roca sedimentaria*. Esta clasificación abarca también las rocas que resultan de la precipitación química o la deposición de los restos orgánicos en el agua. Los depósitos abandonados por la acción sedimentaria se suelen reconocer por su estructura en lechos o capas (estratificados), en oposición a la estructura generalmente compacta o masiva de las rocas ígneas. También es usual que se encuentren fósiles de animales (invertebrados en su mayor parte) y plantas, en las rocas sedimentarias, mientras que no existen en las ígneas. La designación general de "sedimentos" se aplica comúnmente a depósitos procedentes de acción de aguas, viento o glaciares.



Fotografía I.3 Rocas sedimentarias químicas y bioquímicas.
a) Caliza, b) yeso, c) halite y d) chert

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

Los minerales, fragmentos de rocas o restos orgánicos que constituyen una roca sedimentaria se denominan “componentes”. La roca está constituida por partículas o granos formados de esos componentes. Los tamaños y, a veces, la distribución de esas partículas (o granos) constituyen la base para la clasificación (o subdivisión) de las rocas sedimentarias. Conforme avanza la erosión de una masa de roca por acción de los agentes atmosféricos o químicos, va siendo gradualmente destruida, y los fragmentos que resultan varían mucho por lo que a sus tamaños se refiere. Cuanto más avanzado esté el proceso de abrasión tanto más pequeño será el tamaño de los fragmentos resultantes. De hecho, este tamaño (si se exceptúan las arcillas) suele proporcionar una clave en lo referente a la distancia del transporte experimentado (por el viento, el agua o los glaciares); cuanto más pequeño es el tamaño tanto mayor ha sido la distancia de transporte. Los diversos tamaños de granos encontrados en las rocas sedimentarias son, en orden descendente, el de bolos, cantos, gravas, arenas, limos y arcillas.



Fotografía I.4 Rocas sedimentarias clásticas. a) Conglomerado, b) brecha, c) piedra arenisca y d) esquistos

Bolos y cantos. Los mayores tamaños resultantes del proceso de erosión se denominan “bolos” o “cantos” según su tamaño. Según la clasificación de Wentworth (aceptada por muchos geólogos, y que aparece en la tabla I.2), los fragmentos comprendidos entre 64 mm (unas 2 ½ pulgadas) y 256 mm (unas 10 pulgadas) (25.4 cm) son cantos, y todos los fragmentos mayores de 10 pulgadas son bolos.

Al preparar los pliegos de condiciones para contratos de excavación y vaciado, estos organismos limitan a menudo el tamaño especificado para los bolos al de “una roca que no excede en volumen el de una yarda cúbica”. Los fragmentos mayores se consideran entonces como “roca” y el contratista percibe el mismo precio por la excavación de estas rocas muy grandes que por la excavación de la misma roca en su lecho natural.

TABLA I.2. TAMAÑOS DE FRAGMENTOS Y GRANOS Y ROCAS SEDIMENTARIAS CORRESPONDIENTES

Material	Clasificación unificada por grados*	Graduación de Wentworth	Roca
Bolos	12 pulgadas	10 pulgadas	De bolos
Cantos	3-12 pulgadas	64 – 256 mm	De cantos
Gravas	¼ -3 pulgadas	4 – 64 mm	Conglomerado
Gránulos		2 – 4 mm	Conglomerado
Arenas	0.074 mm - ¼ pulgada	1/16 – 2 mm	Arenisca
Limos	Menor de 0.074 mm	1/256 – 1/16 mm	Limolita
Arcillas	Menor de 0.074 mm	Menor de 1/256 mm	Arcillolita

* Excepto bolos y cantos

I.2.3.1 Grava, Arena, Limo, Arcilla.

I.2.3.1.1 Partículas de los suelos

I.2.3.1.1.1 Tamaños de las partículas de los suelos, granulometría

Es de uso corriente expresar el tamaño de las partículas de suelo en medidas métricas, por lo general en milímetros (1 pulgada = 25.4 mm). El tamaño de las partículas muy finas se expresa en micras o micrones (designada por la letra griega μ); $1 \mu = 0.001$ mm.

Los términos <partícula> y <grano> se usan a menudo indistintamente, aunque hay tendencia a reservar el término grano para las arenas; las arcillas y materiales análogos se suelen reconocer como suelos de <grano fino>. Debería establecerse, sin embargo, una patente distinción entre los términos: 1) arena, arcilla y limo, considerados como tamaños de las partículas, y 2) los mismos vocablos cuando se emplean para designar los suelos correspondientes. Aplicados en este último sentido pueden ser mezclas de elementos de esos tamaños y pueden ser o no plásticas.

La materia coloidal de los suelos (tamaños menores de 2μ) se incluye en el contenido de arcillas. Existen dos clases de coloides: 1) *geles*, o coloides gelatinosos, y 2) *soles*, o coloides semejantes a líquidos. Cuando se someten a choques o vibraciones algunos geles se convierten en soles, si bien después de un periodo de reposo, a veces de una pocas horas o más, vuelven a su primitivo estado de gel. Tales son las denominadas arcillas *tixotrópicas*.

Granulometría y análisis mecánico

En los suelos *bien graduados*, las partículas más finas tienden a encajar entre las partículas bastas, con lo que reducen a un mínimo la cantidad de huecos. Los suelos en que todas las partículas son prácticamente del mismo tamaño se denominan, por lo general, *uniformes*, aunque por definición sean de *graduación pobre*. También, si en la serie de tamaños, desde el máximo al mínimo, hay algunos que faltan o son superabundantes, el suelo se considera de *pobre graduación*.

El objeto del *análisis mecánico* es la separación de las partículas del suelo en *fracciones*, de manera que cada fracción contenga granos o partículas del mismo tamaño aproximado. El material del suelo se pasa primero a través de un juego de tamices, y suelen usarse para ello los tipos patrones de los Estados Unidos. El suelo que pasa a través de un tamiz se designa por el número de éste precedido por la voz <menos>. Así, el material de <menos de 40> ha pasado a través del tamiz No 40. El número de un tamiz expresa el número de mallas por pulgada del tejido. Los tamices pueden componerse de aberturas redondas o cuadradas, de modo que cuando se practica un análisis de tamiz debería expresarse el tipo de tamiz y la forma de las aberturas. También es preferible pasar el material a través del tamiz con agua, en vez de efectuar la misma operación en seco. Lo que se computa es la proporción (porcentaje) en peso, con relación al de la totalidad de la muestra ensayada, que *pasa* a través de cada tamiz del juego. Siempre hay alguna pequeña pérdida de material en el tamizado. Por consiguiente, es aconsejable pesar la muestra antes del tamizado y comparar después con el peso total del material pesado a través y el retenido en los tamices.

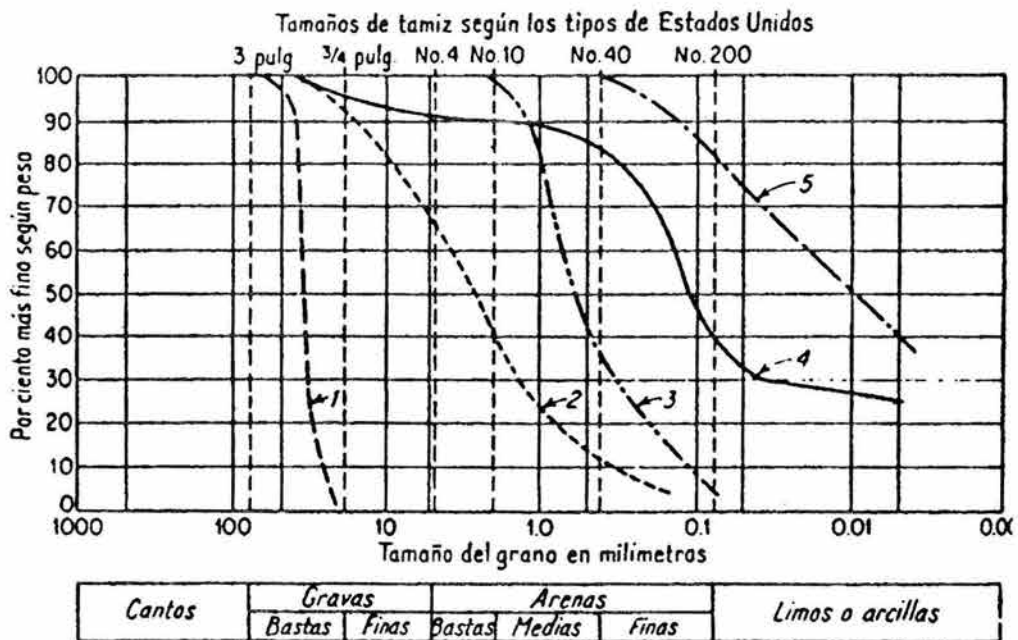


Figura I.9 Curvas granulométricas: 1) gravas vastas, uniformes; 2) arenas con grava; 3) arenas de medias a finas; 4) arcillas arenosas, y 5) limos arcillosos.

Análisis húmedos

Se usan *hidrómetros* para separar las partículas que son más finas de 0.074 mm (tamaños de menos de 200). El mecanismo de estos artefactos se basa en la fórmula de sedimentación de Stokes, si bien en la práctica ingenieril corriente se emplea rara vez el método del hidrómetro.

Curvas granulométricas

Los resultados de un análisis mecánico pueden representarse gráficamente en forma de una <curva granulométrica> o curva de <distribución de tamaños>. En las abscisas se llevan los diámetros de las partículas de acuerdo con una escala logarítmica, y en las ordenadas correspondientes, los porcentajes de partículas <más finas que> un diámetro determinado contenido en los materiales del suelo de que se trata. El *diámetro eficaz* de ese suelo es el

diámetro máximo del 10% más pequeño (d_{10}). El *coeficiente de uniformidad* es la relación que resulta de dividir el tamaño máximo del 60% más pequeño (d_{60}) por el tamaño eficaz (d_{10}). El coeficiente de uniformidad es mayor en las arcillas que en las arenas.

La figura I.9 representa las curvas de granulometría de cinco suelos. Las de los suelos de escasa granulometría incluyen tramos oblicuos, que se aproximan a líneas, bien verticales o bien horizontales. Nótese cómo figuran los nombres al pie de la figura I.9 y los tamaños de los orificios del tamiz en la parte alta.

I.2.3.1.1.2 Forma de las partículas de los suelos

Arenas. Los granos de arena pueden ser angulosos, subangulosos, redondeados o subredondeados según el grado de desgaste ocasionado por el rodaje y la abrasión. En general, los granos angulosos indican que la arena ha estado expuesta al desgaste sólo por un corto periodo de tiempo, o nada en absoluto, como puede ocurrir con arenas residuales que han permanecido siempre en el mismo sitio en que se formaron. Las cenizas volcánicas contienen fragmentos angulosos de roca vítrea; los granos de arena desgastados por los hielos pueden tener caras lisas, alisadas por acción de aquellos; las arenas marinas suelen ser angulosas. Los granos redondeados son típicos de las arenas fluviales y de playas (figura I.10). Sin embargo, una arena de río puede contener granos redondeados más bastos y otros angulosos más pequeños, porque las arenas de playa puesto que están en suspensión la mayor parte del tiempo, escapan a la abrasión. Las arenas eólicas (sopladas por los vientos) poseen granos finos, redondeados.

Arcillas. Los minerales de las arcillas están compuestos de láminas delgadas de espesores microscópicos y submicroscópicos; un porcentaje considerable de partículas de arcilla está constituido por fragmentos pequeños, aplastados o *escamosos*, de tales láminas. Estas escamas están mezcladas con otras de forma irregular y con materia coloidal. Esta última se aprecia solamente como una niebla densa, incluso vista mediante los microscopios electrónicos modernos.

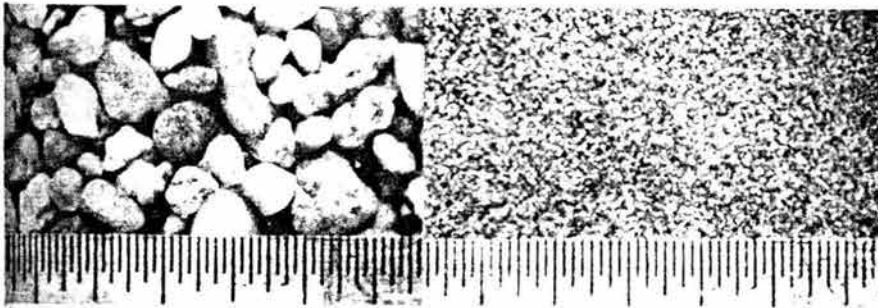


Figura I.10 Dos arenas de California: arena basta de playa y arena fina de río

I.2.3.1.2 Sistemas de clasificación de suelos

Los dos sistemas de clasificación de uso más corriente en los Estados Unidos son: 1) el sistema unificado de clasificación de suelos (United Soil Classification System, U.S.C.) y 2) la clasificación adoptada por el Servicio de Carreteras del Estado (Public Roads Classification, P.R.).

Sistema unificado de clasificación de suelos

Este sistema, conocido anteriormente con las iniciales AC (Airfiel Classification), lo ideó el profesor A. Casagrande para el Cuerpo de Ingenieros Militares. Fue modificado hasta alcanzar su forma actual (USC), y lo adoptaron las fuerzas armadas de los Estados Unidos y el USBR en 1952. El sistema no incluye los fragmentos de roca de tamaño superior a las 3 pulgadas que pueden formar parte de una masa de suelos. Los tipos básicos de suelo que consideran las normas del USC se exponen en la tabla I.3.

Tabla I.3 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos: tipos básicos de suelos

Componente	Para el tamiz de	Queda retenido en el tamiz de	Límite de estado líquido	Límite plástico
Gravas	3 pulg	Nº 4 (4.76 mm)		
Gruesas	3 pulg	¾ pulg		
Finas	3/4 pulg	Nº 4		
Arenas	Nº 4	Nº 200 (0.074 mm)		
Gruesas	Nº 4	Nº 10 (2 mm)		
Medianas	Nº 10	Nº 40 (0.42 mm)		
Finas	Nº 40	Nº 200		
Finos				
Limo	Nº 200	28 o menos	6 o menos
Arcilla	Nº 200	Por encima de 6

Grupos de suelos

Los suelos naturales son mezclas de grava, arena y finos, en proporciones variables. Todos los suelos naturales se subdividen en: de granos gruesos, de granos finos y los altamente orgánicos. Los suelos de grano grueso son los que tienen hasta el 50% o menos de finos; los suelos de grano fino son los que tienen más del 50% de finos. Todos los porcentajes se estiman en peso. Los suelos de alto contenido orgánico se identifican por sus colores negros u oscuros y, a veces, por el olor. Los suelos de grano grueso y fino se subdividen de acuerdo con los tipos que muestra la tabla I.4.

Identificación sobre el terreno de los tipos de suelo

La mayor parte de las investigaciones sobre el terreno se llevan a cabo por vías visual y manual. Si el material es de grano basto, se extiende sobre una superficie plana y se examina por su granulometría, tamaño y forma del grano, y, si es posible, por su composición mineralógica. Si no se tiene experiencia, es difícil la diferenciación *in situ* entre suelos de buena o deficiente granulometría; en los casos ambiguos, deberían construirse curvas de granulometría (figura I.9). Los cantos y granos de arena procedentes de roca sana se identifican con facilidad; la roca meteorizada aparece decolorada y se aplasta fácilmente bajo la presión de los dedos. Para poner de manifiesto la presencia de pizarras de dudosa calidad sería preciso llevar a cabo un ensayo de escamación o desagregación. El porcentaje de finos en gravas o arenas se puede apreciar a estima mediante una agitación a fondo de una mezcla de agua y suelo en una probeta graduada y observando la sedimentación. Los tamaños de arena se posan rápidamente en el fondo, y su volumen, que puede apreciarse mediante las divisiones de la probeta, se comprara luego con el volumen inicial de la muestra.

Los principales procedimientos para el estudio sobre el terreno de los suelos de grano fino son: 1) la prueba de dilatabilidad (reacción del suelo a las sacudidas) y 2) estima de sus características de plasticidad. En la prueba de dilatabilidad, se prepara una torta blanda de $\frac{1}{2}$ pulgada cúbica, aproximadamente, con las porciones de suelo de tamaño de menos de 40. Se coloca la torta en la palma extendida de una mano y se agita en sentido horizontal, golpeándola varias veces con vigor contra la otra mano. Una torta carente de plasticidad (limosa) se vuelve húmeda y brillante en su superficie (aspecto de hígado) y muestra en ella incluso gotitas de minutas. Cuando se estruja se seca la torta por fuera y adquiere contextura quebradiza, pero una repetición en las sacudidas restituye su apariencia húmeda. La *plasticidad* puede averiguarse haciendo un rollo entre las palmas de las manos con el material húmedo. El material es plástico si permite su arrollamiento en barritas finas de más o menos $\frac{1}{8}$ de pulgada de diámetro.

Los ensayos de laboratorio y la línea A

Los principales ensayos de laboratorio requeridos por el USC son el análisis por tamizado y la determinación de los límites de plasticidad. La figura I.11 representa el *ábaco de plasticidad* y la llamada línea A. La última resulta de llevar el PI a las ordenadas y LL a las abscisas según la relación $PI+0.73(LL-20)$. Préstese atención a la desviación de esta regla en las áreas rayadas. Las arcillas inorgánicas quedan *por encima* de la línea A; los limos inorgánicos y las arenas muy finas están por debajo. También quedan debajo de la línea A los materiales orgánicos, tanto de carácter arcilloso como limoso. La línea vertical que corresponde a $LL=50$ separa los limos y arcillas que tienen un LL bajo de los que lo tienen alto. Los valores de LL y PI obtenidos en el laboratorio para un suelo dado, determinan su posición en el ábaco. Si la posición del suelo queda dentro del área rayada, debería usarse una doble determinación, como, por ejemplo, ML-CL.

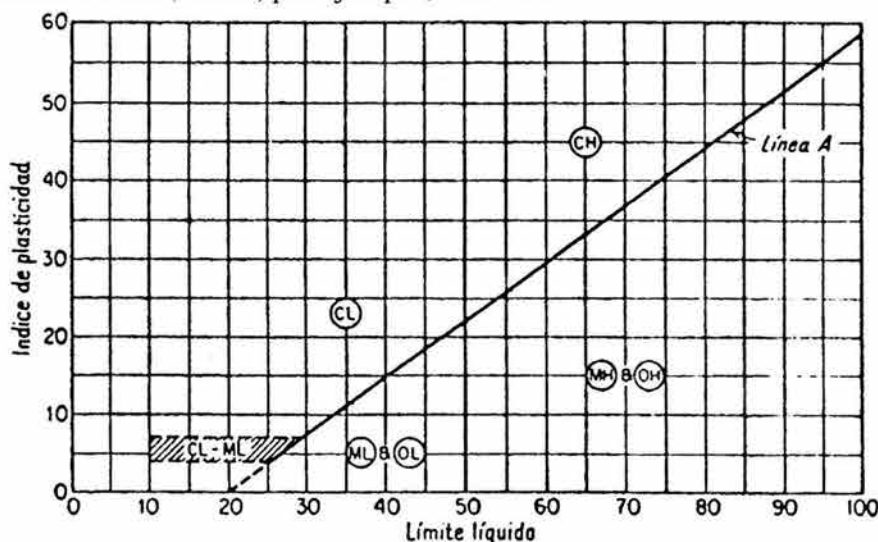


Figura I.11 Ábaco de plasticidad y línea A

I.2.3.2 Cemento de roca.

Si cualesquiera de los tipos de fragmentos de roca que acabamos de describir aparecen ligados firmemente entre sí, esta ligazón puede ser la consecuencia de una acción

cementante. La cementación de una masa de roca incoherente puede ser resultado de: 1) infiltración de aguas portadoras de diversos agentes químicos; 2) desintegración de algunos de los minerales de la propia masa para constituir nuevos minerales cementantes. Los tres cementos que se encuentran con más frecuencia en las rocas sedimentarias son la sílice o cemento silíceo, SiO_2 , el carbonato de calcio o cemento calizo, CO_3Ca , y la arcilla o cemento arcilloso. El cemento silíceo es el más resistente a la meteorización y acción de las aguas; y la arcilla, el menos duradero de entre los materiales cementantes. El cemento calizo constituye, por lo general, una roca duradera, pero puede ser lixiviado por aguas que contengan ácidos o dióxido de carbono.

Los cementos que el agua subterránea o cualquier otro medio ha insertado entre el material sedimentario, después de que éste ha quedado consolidado ya como roca, se denominan cementos *secundarios*. En algunos casos se da una aparente acción cementante en una roca sedimentaria que se debe meramente a la adhesión entre partículas arcillosas. Esta adhesión está originada por el peso de los materiales suprayacentes, puesto que no se ha introducido cemento secundario alguno. Si la roca resulta cementada por la introducción de minerales portadores de hierro, el cemento, y a veces, la roca se designan como ferruginosos.

1.2.3.3 Características de descascarillado o desmoronamiento.

Algunas rocas se desmoronan en copos o partículas granulosas cuando por primera vez se ponen en contacto con el aire, proceso que se conoce con el nombre de *descascarillado* (*slaking*). Se produce un efecto semejante cuando se sumergen en agua determinadas rocas (de manera especial si la muestra de la roca ha sido desecada con anterioridad a su inmersión). Si son numerosas las partículas de roca que se desmoronan durante su inmersión habrá de considerarla como sospechosa, si es que ha de utilizarse como material de apoyo o basamento. Para discernir acerca de sus características, a este respecto, la roca debería mantenerse inmersa durante varios días. Las rocas sedimentarias que contienen porcentajes elevados de materiales arcillosos o de cementos arcillosos (rocas arcillosas) son las más susceptibles al descascarillado, tanto por la acción del aire como por la del agua.

1.2.3.4 Clasificación.

En la tabla I.5 aparecen clasificadas las más importantes de entre las rocas sedimentarias, según los criterios de tamaño del grano, textura y estructura. Estas rocas se dividen en: *clásticas* (o “*detríticas*”), compuestas de fragmentos de roca y minerales preexistentes; *finamente cristalinas*, la mayor parte de ellas con adiciones orgánicas; y algunas *amorfas* y *biofragmentarias*, compuestas por fragmentos de pequeños invertebrados. El término “roca” se emplea en la tabla I.5 en sentido puramente geológico. Las limolitas y las arcillolitas, tal como se designan en el cuadro, son denominadas frecuentemente “*margas*” (*shales*) en la práctica ingenieril. Desde un punto de vista ingenieril las rocas más importantes entre las sedimentarias son las areniscas, calizas y margas. Es variable el tamaño de los granos en las *areniscas* (tabla I.2); según su textura puede variar de grano fino a grueso. La estructura de una arenisca puede ser compacta, horizontalmente estratificada o de estratificación cruzada. En este último tipo de estructura, la estratificación aparece inclinada con respecto a las capas originales superior e inferior limítrofes del cuerpo pétreo. En general, se admite que las areniscas constituyen un material bastante apropiado (o competente) para basamentos.

TABLA I.5. CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS SEGÚN SU TEXTURA*

Trama (Textura)	Componentes esenciales	Características de identificación	Nombre de la roca
Clásticas (detriticas)	Materiales volcánicos Gravas Rocas, frag. Minerales Frag. Rocas y arcillas	Frag. > 32 mm, Partículas < 4mm Trozos de abrasión > 4mm > 50%, arcilla < 25% Trozos angulosos > 4mm > 50%, arcilla < 25% Del orden de tamaños grandes, por lo general sin clasificar, matriz de arcilla, a veces de arena, pero generalmente en mayor cantidad que los frag.	Aglomerado Brecha Toba Conglomerado Brecha Tillita o till
	Arenas	Partículas < 4mm > 1/16 mm > 50%, arcilla < 25%	Arenisca, arcosa, cuarcita grauwacka
	Granos de calcita detritica	Calcita > 50%, arcilla < 25%	Caliza
	Limos	Partículas < 1/16 mm > 50%, arcilla < 25%, compactas o estratificadas	Limolita
	Minerales de las Arcillas	Arcilla > 25%, compactas a estratificadas. En su mayor parte arcillas y sericita, recristalización incipiente	Arcilla compacta Arcillolita
	Arcillas y calcita	Arcillas de montmorillonita, 75 % Arcillas de caolinita, 75 % Grano muy fino; carbonatos 25-75 %	Bentonita Caolín Marga. margolita
Cristalinas	Calcita	Carbonatos } Basta a mc., compacta > 50% de los cuales } Fina a mc., porosa, firme calcita } desmenuzable > 50%	Caliza Greda
	Calcita y arcillas	Grano muy fino; calcita 25-75 %	Marga, margolina
	Carbonatos	Carbonatos > 25%, compacta a terrosa	Caliche
	Dolomia	Carbonatos > 50%, de los cuales dolomia > 50%, de gruesa a fina, compacta	Dolomia
Amorfas	Ópalo	Ópalo > 50%, masiva a faseada, compacta	Ópalo, sílex opalino, pedernal
	Carbón amorfo	Fibroso, esponjoso o compacto, restos de plantas > 50%, pardo-negruczo	Carbón
Biofragmentarias	Conchas calizas	Conchas enteras o fragmentarias > 50%	Lumaquela
	Caparazones de diatomeas**	Caparazones de diatomeas > 50%	Diatomita. Tierra de diatomeas
	Cap de foraminíferos**	Caparazones de foraminíferos > 50%	Caliza de foraminíferos
	Estructuras de algas**	Estructuras de algas > 50%	Caliza de algas
	Estructuras de corales**	Esqueletos de corales > 50%	Caliza coralina
	Restos de plantas parcial o totalmente carbonizados	Pardos o negros, esponjosos o compactos, los restos de plantas son fácilmente visibles Negros, masivos o fajeados, compactos, de apariencia caso metálica Pardos o negros, fibrosos o compactos	Turba Hulla y carbones bituminosos o antracíticos Lignitos

* Según R. C. Mielenz.

** *Caparazones* son las coberturas protectoras de algunos invertebrados. Los *foraminíferos* poseen armazones diminutos, pluricelulares, con numerosos agujeros o poros. Las *algas* son plantas acuáticas celulares. El *coral* tiene un esqueleto sólido, secretado, constituido por carbonato de calcio formado de invertebrados pequeños. Las *diatomeas* son plantas microscópicas que segregan materiales silíceos. Abreviaturas empleadas en el cuadro: frag. Fragmentos; mc. microcristalino; crc. criptocristalino; > mayor que o más de; < menor que o menos de.

Cuarcita. Según el concepto geológico moderno, la cuarcita es una arenisca que contiene más del 90 por ciento de cuarzo. La definición, anticuada pero que aún se usa mucho, restringe la aplicación de este término a una arenisca que está sólidamente cementada por

silice, al mismo tiempo que sus granos son, casi en su totalidad, también de sílice. Sometida a un examen superficial parecerá que la roca ofrece una textura entrelazada, pero un estudio detallado mostrará granos individualizados. Aquellas cuarcitas cuya formación es consecuencia de la acción de temperaturas y presiones muy altas se clasifican habitualmente como rocas metamórficas, pero la mayor parte se consideran como rocas sedimentarias normales. Algunas cuarcitas pueden semejar calizas, pero son mucho más duras ($D = 6$) y no muestran reacción al ácido clorhídrico.

La *arcosa* es una variedad de arenisca, que contiene tantas partículas de feldespato como de cuarzo. Puede contener mica y, si está bien cimentada, puede semejar un granito (de tal manera, que lleguen a ser necesarios estudios microscópicos para su diferenciación). En la *arcosa* los granos pasan, en general, de angulares a subangulares, pero no posee el entrelazamiento que ofrecen los del granito.

La *grauwacka* es una arenisca, con frecuencia negra o de tonos oscuros, cementada por sílice o arcilla. Puede contener partículas y hojas de pizarras y margas. El color oscuro y su endurecimiento, extremo a veces, hacen que se la tome en ocasiones por una roca ígnea. Quizá uno de los más seguros métodos de identificación resida en el hecho de que las *grauwackas* se encuentren asociadas en general a margas pizarreñas y pizarras. Generalmente constituyen adecuadas rocas de apoyo.

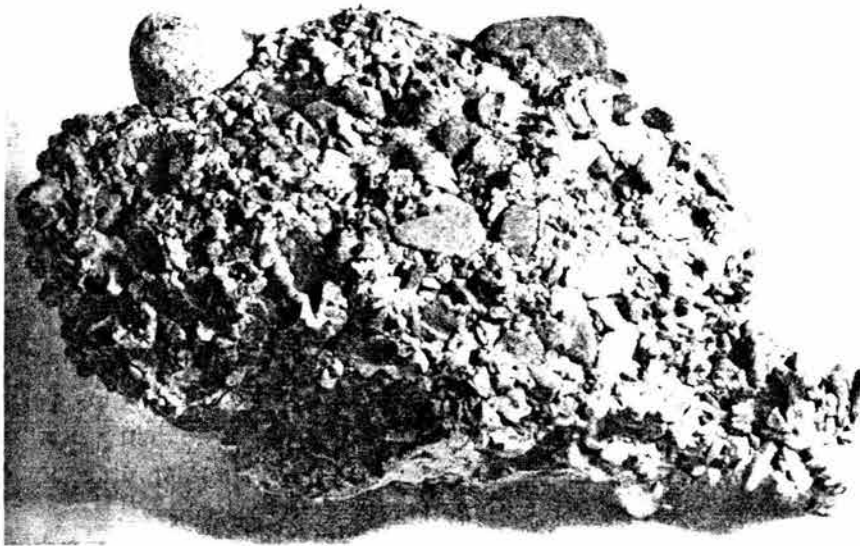


Figura I.12 Conglomerado

Conglomerado es un término que se aplica comúnmente a una roca compuesta en forma predominante de trozos de roca cementados, muy gruesos (0.635 a 7.62 cm), más bien redondeados; algunas veces muestran una gradación muy completa de tamaño hasta partículas muy pequeñas. Por definición, un 10%, por lo menos, de los fragmentos redondeados deben exceder de 2 mm de diámetro. Si estos fragmentos no están redondeados, la roca se clasifica como una "brecha". Si están salpicados de cantos o bolos, redondeados y grandes, embebidos en una arcilla endurecida, lo que resulta es una *tillita* o *fanglomerado*. Si los fragmentos grandes son consecuencia de la acción volcánica, es decir, de rocas que fueron lanzadas por un volcán, y aparecen cementados por fragmentos pequeños, la masa resultante recibe el nombre de *aglomerado* o *brecha volcánica*. Las rocas que contienen un porcentaje elevado de cantos o bolos reciben el nombre de *rocas de*

cantos o *rocas de bolos* (tabla I.2). A menos que estén bien cementadas, cualquier roca de entre estos tipos de material puede meteorizarse intensamente en excavaciones profundas. Es aconsejable siempre verificar una prueba de inmersión en agua si es que se prevé una aplicación ingenieril para el conglomerado.

Entre las rocas constituidas por minerales del grupo de las arcillas, son las *margas pizarreñas* (*shales*) muchas veces motivo de máxima preocupación para los ingenieros.

Una *marga pizarreña* es una roca sedimentaria de textura laminar o laminada, con frecuencia de tonos oscuros, compuesta de manera predominante por partículas del tamaño de las arcillas, aunque puede contener una pequeña porción de tamaños arenosos o de limos. El grado de endurecimiento de una marga pizarreña es extremadamente variable y puede extenderse desde el de una roca blanda, lo bastante blanda como para poder ser rayada con la uña, hasta el de una roca tan dura que sólo puede arañarse con la hoja de una navaja. Su característica predominante es la elevada proporción de partículas finas de arcilla (2μ o menos) y, por consiguiente, son en realidad *argilitas* (*claystones* o *mudstones*). Ahora bien, estas rocas pueden tener todas las mismas características que una marga pizarreña, pero no ofrecen la fisibilidad (facilidad de exfoliación) o laminación de ésta. Por tal razón existe considerable confusión en la clasificación de las margas pizarreñas. Las arcillas duras y los limos pasan a margas pizarreñas mediante procesos de adhesión, compacción y cementación. Cuando están sometidas a humedecimientos y desecaciones alterantes, las margas pizarreñas que estén insuficientemente endurecidas pueden retroceder al estado original de masas arcillosas, a menudo pegajosas, a partir de las cuales se habían formado. Los depósitos naturales de margas pizarreñas pueden variar de capas blandas, meteorizadas, que pueden ser excavadas por escarificadoras o arrancarraíces (maquinas construidas para desarraigar raíces o tocones) hasta rocas muy duras que requieren el empleo de explosivos para su extracción. Una marga pizarreña competente dará un sonido seco si se golpea con un martillo. Sus yacimientos naturales se presentan con frecuencia próximos a areniscas y limos, a los que pasan lateralmente y con los que alternan.

Las *limolitas* son rocas compuestas primordialmente de granos de tamaños de limo (0.062 a 0.0039 mm), y pueden asemejar en aspecto a las argilitas. Pero se distinguen, sin embargo, por su tacto áspero y como arenoso, especialmente si se quebrantan entre los dientes. Las arcillas tienen aspecto liso, con escaso o ningún tacto áspero.

Las más importantes de entre las rocas sedimentarias del grupo de los sedimentos finos, denominados “cristalinos”, son la caliza y la dolomía. Esta última roca se compone del mineral del mismo nombre y es un material apropiado para sustentación y basamento. La *caliza* se compone esencialmente de carbonato de calcio. Puede ser fina y cristalina, según se clasifica en el cuadro 1-3, pero su textura es variable y puede incluso aparecer brechificada. En algunas calizas los granos de calcita están ligados entre sí por cemento arcilloso. El color varía de blanco a amarillo y a pardo, pero el gris es el más corriente. La roca también puede variar desde ser impermeable al agua hasta ofrecer una textura floja y porosa. Generalmente, la caliza es un buen material de sustentación, a menos que sea cavernosa. Puede esperarse la presentación de abundantes infiltraciones se existieran calizas cavernosas bajo un cierre de presa o en un embalse. La *greda* (*chalk*) es una variedad floja de la caliza y en general no puede considerarse competente o adecuada como material de basamento para estructuras pesadas.

I.2.4 Rocas metamórficas

Las rocas formadas como consecuencia de recristalizaciones completas o incompletas (cambios en la forma de los cristales o en su composición) de rocas ígneas o sedimentarias debidas a influencias de agentes tales como temperaturas elevadas, altas presiones e intensos esfuerzos cortantes, obrando conjuntamente o por separado, son *rocas metamórficas*. La existencia de estructuras laminares o foliáceas en rocas tales indica que los principales agentes que han intervenido en su formación son intensos esfuerzos cortantes. La foliación no es siempre apreciable a simple vista, pero el microscopio puede señalar líneas que denotan el esfuerzo o deformación. Aquellas rocas metamórficas que se han constituido sin estar sujetas a la acción de intensos esfuerzos cortantes ofrecen una estructura masiva. En la tabla I.6 aparecen las más corrientes entre las rocas metamórficas, subdivididas en dos tipos básicos con arreglo a sus estructuras.

Gneis. Aquellas rocas metamórficas en las que sus constituyentes ofrecen disposición fajeada se conocen generalmente con la denominación de gneis. La característica saliente de un gneis es su estructura; los granos del mineral son alargados o laminares, y prevalece el fajeado. Algunas veces los gneis pasan a pizarras. Normalmente constituyen buenos materiales para ingeniería, excepto los que contienen superabundancia de láminas de mica. Estos tipos no pueden utilizarse como piedra para construcción, a causa de su desagregación cuando quedan expuestos a las acciones atmosféricas, ni como elemento de un concreto, a causa de su considerable capacidad de exfoliación y del efecto debilitante que esta característica ejercería en el concreto.



Fotografía I.5 Rocas metamórficas foliadas. a) Pizarra, b) esquisto y c) gneis

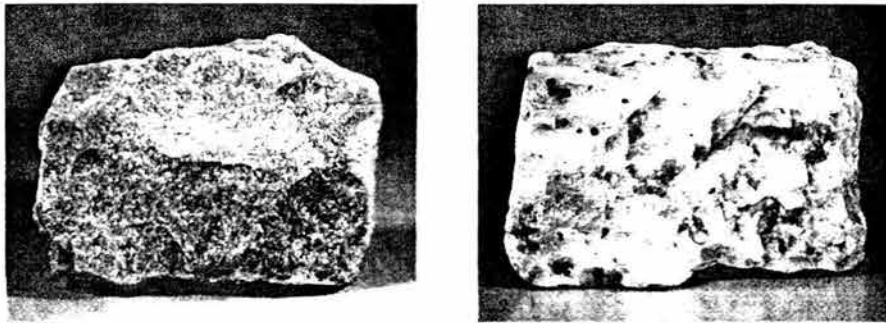
TABLA I.6. CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS METAMÓRFICAS

Estructura y textura	Composición	Nombre de la roca
Masiva: Fajeada, constituida por lentejones alternantes	Diversos minerales tabulares, prismáticos y granulares (con frecuencia alargados)	Gneis
Granular, constituida por granos en su mayor parte equidimensionales	Calcita, dolomía, cuarzo, en partículas pequeñas	Mármol o cuarcita
Foliada u hojosa	Diversos minerales tabulares o prismáticos (generalmente alargados)	Pizarras, serpentina (roca), pizarras satinadas, filadios

La *pizarra micacea*, o *micacita* es una roca finamente foliácea que contiene un alto porcentaje de mica, la cual rige su estructura. Algunas veces aparecen incorporados

cristales de otros minerales en los *planos de apizarramiento* que separan las hojas. Algunas pizarras pueden estar compuestas casi en su totalidad por sílice y entonces poseen una estructura casi completamente masiva. Según el alcance de la presión que hubo de soportar durante los procesos metamórficos (lo cual, con respecto a las rocas metamórficas, es un fenómeno correspondiente al de los esfuerzos preaplicados a los materiales ingenieriles), la pizarra puede resultar un material sumamente competente. Durante su extracción, sin embargo, los bloques pueden manifestar tendencia a abrirse a lo largo de los planos de pizarrosidad. Si sobre las pizarras ejercen su acción aguas en movimiento rápido, pudiera ser necesaria alguna protección que impida su “arranque natural” (explotación natural) como consecuencia de la acción de aquéllas. En general, la pendiente o buzamiento de los planos de apizarramiento de las pizarras difiere de la que es propia de la formación. Ambas pendientes tienen importancia, especialmente en la investigación de las circunstancias que se presenten en los estribos de presas altas, puesto que el empuje del arco a lo largo de cualquiera de las superficies de buzamiento puede ocasionar deslizamientos. Este tipo de buzamiento se observa también en otras rocas laminares, tales como las pizarras satinadas o lustrosas (*slates*).

La *pizarra lustrosa*, o pizarra de techar, es una roca laminar con textura extremadamente fina y de exfoliación muy fácil. A causa de esta última propiedad, se puede dividir y separar en láminas muy delgadas, y emplearse como material para techar. Como material de fundamento o sustentación, de construcciones, la pizarra lustrosa es excelente; sin embargo, es bueno tener en cuenta en la ejecución de excavaciones que pueden desprenderse grandes bloques si se socavan. Los *filadios*, aunque físicamente análogos a las pizarras lustrosas, difieren algo por el brillo que les comunica la abundancia de láminas de mica, por ser más quebradizas y por una tendencia a su descomposición superficial bajo la acción atmosférica. Se han observado casos de hinchamiento en filadios cuando se alivió la presión de la carga suprayacente como consecuencia de la excavación de un túnel.



Fotografía I.6 Rocas metamórficas no foliadas. a) Cuarzita y B) mármol

El *mármol* es el producto final del metamorfismo de las calizas y otras rocas sedimentarias compuestas de carbonato de calcio o magnesio. Es muy pesado y exhibe una amplia variedad de colores, según las impurezas que lo acompañen. La fractura de la roca ofrece una superficie muy brillante (lustrosa) como consecuencia del gran tamaño de los cristales que habitualmente componen el mármol. Puede ser rayado por la navaja, y una gota de ácido clorhídrico, vertida sobre una capa de mármol, origina efervescencia. En el mármol

dolomítico sólo se origina efervescencia si se ha reducido a polvo previamente. Para fines constructivos, se usa el mármol como revestimiento de paramentos de concreto o albañilería, en exteriores, y para muros y pisos en interiores.

1.3 Geología estructural

1.3.1 Fracturas en las rocas

Cualquier discontinuidad de origen secundario en la masa de una roca puede definirse como *fractura*, independientemente de su orden de dimensiones. Puesto que las deformaciones son originadas por la acción de fuerzas, es evidente que la fracturación se debe a esfuerzos que son mayores que los que pueden soportar las rocas a ellos sometidas.

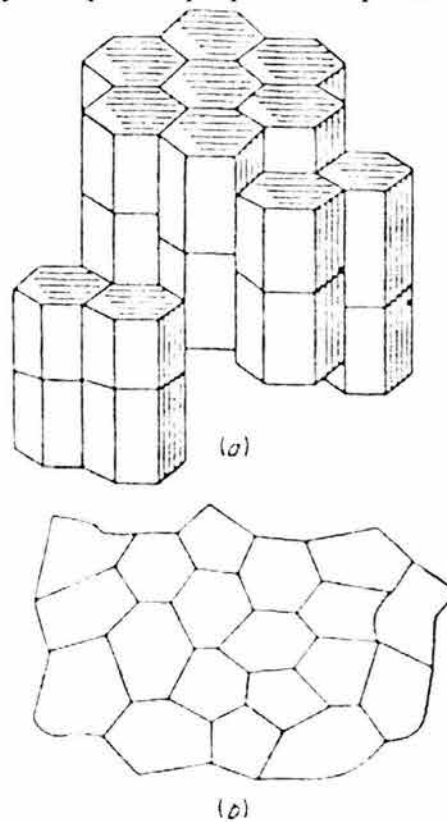


Figura I.13 Contracción y agrietamiento: a) columnas de basalto, b) agrietamiento de lodos

Cuando tenemos una serie de fracturas, más o menos continuas, que parecen disponerse según esquemas bien definidos, bien por las relaciones que presenten entre sí o bien con respecto a otros elementos de la masa pétrea, pueden definirse tales fracturas como *cruceros* o *juntas (joins)*. Si las masas de roca a cada lado de la fractura muestran que, además, ha habido desplazamiento (horizontal o vertical, o ambos) a lo largo del plano de fractura, entonces se clasifica el plano como *falla*. Tales desplazamientos pueden ser de alcance apenas apreciable, o de varios cientos de metros, o incluso del orden de muchos kilómetros, en extensión. Cuando nos hallamos en presencia de varias fallas, muy próximas unas a otras y más o menos paralelas a la zona de roca quebrantada que resulta afectada por

el fenómeno se denomina *zona de falla* o *desgarre*. Los términos, de uso corriente, “grietas” y “fisuras”, designan por lo general, fracturas de orden menor.

A los esfuerzos de tensión hay que atribuirles la mayoría de las fracturas de superior categoría, o sea, las fallas y cruceros. En la mayor parte de los casos estas fuerzas tensionales son la resultante de una disminución de volumen (contracción) debida a: 1) enfriamiento, 2) pérdida de humedad en la roca, o 3) a ambas causas. En algunas rocas blandas (y en algunos suelos) la contracción puede también tener su origen en recristalización de geles. En general, la tensión aparece combinada con compresiones, ejemplo característico de lo cual lo constituyen las estructuras columnares del basalto, generalmente hexagonales (figura I.13a). Las grietas de desecación de lodos (figura I.13b) deben su origen a contracción por evaporación. Como consecuencia de la falta de uniformidad de la desecación de una materia en suspensión (tal como agua cenagosa), el esquema de grietas es, en este caso, más irregular que en el basalto.

Crucero. Los cruceros o juntas de las rocas nos pueden parecer algo caprichosos por lo que a sus direcciones se refiere. Un estudio detallado nos evidencia, sin embargo, que mantienen cierta relación definida con respecto, o bien a los planos de estratificación y líneas de influencia de la roca (estratificación aparente, que pone de manifiesto la fluencia del magma líquido), o a fallas existentes en la masa de la roca. En las rocas sedimentarias existen, por lo general, dos sistemas de crucero perpendiculares entre sí, y a su vez perpendiculares ambos al sistema de planos de estratificación. En las rocas ígneas, existen, en general, tres sistemas regulares de crucero o adiaclasamiento (diaclasas) (figura I.14). Uno de los sistemas yace en disposición aproximadamente horizontal y paralela alas líneas de fluencia, y se denomina *crucero tendido*. Otro de los sistemas se dispone perpendicularmente con respecto a la línea de fluencia y se denomina de *cruceros Q* o *sistema cruzado*. El tercer sistema es el *S*, o de *cruceros longitudinales*, con buzamientos de gran inclinación y arrumbamientos paralelos alas líneas de fluencia, si se proyectan en una superficie plana tal como la de un mapa.

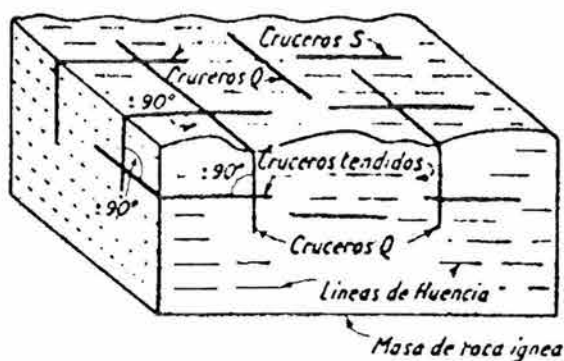


Figura I.14 Tipos de cruceros

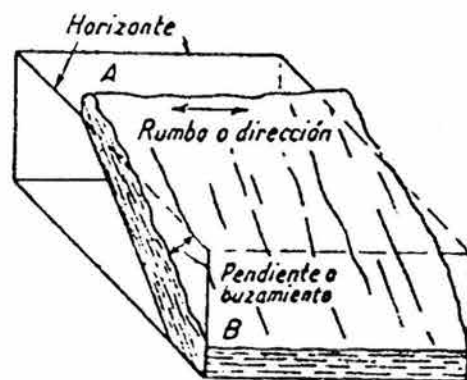


Figura I.15 Rumbo o dirección y buzamiento o pendiente

Los cruceros o juntas pueden agruparse también en cruceros de rumbo o arrumbamiento y en cruceros de pendiente o buzamiento. La figura I.15 ilustra los términos de “rumbo”, “arrumbamiento” o “dirección”, y de “buzamiento” o “pendiente”, en la suposición de que la superficie de la roca adopte la disposición inclinada de un plano oblicuo. *Rumbo* es la dirección de las líneas de nivel o cota, o sea líneas de la misma altitud o elevación en la superficie de la masa pétreo, mientras que *buzamiento* es la línea de máxima pendiente de la

superficie. (En la figura I.15 la pendiente es el ángulo que forma la línea AB con el horizonte.) En el caso de medidas de buzamiento o pendiente es importante obtener la “verdadera”, es decir, el ángulo según un plano perpendicular al arrumbamiento: de otro modo, lo que se obtendría es una pendiente “aparente”, falsa. El rumbo se expresa bajo la forma N (°) W o E, o S (°) W o E; por ejemplo: N30°E quiere decir 30° al este en la dirección norte. El buzamiento se expresa en (°) N, (°) NE, etc., etc.; por ejemplo: 35°S quiere decir un buzamiento que se dirige descendiendo en dirección sur, o con componente meridional. Los buzamientos pequeños, tales como 2° ó 3° se expresan a menudo y con ventaja en pies por milla o centímetros por kilómetro, mejor que en grados.

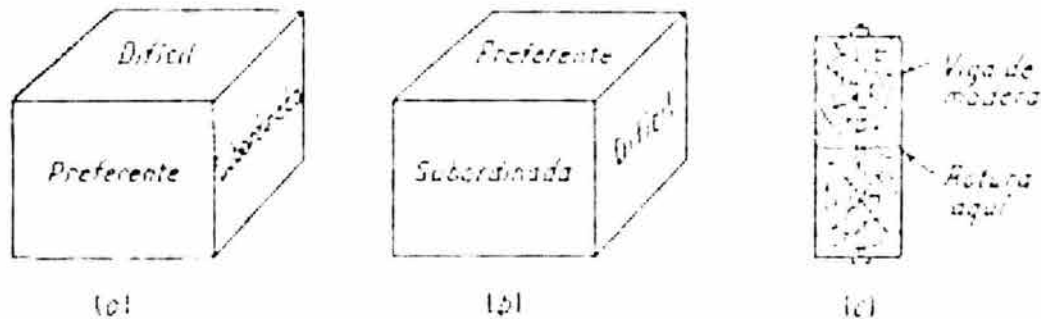


Figura I.16 Direcciones preferentes y subordinadas en las rocas

Una zona *tabular* o *tableada* se compone de varios cruceros o juntas apretadamente espaciados, de manera que descomponen la roca en tablas planas de pocas pulgadas de grosor. De acuerdo estricto con su definición, los lechos de una formación tabular deberían disponerse en forma aproximadamente paralela a la topografía local; en el empleo geotécnico, sin embargo, no se aplica tal definición.

Direcciones *preferente* y *subordinada*: las rocas ígneas pueden romper con mayor facilidad a lo largo de dos direcciones denominadas *preferente* y *subordinada* (figura I.16). El plano según el cual rompe la roca con máxima facilidad, o sea el plano *preferente*, puede ser casi vertical o casi horizontal. El plano, o dirección, preferente es, por lo general, casi perpendicular con respecto al subordinado, y coincide, muchas veces, con la dirección de los cruceros longitudinales. El plano, o dirección, subordinado es paralelo a los planos de exfoliación de la roca. Al explotarla en cantera, el plano de mayor dificultad de separación se denomina el plano *duro* o *difícil*. Los tres sistemas de planos o direcciones que acabamos de mencionar son casi perpendiculares entre sí. Su existencia se atribuye a menudo a la presencia de fisuras microscópicas originadas por enfriamiento o al paralelismo entre partículas planas de mica y feldespato (“orientación”). En las rocas sedimentarias, la dirección preferente coincide, por lo general, con el lecho de estratificación ocasionado por los esfuerzos cortantes en forma semejante a lo que ocurre en los planos de contacto entre dos vigas de madera.

I.3.2 Plegamientos en las rocas

Ambas fuerzas, vertical y horizontal, actuantes en la superficie terráquea producen deformaciones en las masas pétreas que se denominan *pliegues*. Algunos de entre ellos se forman cuando las rocas son *dobladas* o flexadas (pliegues de flexión o doblamiento) por

los empujes o esfuerzos verticales originados por las fuerzas magmáticas. Estas fuerzas deforman y estiran la roca correspondientemente a un estiramiento o alargamiento de la superficie terrestre. Si hay esfuerzos horizontales que actúan sobre los extremos de un lecho de roca, pueden producir, como consecuencia, un *abombamiento* (pliegues de abombamiento) de los estratos, mediante acortamiento de la superficie original de la roca. La actuación de fuerzas horizontales de distribución uniforme por toda la longitud de un lecho o estrato produce el mismo efecto. Si una roca sometida a esfuerzos reacciona como un fluido viscoso se producen *pliegues de fluencia*. Si el estrato o lecho contiene numerosos planos verticales de separación que originan disposición tabular, con espaciamiento apretado, cualquier tipo de esfuerzo causante de plegamiento puede acabar siendo un *pliegue por resbalamiento*, tipo de accidente que no se considera como un pliegue auténtico, puesto que aunque la roca manifiesta de manera patente una curvatura aparente, un examen cuidadoso muestra que no es sino la consecuencia o resultado de movimientos de deslizamiento relativos o consecutivos entre planos de separación apretadamente espaciados (figura I.17).

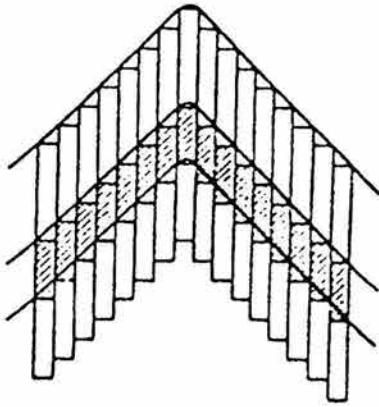


Figura I.17 Pliegue por resbalamiento (diagrama esquemático)

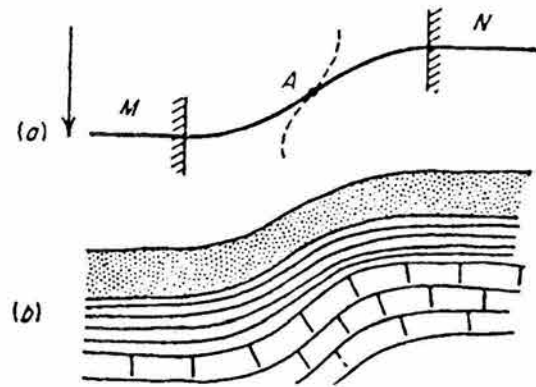


Figura I.18 a) Asiento con descanso, del soporte de una viga empotrada, b) pliegue monoclinial

El tipo más sencillo entre los pliegues de doblamiento es el monoclinial (figura I.18a). Si una viga flexible está sólidamente empotrada en los puntos *M* y *N* (figura I.18a) y el soporte *M* desciende, se forma un punto *A* de inflexión y la viga flexa constituyendo un pliegue monoclinial. Tales pliegues se encuentran con frecuencia en regiones de escaso relieve topográfico, constituidas por capas o lechos casi horizontales; la analogía de la figura I.18b sugiere que el pliegue se haya constituido como resultado del hundimiento o descenso de una parte de la cuenca. También se usa el término “monoclinial” para describir un estrato o lecho pétreo que tiene una pendiente prácticamente uniforme en determinada dirección.

La figura I.19c representa un pliegue abombado con su convexidad hacia arriba o *anticlinal*, y otro con su convexidad hacia abajo y su concavidad hacia arriba, o sea; un *sinclinal*. Pueden estar adosados uno al otro, en el caso de pliegues complementarios, pero también pueden ocurrir aisladamente unos y otros. El pandeo de columnas sobrecargadas puede considerarse como la contrapartida ingenieril de anticlinales y sinclinales. Una columna sometida a exceso de carga puede adoptar cualquiera de las formas que muestra la

figura I.19a y b; y teóricamente una columna así deformada puede ofrecer incluso más de las dos ondas dibujadas en la figura I.19b, y éste es también con frecuencia el caso de los anticlinales y sinclinales. Esta analogía indica que ambos, anticlinal y sinclinal, han sido originados por una fuerza horizontal actuante sobre los extremos del lecho o de varios lechos superimpuestos. Lo que constituye un auténtico pliegue por pandeo. En un sistema o combinación de "anticlinal-sinclinal", es fácil establecer el origen de la acción de esfuerzos cortantes horizontales que son consecuencia (como lo es la fricción) de la acción de alguna fuerza tensil de orden mayor actuante en los estratos o niveles más altos de la corteza terrestre, tal como una tensión general, de contracción. En realidad, y según las teorías de la mecánica, todo cambio en la forma de una masa —que es muy pronunciado en este caso— se debe a la acción de esfuerzos cortantes y no a la compresión como tal. Deberíamos añadir que la acción de los esfuerzos cortantes horizontales puede imaginarse como correspondiente a un gran par horizontal, que ha de ser equilibrado por un par vertical.

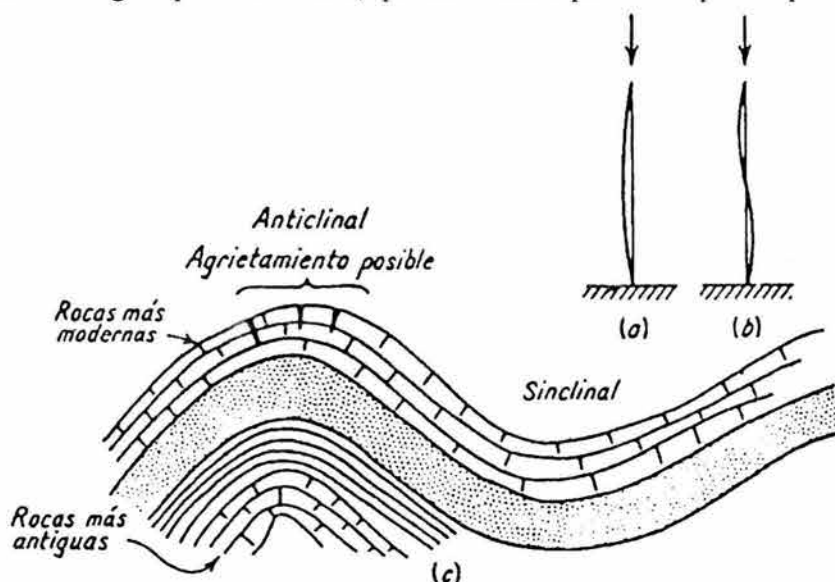


Figura I.19 a) y b) Pandeo de columnas sobrecargadas

La fuerza actuante hacia arriba del par vertical de lugar a un sistema de esfuerzos verticales y, como consecuencia, a un abombamiento convexo hacia arriba (anticlinal), mientras que la fuerza dirigida hacia abajo, de entre las dos del par, es la causante del sinclinal. Se crean tensiones en la parte alta del anticlinal y en el fondo del sinclinal. Ahora bien, como es menor la resistencia que se ofrece al abombamiento hacia arriba, hacia el exterior, de un anticlinal, que la deformación hacia debajo de un sinclinal, es mayor la posibilidad de que se desarrollen grietas en la parte alta del anticlinal (figura I.19c).

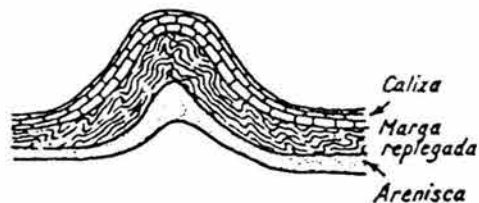


Figura II.20 Distorsión debida a plegamiento en roca blanda

Los cortes transversales de los pliegues no están constituidos siempre por curvas suaves, como ocurre en la figura I.19; los lechos pueden aparecer localmente estirados, adelgazados, o replegados y deformados con más violencia, y ello ocurre más especialmente en los pliegues que se desarrollan en materiales sedimentarios débiles, como son la margas (figura I.20). En los casos en

que rocas blandas viven comprendidas entre rocas duras, las blandas aparecen replegadas y deformadas con mayor violencia y en formas que tienen escasa o ninguna relación con las que ofrece la disposición principal del conjunto.

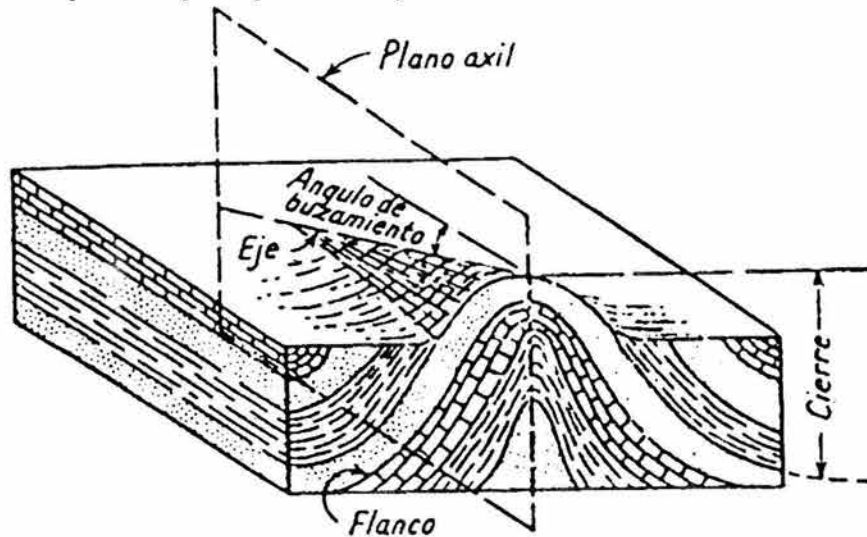


Figura I.21 Buzamiento simétrico anticlinal

Terminología. Las expresiones geológicas que se emplean para designar las partes de un pliegue son las siguientes (figura I.21) : los lados o costados son los *flancos*; *plano axial* es el de aquella superficie que divide al pliegue en dos partes aproximadamente iguales; si esta superficie es un plano vertical, el pliegue es *normal* o *simétrico*; si la superficie está inclinada, el pliegue es *inclinado* o *asimétrico* (figura I.22a); si uno de los flancos del pliegue rebasa la posición vertical, está *desplomado* (figura I.22b), y si el fenómeno se realiza en mayor grado, es decir con más exageración, se dice que está *volcado*; la intersección de la superficie axial con la culminación o cresta de un anticlinal, o con el fondo de un sinclinal, es la línea axial o *eje* del pliegue (figura I.21); la pendiente del eje, es decir, el ángulo que forma con respecto a la horizontal, se denomina *buzamiento del pliegue* o, más precisamente, *buzamiento del pliegue según su eje* (figura I.21); la proporción de deformación vertical originada por el plegamiento se denomina *cierre* del anticlinal (figura I.21); si un pliegue del tipo anticlinal ofrece aproximadamente las mismas pendientes en todos sus flancos, a partir del punto de máxima altura o *culminación*, se denomina *cúpula* o *domo* de este tipo de pliegue; e, inversamente, si lo mismo ocurre en un sinclinal en que sus flancos ofrecen siempre pendientes análogas, convergentes todas hacia el punto más hondo, se llama *depresión*, *cuenca*, *cupeta* o *artesa* (los términos “geosinclinal” y “geoanticlinal” se refieren, respectivamente a depresiones y elevaciones muy grandes de la corteza terrestre y pueden ofrecer una extensión superficial de muchas millas; además, en uso de esos términos no implica, necesariamente, el que las rocas a que afectan hayan sido plegadas).

1.3.3 Fallas

La figura I.23 muestra el tipo de deformación de rocas que se conoce bajo la denominación *falla*. En el caso más sencillo la roca puede aparecer fracturada prácticamente a lo largo de un plano; de aquí la denominación corriente de *plano de falla*, aunque en la realidad de la naturaleza ninguna superficie de falla es auténticamente plana; las masas de roca

adyacentes al plano de la falla son las *hastiales* de la misma. Las masas de roca que se sitúan por encima del plano de falla están o se sitúan al *techo* de la misma, y las que se sitúan por abajo están al *muro* de ella. Si la falla es *normal* (figura I.23a), la pendiente o buzamiento del plano de falla excede, por lo general, de 45° y las formaciones al techo parecen haber descendido con respecto a las del muro. En una falla inversa el techo parece haberse elevado con respecto al muro, y el del plano de falla es, por lo general, menor de 45° (figura I.23b).

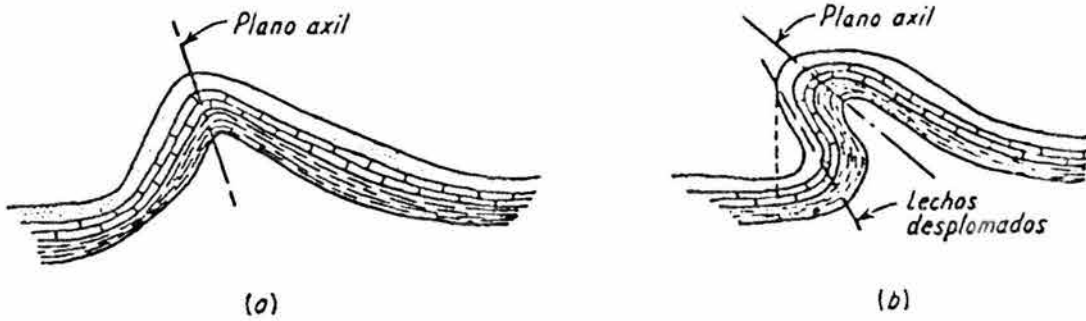


Figura I.22 Anticlinales asimétricos

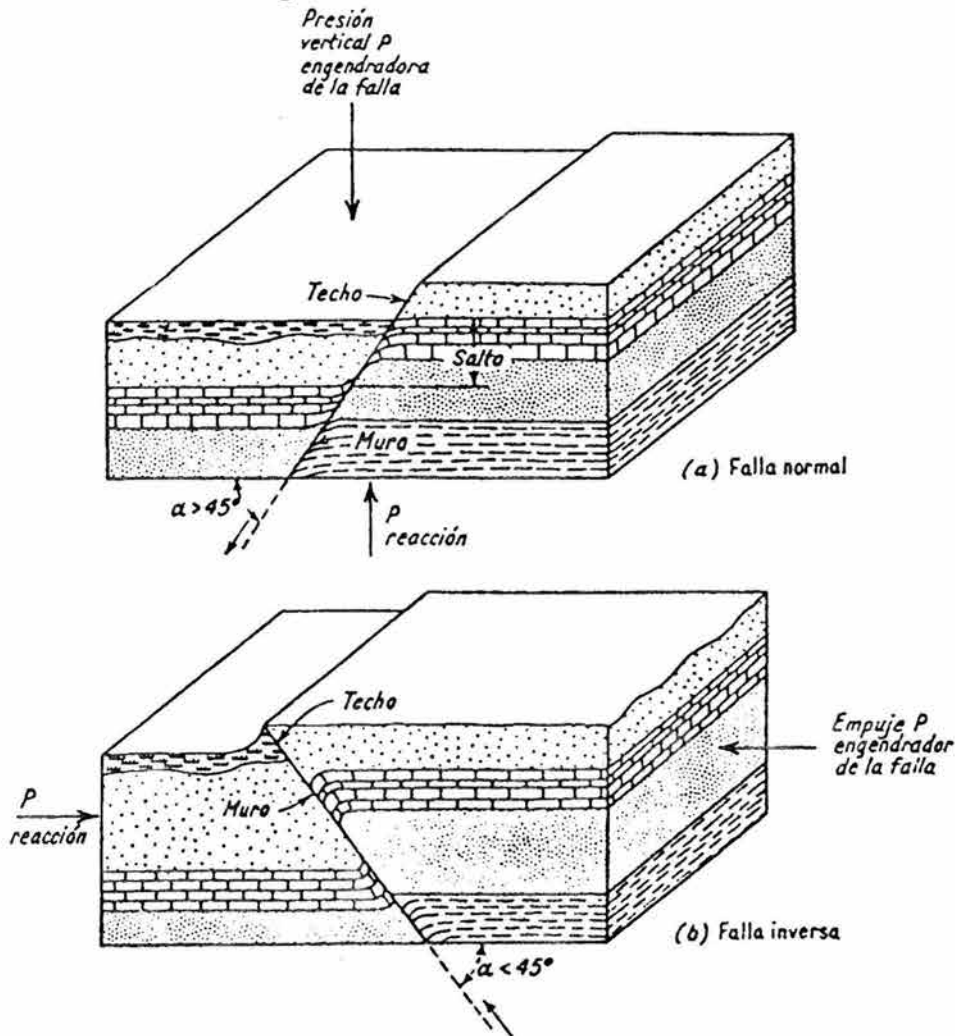


Figura I.23 a) Falla normal, b) falla invertida

En ambos casos la fracturación a lo largo de la superficie de la falla ofrece las características de una rotura por cizallamiento. Además del movimiento propio del cizallamiento, los muros de la falla pueden separarse uno de otro y, en muchos casos, en vez de una sola fractura existe toda una *zona de falla* afectada y dañada por las roturas y trastornos, que con frecuencia llega a los 10–20 pies de ancho y que algunas veces lo es mucho más. Los hastiales de una falla pueden también moverse uno con respecto del otro con una componente longitudinal, a veces a lo largo de distancias considerables. En algunos casos espectaculares ha habido arroyos cuyos cauces han saltado de uno al otro labio de la falla, a distancias considerables, aunque originalmente transcurrían perpendicularmente a la línea en que luego se produjo la falla. En la falla inversa hay un verdadero acortamiento de la superficie del terreno, mientras que en una falla normal, por el contrario, la superficie experimenta alargamiento. En general, es difícil llegar a poder determinar o discernir cuál de los labios de la falla se ha desplazado respecto del otro. Las fallas pueden desarrollarse lenta y gradualmente o pueden ocurrir repentinamente. En este último caso suelen ir acompañadas de movimientos de tierra (terremotos).

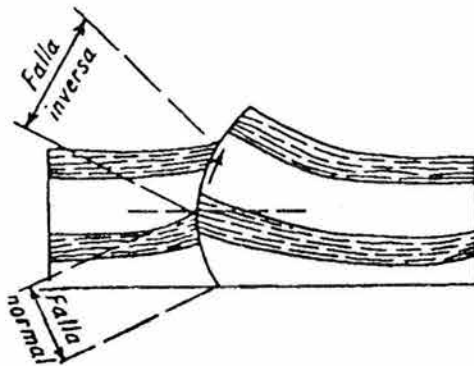


Figura II 24 Falla cilíndrica

En el caso de la *falla cilíndrica* la masa pétreo gira de manera tal que produce una falla inversa en profundidad a la superficie del terreno, mientras que en profundidad la falla es característicamente normal (figura I.24). Los varios términos que se emplean para designar los elementos de una falla, así como para calibrar su medida, aparecen en la figura I.25. Una *falla cabalgante* es aquella en que el techo ha sido verdaderamente arrastrado sobre el muro.

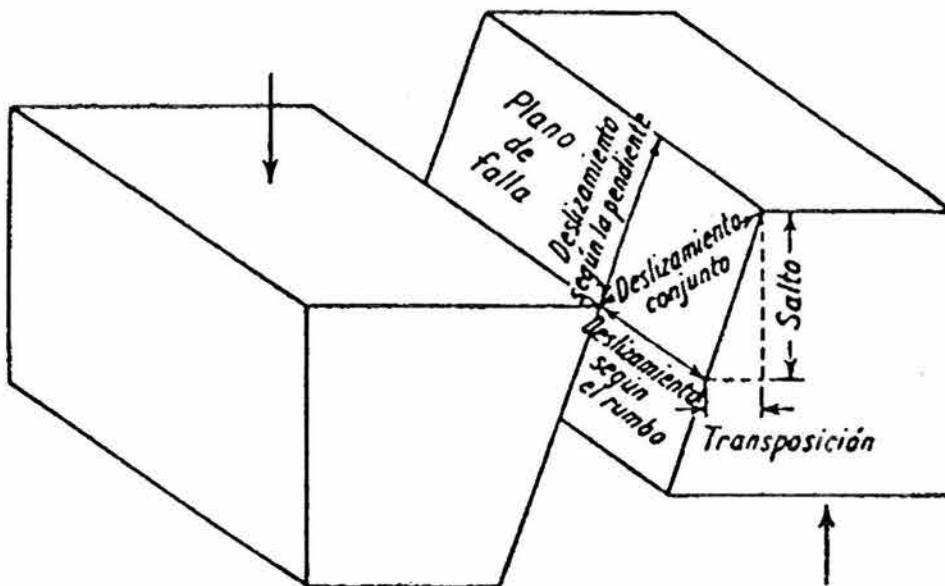
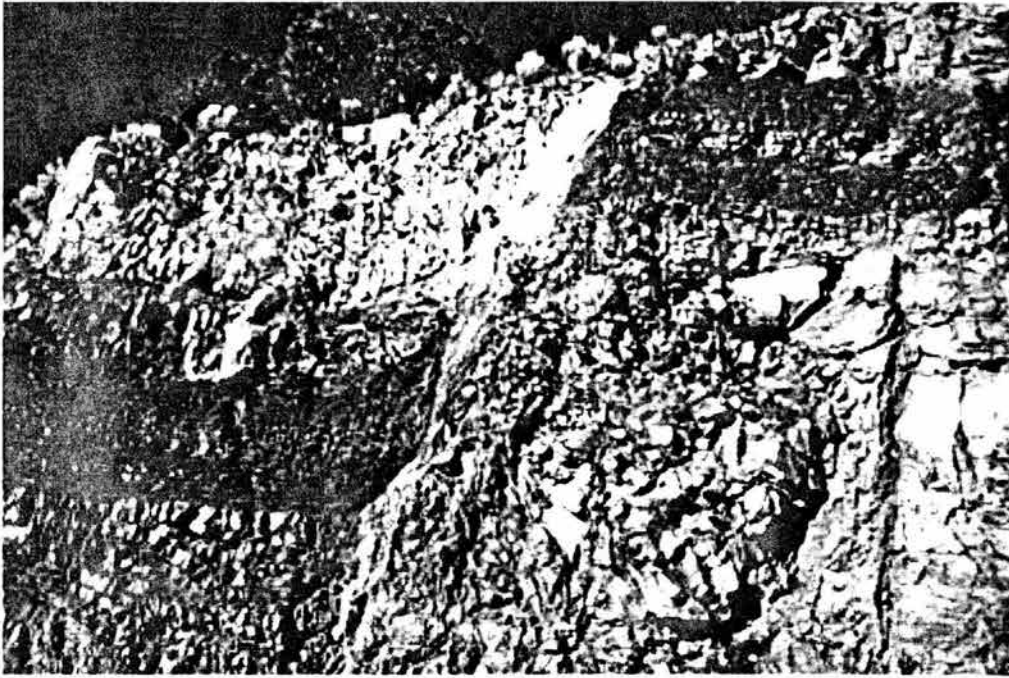


Figura I.25 Terminología empleada en la descripción y medida de los movimientos de fallas



Fotografía I.7 Falla normal

Causas de las fallas. Puesto que siempre actúan simultáneamente esfuerzos de compresión (o tensión) y de cizallamiento, las fallas, aunque son esencialmente roturas por cizallamiento, pueden en realidad deber su origen a presiones o tensiones. Así, una falla normal puede ser engendrada por una presión vertical (figura I.23a) y la falla inversa puede serlo por un empuje horizontal (figura I.23b). Entre otras causas posibles, una presión vertical puede deberse a la remoción o eliminación de al sustentación vertical a cierta profundidad, como ocurre si el magma huye de debajo de determinada porción de la corteza terrestre. Las rocas blandas y de reducida cohesión, constituidas por materiales granulados, son muy sensibles a la supresión de tales apoyos en el sentido de la vertical. Las “fallas de gravedad” o “fallas gravitativas” que sobrevienen en tales casos son afines a los corrimientos de tierras. Las tensiones que se desarrollan en estratos más profundos pueden llevar a las mismas consecuencias que la supresión del apoyo en sentido vertical. Las fuerzas de tensión de todas clases en los estratos superiores son propicias a la formación de fallas, como consecuencia de la baja resistencia a la tensión de las rocas.

II. RESISTENCIA Y COMPRESIBILIDAD DE ENROCAMIENTOS Y GRAVAS

II.1 INTRODUCCION

Las gravas y enrocamientos constituyen materiales de gran interés en la construcción de presas con núcleo impermeable relativamente delgado y de pedraplenes para carreteras.

Las primeras presas de tierra en China e India estaban integradas por masas homogéneas de suelo compactado en forma rudimentaria. El desarrollo de California, EUA, a fines del siglo pasado, requirió la formación de embalses para almacenar agua destinada a servicios urbanos y riego; debido a las disponibilidades de materiales en los sitios de presas, hubo necesidad de usar el enrocamiento o los desperdicios de mina en la construcción de esas estructuras. Una tendencia semejante se observa en México, donde predominan los derrames de basalto, andesita y riolita, o bien las calizas del Cretáceo Medio y Superior.

La necesidad de construir presas de tierra y enrocamiento de gran altura con objeto de generar energía ha propiciado, por razones económicas, secciones formadas por grandes masas granulares y un corazón de suelo compactado, vertical o inclinado, aproximadamente en la zona central. Por otra parte, en carreteras de alta velocidad se han requerido cortes de ladera y pedraplenes de gran altura; estos últimos se realizan usualmente con enrocamiento procedente de las mismas excavaciones o de canteras seleccionadas.

La investigación de las propiedades mecánicas de enrocamientos y gravas acusa un desarrollo semejante al de las obras construidas con dichos materiales. Las primeras pruebas con muestras de grava se efectuaron en la Universidad de Harvard, en 1944, usando, una cámara triaxial para especímenes de 4 plg de diámetro, ensayados a presión confinante menor de 1 kg/cm^2 (vacío interior). En la Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH) se diseñó y construyó en 1949 una cámara triaxial para ensayar probetas de grava (tamaño máximo de granos, 1.5 plg) de 15 cm de diámetro, con presiones de 8 kg/m^2 (Marsal, 1949). Este dispositivo sirvió para determinar las características de los materiales que se estaban colocando en las zonas permeables de la presa Alvaro Obregón, Son. Al proyectarse la construcción de El Infiernillo, Mich., presa de tierra y enrocamiento de 145 m de altura, la Comisión Federal de Electricidad (CFE), asesorada por el profesor A. Casagrande, desarrolló en 1961 un equipo triaxial para probar especímenes de 1 m^2 de sección transversal (tamaño máximo de partículas, 20 cm), a presiones confinantes máximas de 25 kg/cm^2 (Marsal *et al*, 1965). Con anterioridad, el Instituto de Mecánica de Suelos y Rocas de la Universidad Técnica de Karlsruhe, RFA, había construido una cámara similar a la anterior, pero para presiones menores de 15 kg/cm^2 (Leussink, 1960). En 1968, la Universidad de California puso en operación otra cámara triaxial para ensayar probetas de 91 cm de diámetro con presiones confinantes de 50 kg/cm^2 (Chan, 1969). En la última década, el Instituto de Ingeniería, UNAM, complementando la labor realizada por la CFE, ha montado un aparato de deformación plana para especímenes de $75 \times 70 \times 180 \text{ cm}$ y un oedómetro de 114 cm de diámetro. En la actualidad construye el cubo triaxial para ensayar probetas de grava y de enrocamiento de 1 m^3 ; en este aparato se pueden aplicar presiones máximas de 100 kg/cm^2 en cualquier dirección. Además, varios laboratorios en Bélgica (Fagnoul, 1969), Francia (Post, 1969), Rusia (Nitchiporovitch, 1969), Alemania (Leussink y Brauns, 1969), Japón (Mogami, 1969), etc, cuentan con aparatos de corte directo capaces de probar especímenes de grava y enrocamiento sometidos a esfuerzos normales del orden de 10 kg/cm^2 .

La descripción anterior da una idea de la evolución experimental registrada en este campo de la mecánica de suelos durante las dos últimas décadas. Los resultados logrados en diversas instituciones han tenido un fuerte impacto en el diseño de estructuras formadas con enrocamientos o gravas. Este capítulo resume la información relativa a resistencia y compresibilidad de esos materiales, obtenida por los laboratorios de la CFE y el Instituto de Ingeniería, UNAM, y se hace referencia a investigaciones en el laboratorio de enrocamientos de la Universidad de California, EUA, particularmente en lo relativo a efectos de escala.

Tabla II.1 Índices de solidez de enrocamientos y gravas

Material	Símbolo	Origen	Forma de los granos	Absorción de agua, en porcentaje*	Desgaste Los Ángeles, en porcentaje**				Intemperismo (ASTM, C88), en porcentaje***		
					1	A	C	D	2½"	1½"	"
Conglomerado silicificado de El Infiernillo	○	Cantera	Angular	1.3 – 2.8 (2.0)	23.7	30.5	22.4	22.2	13.0	29.0	16.4
Diorita de El Infiernillo	●	Cantera	Angular	0.45 – 1.7 (0.99)	15.8	15.4	18.6	18.3	0.74	0.19	3.9
Grava y arena de Pinzandarán	✕	Depósito aluvial	Redondeado	0.80 – 1.8 (1.3)	16.7	17.4	20.0	20.3	0.32	0.49	7.6
Conglomerado de Malpaso	+	Cantera	Subangular	(2.9)	32.1	37.2	28.5	42.5	39.8	54.2	60.7
Basalto de San Francisco	△ ▲	Cantera Triturado	Angular	0.19 – 1.7 (0.49)	10.8	12.5	15.0	19.3	0.03	0.19	0.33
Gneis granítico de Mica	□ ■	Socavón	Subangular	0.33 – 1.6 (0.75)	24.8	49.8	54.7	52.9	0.10	0.10	1.0
Pizarra de El Granero	◇ ◆ ⊗ ⊛	Cantera	Angular	0.10 – 1.7 (0.93)	26.1	23.8	22.4	22.5	0.16	0.10	0.70
Filita de Chivor	○ ⊙ ●	Socavón	Angular	0.49 – 2.4 (0.94)	14.7	13.8	13.7	32.2	0.03	0.10	0.33
Caliza de La Angostura	□ ⊠	Cantera	Angular	2.0 – 12.7 (5.6)	32.8	40.4	33.8	53.4	20.6	34.0	11.7
Grava y arena de La Angostura	◇ ◆	Depósito aluvial	Redondeado	0.12 – 1.7 (0.78)	7.9	20.6	19.9	24.4	0.07	0.29	2.0
Toba de Las Piedras	S	Cantera	Angular	(2.1)	35.5	43.9	42.8	42.1	66.7	60.0	88.7

* Los números entre paréntesis son valores medidos de la absorción; las pruebas se hicieron con 10 tamaños nominales (3, 2 ½, 2, 1 ½, 1, ¾, ½, 3/8, ¼, plg y N° 4).

** Las pruebas de desgaste se efectuaron con las granulometrías 1, A, C y D, prescritas en las normas ASTM.

*** La sanidad de la roca se determinó con partículas de tres dimensiones nominales: 2 ½, 1 1/2 y 3/8 plg.

II.2 MATERIALES

Con motivo del proyecto de varias presas en el país y en el extranjero, se tuvo la oportunidad de ensayar muestras de enrocamiento y gravas de diferentes orígenes. Si bien estos materiales constituyen un limitado número de las posibilidades que pueden presentarse al diseñar pedraplenes o presas de tierra y roca, el conjunto se considera razonablemente amplio. Los materiales estudiados son nueve enrocamientos y dos muestras de depósito aluvial (tabla II.1). Entre los enrocamientos hay rocas ígneas (diorita de El Infiernillo y basalto de San Francisco), rocas metamórficas (gneis granítico de Mica con esquistos y sin él, conglomerado silicificado de El Infiernillo, filita verde de Chivor y pizarra

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

de El Granero) y rocas sedimentarias (caliza de La Angostura y conglomerado de Malpaso). Las gravas y arenas son materiales extraídos de los lechos del río Balsas a la altura de Pinzandarán y del río Grijalva, aguas abajo del cañón de La Angostura. Como se indica más adelante, las pruebas se hicieron preparando los especímenes con distintas granulometrías y variando el grado de compactación inicial.

II.2.1 Índices de solidez de los granos

Las propiedades físicas de las partículas o fragmentos de roca varían notablemente no solo en las gravas y arenas que contienen los granos más competentes arrastrados por el agua dentro de cuencas con geología diversa, sino también en los enrocamientos explotados de una misma fuente, por causa del intemperismo y los defectos naturales (diaclasas, inyecciones hidrotermales, cavidades, etc) y los inducidos por el explosivo y el manejo de la roca durante su extracción, transporte y colocación.

Con objeto de conocer en forma preliminar la solidez del enrocamiento o de la grava y arena, se realizaron pruebas índice. Se hace hincapié en que estas no son aceptadas universalmente, pues han sido propuestas para catalogar agregados de concretos y aún no existe un estudio de mecánica de suelos o de rocas que correlacione dichos índices con las propiedades de interés en estos campos. Las pruebas de referencia son: *a)* absorción de agua, *b)* desgaste o abrasión Los Ángeles, y *c)* intemperismo acelerado. Las especificaciones para ejecutar estos ensayos se pueden consultar en el Manual de Concreto de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH, 1970). Siguiendo estas normas se han determinado los índices que se muestran en la tabla II.1.

La *absorción de agua* no es significativa en materiales tan diversos como la diorita de El Infiernillo, el gneis granítico de Mica, y las gravas y arenas de La Angostura y Pinzandarán; en estos casos la absorción es 1 por ciento o menor. Para el conglomerado silicificado de El Infiernillo, la absorción varió de 1.3 a 2.8 por ciento, y es particularmente indicativa en la caliza de La Angostura, con valores comprendidos entre 2 y 13 por ciento; la absorción del conglomerado de Malpaso y la toba de Las Piedras pertenece al intervalo 2-3 por ciento. Con base en los resultados de pruebas de resistencia y compresibilidad que se comentan más adelante, puede anticiparse que el gneis de Mica y la caliza de La Angostura son rocas con características similares; sin embargo, la absorción de agua acusa diferencias notables, por lo que en casos como los mencionados no constituye un índice recomendable por sí mismo.

El *desgaste* en la prueba Los Ángeles se determinó para cuatro granulometrías (1, A, C y D), atendiendo a las normas ASTM; la tabla que aparece a continuación presenta la composición granulométrica de las muestras ensayadas, y en la tabla II.1 aparecen los resultados respectivos.

En ciertos materiales como el gneis granítico de Mica, el basalto de San Francisco y el conglomerado de Malpaso, el desgaste aumenta al pasar de la granulometría 1 (fracción gruesa) a la D. La diorita y el conglomerado de El Infiernillo y la pizarra de El Granero acusan una pérdida por abrasión aproximadamente constante para las diferentes muestras. El desgaste es notable en la filita de Chivor que pasa por la malla N° 4 y es retenida en la malla N° 8, comparado con los correspondientes a las granulometrías 1, A y C. Las mayores pérdidas por abrasión se observan en la caliza de La Angostura y el gneis granítico de Mica, mientras que los valores más bajos pertenecen a la diorita de El Infiernillo y el

basalto de San Francisco, ocupando una posición intermedia las gravas y arenas de Pinzandarán y La Angostura, y la pizarra de El Granero.

El *intemperismo* medido por la desintegración de la roca sometida a la acción del sulfato de sodio, en cinco ciclos de inmersión y secado al horno, es el tercer índice usado en este capítulo. La pérdida por intemperismo, en porcentaje del peso inicial, es alta para el conglomerado silicificado de El Infiernillo y la caliza de La Angostura y extraordinaria para la toba de Las Piedras y el conglomerado de Malpaso; en las restantes, la desintegración es normal y, en general, menor de 1 por ciento.

Prueba Los Ángeles, granulometrías

Tamaño de la malla, en mm		Granulometría, porcentaje en peso			
Pasa	Retenido	I	A	C	D
76.1	64.0	25	—	—	—
64.0	50.8	25	—	—	—
50.8	38.1	50	—	—	—
38.1	25.4	—	25	—	—
25.4	19.1	—	25	—	—
19.1	12.7	—	25	—	—
12.7	9.51	—	25	—	—
9.51	6.35	—	—	50	—
6.35	4.76	—	—	50	—
4.76	2.38	—	—	—	100

La comparación de los valores de la absorción, desgaste e intemperismo (tabla II.1) lleva a las siguientes conclusiones principales:

- La *absorción* es significativa en caso de materiales porosos como la caliza de La Angostura, tobas volcánicas y conglomerados, pero sus valores resultan muy semejantes para rocas ígneas y metamórficas no alteradas.
- Tornando como referencia la granulometría 1, ya que para enrocamientos puede ser de mayor interés analizar el *desgaste* de la fracción gruesa, los valores de pérdida por abrasión más elevados corresponden a los materiales que han acusado menor resistencia a la ruptura (tabla II.2). Una absorción alta puede estar correlacionada con un fuerte desgaste por abrasión.
- Las determinaciones de pérdida por *intemperismo* no mejoran la información proporcionada por los índices de *absorción* y *desgaste*, excepto en el caso del conglomerado silicificado de El Infiernillo y la toba de Las Piedras.

Con base en los comentarios anteriores, se sugiere tentativamente lo siguiente para futuras determinaciones de la solidez de una roca: a) determinar la absorción de agua en la forma usual propuesta por las normas ASTM; b) realizar la prueba de desgaste Los Ángeles solo con la granulometría 1; c) aplicar el procedimiento C88 de ASTM solo a partículas de 2 ½ plg, a fin de estimar la pérdida por intemperismo.

II.2.2 Granulometría.

Las propiedades mecánicas de un cuerpo granular dependen de la forma y rugosidad de los granos y de la composición granulométrica, además de otros parámetros que se tratarán más adelante.

La composición granulométrica de los materiales estudiados se presenta en la fig II.1. Obsérvese que varios de los enrocamientos se ensayaron con diferente graduación; esto se

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

hizo ex profeso para investigar la influencia de la granulometría en la resistencia al corte, rotura de granos y compresibilidad. Las curvas de la diorita y el conglomerado de El Infiernillo, así como la del material de Malpaso, fueron obtenidas cribando los enrocamientos de las presas respectivas, después de eliminar los fragmentos de diámetro nominal mayor de 20 cm. La composición del basalto de San Francisco fue elegida por el Cuerpo de Ingenieros de EUA (laboratorio de El Sausalito, Cal.) con fines de investigación. Las restantes muestras de enrocamiento (Mica, El Granero, Chivor, La Angostura y Las Piedras) se ensayaron con dos o tres granulometrías arbitrariamente escogidas para fines de diseño de las presas que llevan dichos nombres. La curva granulométrica de la grava y arena de Pinzandarán es la del préstamo utilizado para la presa El Infiernillo, en tanto que las de La Angostura son la natural y la A del enrocamiento de la presa.

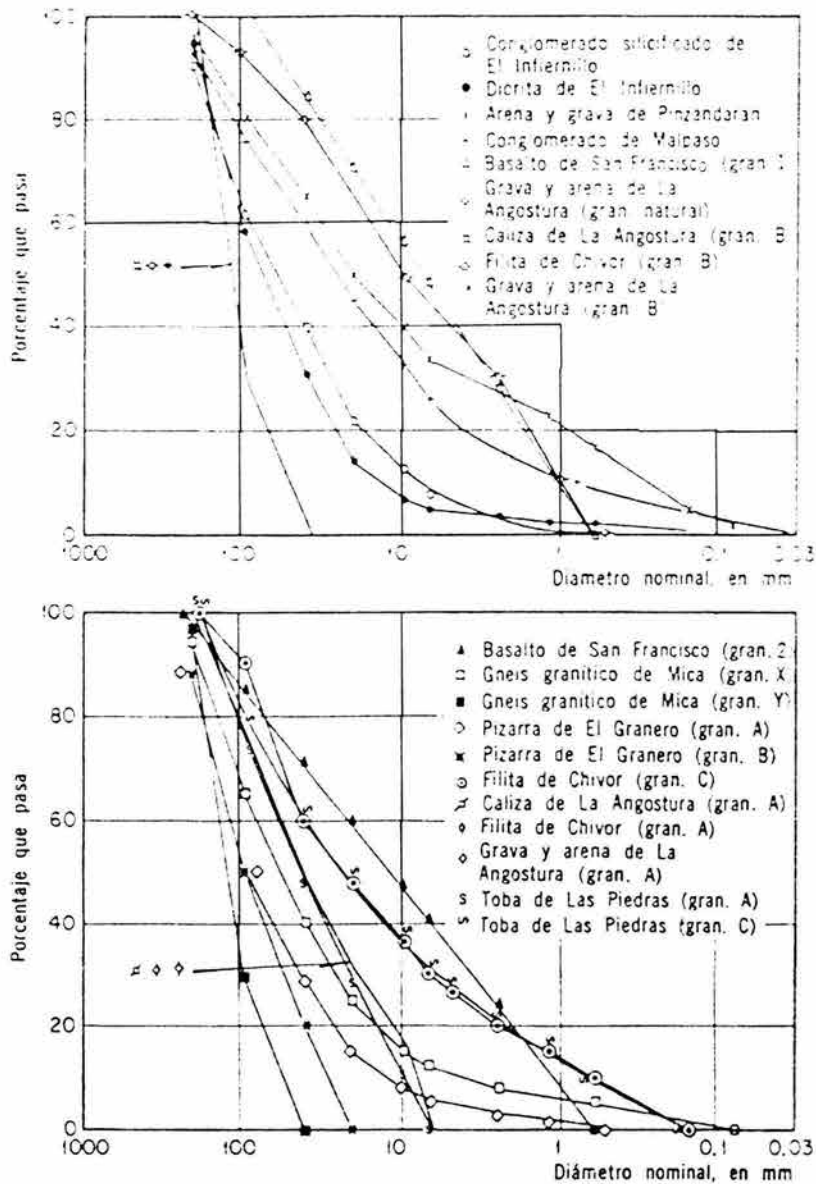


Figura II.1 Curvas granulométricas de los materiales ensayados en compresión triaxial y extensión triaxial y en deformación plana.

Tabla II.2 Ensayes de ruptura en fragmentos de roca*

Material	Diámetro nominal, d_n , en cm	Dimensión promedio, d_m , en cm	Resistencia a la ruptura, P_a , en kg**	Coefficiente de variación, v (P_a)	η , en kg/cm^2	λ	Observaciones
Grava de Pinzandarán	2.5	2.1	439	0.28	140	1.55	Secado al aire
	5.0	4.0	1 090	0.18			
	10	7.9	3 490	0.24			
Diorita de El Infiernillo	2.5	2.2	349	0.21	140	1.18	Secado al aire
	5.0	4.2	703	0.15			
	10	6.7	1 300	0.30			
Diorita de El Infiernillo	2.5	2.2	294	0.27	106	1.51	Húmedo*** y sumergido en agua
	5.0	4.4	670	0.32			
	10	7.4	1 860	0.24			
Basalto de San Francisco	2.5	2.1	634	0.26	140	1.39	Secado al aire
	5.0	4.3	1 140	0.39			
	10	7.3	2 080	0.24			
Basalto de San Francisco	2.5	2.1	282	0.21	100	1.57	Húmedo y sumergido en agua
	5.0	4.5	1 220	0.27			
	10	7.7	2 200	0.24			
Gneis granítico De Mica	2.5	2.1	209	0.16	83	1.59	Secado al aire
	5.0	4.0	603	0.16			
	10	7.8	1 790	0.27			
Gneis granítico De Mica	2.5	2.2	187	0.14	62	1.70	Húmedo y sumergido en agua
	5.0	4.1	580	0.12			
	10	7.3	1 510	0.26			
Pizarra de El Granero	1.9	1.9	197	0.34	75	1.49	Secado al aire
	2.5	3.8	605	0.28			
	6.3	6.1	1 360	0.44			
	12.7	9.3	5 890	0.34			
Filita de Chivor	1.9	1.4	144	0.19	120	1.24	Húmedo y sumergido en agua
	2.5	2.2	406	0.32			
	6.3	4.9	1 211	0.18			
	12.7	9.4	5 710	0.47			
Caliza de La Angostura	1.9	1.7	134	0.22	75	1.24	Secado al aire
	2.5	2.0	179	0.23			
	6.6	5.6	647	0.22			
	12.7	9.4	2 220	0.21			
Caliza de La Angostura	1.9	0.97	19.3	0.25	19	2.20	Húmedo y sumergido en agua
	2.5	2.1	76	0.43			
	6.3	5.2	768	0.22			
Grava y arena de La Angostura	1.9	1.6	225	0.32	100	1.60	Secado al aire
	2.5	2.2	360	0.17			
	6.3	5.6	1 872	0.43			
	12.7	8.7	4 993	0.40			
Grava y arena de La Angostura	1.9	1.2	170	0.31	120	1.55	Húmedo y sumergido en agua
	2.5	2.2	423	0.23			
	6.3	5.5	1 757	0.37			
Toba volcánica de Las Piedras	1.9	1.4	68	0.28	33	1.36	Secado al aire
	3.8	2.9	163	0.53			
	6.3	5.4	435	0.28			
	12.7	10.8	753	0.20			

* Resultados obtenidos en series de 10 determinaciones

** $P_a = \eta d_m^\lambda$

*** Los especímenes se mantuvieron bajo agua durante 24 horas antes de ensayarlos.

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

A fin de ilustrar la forma y el aspecto de las partículas o fragmentos de los materiales descritos en la tabla II.1, se presentan fotografías de distintas fracciones en las figs II.3 a II.13. Algunas de ellas muestran granos que sufrieron desgaste apreciable en sus esquinas y aristas durante las pruebas (caliza de La Angostura, gneis granítico de Mica y la toba de Las Piedras). Obsérvese la agudeza del contorno en los fragmentos de El Granero, la presencia de bandas micáceas en el gneis granítico de Mica, la diversidad de rocas en las gravas de Pinzandarán y La Angostura, la tersura de las superficies en el basalto de San Francisco y la diorita de El Infiernillo. El conglomerado de Malpaso tiene el aspecto de un concreto pobre (grava y arena compacta, ligeramente cementadas con carbonato de calcio). Es usual describir las curvas granulométricas mediante el diámetro efectivo, d_{10} y el coeficiente de uniformidad, C_u ; algunos laboratorios determinan también el coeficiente de curvatura, C_c . En la tabla II.3 se incluyen los parámetros d_{10} y C_u de las muestras ensayadas en los aparatos triaxial y de deformación plana. Lowe (1969) considera que estos índices no son los que mejor identifican la composición granulométrica de un suelo y sugiere usar el sistema propuesto por Burmister (1955), con base en cinco formas típicas de las curvas y un coeficiente C_r que representa el intervalo de variación de los tamaños granulares.

II.2.3 Rotura de granos

La descripción precedente no basta para catalogar el producto obtenido en cantera con explosivos. Los ensayos de compresión triaxial, deformación plana y compresión unidimensional, demostraron que los granos de un enrocamiento experimentan rotura, aun cuando se opere a niveles de esfuerzo relativamente bajos. Las pruebas índice y la inspección visual de los fragmentos de roca proporcionan idea de la importancia que puede tener dicha rotura en cada caso; pero no es factible, con tal información, valuar su magnitud e influencia en otras características como la compresibilidad. Debido a esto se ha realizado una prueba que somete los fragmentos de roca a estados de esfuerzo (fuerzas concentradas en los contactos y condiciones de apoyo diversas) similares a las que se presentan dentro de una masa granular. Dicha prueba consiste en aplicar a tres granos de aproximadamente igual tamaño, d_m , fuerzas transmitidas mediante una placa de acero; se miden el número de contactos, N_c , y la carga, P , que produce la rotura del primer grano (No se considera como rotura el desprendimiento de pequeñas partículas producidas en esquinas o aristas). La relación P/N_c es el valor P_a denominado carga de ruptura de la roca, para la dimensión d_m . La fig II.14 muestra el aparato de referencia y la tabla II.2 los resultados obtenidos con varios de los materiales antes descritos (tabla II.1 y figs II.3 a II.13).

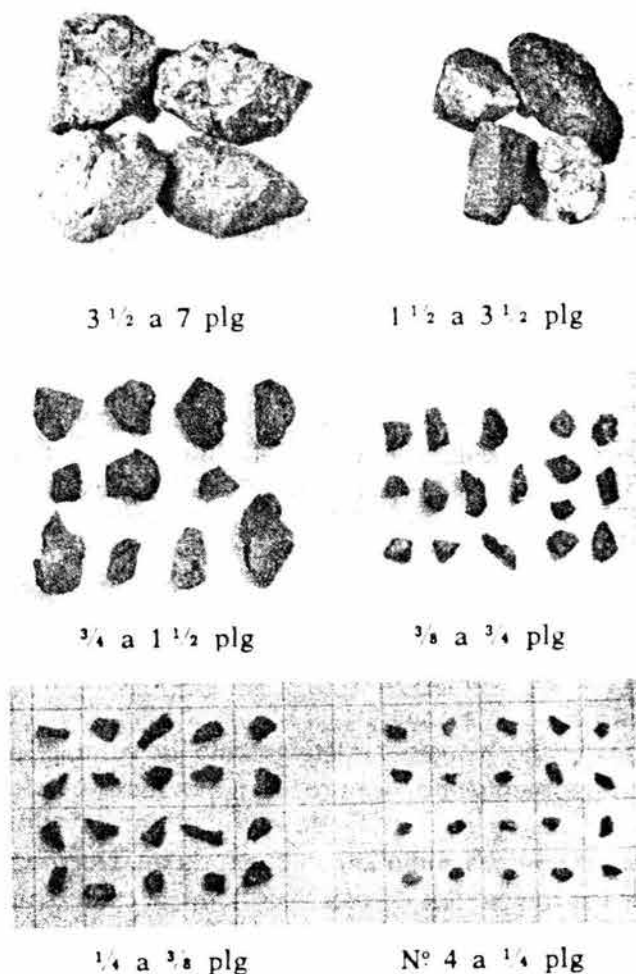


Figura II.3 Conglomerado silicificado de El Infiernillo

Las cargas P_a varían apreciablemente, debido a que la prueba de ruptura no solo involucra condiciones de apoyo muy diversas en las partículas, sino también la presencia de defectos naturales en la roca (fisuras, poros, relleno de grietas, alteración, etc). Por ello, para cada dimensión d_m se realizaron 10 determinaciones; la tabla II.2 presenta el valor medio P_a y el correspondiente coeficiente de variación v (P_a). Además, las pruebas se efectuaron para dos estados de humedad de los granos o fragmentos de roca: secados al aire y sumergidos en agua. Los valores medios P_a en función del diámetro promedio de las partículas ensayadas aparecen dibujados en la fig II.15 (papel logarítmico), para la diorita de El Infiernillo y el gneis granítico de Mica. Los resultados definen la relación empírica: $\bar{P}_a = \eta d_m^\lambda$; los coeficientes η y λ y se han incluido en la tabla II.2.

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

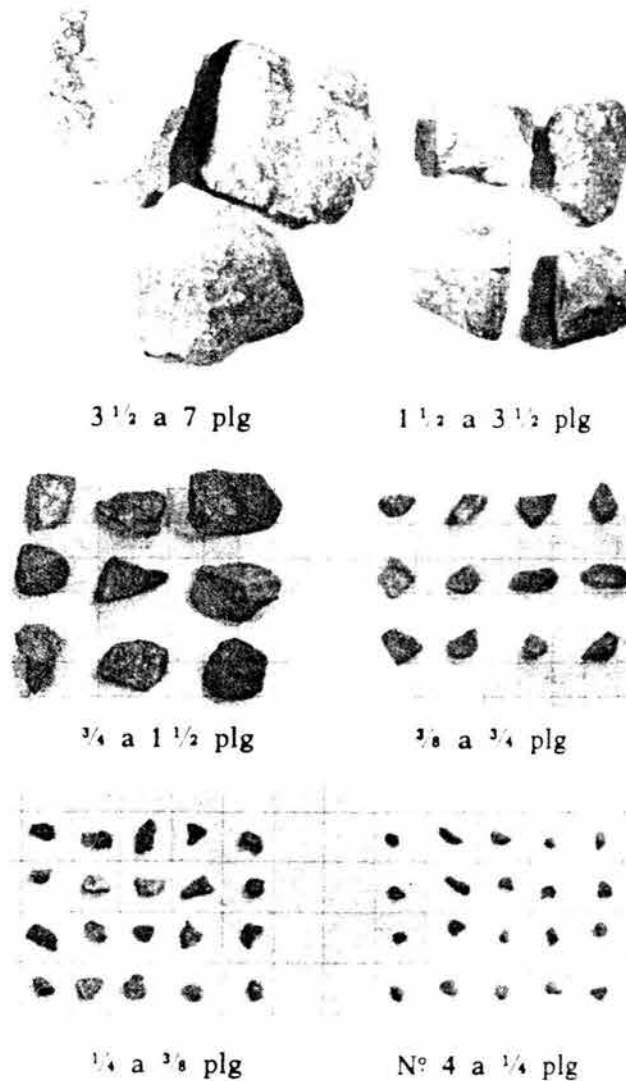


Figura II.4 Diorita de El Infiernillo

La expresión de P_a en términos de d_m puede justificarse mediante los estudios realizados por Joisel (1962) y, la teoría de Griffith (1921) sobre la propagación de grietas en una masa afectada por huecos. Combinando las proposiciones de dichos investigadores, se concluye (Marsal, 1969) que la ruptura P_a es proporcional a la dimensión del grano elevado a la potencia $3/2$. Según puede observarse en la tabla II.2, el exponente λ varía entre 1.2 y 2.2 en las rocas ensayadas; el material más débil es la caliza de La Angostura, sumergida en agua, y los más competentes son el basalto de San Francisco y las gravas de Pinzandarán y La Angostura.

Si se ordenan los materiales con base en las pérdidas por abrasión (granulometría 1, tabla II.1) y se comparan con los resultados de las pruebas de ruptura de granos (tabla II.2), es posible establecer la correlación mostrada en la tabla II.9, que más adelante se utilizará para clasificar los enrocamientos o gravas y seleccionar sus propiedades mecánicas en forma aproximada.

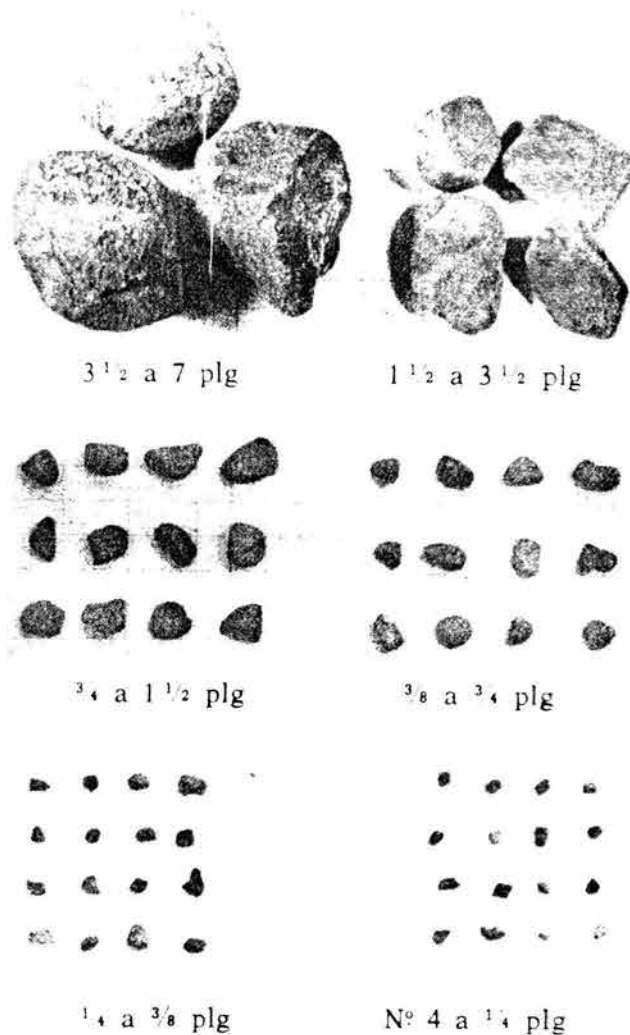


Figura II.5 Grava arena de Pinzandarán.

Tanto en las pruebas triaxiales como en las de compresión unidimensional y deformación plana, se estudiará la rotura de granos producida por los esfuerzos a que estuvo sometido el espécimen, a partir de las granulometrías inicial y final; el criterio aplicado se indica a continuación, ilustrado por las gráficas que aparecen en la fig II.16. Dadas las curvas granulométricas, en este caso para el gneis granítico de Mica ensayado en prueba triaxial y 25 kg/cm^2 de presión confinante, se encuentran las diferencias entre los pesos retenidos inicial y final ($\Delta W_k = W_{ki} - W_{kf}$), correspondientes a las fracciones k de diámetro nominal d_{nk} . La variación de ΔW_k se muestra en la gráfica inferior de la fig II.16, siendo $\Sigma \Delta W_k$ igual a cero. Se ha definido como rotura deranos, B_g , a la suma de los valores positivos de ΔW_k , que representa el porcentaje en peso de los granos que han sufrido fragmentación (Marsal, 1965). El parámetro B_g se incluirá sistemáticamente en las tablas de resultados de las pruebas antes mencionadas y para ciertas correlaciones, B_g se multiplicará por la concentración volumétrica de sólidos, $q = 1/(1 + e)$, a fin de tomar en cuenta la relación de vacíos $B_g q$ representa el volumen de partículas fragmentadas en relación al volumen total de la fase sólida.

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

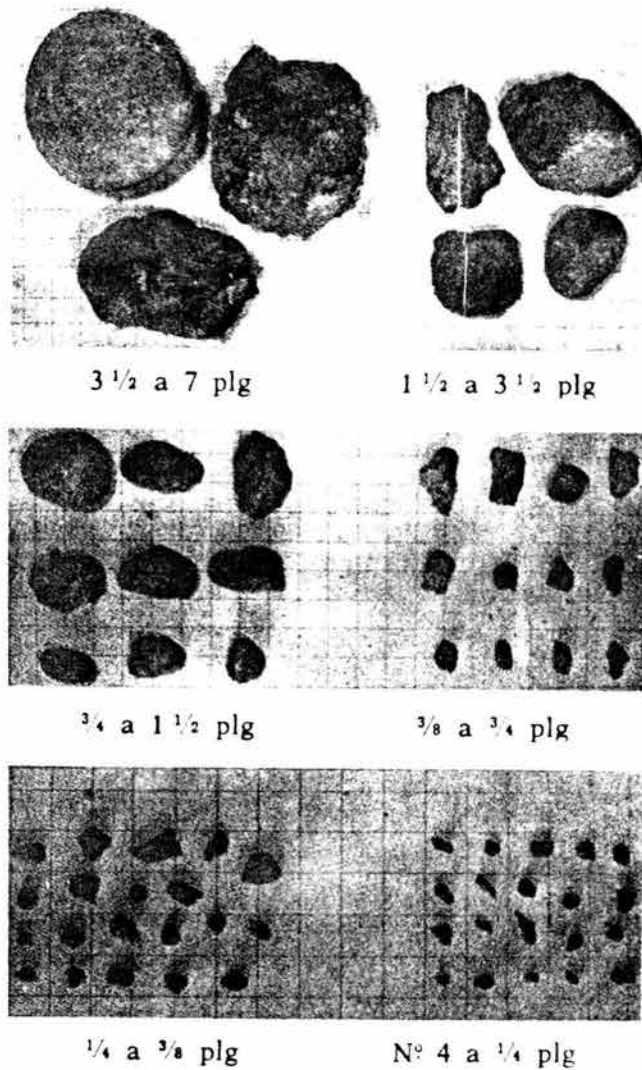


Figura II.6 Conglomerado de Malpaso.

II.3 RESISTENCIA AL CORTE

La tabla II.3 presenta los parámetros granulométricos d_{10} y C_u , la densidad de sólidos, la relación de vacíos inicial y las de los estados suelto y denso, correspondientes a las muestras que se ensayaron en compresión triaxial y deformación plana. Previa una breve descripción de los aparatos de ensaye, la preparación de los especímenes y la forma de realizar las pruebas, se analizan los datos de cada uno de los tipos de ensaye antes citados. Además, esta información experimental se complementa con la presentación de los resultados proporcionados por las pruebas de extensión triaxial. Por último, haciendo uso de los criterios de Mohr y Hill se correlacionan los valores de la resistencia al corte de ensayos triaxiales con los de deformación plana.

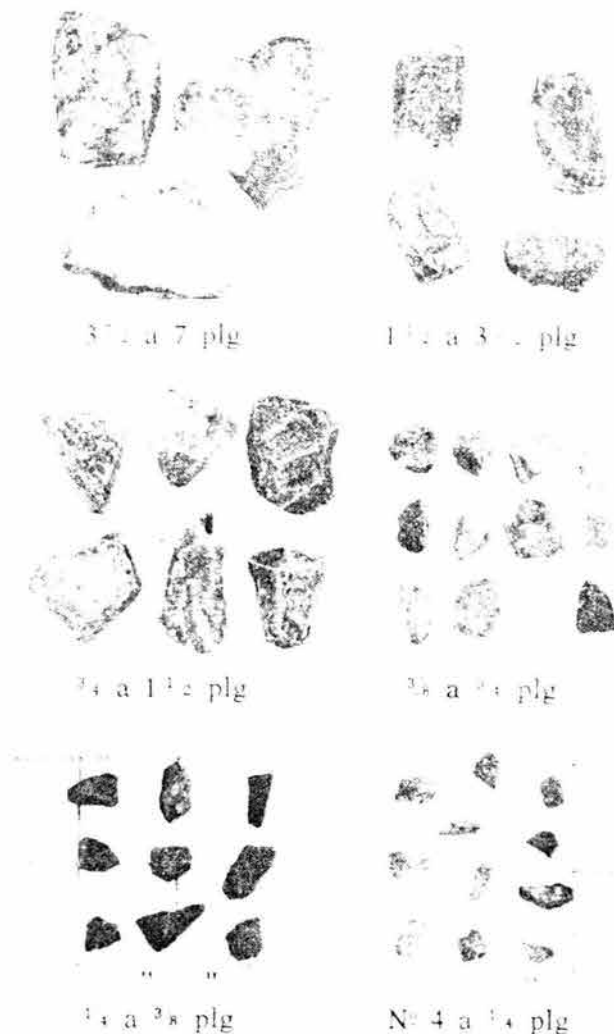


Figura II.7 Basalto de San Francisco

II.3.1 Compresión triaxial.

II.3.1.1 Aparato T-113-25.

Los ensayos de compresión triaxial se realizaron con el aparato que se presenta en forma esquemática en la fig II.17. Especímenes cilíndricos de 1.13 m de diámetro (1 m^2 de sección transversal) y 2.5 m de altura son sometidos a presiones confinantes máximas de 25 kg/cm^2 . La cámara es esférica, de 4.20m de diámetro, y contiene en su interior el marco de carga, formado por el anillo superior, nueve gatos hidráulicos que trabajan en tensión, y la base. Los gatos están vinculados al anillo y a la base mediante juntas universales; la capacidad total del marco es de 1500 ton. Los movimientos laterales y los de giro axial del anillo de carga son restringidos por medio de resortes y barras de torsión.

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

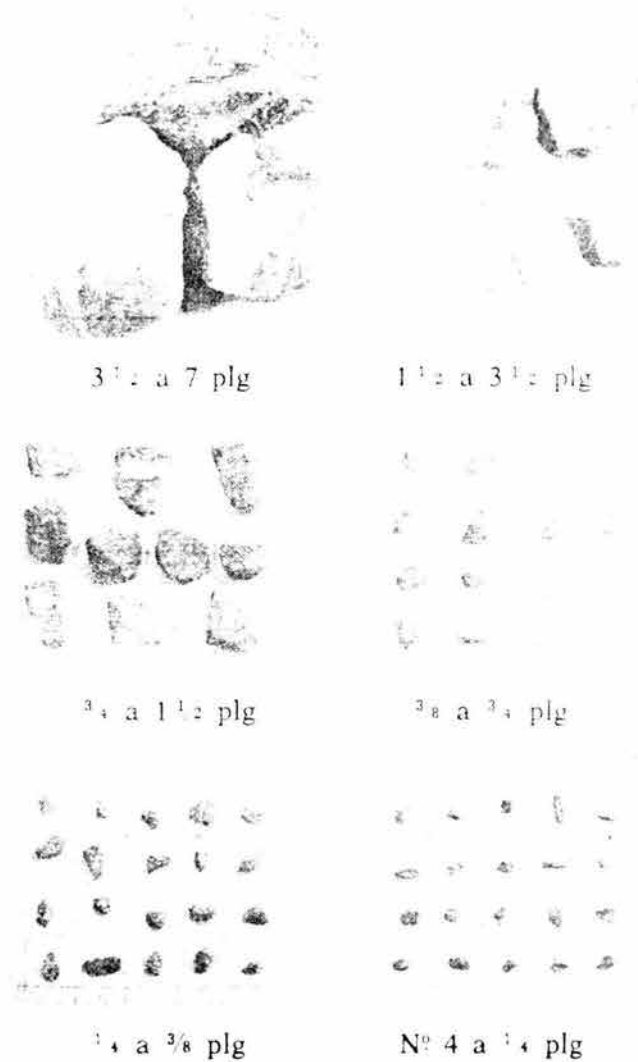


Figura II.8 Gneis granítico de Mica

Las deformaciones axiales del espécimen se miden con tres extensómetros verticales que aprecian el milímetro. Para calcular las deformaciones radiales se cuenta con cinco extensómetros circunferenciales que tienen la misma sensibilidad que los verticales. Además, mediante dos buretas de 100 y 500 lt de capacidad se determina la variación volumétrica con aproximación de 0.03 y 0.19 lt/mm respectivamente. Las cargas axiales aplicadas a la probeta son registradas por tres gatos planos ubicados en la base, mediante manómetros de precisión que operan en los intervalos de presión 0-40, 0-150 y 0-400 kg/cm². La presión confinante se produce con un sistema hidroneumático integrado por un compresor, diez botellas de alta presión y un tanque de acero, de 3.5 m³ de capacidad, parcialmente lleno de agua.

Los especímenes sometidos a presiones confinantes menores de 1 kg/cm² fueron ensayados en el aparato T-113-1 que opera al vacío (Marsal *et al*, 1965).

Tabla II.3 Características mecánicas de los materiales ensayados en los aparatos triaxial y de deformación plana

Material	Muestra símbolo	Diámetro efectivo, d_{10} , en mm	Coeficiente de uniformidad, C_u	Peso específico, s_s	Relación de vacíos		
					Inicial, e_i	Denso, e_d	Suelto, e_L
Conglomerado silicificado de El Infiernillo	1 ○	5	10	2.73	0.45	0.40	0.55
Diorita de El Infiernillo	2 ●	20	5.0	2.69	0.50	0.48	0.63
Grava y arena de Pinzandarán	3 ×	0.2	100	2.77	0.34	0.29	0.43
Conglomerado de Malpaso	4 +	0.8	63	2.70	0.38	0.31	0.51
Basalto de San Francisco (gran. 1)	5 △	1.0	11	2.78	0.35	0.33	0.55
Basalto de San Francisco (gran. 2)	6 ▲	1.1	18	2.78	0.37	0.29	0.46
Gneis granítico de Mica (gran. X)	7 □	6	14	2.62	0.32	0.31	0.50
Gneis granítico de Mica (gran. Y)	8 ■	53	2.5	2.62	0.62	0.58	0.77
Gneis granítico + 30 por ciento esquisto de Mica (gran. X)	9 ▽	4	19	2.64	0.32	0.29	0.51
Gneis granítico + 30 por ciento esquisto de Mica (gran. Y)	10 ▼	53	2.5	2.64	0.63	0.60	0.79
Pizarra de El Granero (gran. A)	denso 11 ◇	11	10	2.68	0.49	0.45	0.70
	suelto 12 ◆				0.70		
Pizarra de El Granero (gran. B)	denso 13 ✕	27	4.3	2.68	0.59	0.60	0.84
	suelto 14 ✕				0.69		
Filita de Chivor (gran. A)	denso 15 ⦿	14	7.1	2.81	0.58	0.59	0.68
	suelto 16 ●				0.63		
Filita de Chivor (gran. B)	denso 17 ⊖	53	2.0	2.81	0.74	0.74	0.80
	suelto 18 ⊖				0.81		
Filita de Chivor (gran. C, denso)	19 ⊙	2.5	10	2.81	0.31	0.32	0.41
Caliza de La Angostura (gran. A)	denso 20 ⦿	14	7.1	2.31	0.37	0.35	0.50
	suelto 21 ⦿				0.44		
Caliza de La Angostura (gran. B)	denso 22 ⊖	53	2.0	2.31	0.57	0.49	0.73
	suelto 23 ⊖				0.73		
Grava y arena de La Angostura (gran. A)	denso 24 ⦿	14	7.1	2.64	0.31	0.30	0.39
	suelto 25 ◆				0.38		
Grava y arena de La Angostura (gran. natural)	denso 26 ⊖	1	16	2.65	0.25	0.25	0.30
	suelto 27 ◆				0.30		
Toba volcánica de Las Piedras (gran. A)	28 S	9.5	6	2.65	0.52	0.52	0.60
Toba volcánica de Las Piedras (gran. C)	29 ∞	0.7	54	2.67	0.28	0.23	0.43

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

II.3.1.2 Preparación del espécimen.

Para transmitir la presión confinante σ_3 al espécimen, este va cubierto con una *membrana*. Se han usado en las pruebas tres tipos de membrana, a saber: a) un tubo de hule exterior, de 6 mm de espesor, otro interior de 3 mm y el espacio anular entre ellos, de 5 cm, lleno de arena compactada; b) dos tubos de hule como en el caso anterior y, en lugar de la arena, tres capas de placas de poliestireno (grado duro), engrasadas, y c) dos tubos de hule de 3 mm cada uno, y entre ellos, bandas del mismo material para formar membranas que tienen un espesor total de 1.2 cm cuando $\sigma_3 \leq 10 \text{ kg/cm}^2$ y de 2 cm para $\sigma_3 > 10 \text{ kg/cm}^2$ (fig II.18). El primer tipo se usó al principio de la investigación y tiene el inconveniente de ser difícil la colocación y compactación de la arena. Como se notaron discrepancias en las mediciones volumétricas, se introdujo la membrana del segundo tipo con fines de comparación; finalmente, se adoptó la constituida solo por hule, que utilizaba con éxito el laboratorio de la Universidad de California (Chan, 1969).

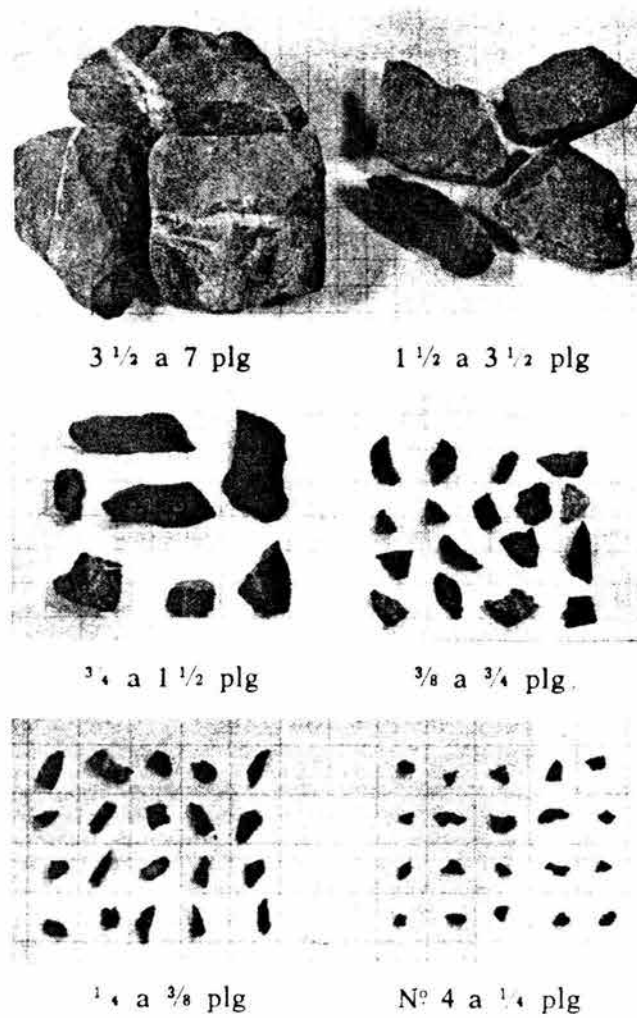


Figura II.9 Pizarra del Granero

El material se coloca por capas, pesando los componentes de cada una, después de cribar. Esta fase del trabajo es importante para asegurar la homogeneidad del espécimen. Cada capa se compacta con una placa vibradora de 1 m de diámetro que da impactos de 1 000 kg

con una frecuencia de 50 cps (fig II.19); el grado de compactación depende del tiempo de vibrado. Se realizan pruebas preliminares en un cilindro de 1.14 m de diámetro y 0.86 m de altura, para determinar el tiempo de vibrado necesario en cada caso y las relaciones de vacíos correspondientes a los estados suelto y denso. La formación del espécimen requiere uno o dos moldes, según el tipo de membrana, y la aplicación de vacío interior, a fin de extraerlos y colocar los instrumentos de medición antes de aplicar la presión confinante.

Las primeras pruebas triaxiales se efectuaron con el material en su estado natural, por lo que se refiere a la humedad. Después se saturaron los especímenes haciendo circular agua de la base a la cabeza y aplicando vacío; no se lograba una saturación total con este procedimiento. En las series de ensayos más recientes se inyectó agua desaireada y se aplicó contrapresión de 2 a 3 kg/cm²; de este modo se han logrado grados de saturación de 100 por ciento, aproximadamente.

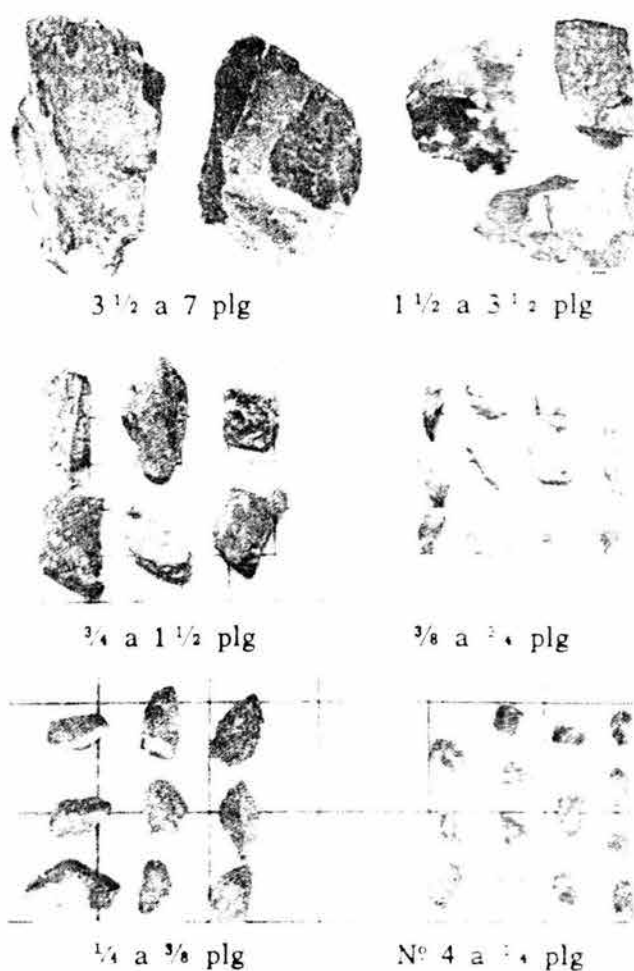


Figura II.10 Filita de Chivor

II.3.1.3 Ejecución de la prueba.

Por las razones anteriores, los especímenes son sometidos a vacío ($\sigma_3 = 0.3 \text{ kg/cm}^2$) durante el montaje. Después se saturan bajo una presión σ_3 que varía entre 0.5 y 1.0 kg/cm². Durante estas fases de la construcción de la probeta, la medición de deformaciones es

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

difícil; no obstante, se conocen las dimensiones iniciales del espécimen con buena precisión.

La presión σ_3 elegida para la prueba se aplica por incrementos, registrando las deformaciones axiales, ϵ_a , y volumétricas, ϵ_v , una vez logrado el equilibrio. A continuación se incrementa la carga axial en forma escalonada hasta alcanzar un esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) próximo a la falla. En este intervalo, la prueba es de deformación controlada, o sea, se aplican incrementos $\Delta\epsilon_a$ prefijados. Para altas presiones confinantes ($\sigma_3 > 10 \text{ kg/cm}^2$) y enrocamientos susceptibles a la rotura de granos, las deformaciones ϵ_a llegaron a ser de 15 por ciento o mayores; en algunos casos se descargó el espécimen y se colocó un separador para continuar el ensayo hasta 20 por ciento de deformación axial; en otros, simplemente se suspendió la prueba sin alcanzar la falla.

Concluido el ensayo, se determina la granulometría a fin de compararla con la inicial y estimar la rotura de granos B.

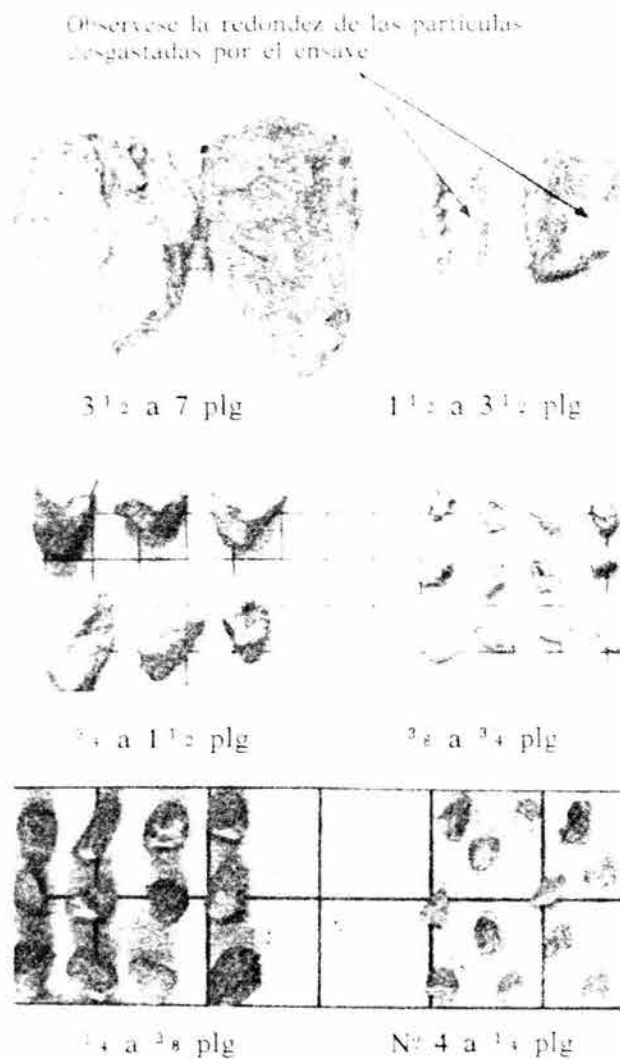


Figura II.11 Caliza de La Angostura

II.3.1.4 Resultados

II.3.1.4.1 Deformaciones y esfuerzos.

Con objeto de analizar dos casos extremos, en las figs II.20 y II.21 se han dibujado las curvas del esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$), la deformación radial ϵ_r , y la deformación volumétrica ϵ_v , en términos de la deformación axial ϵ_a , correspondientes al enrocamiento (gran. A. ñg 10.1 y tabla II.3) y a la grava y arena (gran. natural) de La Angostura. También se presenta la variación de los cambios volumétricos ϵ'_v , calculada a partir de las deformaciones radiales y axiales. El enrocamiento es el producto del empleo de explosivo en una caliza relativamente blanda (fig II.11), que tiene resistencias a la compresión simple comprendidas entre 100 y 250 kg/cm²; en cambio la grava y arena es un suelo aluvial bien graduado, constituido por partículas sanas y resistentes, salvo algunos fragmentos alterados (fig II.12). Ambos materiales fueron colocados en capas de 25 cm de espesor y tratados con la misma energía de compactación; sin embargo, el enrocamiento tiene una relación de vacíos inicial de 0.37, mientras que para la grava y arena e_i resulta de 0.25.

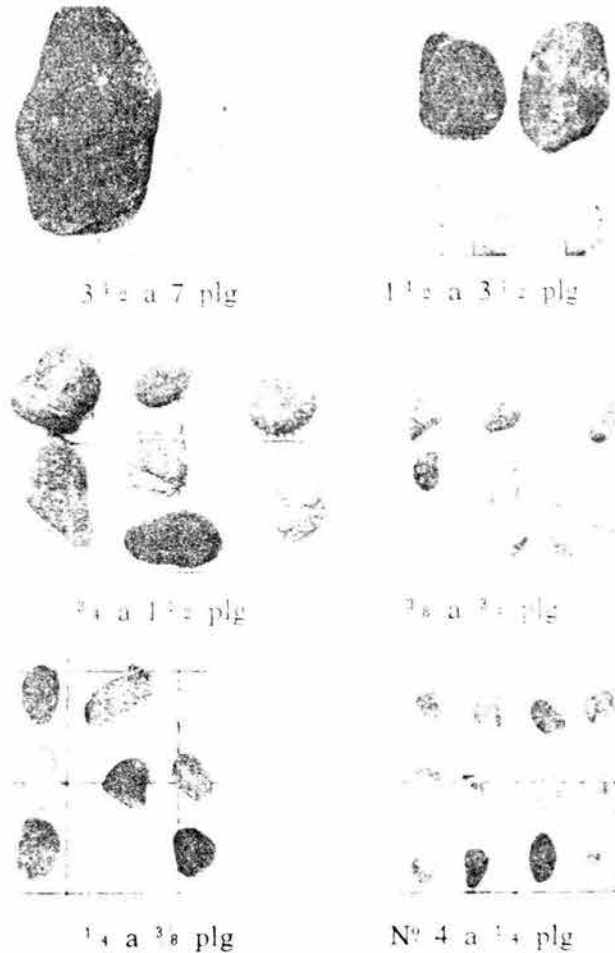


Figura II.12 Grava-arena de La Angostura

Las curvas ($\sigma_1 - \sigma_3$) vs ϵ_a de la grava y arena acusan un máximo en el esfuerzo desviador para deformaciones variables entre 1 y 6 por ciento, cuando la presión confinante aumenta de 0.78 a 22.1 kg/cm² (fig II.20). Las mismas curvas obtenidas con el enrocamiento (fig II.21) demuestran que las deformaciones para la falla (ϵ_{af}) varían de 6 por ciento ($\sigma_3 = 0.78$

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

kg/cm²) a valores mayores de 20 ($\sigma_3 = 15$ a 22 kg/cm²). Esta diferencia extraordinaria en ϵ_{af} se debe principalmente a que la rotura de granos en el caso del enrocamiento constituido por fragmentos de caliza es muy superior a la registrada en las grava y arenas de La Angostura (compárense los valores de B_q en la tabla II.4). Fue necesario descargar los especímenes probados con $\sigma_3 = 15.1$ y 22.1 kg/cm², y no obstante la colocación de un separador de 25 cm de espesor, en ambos ensayos no se alcanzó el máximo esfuerzo ($\sigma_1 - \sigma_3$).

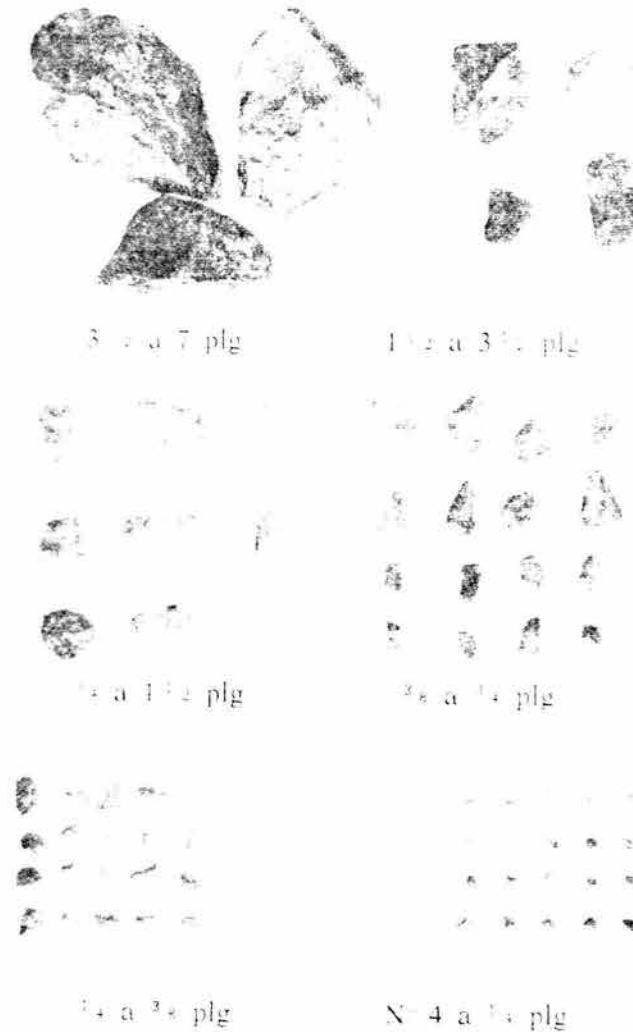


Figura II.13 Toba volcánica de Las Piedras

La relación entre ϵ_r y ϵ_a es prácticamente lineal para la grava y arena, a partir de un valor ϵ_a comprendido entre 0.5 y 1.0 por ciento (fig II.20); los valores $|\Delta\epsilon_r/\Delta\epsilon_a|$ para la falla varían de 0.78/ a 0.80. El enrocamiento exhibe un comportamiento semejante al anterior solo en el caso de $\sigma_3 = 0.78$ kg/cm². Este cambio de la forma se atribuye a la rotura de granos y tal parece que desde cierta presión confinante ($\sigma_3 > 15$ kg/cm²), el material no sufre fragmentación; los especímenes que han alcanzado dicho estado tienen la apariencia de un concreto pobre y exhiben cohesión.

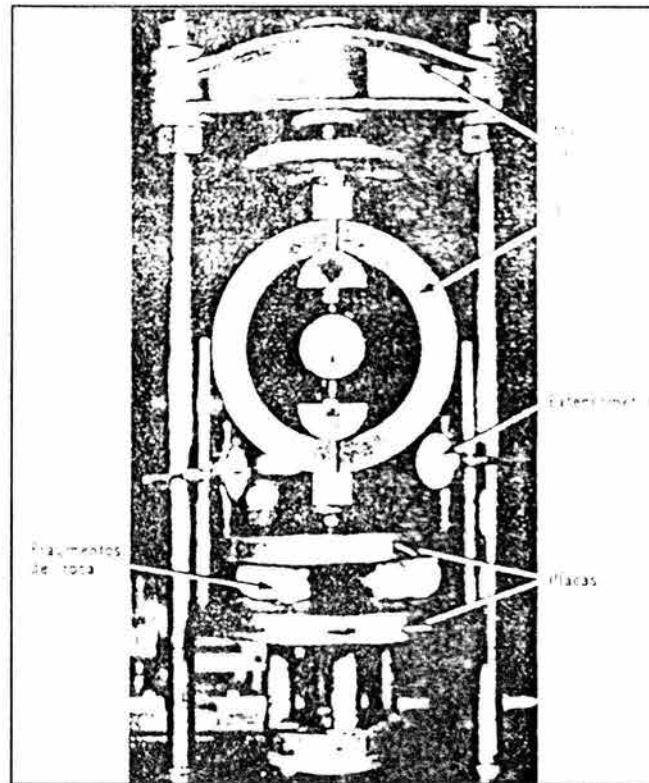


Figura II.14 Aparato para ensayar gravas a ruptura

Las variaciones volumétricas (ϵ_v) en la grava y arena (fig II.20) revelan dilatación predominante en los especímenes ensayados con $\sigma_3 = 0.78$ y 5.1 kg/cm^2 , ϵ_v disminuye en forma apreciable para $\sigma_3 = 22.1 \text{ kg/cm}^2$. La dilatación es pequeña o inexistente en el caso del enrocamiento (fig II.21). Los cambios de volumen (ϵ'_v) calculados mediante las deformaciones radiales y axiales acusan discrepancias notables al compararlos con las mediciones (ϵ_v) efectuados con la bureta. Estas últimas se suponen más confiables, pues en ambos materiales de La Angostura se aplicó contrapresión al saturar las muestras, obteniéndose valores del coeficiente B de Skempton mayores de 0.95. Las diferencias anotadas pueden deberse a que ϵ'_v fue calculado con el promedio de las deformaciones radiales; estas pueden estar afectadas por errores importantes si el extensómetro circunferencial no sigue fielmente la dilatación o compresión de la probeta. En las últimas pruebas con el material de Las Piedras, se han apoyado los extensómetros circunferenciales sobre rodillos para reducir el efecto antes mencionado, y disminuyó apreciablemente las diferencias entre ϵ_v y ϵ'_v .

II.3.1.4.2 Resistencia al corte.

En las figs II.22 a II.24 y la tabla II.4 se resumen los datos obtenidos en compresión triaxial con los 11 materiales granulares ensayados. Las mencionadas figuras muestran las envolventes de Mohr para la falla; por razones de claridad en la presentación, se ha omitido el dibujo de los círculos respectivos. La tabla II.4 contiene la relación de vacíos inicial, la presión confinante y los siguientes valores para la condición de falla: relación de esfuerzos principales (σ_1 / σ_3), ángulo de fricción al origen (ϕ_0), deformación axial (ϵ_a), cambio volumétrico (ϵ_v) y relación $|\Delta\epsilon_r / \Delta\epsilon_a|$. Además se incluye la rotura de granos (B_g)

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

experimentada por los especímenes durante la preparación, el ensaye y el manejo subsecuente en la planta de cribado.

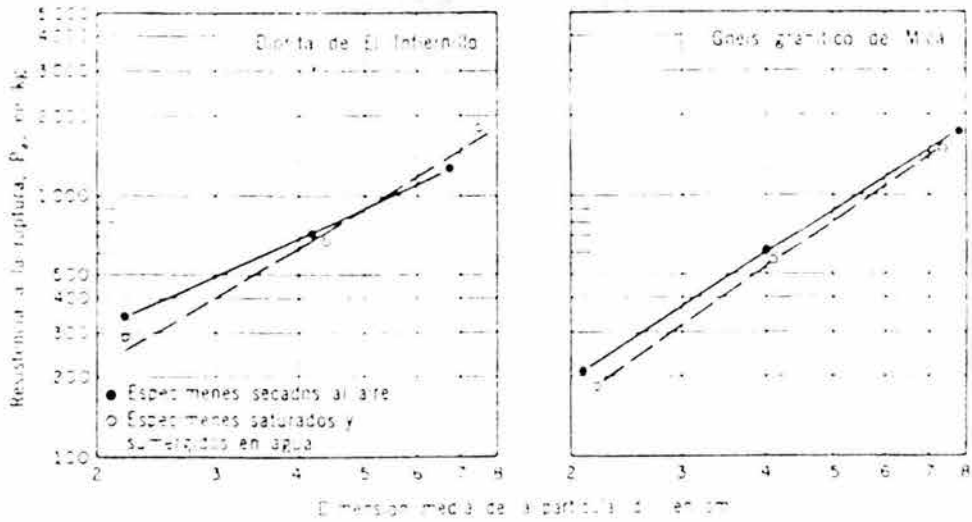


Figura II.15 Resistencia a la ruptura en función del tamaño de las partículas

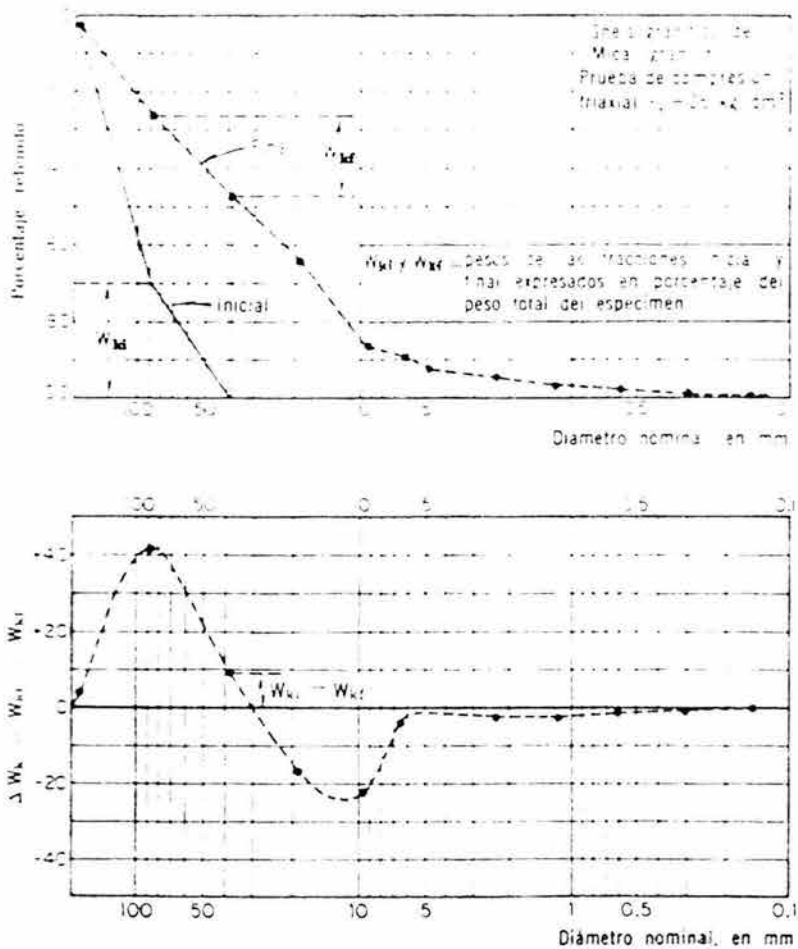


Figura II.16 Variación de la distribución granulométrica producida por rotura de granos

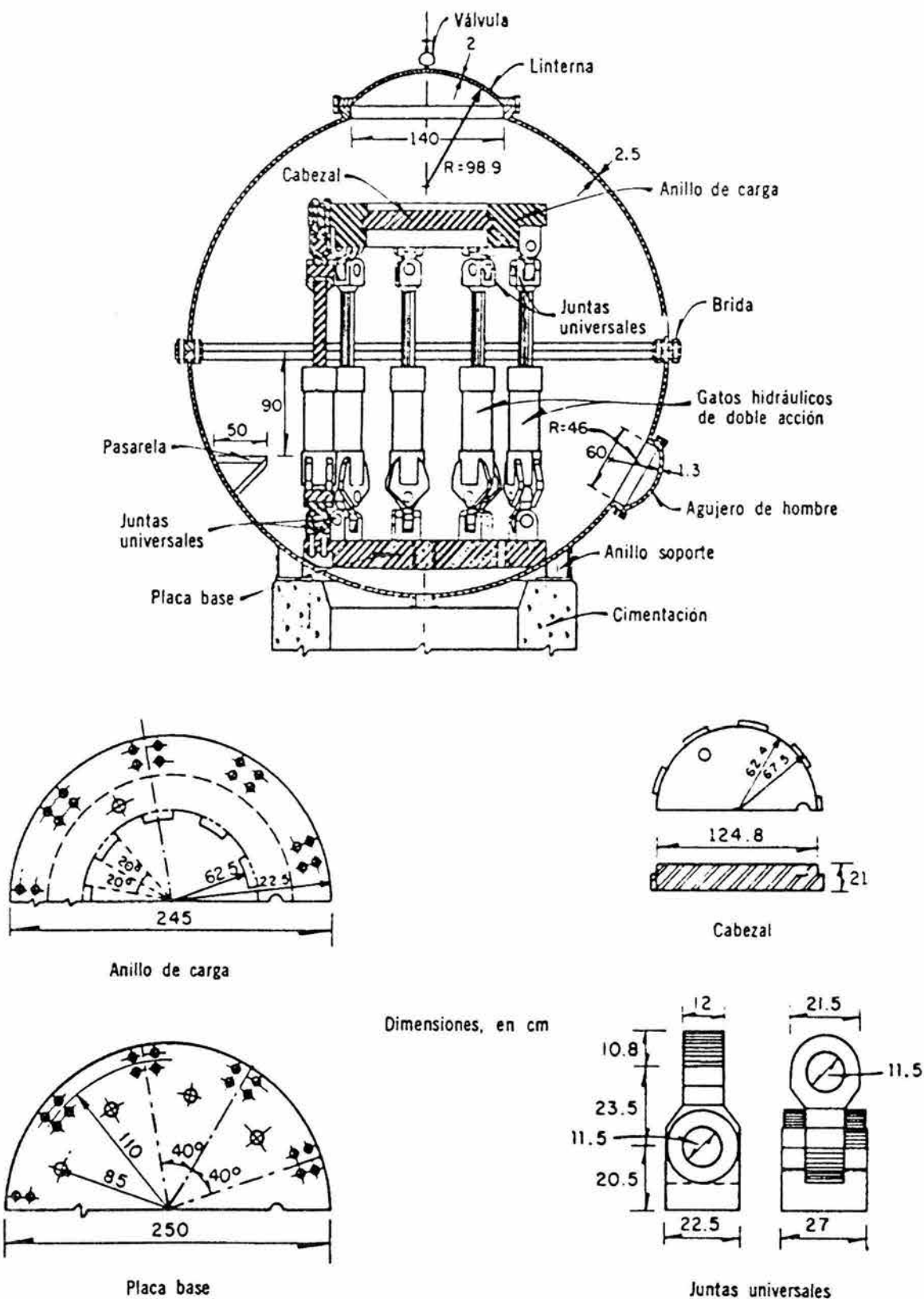
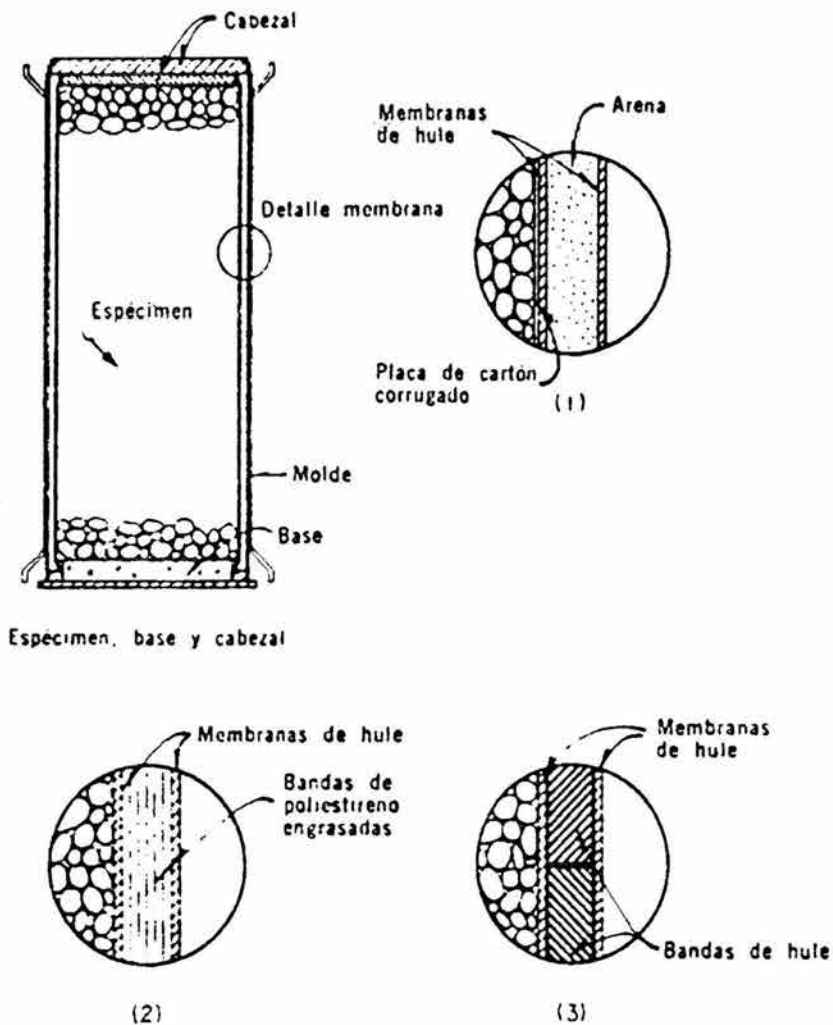


Figura II.17 Celda esférica y marco de carga del aparato triaxial T-113-25

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

En términos generales, las envolventes de Mohr (figs II.22 a II.24) son curvas convexas que tienden a una ley lineal de variación, para esfuerzos normales efectivos, en general mayores de 10 kg/cm^2 . Salvo en enrocamientos como el gneis granítico de Mica (gran. X), en el tramo recto de la envolvente no concurre al origen. Las relaciones de esfuerzos principales, por ejemplo en la grava y arena de Pinzandarán, varían de 9.0 a 4.0 cuando la presión confinante crece de 0.4 a 25 kg/cm^2 ; del mismo orden son las registradas en el conglomerado de Malpaso, la pizarra de El Granero (gran. A, compacta), la grava y arena de La Angostura, y posiblemente en las dos granulometrías del basalto de San Francisco (no se realizaron en este caso pruebas con $\sigma_3 > 4 \text{ kg/cm}^2$). En cambio, son menores las relaciones σ_1 / σ_3 para el material de Mica (gran. X y Y) y no hay diferencia sustancial cuando este enrocamiento contiene 30 por ciento de esquisto micáceo; los valores de σ_1 / σ_3 decrecen de 4 a 3, aproximadamente, al aumentar σ_3 de 4.5 a 25 kg/cm^2 . Algo semejante ocurre con la caliza de La Angostura, la toba de Las Piedras y la filita de Chivor. Los enrocamientos de El Infiernillo (diorita y conglomerado silicificado) ocupan una posición intermedia entre los casos extremos antes descritos.



Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

Tabla II.4 Datos de las pruebas de compresión triaxial

Material	Muestra Símbolo	e_i	σ_c en kg/cm^2	En la falla					Rotura de granos B_c en porcentaje	Observaciones
				σ_1 / σ_3	ϕ_n en grados	ϵ_n en porcentaje	ϵ_s en porcentaje	$\frac{\Delta \epsilon_1}{\Delta \epsilon_3}$		
Conglomerado silicificado de El Infiernillo	○	0.62	0.67	6.17	46.1	-13.3	-	-	-	Material seco
		0.61	1.88	6.09	45.8	-8.45	-2.28	0.57	-	
		0.59	4.88	4.86	41.2	-15.4	-7.25	0.50	13.3	
		0.46	9.98	4.46	39.5	-14.7	-	-	15.3	
		0.57	16.9	3.86	36.1	-13.3	-9.36	0.31	14.3	
		0.51	25.0	3.78	35.5	-13.3	-8.73	0.35	10.6	
Diorita de El Infiernillo	●	0.63	0.90	6.28	46.4	-13.9	-0.69	0.66	10.8	Material seco
		0.60	1.88	5.81	45.0	-7.74	-2.82	0.60	8.8	
		0.53	4.88	4.42	39.0	-14.1	-9.60	0.37	14.0	
		0.56	9.98	4.04	37.0	-14.3	-9.75	0.31	21.2	
		0.51	16.9	3.77	35.3	-16.0	-12.2	0.44	18.1	
		0.49	24.9	3.60*/3.73	34.5*/35.3	-15.1*/-20.0	-12.8*/-14.0	0.20*	20.7*	
Grava y arena de Pinzandarán	×	0.33	0.41	8.98	53.1	-2.73	-	-	-	Material seco
		0.36	0.90	8.57	52.3	-2.90	-	-	-	
		0.29	1.88	7.12	48.9	-3.96	-0.55	0.67	-	
		0.28	5.60	5.29	43.0	-8.83	-2.17	0.54	-	
		0.29	10.5	4.99	41.7	-3.77	-1.85	0.47	-	
		0.31	16.9	4.45	39.3	-8.13	-2.65	0.34	6.30	
0.29	24.9	4.37	38.9	-7.75	-5.47	0.41	4.50			
Conglomerado de Malpaso	+	0.42	0.40	7.72	50.0	-6.80	-	-	2.10	Material seco
		0.35	0.90	7.22	49.2	-6.60	-	-	7.50	
		0.43	1.88	6.92	48.3	-4.32	-1.99	0.56	3.40	
		0.34	4.88	6.00	45.2	-4.93	-1.86	0.51	2.10	
		0.45	9.98	4.32	38.6	-9.76	-4.87	-	8.10	
		0.37	16.9	4.43	39.2	-8.20	-4.83	0.48	8.90	
0.39	24.9	4.02	37.0	-12.9	-6.93	0.61	12.3			
Basalto de San Francisco (gran. 1)	△	0.39	4.69	5.80	45.6	-11.6	-2.39	0.58	8.30	Material saturado por flujo
		0.33	9.69	4.74	40.6	-17.3	-5.80	0.52	7.70	
		0.38	24.7	4.21	38.0	-17.3	-7.61	0.56	15.0	
Basalto de San Francisco (gran. 2)		0.39	4.68	6.16	46.2	-9.07	-2.11	0.57	13.6	Material saturado por flujo
		0.33	9.76	5.09	42.1	-11.5	-3.57	0.48	11.4	
		0.35	24.8	4.24	38.3	-14.5	-6.42	0.46	12.6	
Gneis granítico de Mica (gran.X)	□	0.33	4.54	4.05	37.2	-11.0	-3.12	0.52	10.5	Material saturado por flujo
		0.36	9.69	3.54	34.0	-13.5	-4.66	0.48	16.8	
		0.38	16.7	3.36	32.7	-17.7	-6.51	0.51	19.0	
		0.36	24.7	3.29	32.3	-16.0	-6.20	0.52	13.9	
Gneis granítico de Mica (gran.Y)	■	0.66	4.58	3.52	33.8	-19.3	-10.4	0.60	23.5	Material saturado por flujo
		0.63	9.56	3.42	33.2	-18.9	-10.4	0.47	32.9	
		0.68	16.6	3.21	31.7	-19.2	-12.6	0.34	43.2	
0.67	24.5	2.74*/2.80	27.7*/28.2	-12.7*/-20.0	-9.7*/-12.0	0.32*	53.4*			
Gneis granítico + 30 por ciento esquistode Mica (gran.X)	▽	0.36	4.49	3.78	35.4	-15.7	-4.50	0.60	15.5	Material saturado por flujo
		0.34	9.79	3.46	34.5	-17.6	5.52	0.54	16.4	
		0.36	16.5	3.32	32.5	-16.6	9.23	0.48	21.1	
		0.34	24.6	3.33	32.5	-16.1	5.87	0.42	22.0	
Gneis granítico + 30 por ciento esquistode Mica (gran.Y)	▼	0.64	4.67	3.59	34.3	-22.2	-11.4	0.55	29.4	Material saturado por flujo
		0.61	9.69	2.95*/3.20	29.3*/31.5	-15.8*/-20.0	-9.81*	0.50*	37.4*	
		0.59	16.6	3.04*/3.15	30.3*/31.0	-18.8*/-20.0	-10.5*/-11.0	0.60*	46.0*	
		0.67	24.7	2.87*/3.13	28.8*/31.0	-14.7*/-20.0	-8.97*/-11.0	0.45*	45.9*	
Pizarra de El Granero (gran. A, denso)	◇	0.56	0.40	9.11	53.3	-7.57	+0.41	0.70	7.7	Material saturado por flujo
		0.49	0.90	7.77	50.5	-10.9	-0.71	0.70	7.1	
		0.55	1.57	5.97	45.5	-12.5	-7.16	0.54	8.4	
		0.55	4.55	4.75	40.6	-15.9	-11.3	0.63	14.5	
		0.55	9.73	3.69*/4.05	35.0*/37.1	-15.7*/-20.0	-8.52*/-9.5	0.34*	22.6*	
		0.53	16.6	3.95*/4.00	36.5*/37.0	-20.0*/-22.0	-9.41*/-9.5	0.30*	27.6*	
0.42	24.6	3.58*/3.84	34.3*/36.0	-15.3*/-22.0	-7.87*/-9.0	0.48*	25.4*			
Pizarra de El Granero (gran. A, suelto)	◆	0.75	0.90	6.39	46.2	-17.3	-3.06	0.73	7.1	Material saturado por flujo
		0.75	1.62	5.06	42.0	-16.5	-5.77	0.51	9.9	
		0.78	4.62	3.94*/4.55	36.5*/39.7	-14.1*/-20.0	-5.97*/-7.0	0.43*	13.7*	
		0.77	9.55	3.22*/3.82	31.7*/35.9	-13.0*/-21.0	-6.18*/-10.0	0.44*	16.2*	
		0.75	16.6	3.47*/3.70	33.5*/35.0	-11.5*/-22.0	-10.1*/-11.0	0.27*	23.0*	
Pizarra de El Granero (gran. B, denso)	⊗	0.70	0.40	7.96	50.8	-10.0	-0.89	0.78	8.2	Material saturado por flujo
		0.68	0.90	6.47	47.0	-13.0	-0.69	0.70	8.8	
		0.64	1.68	5.83	45.0	-17.5	-1.51	0.64	9.8	

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravás

		0.68 0.63 0.58 0.59	4.66 8.11 15.1 23.0	4.42 4.12 3.61*3.68 3.38*3.69	39.0 37.5 34.5*35.0 32.9*35.0	-15.7 -16.6 -14.8*/-20.0 -14.1*/-22.0	-5.73 -10.7 -10.1*/-11.5 -10.2*/-12.0	0.50 0.57 0.43* 0.42*	13.3 18.0 21.7* 32.4*	
Pizarra de El Granero (gran. B. suelto)	14	0.89 0.72 0.70 0.68 0.79	0.71 1.51 4.65 8.24 15.1	6.04 5.66 4.20 3.67*4.13 3.26*3.85	45.6 44.4 38.0 34.9*37.5 32.0*36.0	-17.7 -16.7 -14.3 -14.2*/-20.0 -13.7*/-22.0	-2.22 -5.05 -8.60 -9.77*/-11.0 -10.6*/-12.0	0.67 0.48 0.54 0.55* 0.30*	8.9 9.6 - 17.8* 25.1*	Material saturado por flujo
Filita de Chivor (gran. A. denso)	15	0.59 0.58 0.61 0.55 0.58	0.78 5.08 15.1 22.1 22.1	5.46 4.30 3.21*3.67 3.08*3.50 3.07*3.50	43.7 38.5 31.7*34.8 30.7*34.0 30*/34.0	-9.30 -14.0 -14.0*/-22.0 -14.0*/-24.0 -14.2*/-24.0	+0.50 -5.79 -8.49*/-10.0 -8.75*/-10.2 -8.83*/-10.3	0.55 0.73 0.58* 0.58* 0.50*	5.0 9.5 14.0* 16.0* 15.5*	Saturado mediante contrapresión
Filita de Chivor (gran. A. suelto)	16	0.68 0.62 0.59	0.78 5.08 22.1	4.96 4.09 3.03*3.27	41.6 37.4 30.3*/32.0	-9.70 -13.9 -14.0*/-22.0	-1.29 -6.08 -8.01*/-10.0	0.82 0.65 0.63*	5.2 9.0 14.5*	Saturado mediante contrapresión
Filita de Chivor (gran. B. denso)	17	0.74 0.75 0.74	0.78 5.08 22.1	4.87 3.47 2.67*/2.95	41.3 33.5 27.1*/29.5	-9.29 -12.7 -14.3*/-22.0	+0.56 -6.46 -9.0*/-11.0	0.90 0.45 0.43*	6.1 14.5 34.2*	Saturado mediante contrapresión
Filita de Chivor (gran. B. suelto)	18	0.81	22.1	2.62*/2.81	26.6*/28.3	-14.5*/-22.0	-9.1*/-12.0	0.35*	27.7*	Saturado mediante contrapresión
Filita de Chivor (gran. C. denso)	19	0.30 0.32 0.30 0.33	0.78 5.08 15.1 22.1	5.48 4.84 4.33 4.07	43.7 41.1 38.7 37.2	-3.03 -14.0 -14.0 -14.7	+0.53 -3.32 -3.94 -4.62	0.87 0.67 0.65 0.67	3.5 5.8 9.5 11.1	Saturado mediante contrapresión
Caliza de La Angostura (gran. A. denso)	20	0.36 0.37 0.37 0.38	0.78 5.08 15.1 22.1	5.02 3.88 3.25*/3.93 3.07*/3.95	41.9 36.2 31.9*/36.4 30.6*/36.6	-7.85 -14.3 -14.1*/-24.0 -14.4*/-24.0	+1.95 -4.58 -8.1*/-11.0 -8.3*/-11.0	0.85 0.62 0.50* 0.48*	8.6 16.3 28.5* 34.0*	Saturado mediante contrapresión
Caliza de La Angostura (gran. A. suelto)	21	0.45	22.1	2.60*/3.50	26.4*/33.6	-14.3*/-24.0	-8.0*/-11.0	0.45*	29.2*	Saturado mediante contrapresión
Caliza de La Angostura (gran. B. denso)	22	0.49 0.56 0.62 0.64	0.93 5.08 15.1 22.1	3.61 3.35 2.67*/3.33 2.58*/3.35	34.4 32.6 27.1*/32.5 26.2*/32.6	-9.33 -20.0 -14.2*/-23.0 -14.1*/-25.0	-0.12 -15.0 -13.5*/-15.0 -11.7*/-15.0	0.60 0.38 0.35* 0.35*	10.7 29.3 45.0* 61.8*	Saturado mediante contrapresión
Caliza de La Angostura (gran. B. suelto)	23	0.73	22.1	2.12*/3.37	23.9*/32.9	-14.4*/-25.0	-13.5*/-16.0	0.45*	58.0*	Saturado mediante contrapresión
Grava y arena de La Angostura (gran. A. denso)	24	0.31 0.32 0.30 0.30	0.78 5.08 15.1 22.1	4.86 4.65 4.07 3.72	41.7 40.3 37.3 35.2	-2.6 -6.6 -11.1 -15.8	+2.1 +0.1 -2.3 -4.0	0.95 0.70 0.63 0.60	5.5 9.6 14.7 20.3	Saturado mediante contrapresión
Grava y arena de La Angostura (gran. A. suelto)	25	0.38	22.1	3.55	34.0	-20.0	-7.5	0.57	15.5	Saturado mediante contrapresión
Grava y arena de La Angostura (gran. A. denso)	26	0.26 0.24 0.25 0.24	0.78 5.08 15.1 22.1	5.36 5.23 4.47 4.28	43.3 42.7 39.4 38.4	-1.6 -2.9 -4.5 -6.4	+1.2 +0.90 -0.50 -1.1	0.80 0.80 0.78 0.78	0.8 1.4 2.4 2.8	Saturado mediante contrapresión
Grava y arena de La Angostura (gran. A. suelto)	27	0.30	22.1	3.86	36.0	-10.2	-3.0	0.68	3.4	Saturado mediante contrapresión
Toba volcánica de Las Piedras (gran. A. compacto)	28	0.51 0.53 0.52	2.08 5.08 15.1	3.37 3.00*/3.26 2.81*/3.13	32.8 30.0*/32.0 28.4*/31.0	-18.2 -14.5*/-19.0 -14.1*/-21.0	-6.3 -8.8*/-9.5 -9.2*/-11.0	0.57 0.36* 0.36*	12.4 14.3* 24.3*	Saturado mediante contrapresión
Toba volcánica de Las Piedras (gran. C. compacto)	29	0.28 0.28 —	2.08 5.08 15.1	4.41 4.05 4.04*/4.34	39.1 37.2 37.0*/38.7	-14.2 -15.5 -8.2*/-20.0	-2.5 -3.7 -3.2*/-3.2	0.57 0.50 0.50*	7.9 8.4 8.7	Saturado mediante contrapresión

e_v relación de vacíos

σ_3 presión confinante

ϵ_a deformación axial

ϵ_v deformación volumétrica

σ_1/σ_3 relación de esfuerzos principales

$\Delta\sigma_r$ incremento de deformación radial

* No se alcanzó la falla; los valores escritos después de la barra inclinada, son extrapolaciones a partir de las curvas esfuerzo-deformación

- Compresión

+ Extensión

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

Los comentarios anteriores son válidos para especímenes con una densidad relativa mayor de 70 por ciento. La resistencia al corte es menor para los suelos poco compactados o *suelos*, y para los enrocamientos de granulometría uniforme sometidos a niveles de esfuerzo relativamente elevados ($\sigma_3 > 5 \text{ kg/cm}^2$).

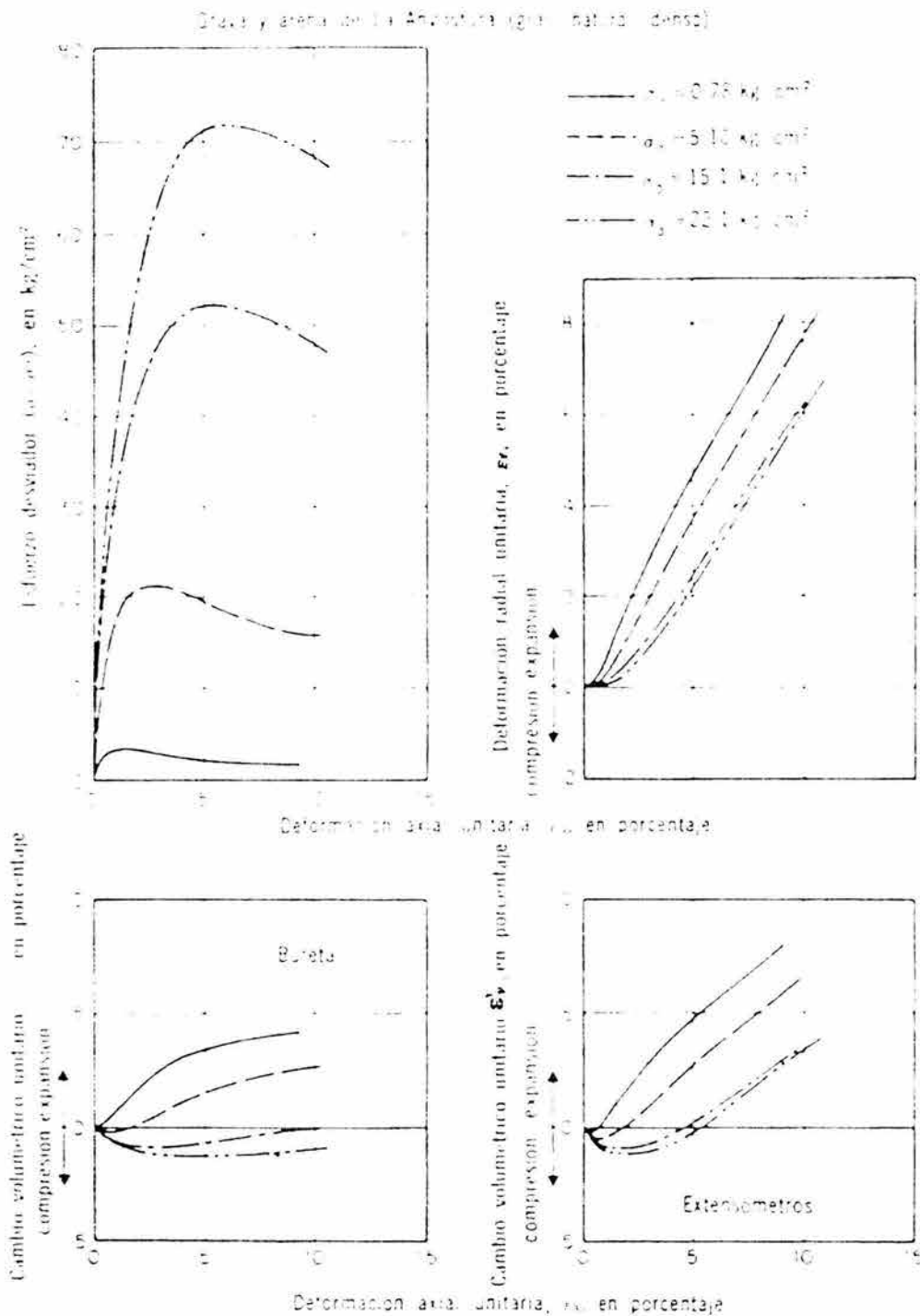


Figura II.20 Pruebas de compresión triaxial, esfuerzo desviador, deformaciones radial y volumétrica vs deformación axial

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

II.3.1.4.3 Rotura de granos.

Con base en las granulometrías inicial y final, se ha calculado el parámetro B_g definido antes, para todas las pruebas de compresión triaxial; los valores de B_g aparecen en la tabla II.4. Considerando que el parámetro significativo en la rotura de granos es el esfuerzo principal mayor (σ_1), se ha dibujado en la fig II.25 el producto $B_g q_i$ en función de σ_{1f} para la falla. Los resultados se han agrupado en tres conjuntos. Los del primer grupo (fig II.25, superior) revelan que $B_g q_i$ es una función aproximadamente lineal de σ_{1f} , no concurrente al origen; esto indica que las partículas tienen fisuras en su masa y que basta un esfuerzo pequeño para provocar rotura apreciable. Pertenecen a este conjunto el gneis granítico de Mica, la caliza de La Angostura y la pizarra de El Granero (gran. B). En el grupo intermedio de la fig II.25, se encuentran los enrocamientos de El Granero (gran. A), en estado denso y suelto, y la diorita de El Infiernillo; las gráficas respectivas acusan un comportamiento semejante al grupo anterior, excepto que a partir de cierto valor σ_{1f} característico de cada material, la rotura $B_g q_i$ se mantiene constante. Este hecho también se insinúa en las dos muestras del gneis + 30 por ciento de esquisto de Mica presentadas en el dibujo superior. Finalmente, el último grupo de la fig II.25 contiene los materiales que registraron una rotura menor de 10 por ciento; no se pueden definir en estos casos relaciones entre $B_g q_i$ y σ_{1f} , salvo para el basalto de San Francisco (gran. 2), que no exhibe variación de la rotura de granos con el esfuerzo principal mayor; son particularmente bajos los valores de $B_g q_i$ para la grava y arena de Pinzandarán y la toba de Las Piedras (gran. C).

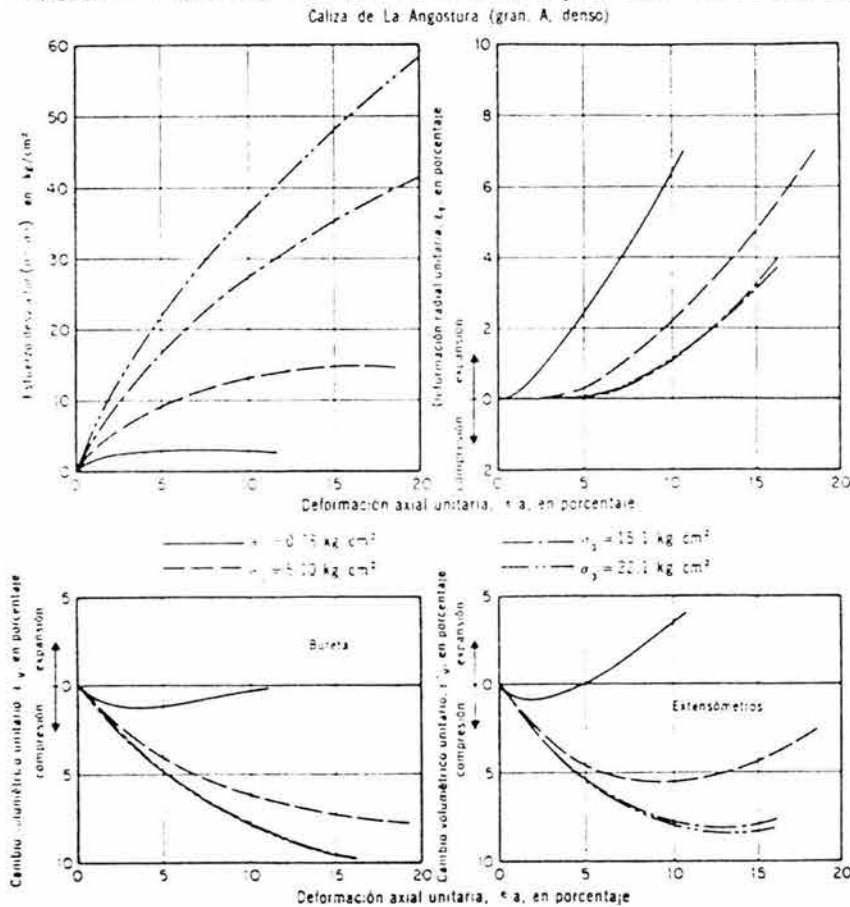


Figura II.21 Pruebas de compresión triaxial. Esfuerzo desviador, deformaciones radial y volumétrica vs deformación axial

II.3.2 Extensión triaxial.

II.3.2.1 Aparato T-113-25 modificado.

Para realizar pruebas de extensión con especímenes cilíndricos de 1.13 m de diámetro y 1.80 m de altura, hubo que adaptar la cámara triaxial T-113-25 descrita en el inciso anterior. Las modificaciones se muestran en la fig II.26 y consistieron en: a) fijar el anillo de carga a la base por medio de tres columnas de acero; b) instalar en dicho anillo un gato hidráulico que puede transmitir al cabezal del espécimen cargas axiales de 200 ton trabajando en tensión, y c) ligar el pedestal de la probeta a la base del marco de carga con 16 tornillos

II.3.2.2 Preparación del espécimen.

Las especificaciones establecidas para las pruebas de compresión se aplicaron a las de extensión, sin variantes. Los especímenes se saturaron en todos los casos con agua desaireada y contrapresión. Se usaron solo membranas de hule (tipo 3, en la fig II.18).

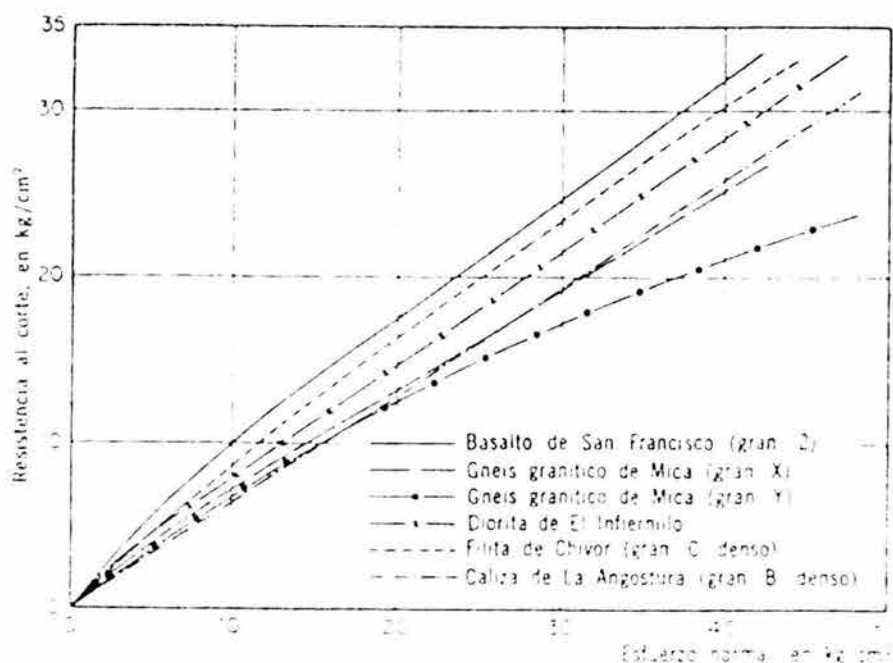


Figura II.22 Envoltentes de Mohr

II.3.2.3 Ejecución de la prueba.

El espécimen, una vez saturado, se sometió a la presión confinante elegida ($\sigma_3 = 10$ y 22 kg/cm^2) en forma escalonada y midiendo al alcanzar el equilibrio las deformaciones axial, circunferencial y volumétrica. A continuación, y por incrementos pequeños, se descargaba el cabezal del espécimen operando el gato axial, hasta alcanzar la condición de falla, la cual se presenta en forma abrupta, por lo que el error en la determinación de la carga puede ser mayor del 5 por ciento. Fue necesario corregir las mediciones de la carga axial teniendo en cuenta que son afectadas por la presión lateral, pues el espécimen adquiere durante el ensaye aproximadamente la forma de un hiperboloide de revolución; el error (negativo) por este concepto en el esfuerzo principal mayor puede ser hasta de 25 por ciento del esfuerzo registrado en la base, y explica las discrepancias con resultados de compresión triaxial encontradas por otros investigadores.

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

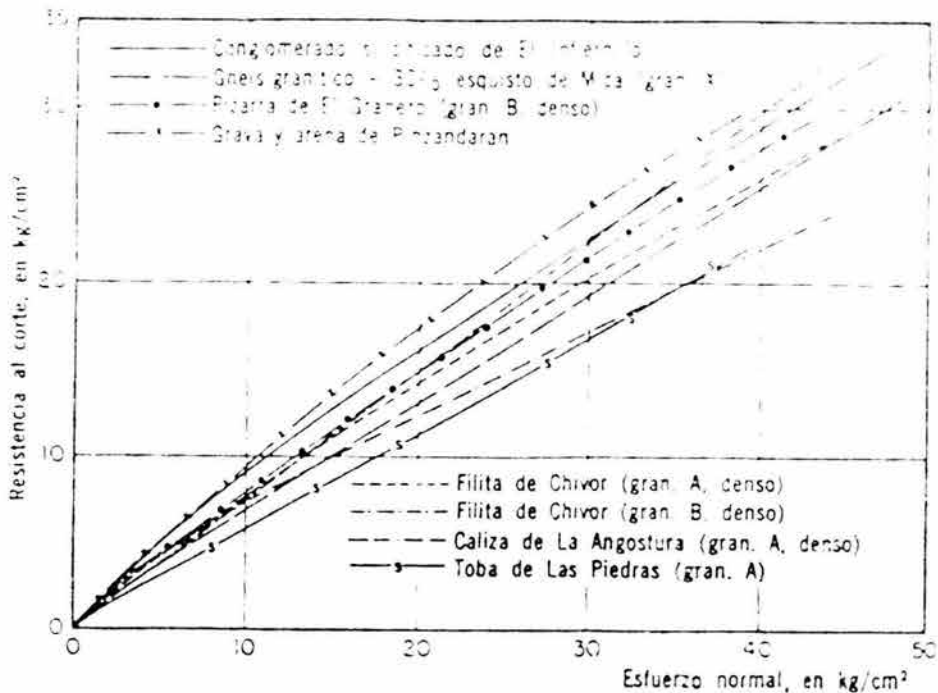


Figura II.23 Envolventes de Mohr

II.3.2.4 Resultados.

II.3.2.4.1 Deformaciones y esfuerzos.

La información recabada en las pruebas que se efectuaron con basalto de San Francisco (gran. 2), compacto, aparece en la fig II.27 dibujada en forma similar que para los ensayos de compresión triaxial (figs II.20 y II.21). La comparación de las gráficas respectivas revela diferencias importantes; por ejemplo, las curvas ($\sigma_1 - \sigma_3$) acusan un crecimiento rápido en el esfuerzo desviador cerca del origen, produciéndose la falla de los especímenes con deformaciones $\epsilon_a = 1.4$ y 1.7 por ciento para las presiones laterales de 10 y 22 kg/cm^2 ; debe observarse que en estas pruebas, los esfuerzos principales menores correspondientes fueron de 2.2 y 4.3 kg/cm^2 (tabla II.5).

Las relaciones entre deformación radial y axial y las deformaciones volumétricas resultan más pequeñas que las registradas en compresión triaxial (compárense las tablas II.4 y II.5). También se observó fuerte discrepancia entre las mediciones con bureta y los cambios volumétricos estimados con las deformaciones axiales y radiales.

II.3.2.4.2 Resistencia al corte.

Las envolventes de Mohr para la falla de los tres materiales ensayados en extensión triaxial (basalto de San Francisco, gran. 2; gneis granítico de Mica, gran. X; grava y arena de Pinzandarán), aparecen en la fig II.28. Por otra parte, las relaciones de esfuerzos principales (σ_1 / σ_3), el ángulo de fricción al origen (ϕ_0), las deformaciones axial (ϵ_a) y volumétrica (ϵ_v) y la relación $|\Delta\epsilon_r / \Delta\epsilon_a|$ para la falla, se presentan en la tabla II.5. Estos datos son complementados por los valores de la relación de vacíos inicial (e_i) y la rotura de granos (B_g).

Como en el caso de compresión triaxial, las envolventes de Mohr son curvas concurrentes al origen. A juzgar por los valores σ_1 / σ_3 ó ϕ_0 hay diferencias entre los dos tipos de prueba

triaxial, aunque poco significativas en vista de los errores que pueden afectar los resultados de los ensayos de extensión.

II.3.2.4.3 Rotura de granos.

Los valores del parámetro B_g son aparentemente elevados, pero debe tenerse en cuenta que antes de aplicar el esfuerzo desviador, los materiales fueron sometidos a presiones confinantes de 10 y 22 kg/cm².

Tabla II.5 Datos de las pruebas de extensión triaxial

Material	Muestra Simbolo	ϵ_1	σ_3 , en kg/cm ²	En la falla					Rotura de granos, B_g , en porcentaje
				σ_1/σ_3	φ_0 , en grados	ϵ_a , en porcentaje	ϵ_v , en porcentaje	$\frac{\Delta\epsilon_r}{\Delta\epsilon_a}$	
Grava y arena de Pinzandarán	3	0.26	1.67	6.46	47.0	1.46	0.04	0.29	2.9
	×	0.27	5.21	4.24	38.2	1.54	0.06	0.33	6.2
Basalto de San Francisco (gran. 2)	6	0.35	2.16	4.67	40.3	1.40	0.17	0.34	14.1
	▲	0.33	4.28	5.16	42.5	1.73	0.44	0.44	17.1
Gneis granítico de Mica (gran. X)	7	0.33	2.74	3.94	36.5	3.81	0.73	0.48	5.7
	□	0.33	6.15	3.59	34.4	2.46	1.89	0.58	17.0

σ esfuerzo principal mayor

σ_2 esfuerzo principal menor

II.3.3 Deformación plana

II.3.3.1 Aparato PS-75-22.

Este dispositivo fue diseñado para ensayar especímenes prismáticos de 70 X 75 cm de sección transversal y 180 cm de altura; las principales características del aparato se muestran en la fig II.29. La probeta está confinada por paredes rígidas y móviles. Las primeras están ligadas entre sí por barras huecas en las que se instalaron transformadores diferenciales (LVDT) para medir el esfuerzo principal inmediato (σ_2); las móviles, formadas por placas de acero de 7 cm de espesor, cuelgan de ruedas y van guiadas por mecanismos que impiden su giro alrededor de un eje vertical. Apoyado en el marco rígido, un gato hidráulico con capacidad de 600 ton genera los esfuerzos axiales (σ_1). El cabezal y la base del espécimen tienen celdas planas para medir el valor medio de σ_1 . La presión lateral (σ_3) se aplica a las paredes móviles con seis pares de gatos hidráulicos (50 ton de capacidad cada uno) dispuestos a tres elevaciones (fig II.29). Con los dispositivos de carga descritos se pueden desarrollar esfuerzos de 100 kg/cm² en la dirección de σ_1 y de 22 kg/cm² según σ_3 .

Las deformaciones laterales (ϵ_r) y las axiales (ϵ_z) se miden con extensómetros eléctricos que aprecian el milímetro.

II.3.3.2 Preparación del espécimen. Debido a las dimensiones de la probeta, se limitó el tamaño máximo de los granos a 15 cm. Como en el caso de compresión triaxial, los especímenes se formaron por capas de 20 cm, compactadas mediante una placa vibradora. Las probetas no se saturaron.

Con objeto de reducir a un mínimo la fricción entre el material y las paredes confinantes (cabezal y base inclusive), estas se tapizaron con tres capas de placas de poliestireno engrasadas. De acuerdo con ensayos de corte directo, el coeficiente de fricción del revestimiento antifriccionante era de 0.05; sin embargo, durante los ensayos en el aparato PS-75-22, dicho coeficiente varió de 0.07 a 0.12.

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

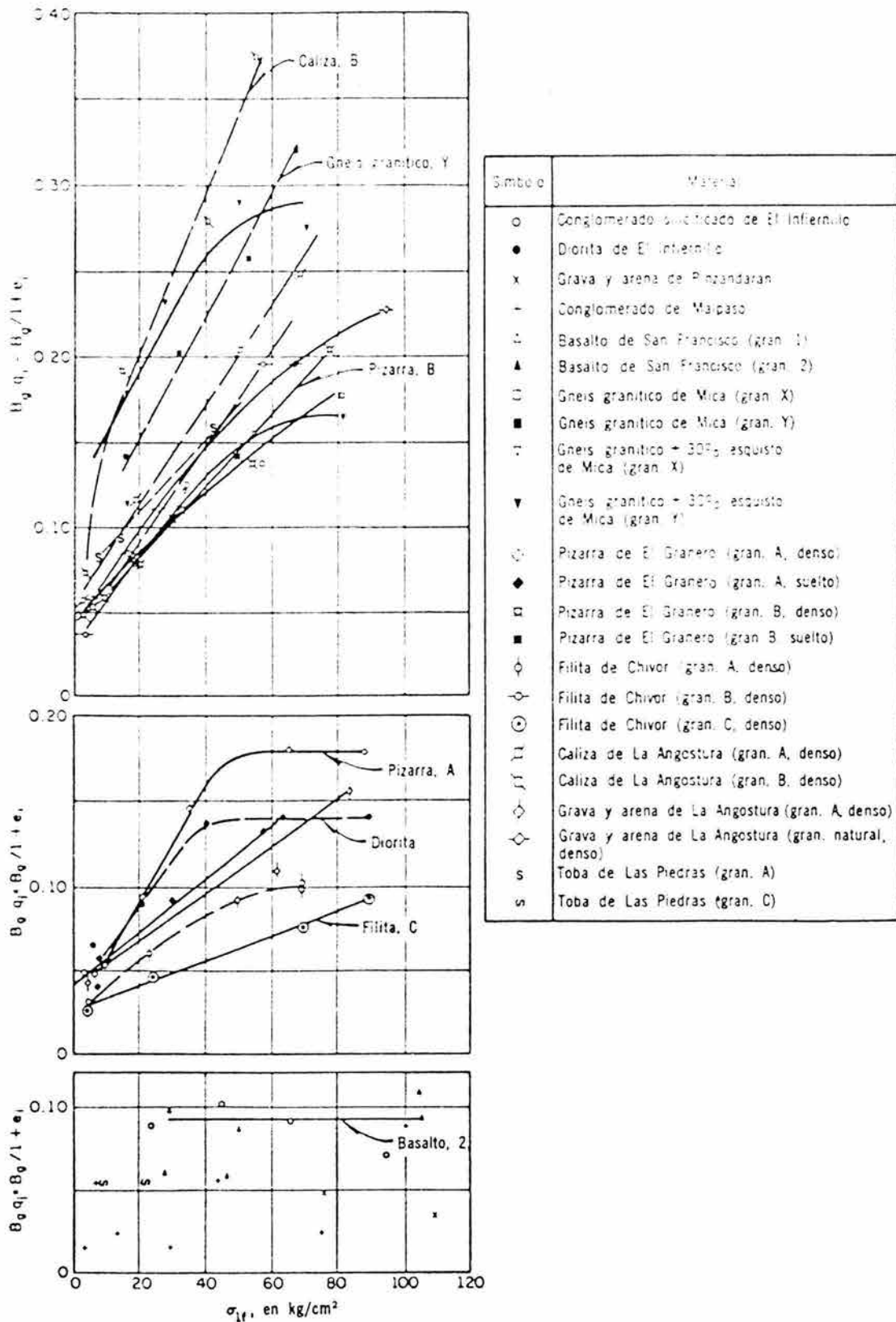


Figura II.25 Rotura de granos en especímenes de enrocamiento ensayados en compresión triaxial

II.3.3.3 Ejecución de la prueba.

Durante la construcción de la probeta, las paredes móviles se mantenían fijas. El ensaye se realizó en todos los casos aplicando las cargas axiales por incrementos y dejando que se elevara la presión lateral (σ_3) hasta alcanzar el valor deseado; a partir de ese momento se permitía el desplazamiento de las paredes móviles de modo que σ_3 permaneciera constante. En cada incremento de carga, al lograr el equilibrio, se medían las presiones desarrolladas en la cabeza y la base del espécimen, el esfuerzo intermedio y las deformaciones axial y lateral.

Debido a limitaciones en la carrera del gato axial, fue necesario, en la mayoría de los casos, descargar la probeta y colocar un separador.

Al terminar cada ensaye se determinó la granulometría del material para estimar el parámetro B_g de rotura de granos.

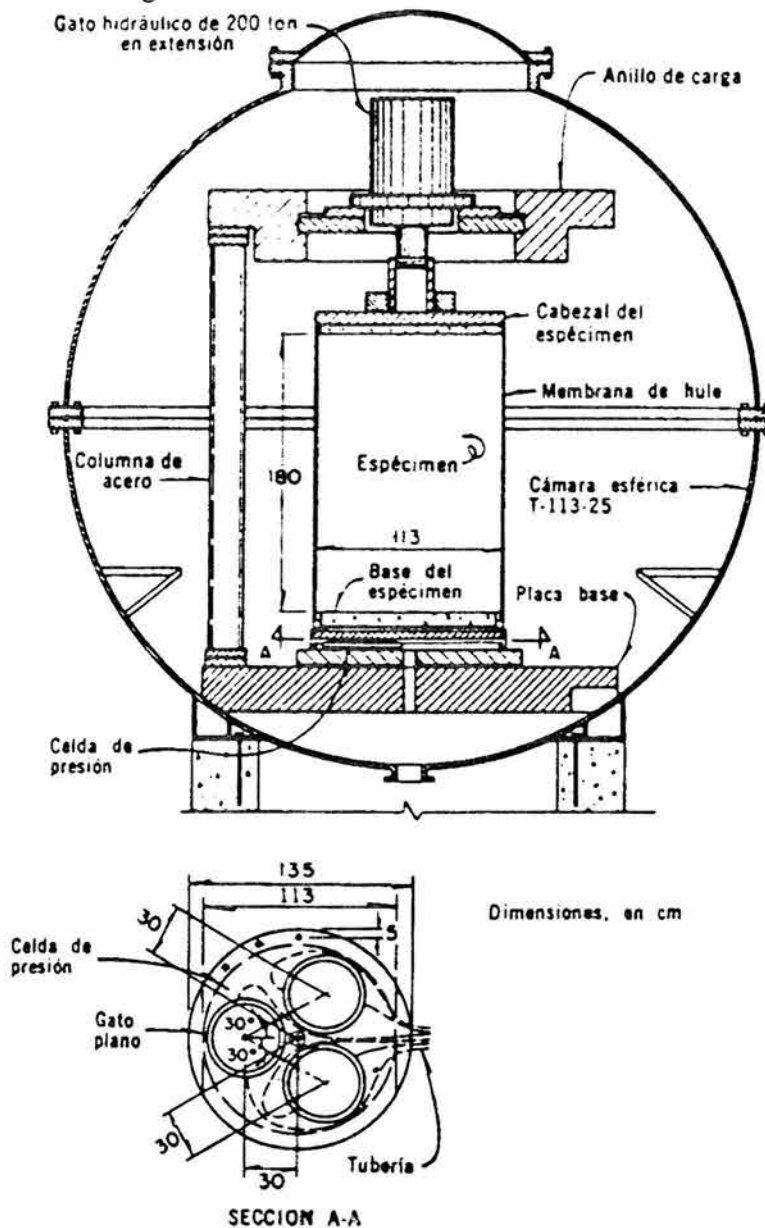


Figura II.26 Modificación al aparato T-113-25 para realizar pruebas en extensión triaxial

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

II.3.3.4 Resultados

II.3.3.4.1 Deformaciones y esfuerzos.

Las pruebas se realizaron únicamente con cuatro materiales de los incluidos en la tabla II.3: grava y arena de Pinzandarán, diorita de El Infiernillo, basalto de San Francisco (gran. 2) y gneis granítico de Mica (gran. X y Y). Los resultados obtenidos en la falla así como la relación de vacíos inicial aparecen en la tabla II.6. La fig II.30 muestra las curvas de los esfuerzos principal mayor (σ_1), intermedio (σ_2) y menor (σ_3) y las de deformación lateral (ϵ_x) y volumétrica (ϵ_v) en función de la deformación axial (ϵ_z), para el gneis de Mica (gran. X). Obsérvese que los cambios volumétricos ϵ'_v fueron estimados con las deformaciones ϵ_x y ϵ_z . Esta serie de ensayos se efectuó con presiones laterales $\sigma_3 = 5, 10$ y 17 kg/cm²; el valor medio del coeficiente de fricción en las paredes (μ_L) varió de 0.11 a 0.12.

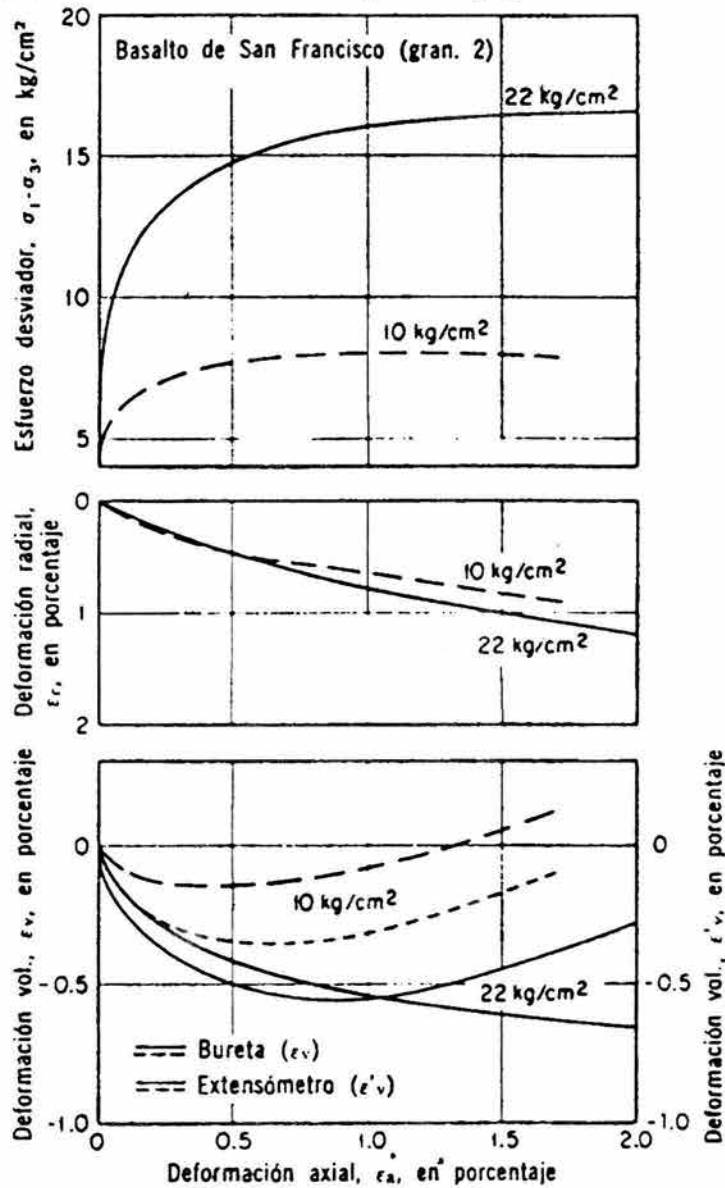


Figura II.27 Pruebas de extensión triaxial. Esfuerzo desviador, deformación radial y volumétrica vs deformación axial

Entre los hechos interesantes aportados por las pruebas cabe anotar que: a) las curvas σ_1 vs ε_1 y σ_2 vs ε_2 son semejantes; b) existen "picos" tanto en el esfuerzo principal mayor como en el intermedio, aun para presiones σ_3 de 17 kg/cm², y c) las deformaciones laterales resultan prácticamente iguales a las axiales.

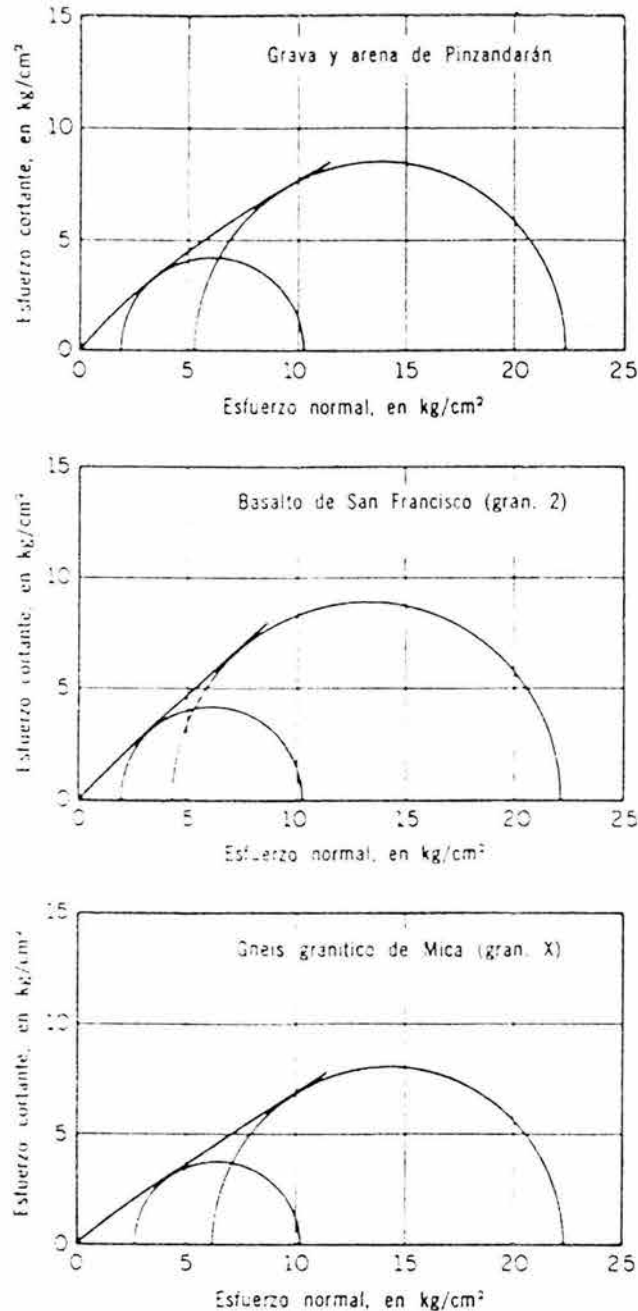


Figura II.28 Envoltentes de Mohr obtenidas en pruebas de extensión triaxial

II.3.3.4.2 Resistencia al corte.

En la fig II.31 se han dibujado las envoltentes de Mohr para la falla, de las cinco muestras ensayadas. Por claridad en la presentación, no se han dibujado los círculos correspondientes a los pares de esfuerzos (σ_1, σ_2) y (σ_2, σ_3). Las envoltentes son curvas que concurren al origen.

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

Tabla II.6 Datos de las pruebas de deformación plana

Material	Muestra Símbolo	e	σ_3 , en kg/cm ²	En la falla						Rotura de granos, B _g , en Porcen- taje
				σ_1/σ_3	σ_2/σ_3	σ_1/σ_2	ε_z , en porcen- taje	ε'_v , en porcen- taje	$\frac{\Delta\varepsilon_x}{\Delta\varepsilon_z}$	
Diorita de El Infiernillo	●	0.55	5.04	6.81	2.09	3.26	-16.3	-6.02	1.07	12.5
		0.56	10.1	5.78	1.66	3.48	-16.1	-7.05	1.15	21.5
		0.54	17.2	5.35	1.37	3.89	-18.9	-8.83	1.31	34.7
Grava y arena de Pinzandarán	×	0.28	5.02	7.95	1.81	4.39	-2.65	-0.40	1.17	8.9
		0.28	10.0	7.00	1.75	3.99	-3.72	-0.48	1.14	10.3
		0.29	17.0	6.50	1.58	4.11	-4.05	-0.75	1.03	10.3
Basalto de San Francisco (gran.2)	▲	0.31	5.13	8.95	2.44	3.66	-6.55	-0.90	1.29	7.9
		0.30	10.0	7.73	2.10	3.68	-7.64	-1.28	1.32	8.6
		0.29	16.9	6.50	1.60	4.05	-6.42	-1.98	1.01	14.4
Gneis granítico de Mica (gran. X)	□	0.32	5.16	5.88	1.67	3.53	-13.4	-3.36	1.09	8.9
		0.31	10.3	5.77	1.69	3.41	-15.2	-4.31	1.21	14.4
		0.33	17.7	5.37	1.53	3.50	-9.85	-3.79	1.00	17.3
Gneis granítico de Mica (gran. Y)	■	0.63	5.09	5.24	1.65	3.17	-21.1	-11.2	1.07	27.6
		0.63	10.3	4.62*	1.31*	3.47*	-15.7*	-13.3*	0.58*	35.0*
		0.66	17.0	2.58*	1.19*	2.16*	-9.51*	-6.80*	0.43*	38.5*

- compresión

+ extensión

σ_1 esfuerzo principal mayor

σ_2 esfuerzo principal intermedio

σ_3 esfuerzo principal menor

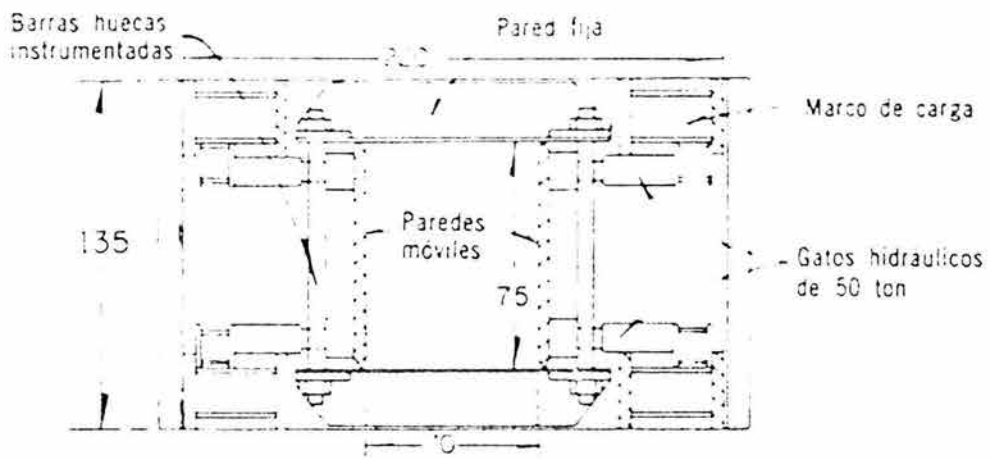
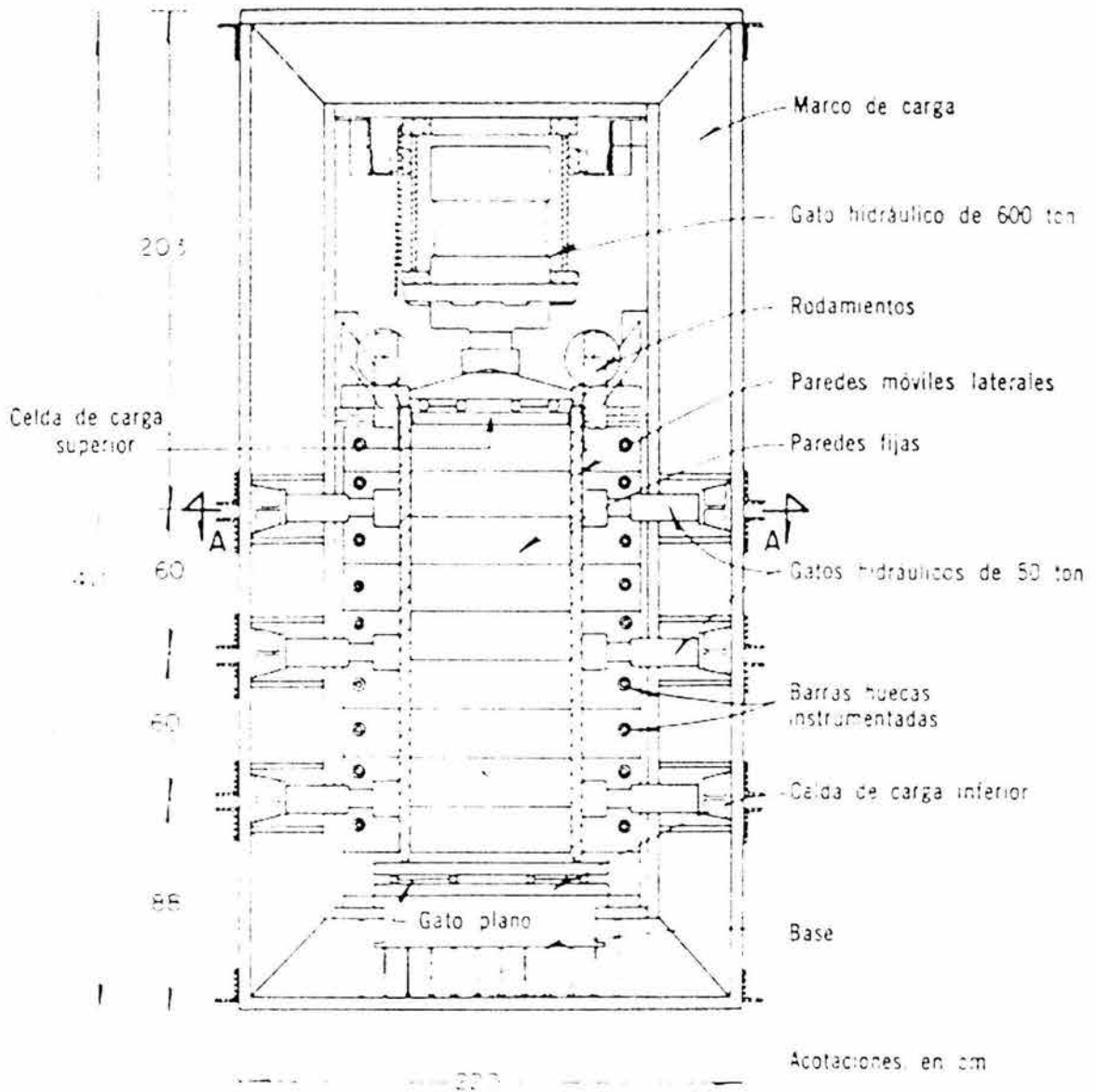
* No se alcanzó la falla

Si se comparan las relaciones de esfuerzos principales (σ_1/σ_3) mostradas en la tabla II.6 con las obtenidas en ensayos triaxiales (tablas II.4 y II.5), se observa que son notoriamente más altos los valores de σ_1/σ_3 de las pruebas de deformación plana. Este hecho puede constatarse en la fig II.32, en la que σ_1/σ_3 aparece representada en términos de la rotura de granos (B_g); por ejemplo, para el valor B_g = 30 por ciento, la relación σ_1/σ_3 en compresión triaxial es aproximadamente 3.5, mientras que resulta 5.2 para deformación plana. Las deformaciones ε_z y ε'_v de ambos tipos de prueba son del mismo orden de magnitud y los valores de $|\Delta\varepsilon_x/\Delta\varepsilon_z|$ en deformación plana son iguales a la unidad o mayores, excepto para los ensayos con el gneis granítico (gran. Y) a presiones $\sigma_3 = 10.3$ y 17.0 kg/cm², en los que no se alcanzó la falla.

II.3.3.4.3 Rotura de granos.

La comparación de los dos grupos de valores en la fig II.32 evidencia que la rotura de granos en compresión y extensión triaxial es semejante a la que ocurre en ensayos de deformación plana.

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado



Sección horizontal A-A

Figura II.29 Aparato de deformación plana PS-75-22

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

II.3.4 Correlación de resistencias.

La descripción de resultados en incisos anteriores destaca el siguiente hecho experimental: si bien las resistencias al corte medidas en ensayos de compresión y extensión triaxial son comparables, las determinadas con pruebas de deformación plana haciendo uso del criterio de Mohr resultan apreciablemente mayores. Al respecto, R. Hill (1960) señala que el criterio de Mohr no es aplicable para una masa granular sometida a deformación plana y demuestra que la falla en este caso es controlada por el esfuerzo normal $\sigma_m = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3)$ y el tangencial máximo $\tau_{m\acute{a}x} = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)$. La necesidad de operar con dos criterios (Mohr y Hill) para interpretar los resultados de los ensayos antes mencionados, lleva a la conclusión de que la envolvente de Mohr representa estados de esfuerzos que producen falla, pero no necesariamente constituye la ley de resistencia al corte del material. Una teoría estadística desarrollada recientemente (Marsal, 1971), permite conciliar los criterios de Mohr y Hill, introduciendo el concepto de resistencia friccionante asociada a la trayectoria media de los granos durante un cambio en el estado de esfuerzo. La envolvente de Mohr correspondiente a pruebas de compresión o extensión triaxial coincide aproximadamente con la ley de resistencia al corte del suelo granular, según dicha teoría.

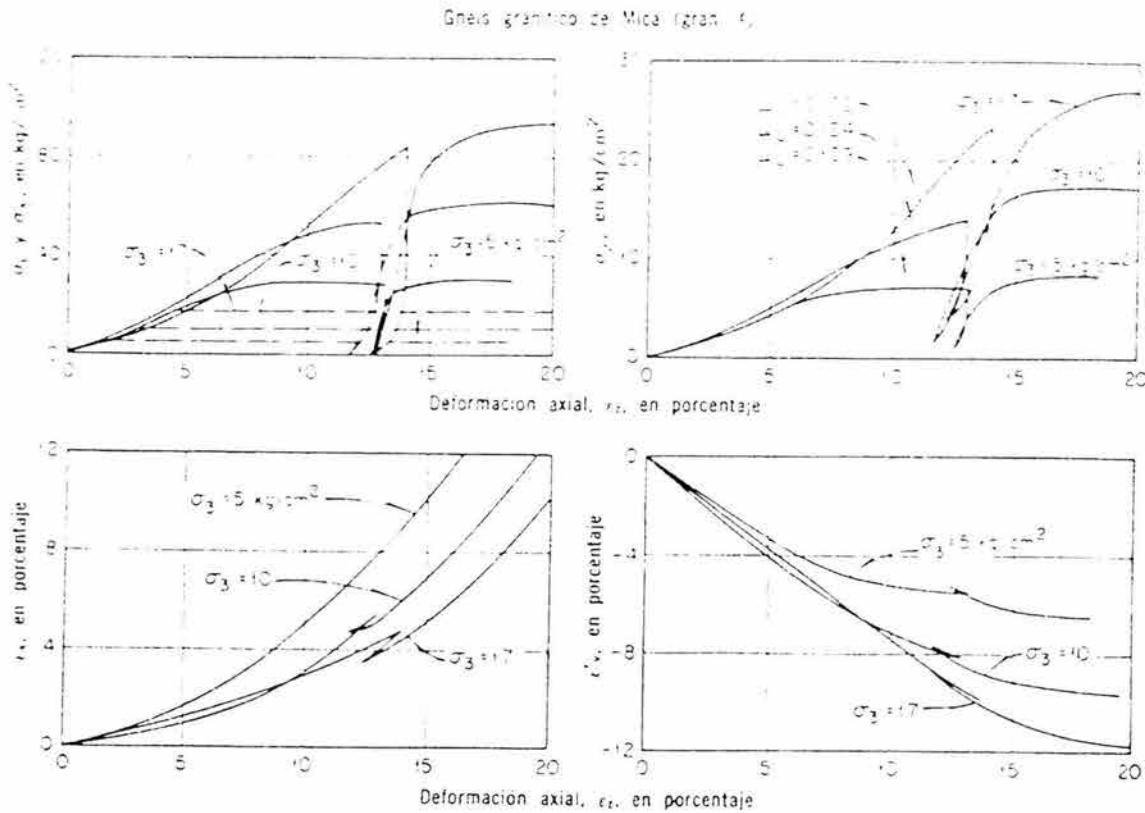


Figura II.30 Pruebas de deformación plana. Esfuerzo desviador, deformación lateral y volumétrica vs deformación axial

Aplicando los criterios de Mohr y Hill a los resultados de pruebas triaxiales y de deformación plana, respectivamente, se han dibujado en la fig II.33 los puntos que representan estados de falla (círculos para compresión triaxial y cuadros para deformación plana), los cuales definen la ley de resistencia al corte de cada material. Esta ley es una curva que concurre al origen y se transforma gradualmente en una línea recta, para el

basalto de San Francisco (gran. 2), la diorita de El Infiernillo y la grava y arena de Pinzandarán; en cambio, las muestras de gneis granítico de Mica (gran. X y Y) exhiben una variación lineal desde el origen. Los ensayos de corte directo proporcionan la resistencia al corte para la presión normal aplicada y, por tanto, dichos valores dibujados en la fig II.33 deberían pertenecer a la correspondiente curva en trazo grueso, si los conceptos teóricos desarrollados por Marsal (1971) son correctos. Este tipo de prueba está afectada por errores significativos cuando se utilizan las *cajas de corte*, debido a la distribución no uniforme de esfuerzos en la probeta, además de otras limitaciones del aparato.

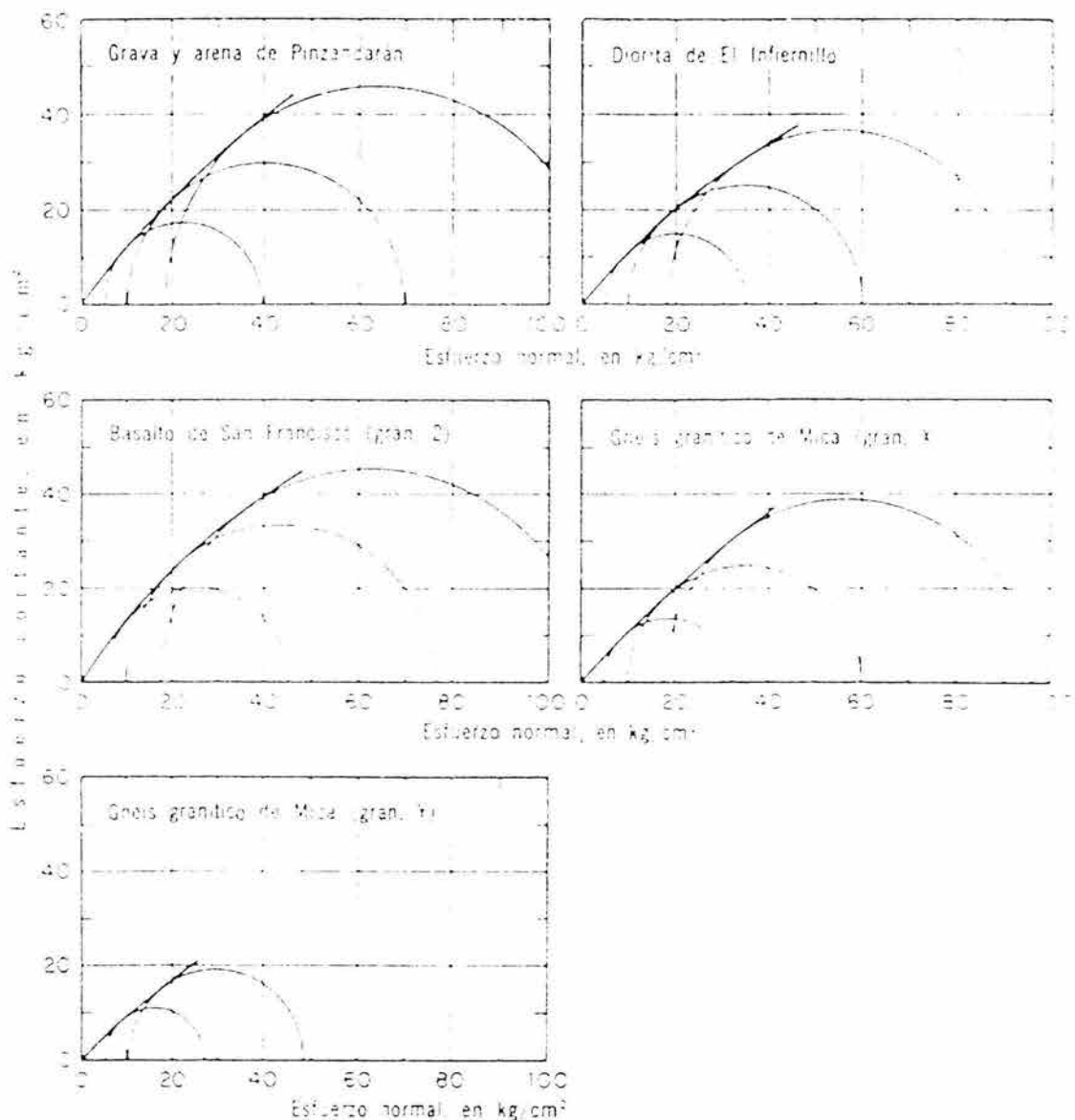


Figura II.31 Envolventes de Mohr obtenidas en pruebas de deformación plana

Cuando se conoce la ley de resistencia de un suelo, se pueden obtener las envolventes de esfuerzos que producen falla en el procedimiento gráfico ilustrado en la fig II.34. Para ello es necesario estimar la inclinación θ con respecto al plano principal mayor de la trayectoria media granular durante la falla; en el caso de compresión triaxial $\theta = \pi/4 + \phi/2$ (ángulo de

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

la tangente a la envolvente de Mohr); para deformación plana, θ es aproximadamente igual a $\pi/4$. Además, según la referida teoría estadística (Marsal, 1971), la envolvente de Mohr obtenida con este último tipo de prueba es la máxima que puede desarrollar una masa granular.

II.4 Compresibilidad

En esta sección se describen los ensayos de la compresión unidimensional efectuados con nueve enrocamientos y dos muestras de grava y arena, cuyas características principales (d_{10} , C_u y S_s), así como su procedencia, aparecen en la tabla II.7. Después del análisis de resultados se expone un estudio preliminar sobre las implicaciones que tiene la rotura de granos en la compresibilidad de los enrocamientos.

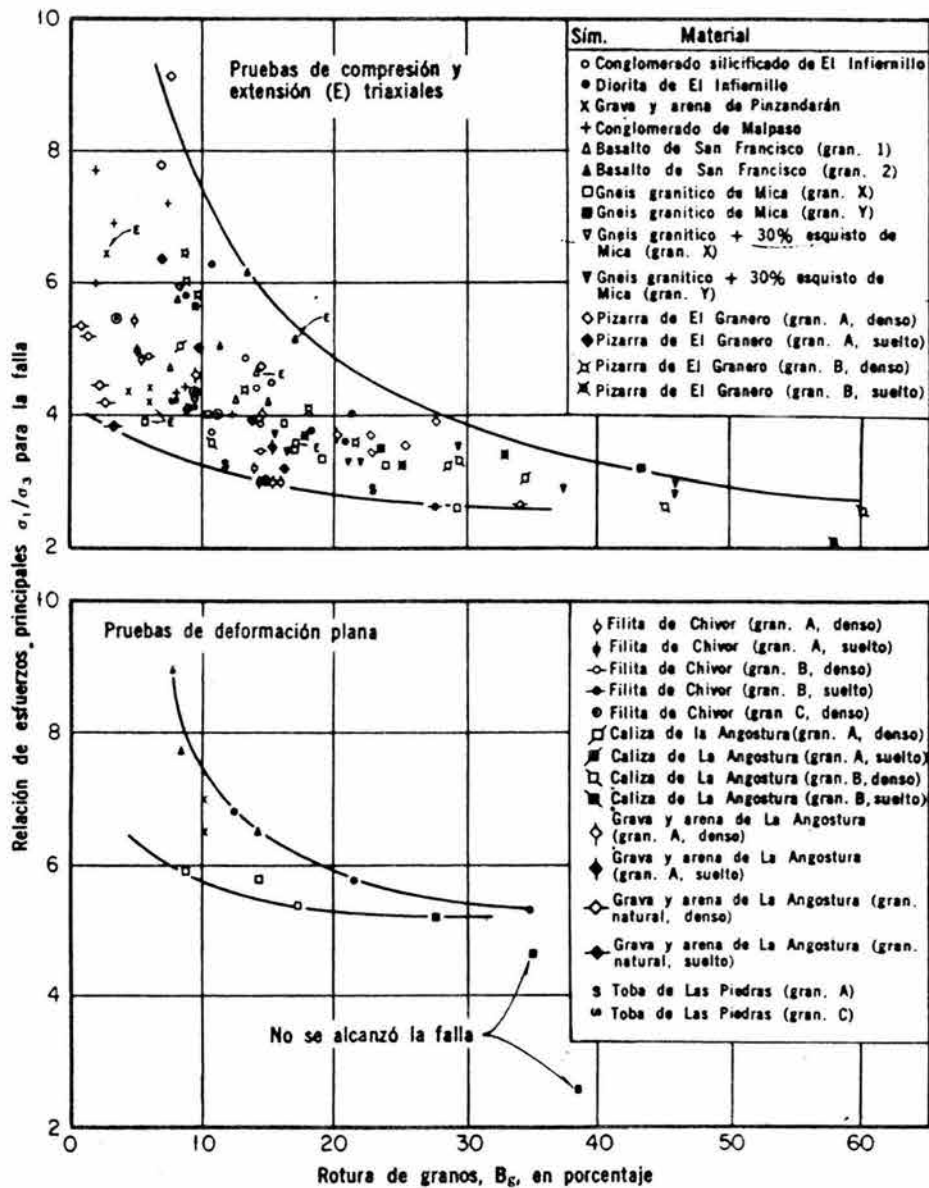


Figura II.32 Relación de esfuerzos principales para la falla vs rotura de granos, en compresión, deformación plana y extensión triaxial.

Tabla II.7 Características mecánicas de los especímenes ensayados en el oedómetro 0-114-100

Material	Origen	Muestra Símbolo	Dímetro efectivo, d_e , en mm	Coefficiente de uniformidad, C_u	Peso específico, s_s
Grava y arena de Pinzandarán	Depósito aluvial	1 x	0.17	9.4	2.77
Conglomerado silicificado de El Infiernillo	Cantera	2 ○	18	3.9	2.74
Diorita de El Infiernillo	Cantera	3 ●	11	8.4	2.73
Conglomerado de Malpaso	Cantera	4 +	0.4	137	2.58
Basalto de San Francisco (gran. 1)	Cantera y quebradora	5 △	1	12	2.78
Basalto de San Francisco (gran. 2)		6 ▲	1	19	
Gneis granítico de Mica (gran. X)	Socavón	7 □	4	19	2.62
Gneis granítico de Mica (gran. Y)		8 ■	53	2.5	
Pizarra de El Granero (gran. A)	Cantera	9 - 10 ◆ ◇	11	11	2.68
Pizarra de El Granero (gran. B)		11 - 12 ✕ ✕	27	3.9	
Filita de Chivor (gran. A)	Socavón	13 - 14 ◆ ◇	14	7.1	2.81
Filita de Chivor (gran. B)		15 - 16 ◆ ◇	53	2.0	
Filita de Chivor (gran. C)		17 ⊙	2.5	10	
Caliza de La Angostura (gran. A)	Cantera	18 - 19 ■ □	14	7.1	2.31
Caliza de La Angostura (gran. B)		20 - 21 ■ □	53	2.0	
Grava y arena de La Angostura (gran. A)	Depósito aluvial	22 - 23 ◆ ◇	14	7.1	2.64
Grava y arena de La Angostura (gran. natural)		24 - 25 ◆ ◇	1	17	2.65
Toba de Las Piedras (gran. A)	Cantera	26 S	9.5	6	2.65
Toba de Las Piedras (gran. C)		27 ∞	0.7	54	2.67

II.4.1 Aparato 0-114-100

En la fig II.35 se presentan, en forma esquemática, las adaptaciones hechas en la cámara triaxial T-113-25 para usar el marco de carga (1500 ton de capacidad) en las pruebas oedométricas. El anillo que confina al espécimen es de acero y del tipo "flotante"; tiene 1.14 m de diámetro, 67.5 cm de altura y 2.54 cm de espesor. Va montado en un pedestal de concreto reforzado y la transmisión de las cargas se realiza con placas de acero, de 7.5 cm de espesor, dispuestas en la cabeza y la base del espécimen. La junta entre la base y el anillo del aparato está sellada por una funda de hule, a fin de humedecer o saturar la probeta.

En época reciente, el oedómetro descrito ha sufrido modificaciones importantes. En lugar del dispositivo de carga ubicado en la cámara triaxial T-113-25, se emplea el marco del aparato PS-75-22 (fig II.29); puede aplicarse un esfuerzo axial máximo de 56 kg/cm². El

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

anillo confinante es fijo y tiene diámetro y altura iguales a 1.13 m. Las cargas axiales son registradas tanto en la cabeza como en la base de la probeta con celdas planas, de modo que se conoce la fricción desarrollada en la pared. Para distinguirlo de la versión anterior, el aparato lleva la clave 0-113-56 (fig II.36). La presión del gato axial se mantiene constante mediante un sistema hidráulico de regulación autónoma. La deformación axial es medida con tres extensómetros eléctricos que tienen aproximación de 0.1 mm.

II.4.2 Preparación del espécimen.

Con objeto de reducir la fricción lateral, antes de colocar el material se cubre la pared del anillo con tres capas de placas engrasadas de poliestireno (grado duro). El coeficiente de fricción medio varió de 0.05 a 0.10 en los ensayos.

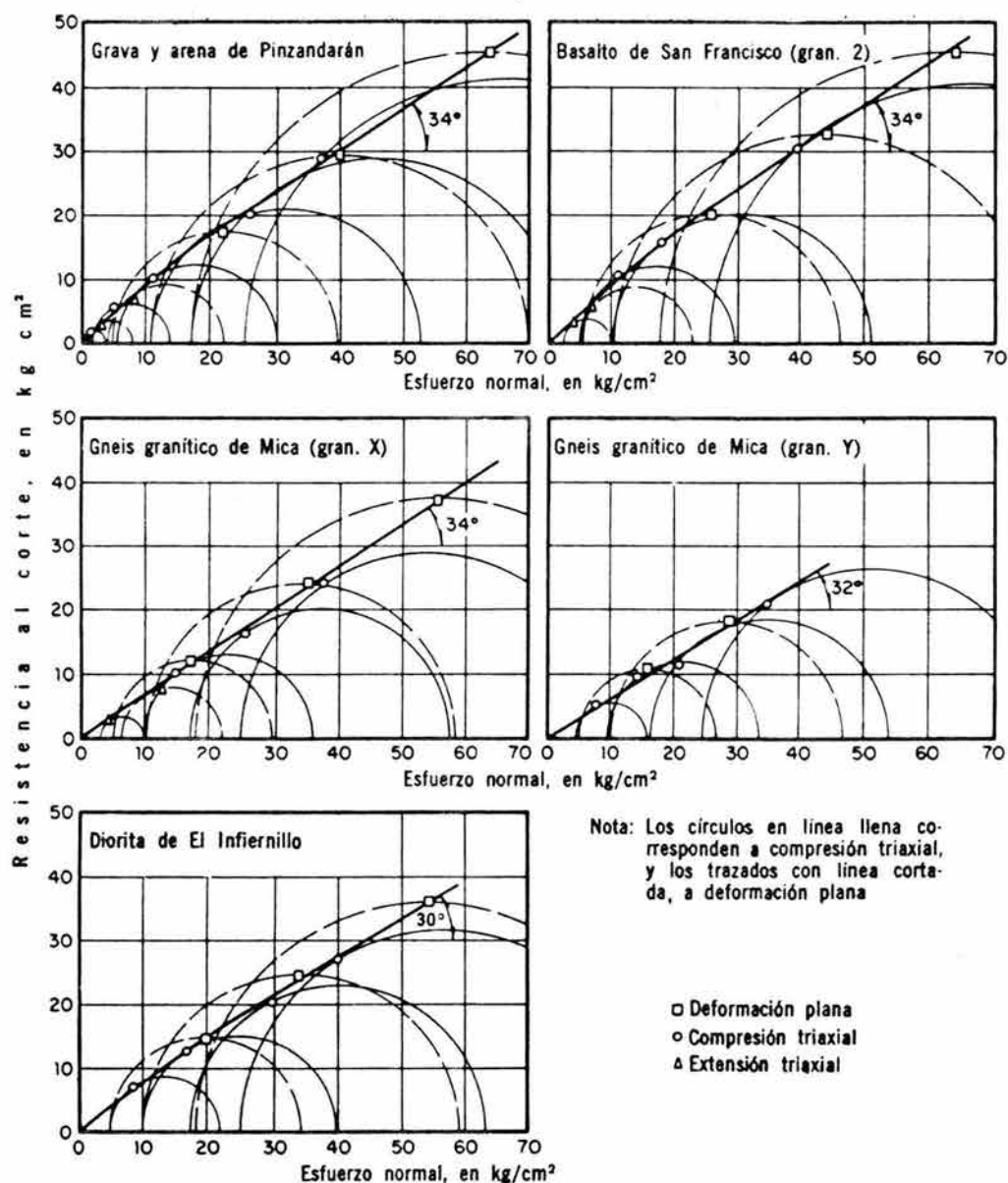


Figura II.33 Comparación de resistencias al corte obtenidas en pruebas triaxiales y de deformación plana

Las probetas se formaron con capas de 25 cm de espesor, siendo el tamaño máximo de los granos 20 cm. Se pesaron las fracciones componentes del material necesario para cada capa, a fin de asegurar la homogeneidad de los especímenes. La compactación de la capa se efectuó con el mismo disco vibrador usado en las pruebas triaxiales (1 m de diámetro; impactos de 1000 kg a razón de 50 cps).

II.4.3 Ejecución de la prueba.

Las cargas axiales (σ_a) se aplicaron por incrementos, de acuerdo con una secuela establecida para obtener la información más completa; se midieron en cada incremento las deformaciones en función del tiempo. Al alcanzarse la condición de equilibrio o al transcurrir un lapso mínimo de 2 hr, se incrementaba el esfuerzo σ_a . Los especímenes se inundaron a determinados niveles de esfuerzo, para estudiar el efecto del humedecimiento en las deformaciones de la masa granular.

Se realizaron ensayos de este tipo con todas las muestras descritas en la tabla II.7; el resumen de resultados aparece en la tabla II.8. En ciertos casos se ensayó el mismo material con dos relaciones de vacíos iniciales correspondientes a los estados denso y suelto.

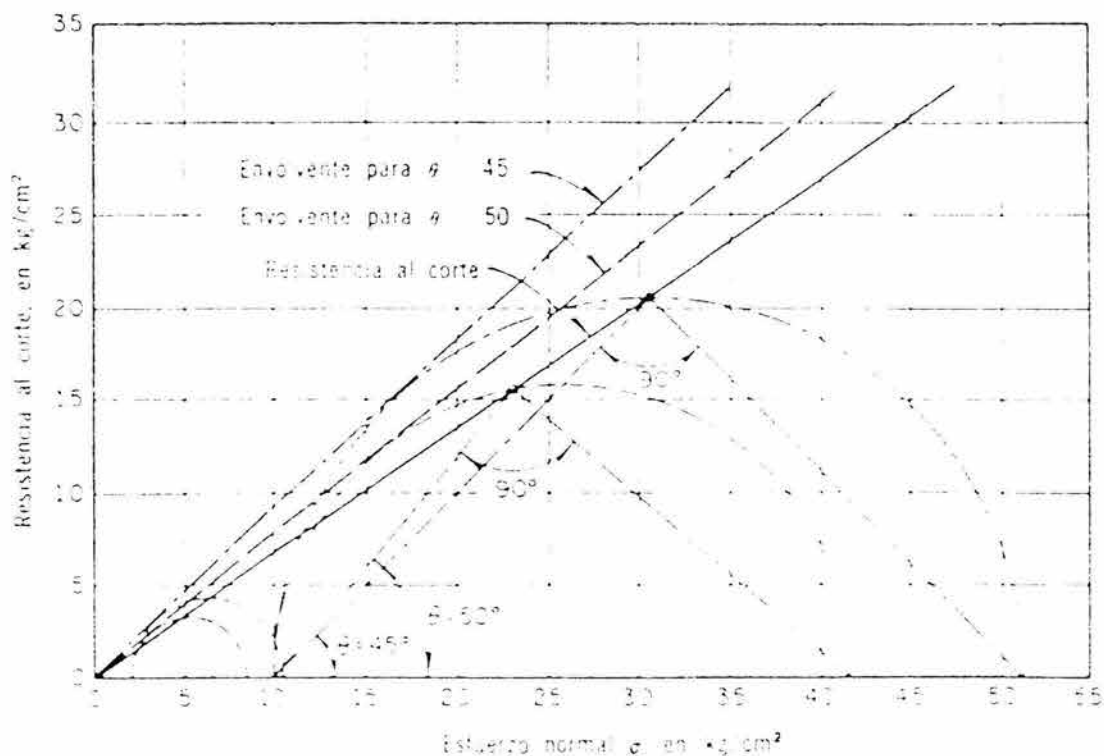


Figura II.34 Determinación de la envolvente de esfuerzos en la falla a partir de la ley de resistencia al corte

II.4.4 Resultados

II.4.4.1 Relación de vacíos – presiones

En las figs II.37 y II.38 se muestran, respectivamente, las curvas relación de vacíos-presiones (e vs σ_a) y las de deformación total-presiones (ϵ_t vs σ_a) de todos los materiales ensayados. Los escalones en ambos tipos de representación corresponden a las

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

deformaciones inducidas por la inundación del espécimen. En general, las citadas curvas son similares a las observadas en arenas.

A partir de los datos proporcionados por los ensayos, se calcularon los coeficientes de compresibilidad (a_v). Los valores de a_v en función del promedio de σ_a para cada incremento aparecen en la tabla II.8. Además, en ella se incluyen la relación de vacíos inicial, la presión máxima aplicada ($\sigma_{a\text{máx}}$), y la rotura de granos (B_g). El análisis de los coeficientes a_v indica variaciones en el comportamiento de los enrocamientos, pero, en general, a_v disminuye al aumentar el esfuerzo σ_a . La rotura de granos y el grado de compactación tienen fuerte influencia en el coeficiente de compresibilidad; los dos factores anteriores y la granulometría están ligados entre sí y serán analizados más adelante.

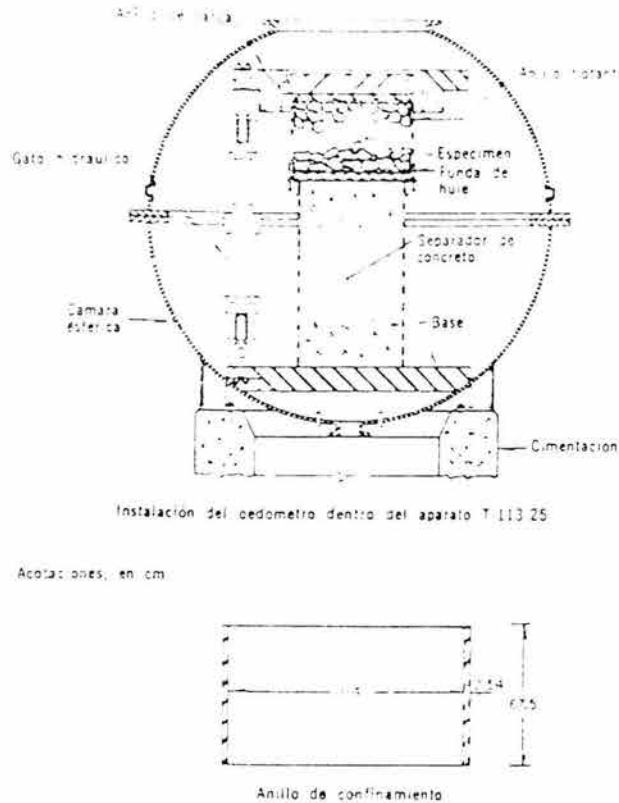


Figura II.35 Oedometro 0-114-100

II.4.4.2 Asentamientos – tiempo.

La deformación provocada por la aplicación de un incremento $\Delta\sigma_a$ no es instantánea; esto ocurre tanto en arenas como en gravas y enrocamientos, aun cuando no se encuentren saturados. El reajuste de los granos y la rotura de algunos de ellos induce un proceso de difusión que ha sido estudiado con la teoría del camino casual debido a Marcov (Marsal, 1965). La solución de la ecuación diferencial respectiva para el caso unidimensional aparece en la fig II.39, y será utilizada posteriormente para interpretar los resultados de los ensayos oedométricos.

En la fig II.40 se muestran, a título ilustrativo, las curvas asentamiento-tiempo correspondientes al gneis granítico de Mica (gran. Y); por la magnitud de las deformaciones, este ejemplo permite observar el proceso de difusión con mayor nitidez.

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

Durante la aplicación de cada incremento $\Delta\sigma_a$, y en un lapso de 5 minutos o menor, ocurre el asentamiento más importante o primario, seguido por una ley de deformación que es función lineal de $\log t$, siendo t el tiempo transcurrido; esta fase de la compresión se llamará secundaria. En realidad, la compresión secundaria constituye una sucesión de procesos de difusión menores que el primario y de amplitud decreciente con el tiempo (fig II.41). Las deformaciones inducidas por la inundación, también parecen ajustarse a un fenómeno de difusión que no interfiere con el flujo de agua, pues el espécimen drena libremente.

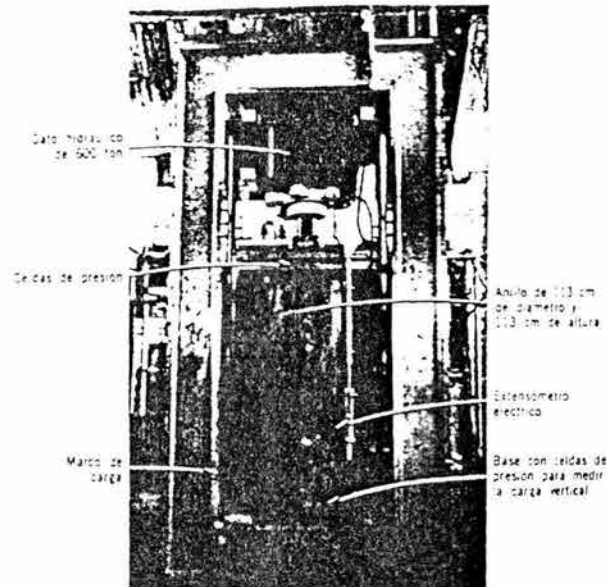


Figura II.36 Oedometro 0-113-56

A fin de aplicar la teoría de difusión antes citada, es necesaria separar la compresión primaria de la secundaria. Con este propósito se ha aplicado el método propuesto por A. Casagrande para la consolidación de suelos finos. En la fig II.41 se ilustra esta subdivisión de la curva asentamiento-tiempo (λ vs t) en sus fases primaria y secundaria, y haciendo uso de la gráfica de relación de deformaciones vs factor tiempo de la fig II.39 y datos del ensaye, se ha calculado la evolución teórica de λ para la compresión primaria. Los coeficientes de difusión (D) y de arrastre (C) para el caso particular de la fig II.41 resultan de $0.47 \text{ cm}^2/\text{seg}$, respectivamente.

Debido a que el proceso de difusión primario es muy rápido en un suelo granular de espesor relativamente reducido (del orden de 1 m en los ensayos oedométricos), es difícil registrarlo y, en la mayoría de los casos, las mediciones están afectadas por el lapso durante el cual se aplica el incremento de carga. La predicción de los asentamientos en función del tiempo puede ser importante en grandes masas granulares de presas o pedraplenes.

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

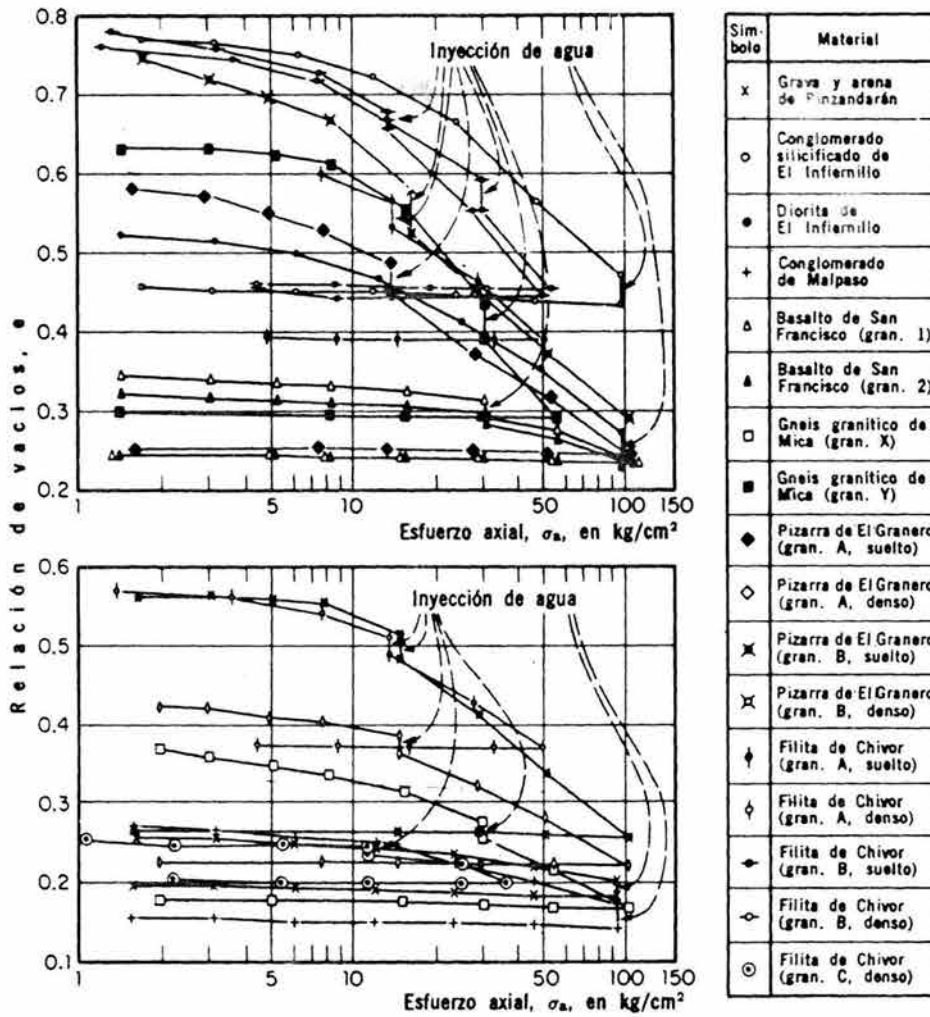


Figura II.37a Curvas relación de vacíos-presiones para materiales ensayados en el aparato 0-114-100

II.4.4.3 Rotura de granos.

Con objeto de investigar la influencia de la fragmentación de partículas en la compresibilidad, se realizaron pruebas de compresión unidimensional con una grava uniforme, producida triturando roca (diorita algo alterada) extraída de cantera con explosivo. En varias series de ensayos a diferentes presiones σ_a , se determinó el parámetro de rotura B_g , ensayando especímenes en los estados suelto y denso; debido a que el material era uniforme, las diferencias resultaron poco significativas. La fig II.42 exhibe los valores de rotura $B_g q_i$ representados en términos del esfuerzo axial σ_a . La curva trazada en ella interpola aproximadamente dichos resultados y sugiere que la variación de $B_g q_i$ es lineal en el intervalo $0 < \sigma_a < 15 \text{ kg/cm}^2$, se incrementa de modo apreciable para σ_a comprendido entre 16 y 23 kg/cm^2 , y disminuye a partir de $\sigma_a = 25 \text{ kg/cm}^2$.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

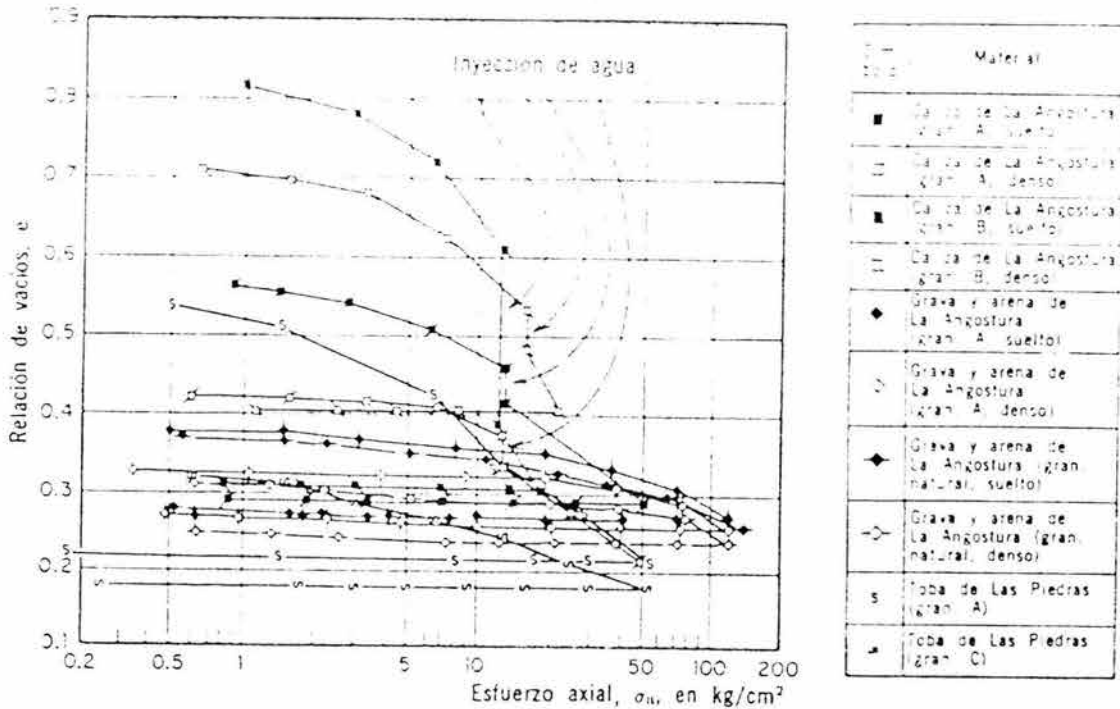


Figura II.37b Curvas relación de vacíos-presiones para materiales ensayados en el aparato 0-113-56

Con dichos datos y la variación de la relación de vacíos (Δe) registrada en las pruebas, se elaboraron las gráficas de la fig II.43, para correlacionar la compresibilidad del material y la rotura de granos. Obsérvese que las relaciones $B_g q_i$ vs Δe son curvas de forma semejante que parten del origen, se separan para $\Delta e = 0.10$, y tienden a confundirse cuando $\Delta e > 0.20$. Existe cierta dispersión de los valores que se atribuye a pequeñas variaciones en la composición granulométrica y a la presencia de un porcentaje variable de granos alterados que no se controló debidamente. Las gráficas Δe vs σ_a resultan similares a las de $B_g q_i$ vs Δe , aunque no son apreciables los cambios de curvatura en la correspondiente al estado suelto. Como se indica en la fig II.43, para un cierto nivel de esfuerzo ($\sigma_a = 20 \text{ kg/cm}^2$) ocurre la misma rotura $B_g q_i = 0.10$ y, sin embargo, el decremento Δe en la muestra densa es de 0.08, mientras que en la suelta es 1.6 veces mayor. Esta observación revela la importancia que tiene el grado de compactación en la compresibilidad, aun en el caso de una grava uniforme. Por otra parte, las variaciones Δe deben estar vinculadas a la forma como se rompen los granos (pequeños fragmentos de aristas y esquinas, o bien rotura en partes equidimensionales). El problema es extraordinariamente complejo y por el momento no queda otro recurso que la realización de pruebas de compresión unidimensional.

II.4.4.4 Humedecimiento del material

Estudios efectuados recientemente en el Instituto de Ingeniería, UNAM (Ramírez de Arellano, 1971) sobre la influencia de la cantidad de agua inyectada en la compresibilidad del enrocamiento, demuestran que a partir de una tasa comprendida entre 300 y 400 lt/m^3 , el efecto de este tratamiento es despreciable. La fig II.44 presenta la información obtenida ensayando la caliza de La Angostura (gran. A), dibujada en papel semilogarítmico; en el eje

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

de las abscisas aparecen los valores del volumen de agua suministrada a la muestra, y en el eje de ordenadas, la deformación axial unitaria (curva de trazo continuo). Además, se presentan las deformaciones para los casos de material seco y saturado (curvas de trazos discontinuos). Estos resultados son semejantes a los encontrados por investigadores rusos y modifican la práctica establecida empíricamente, o sea, que era necesario humedecer el m^3 de masa granular con un volumen igual o doble de agua.

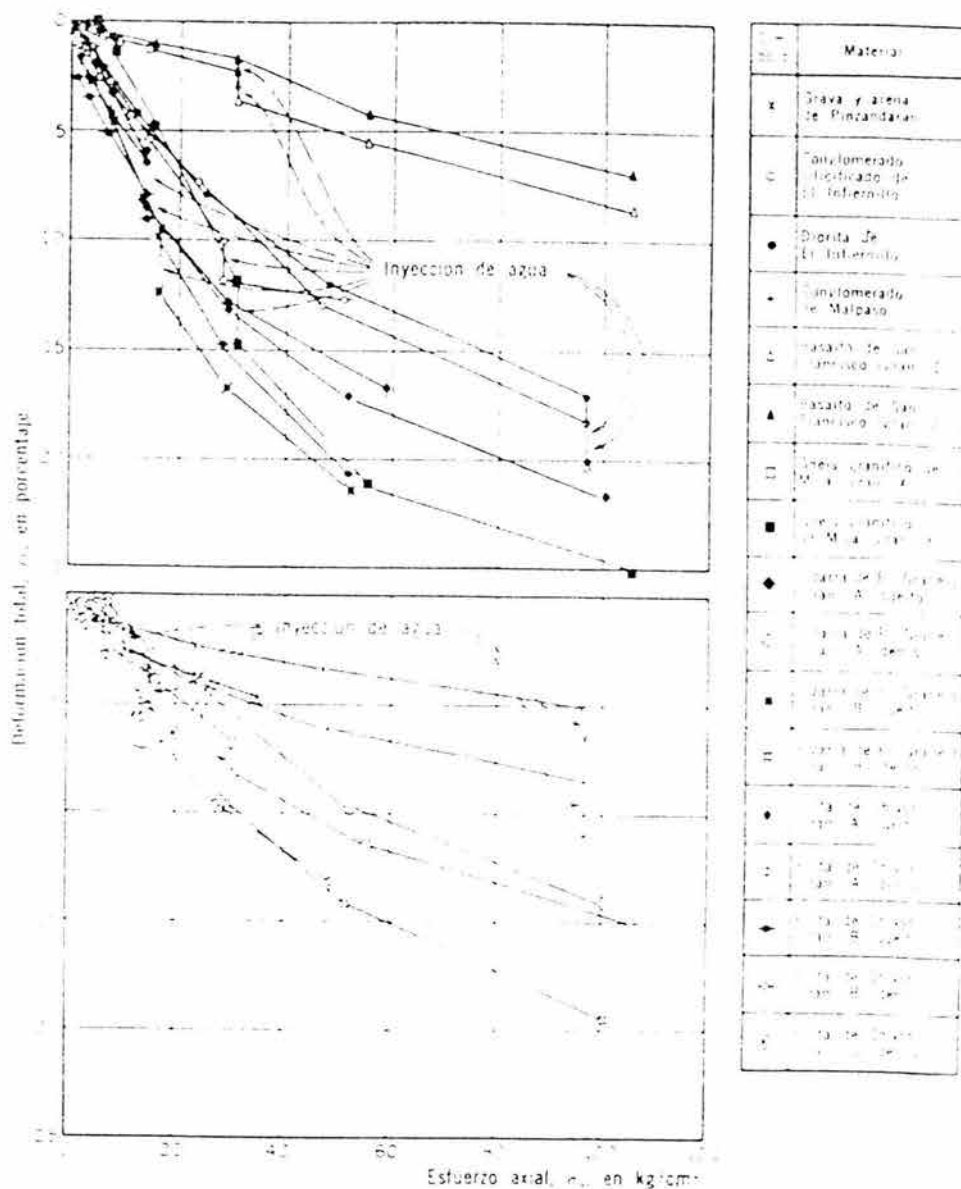













Figura II.38a Curvas deformación total-presiones para materiales ensayados en el aparato 0-114-100

Tabla II.8 Resultados de las pruebas de compresión unidimensional

Material	Muestra Simbolo	Relación de vacíos e_v	Esfuerzo medio, σ_v , en Kg/cm ²	Coefficiente de compresibilidad, a_v , en cm ² /kg	Rotura de granos, B_g , en porcentaje	Esfuerzo máximo, σ_{max} , en kg/cm ²
Grava y arena de Pinzandarán	1 ×	0.48	2.0	0.0091	7.8	101
			5.0	0.0015		
			10	0.0010		
			20	0.0008		
			40	0.0012		
Conglomerado silicificado de El Infiernillo	2 ○	0.80	2.0	0.0064	27.0	96.7
			5.0	0.0051		
			10	0.0055		
			20	0.0045		
			40	0.0038		
Diorita de El Infiernillo	3 ●	0.54	2.0	0.0058	28.3	96.9
			5.0	0.0061		
			10	0.0053		
			20	0.0045		
			40	0.0025		
Conglomerado de Malpaso	4 +	0.28	2.0	0.0035	11.9	96.8
			5.0	0.0024		
			10	0.0022		
			20	0.0016		
			40	0.0009		
Basalto de San Francisco (gran. 1)	5 △	0.34	2.0	0.0040	1.3	106
			5.0	0.0018		
			10	0.0009		
			20	0.0008		
			40	0.0010		
Basalto de San Francisco (gran. 2)	6 ▲	0.32	2.0	0.0021	3.0	105
			5.0	0.0013		
			10	0.0006		
			20	0.0005		
			40	0.0007		
Gneis granítico de Mica (gran.X)	7 □	0.37	2.0	0.0110	17.9	106
			5.0	0.0045		
			10	0.0031		
			20	0.0025		
			40	0.0020		
Gneis granítico de Mica (gran.Y)	8 ■	0.63	2.0	0.0002	47.5	55.3
			5.0	0.0033		
			10	0.0069		
			20	0.0081		
			40	0.0043		
Pizarra de El Granero (gran. A, suelto)	9 ◆	0.58	2.0	0.0073	25.5	101
			5.0	0.0090		
			10	0.0072		
			20	0.0051		
			40	0.0027		
Pizarra de El Granero (gran. A, denso)	10 ◇	0.42	2.0	0.0065	19.1	101
			5.0	0.0019		
			10	0.0025		
			20	0.0031		
			40	0.0020		

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

Pizarra de El Granero (gran. B, suelto)	11 	0.75	2.0 5.0 10 20 40	0.0198 0.0111 0.0102 0.0060 0.0036	31.9	52.2
Pizarra de El Granero (gran. B, denso)	12 	0.56	2.0 5.0 10 20 40	0.0008 0.0017 0.0058 0.0051 0.0032	32.5	102
Filita de Chivor (gran. A, suelto)	13 	0.68	2.6 5.8 11 22 39	0.0073 0.0069 0.0060 0.0050 0.0033	15.9	48.9
Filita de Chivor (gran. A, denso)	14 	0.57	2.5 5.5 11 21 39	0.0034 0.0055 0.0057 0.0042 0.0027	18.4	49.2
Filita de Chivor (gran. B, suelto)	15 	0.79	2.4 5.5 11 21 40	0.0082 0.0027 0.0076 0.0071 0.0047	28.8	52.0
Filita de Chivor (gran. B, denso)	16 	0.76	2.4 5.6 11 21 40	0.0039 0.0071 0.0056 0.0057 0.0044	29.7	51.6
Filita de Chivor (gran. C, denso)	17 	0.26	1.6 3.6 8.2 17 30	0.0024 0.0015 0.0013 0.0013 0.0010	5.4	35.7
Caliza de La Angostura (gran. A, suelto)	18 	0.58	2.2 4.6 9.6 19 38	0.0120 0.0093 0.0075 0.0054 0.0027	17.6	50.2
Caliza de La Angostura (gran. A, denso)	19 	0.44	2.5 4.9 9.6 19 37	0.0051 0.0057 0.0053 0.0052 0.0041	18.9	48.5
Caliza de La Angostura (gran. B, suelto)	20 	0.83	2.2 4.7 9.6 15	0.0144 0.0187 0.0174 0.0133	26.1	18.0
Calizz. de La Angostura (gran. B, denso)	21 	0.72	2.5 5.2 11 18	0.0091 0.0146 0.0124 0.0106	36.2	21.2
Grava y arena de La Angostura (gran. A,	22	0.36	2.8 5.4	0.0021 0.0011	7.5	50.6

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

suelto)	◆		10 20 47	0.0013 0.0012 0.0010		
Grava y arena de La Angostura (gran. B. denso)	◇	0.32	2.7 5.1 10 21 40	0.0015 0.0008 0.0007 0.0008 0.0007	8.0	50.9
Grava y arena de La Angostura (gran. natural, suelto)	◆	0.32	1.9 4.3 9.0 19 39	0.0022 0.0015 0.0009 0.0007 0.0005	2.6	51.5
Grava y arena de La Angostura (gran. natural, denso)	◇	0.27	2.1 4.4 9.2 19 39	0.0013 0.0009 0.0005 0.0004 0.0003	1.7	52.3
Toba de Las Piedras (gran. A)	26 S	0.56	0.26 0.94 3.9 9.4 18.5 37.7	0.0506 0.0309 0.0180 0.0106 0.0062 0.0025	22.8	50.9
Toba de Las Piedras (gran. C)	27 S	0.34	0.30 1.0 2.3 4.8 9.5 18.4 37.7	0.0305 0.0133 0.0100 0.0065 0.0047 0.0024 0.0014	8.6	50.9

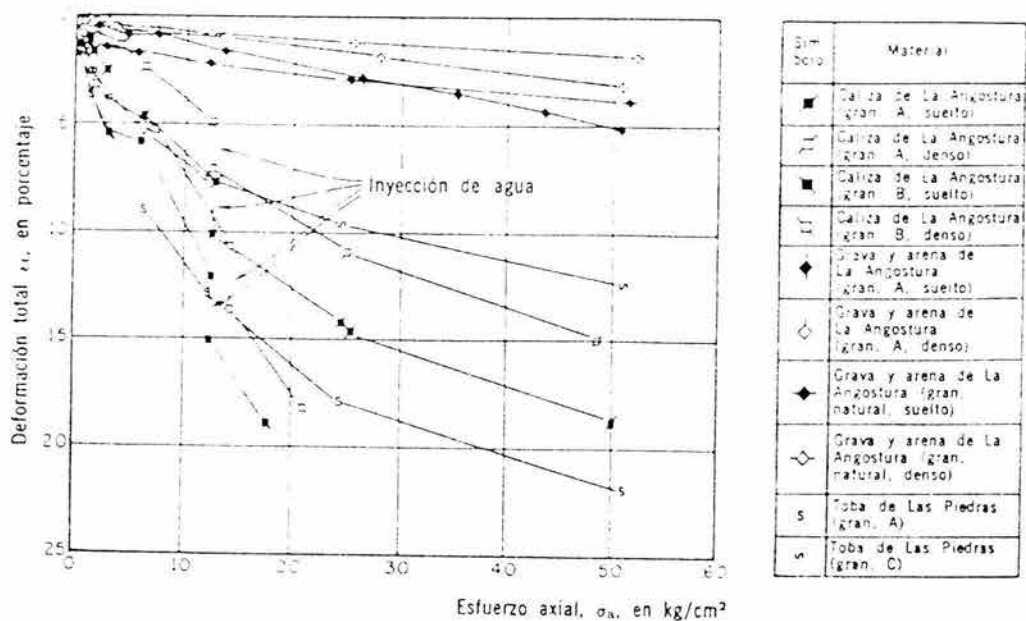


Figura II.38b Curvas deformación total-presiones para materiales ensayados en el aparato 0-113-56

Ecuación diferencial

$$D \frac{\partial^2 q}{\partial z^2} - 2C \frac{\partial q}{\partial z} = \frac{\partial q}{\partial t}$$

Condiciones de frontera

$$q(z, 0) = q_1, \quad q(0, t) = q_2, \quad q(2H, t) = q_2$$

Solución

$$\Lambda = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4 n^2 \pi [1 - (-1)^n \cosh 2J]}{4 J^2 + n^2 \pi^2} \exp \left[- \left(\frac{n^2 \pi^2}{4} + J^2 \right) T_1 \right]$$

$$J = \sqrt{\frac{T_2}{T_1}} = \frac{CH}{D}, \quad T_1 = \frac{Dt}{H^2}, \quad T_2 = \frac{C^2 t}{D}, \quad \Lambda = \frac{\lambda}{\lambda_f} \quad \lambda_f = \text{deformación final}$$

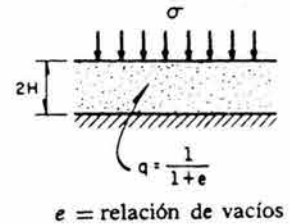
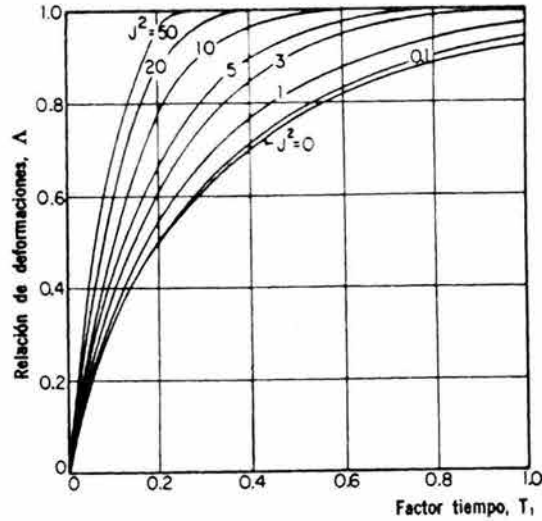


Figura II.39 Relación de deformación vs factor tiempo en procesos de difusión granular unidimensionales

II.5 Efectos de escala

Con excepción de casos especiales como las presas Oroville en California y Adolfo Ruiz Cortines en México, formadas por secciones permeables de grava y arena (tamaño máximo, 20 cm), los pedraplenes se constituyen con materiales que contienen fragmentos de roca hasta de 2 m de diámetro nominal. Como se indicó en los párrafos relativos a preparación de especímenes, la dimensión mayor de las partículas que pueden incluirse en ellos es de 15 a 20 cm. En consecuencia, las granulometrías ensayadas en la cámara triaxial T-113-25 y el oedómetro O-114-100 distan mucho de representar el material que se usa en el pedraplén y este hecho afecta a los parámetros de resistencia y de compresibilidad que se requieren para los análisis de estabilidad y de asentamientos. Hay otro aspecto importante que debe considerarse: la relación del diámetro de la probeta (d_p) al tamaño máximo de los granos (d_g). A continuación se discuten estos factores que influyen en los resultados experimentales.

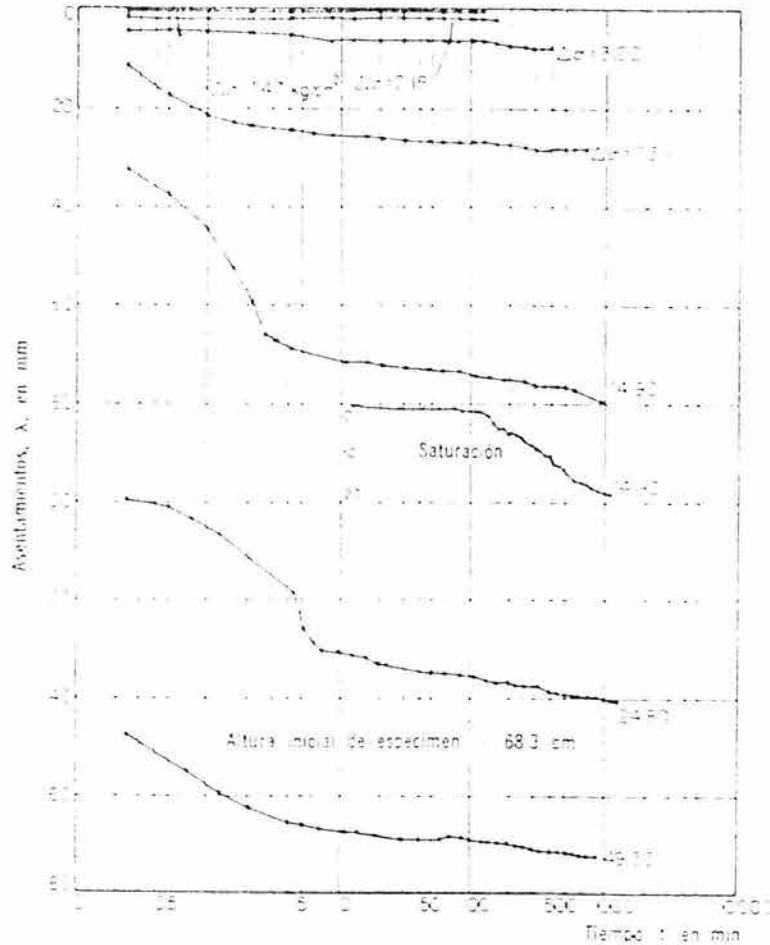


Figura II.40 Curvas asentamiento-tiempo, gneis granítico de mica (gran. Y)

II.5.1 Dimensión de la probeta

Holtz y Gibbs (1956), e independientemente Leslie (1963), realizaron investigaciones sobre el efecto de la relación d_p/d_g en los resultados de pruebas triaxiales, concluyendo que la dimensión de la probeta no influye siempre que sea suficientemente grande comparada con el diámetro nominal de la fracción gruesa (FG). Pero si la relación d_p/d_g es menor de 5 y el suelo tiene alto porcentaje de partículas grandes ($FG > 30$ por ciento), entonces la resistencia al corte aumenta en forma significativa. Obsérvese que en los ensayos descritos, si bien $d_p/d_g > 5$, FG en varios casos es mayor de 30 por ciento (granulometrías Y y B, en la fig II.1). Un estudio más reciente de Fumagalli (1969) muestra que el efecto de la dimensión del espécimen puede ser apreciable aun para valores de d_p/d_g mayores de 50, en ensayos de compresión unidimensionales; según estas pruebas, la compresibilidad aumente cuando la relación d_p/d_g crece, particularmente en suelos de granulometría uniforme.

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

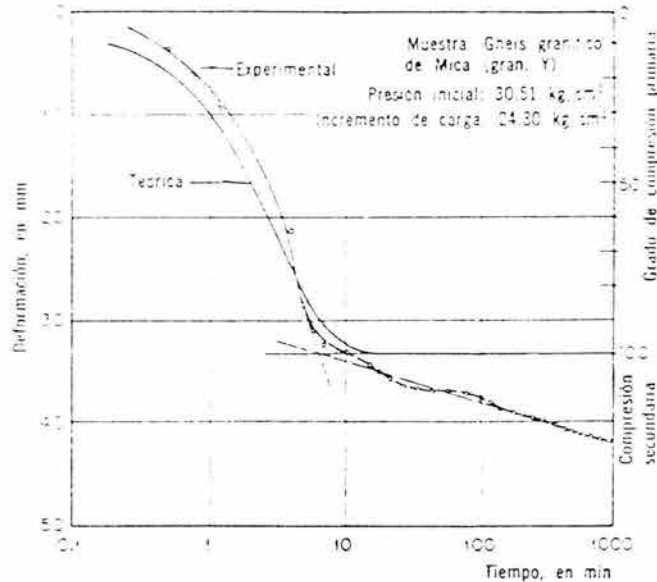


Figura II.41 Correlación teórica de las curvas de asentamiento-tiempo para el gneis granítico de Mica (gran. Y)

Por tanto, las resistencias al corte y los módulos de deformación volumétrica ($M_{oc} = [1 + e_i] / a_v$) obtenidos en los ensayos realizados, pueden ser mayores que los propios de la masa granular objeto de análisis. Este aspecto de la experimentación requiere un aspecto amplio, que se proyecta desarrollar en el Instituto de Ingeniería, UNAM.

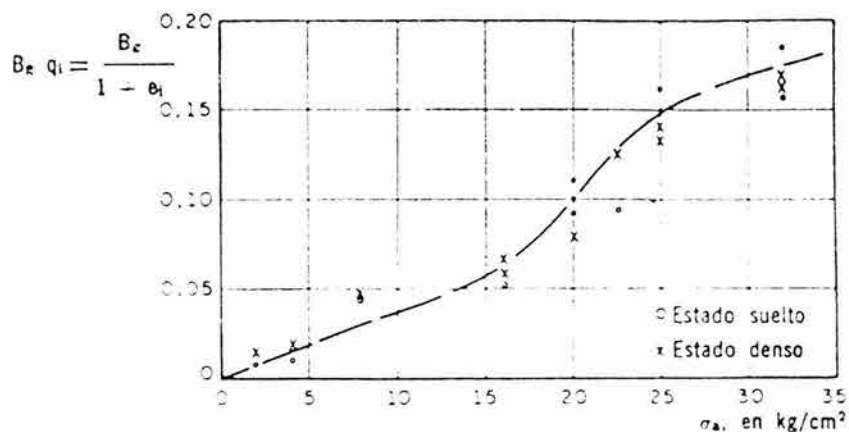


Figura II.42 Rotura de granos vs presión aplicada en pruebas de compresión unidimensional, grava triturada de La Soledad (diorita)

II.5.2 Composición granulométrica

Considerando que el material usado en el laboratorio no tiene la granulometría del prototipo y que sería sumamente costoso intentarlo, varios investigadores han estudiado la forma de *modelar* la composición granulométrica de los especímenes que se ensayan, de modo que las propiedades mecánicas sean representativas del enrocamiento empleado en la construcción (Lowe, 1969).

Dean Marachi *et al* (1969) realizaron en la Universidad de California el trabajo más completo sobre este tema. Con base en la elasticidad y plasticidad, concluyen dichos investigadores que la semejanza geométrica de partículas es teóricamente suficiente para que las fuerzas de contacto resulten comparables en el prototipo y modelo. Por supuesto, estos análisis son necesariamente simplistas y requerirán una investigación amplia para confirmar o rectificar al conclusión anterior. En dicho trabajo se describen con todo detalle los datos obtenidos ensayando tres materiales (argilita de Pyramid, basalto de San Francisco y gravas de Oroville), en cámaras triaxiales diseñadas para probetas cilíndricas de 2.8, 12 y 36 plg de diámetro y presiones confinantes comprendidas en el intervalo 2-46 kg/cm². La relación d_p/d_g se conservó en todos los casos igual a 6, de modo que los tamaños máximos de la fracción gruesa fueron de 0.48, 2 y 6 plg para los especímenes de 2.8, 12 y 36 plg, respectivamente.

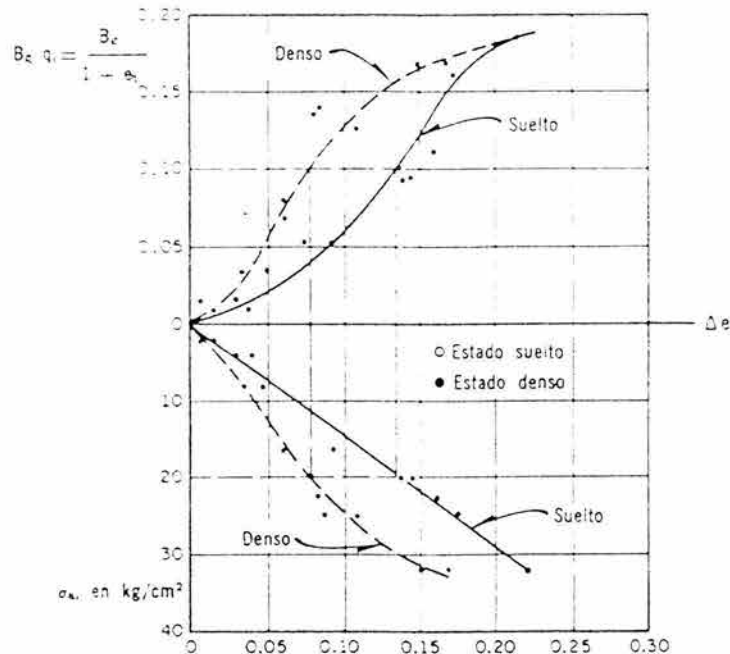
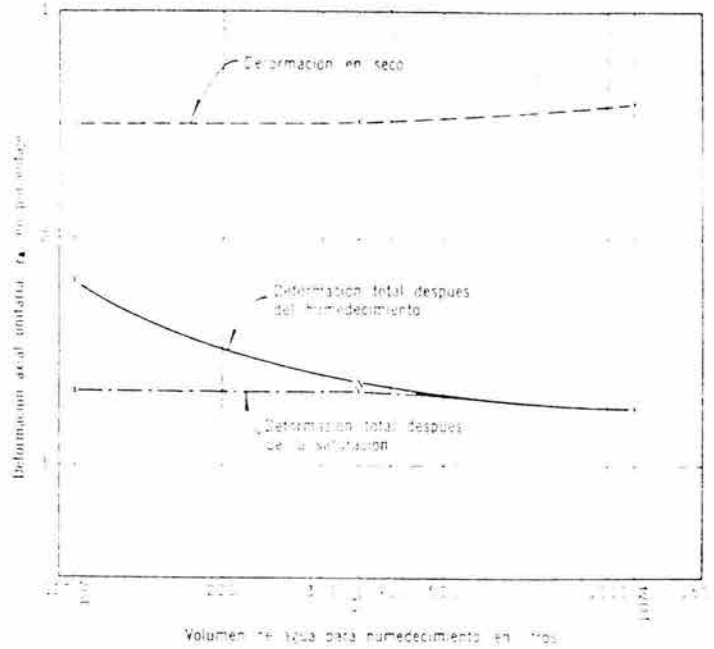


Figura II.43 Efecto de la rotura de granos en la compresibilidad

De este estudio experimental se concluye que los resultados (resistencia al corte, deformaciones axial y volumétrica y rotura de granos) no son invariantes a una traslación de la curva granulométrica (semejanza geométrica de partículas), aun cuando la forma de las partículas no difiera apreciablemente entre los distintos modelos del material. Sin embargo, en efecto de escala sobre las características arriba mencionadas es moderado y sobre todo susceptible de predicción confiable para fines prácticos.

En el Instituto de Ingeniería, UNAM, se están desarrollando investigaciones sobre los efectos de escala en compresión unidimensional y triaxial, siguiendo criterios similares a los adoptados por el Laboratorio de Enrocamiento de la Universidad de California. Estudios previos sobre este tema, se basaron en modelos que conservaban el coeficiente de uniformidad del material prototipo, variando el tamaño máximo de las partículas en la medida necesaria, y se comprobó que la resistencia al corte era notablemente mayor en los especímenes de menor dimensión (Marsal *et al*, 1965).

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas



Prueba No.	Agua para humedecimiento en lit. m ³	Peso volumétrico en kg. m ³	Presión aplicada en kg. cm ²
19 F	10	1.634	5.0
20	11	1.636	5.0
21	11.75	1.642	5.0

Figura II.44 Oedometro 0-113-56. Ensayes de humedecimiento. Caliza de La Angostura (gran. A)

II.6 Comentarios y recomendaciones

II.6.1 Selección de materiales.

A continuación se describen brevemente los procedimientos usados en la exploración de préstamos, empleo de las pruebas índice para caracterizar el material en cuestión y, finalmente, estimación aproximada de la resistencia y compresibilidad de gravas o enrocamientos.

II.6.1.1 Exploraciones.

La primera etapa de selección de un préstamo como fuente de enrocamiento es la investigación geológica en el sitio para determinar el espesor de la cubierta de suelo, tipo de roca, profundidad del intemperismo, carácter y espaciamiento de las fracturas, etc. La investigación geológica se inicia con la inspección visual de los sitios más favorables para la exploración, seguida de levantamientos topográficos y obtención de corazones de la roca mediante perforaciones. En un banco de grava, el procedimiento es similar en cuanto a su localización y el muestreo se realiza con pozos a cielo abierto llevados hasta el nivel de agua, a fin de extraer muestras representativas del depósito.

La observación de las muestras de un banco aluvial realizada por un ingeniero experimentado permite conocer de manera general la granulometría del material y la presencia de partículas blandas o suelos finos (arcilla o limo). En cambio, la evaluación del producto que puede lograrse de una masa de roca por simple inspección de los corazones, es más aleatoria; en general, resulta difícil predecir la granulometría que se producirá con un esquema de barrenación y la correspondiente carga de explosivo. En proyectos importantes deben realizarse pruebas variando el espaciamiento y diámetro de los barrenos,

cantidad y tipo de explosivo, y secuela de detonación. Estos estudios son costosos y demandan asesoramiento de expertos en técnicas de explotación de canteras; en el pasado se han hecho durante la construcción de la obra.

II.6.1.2 Índices de solidez

Como ya se comentó, se están poniendo en práctica pruebas diseñadas para la aceptación de agregados en la fabricación de concreto. Tanto la absorción de agua como el desgaste de los fragmentos de roca en la prueba Los Ángeles y la destrucción del material en ensayos cíclicos de intemperismo (tabla II.1), pueden ser útiles para decidir sobre la bondad de un enrocamiento como material permeable de una presa o de un terraplén para carretera o vía férrea.

Comparando la información contenida en la tabla II.1, se observa la posibilidad de establecer intervalos de variación de la absorción de agua y la pérdida por desgaste para determinar si el material estudiado es aceptable, considerando su función y localización dentro del terraplén. Por ejemplo, una roca que tiene una absorción de 10 por ciento y pérdida por desgaste de 30 por ciento, podría ser admisible para formar la parte del terraplén cercana a los taludes exteriores, sometida a fuerzas de contacto relativamente bajas y protegida de los agentes atmosféricos. En cambio, este mismo enrocamiento resulta indeseable en otras zonas de la estructura, debido a la intensidad de los esfuerzos actuantes y la baja resistencia a la rotura del material.

Se supone que la prueba de intemperismo acelerado es extraordinariamente severa para catalogar las rocas que se usan en terraplenes; sin embargo, el análisis de la tabla II.1 sugiere que esto solo afecta a las rocas blandas o alteradas; las duras o sanas registran bajos índices de absorción, desgaste y destrucción por intemperismo. En rocas de origen volcánico (tobas), la prueba de absorción de agua puede ser significativa, pero no se han establecido correlaciones entre la absorción y las características de diferentes materiales de este grupo. La prueba Los Ángeles es la más usada para indicar la calidad de la roca, por la experiencia que existe en los laboratorios de concreto. Sin embargo, esa experiencia y las respectivas normas sobre la aceptación del agregado, pueden no ser adecuadas para decidir el empleo de enrocamientos y gravas en pedraplenes.

Con base en la información de la tabla II.1 y las propiedades mecánicas de los materiales correspondientes, se propone la clasificación presentada en la tabla II.9. Dado que el acervo de datos es limitado, dicha clasificación debe considerarse tentativa. Los materiales se ordenan teniendo en cuenta: *a*) la solidez de los granos que componen la masa, y *b*) la granulometría. La solidez de los granos se evalúa mediante la prueba de ruptura y los índices (absorción de agua o desgaste Los Ángeles). Los enrocamientos se agrupan en uniformes (*U*) o bien graduados (*W*), atendiendo a los valores del coeficiente C_u indicados en la tabla II.9; los límites de C_u fueron escogidos arbitrariamente y se supone que en el intervalo $4 < C_u < 10$, los materiales tienen características comprendidas entre las de *U* y *W*. De este modo se reconocen tres tipos de enrocamientos (1, 2 y 3), según los granos sean duros, semiduros o blandos, y a cada uno de los números antes señalados se le agrega la letra *U* o *W*, que denota la granulometría.

Para estimar los valores del módulo de deformación en compresión unidimensional (M_{OC}) y la relación de esfuerzos principales para la falla $(\sigma_1/\sigma_3)_f$ correspondientes a compresión triaxial, se ha representado a la rotura de granos (B_g) en términos del esfuerzo octaédrico (σ_{oc}) en la fig II.45. Se adopta σ_{oc} como medida del nivel de esfuerzos, pues este factor

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

influye significativamente tanto a M_{OC} como a $(\sigma_1/\sigma_3)_f$. Los resultados de B_g aparecen clasificados en dos grupos (enrocamientos uniformes y bien graduados) y solo se han analizado los valores obtenidos para en estado denso, a fin de simplificar y en vista de la marcada tendencia a compactar los enrocamientos de presas o pedraplenes. Si bien las diferencias son apreciables entre los grupos U y W , la correspondencia entre los tipos de granos (1, 2 y 3) y la rotura de granos para un cierto nivel de esfuerzos σ_{oc} , no es tan clara debido a que otros factores, como la forma de los granos y la fragilidad de la roca predominante en el material, no han sido tomados en cuenta.

II.6.1.3 Evaluación y propiedades

La clasificación del material (enrocamiento o grava) mediante la determinación de los índices de la tabla II.9, no solo podría servir para decidir la alternativa más conveniente entre las posibles en el sitio del pedraplén o la presa, sino también construir una ayuda para la selección de propiedades (resistencia y compresibilidad) a nivel de anteproyecto y, cuando no se justifique una gran aproximación, para el diseño de dichas estructuras. Este último objetivo puede lograrse mediante las tablas II.1 y II.2, o sea considerando el tipo de roca y la granulometría esperada, para buscar en las tablas II.4 y II.8 la resistencia al corte y la compresibilidad correspondiente al estado de esfuerzos en el prototipo y la compactación justificada. Para facilitar la búsqueda de datos aproximados se han construido las gráficas que aparecen en las figs II.46 y II.47.

Tabla II.9 Clasificación de enrocamientos

Material	P_n , para $d_n=2$ plg, en kg	Absorción de agua, en porcentaje	Desgaste Los Ángeles, en porcentaje	Granulometría	C_u	Tipo de enrocamiento*
Granos duros (basalto de San Francisco, grava de Pinzandarán)	> 1 000	1 a 2.5	10 - 15	Uniforme	1 - 3	1 U
				Bien graduado	> 10	1 W
Granos semiduros (gneis granítico de Mica, diorita de El Infiernillo)	500 - 1 000	1 a 2.5	15 - 25	Uniforme	1 - 3	2 U
				Bien graduado	> 10	2 W
Granos blandos (caliza de La Angostura, esquisto de Mica, tobe volcánica de Las Piedras)	> 500	2.5 a 1.5	> 25	Uniforme	1 - 3	3 U
				Bien graduado	> 10	3 W

Las relaciones de esfuerzos principales para la falla $(\sigma_1/\sigma_3)_f$, determinados mediante pruebas de compresión triaxial (tabla II.4), en función de la rotura de granos B_g , se presentan en la fig II.46, clasificada en dos grupos: el primero corresponde a enrocamientos bien graduados, y el segundo a los de granulometría uniforme. En ambas gráficas se han trazado las fronteras superior e inferior que contienen los datos experimentales y la curva media; se anexa la tabla de materiales y símbolos para facilitar la identificación de resultados.

La fig II.47 muestra la correlación entre el módulo de deformación para ensayos de compresión unidimensional (M_{OC}) y la rotura de granos. Los valores de M_{OC} se han calculado a partir del valor medio del coeficiente de compresibilidad (a_{vm}) en el intervalo de presiones $2 \leq \sigma_a \leq 40$ kg/cm² (tabla II.8), y de la relación de vacíos inicial: $M_{OC} = (1 + i)/a_{cm}$. Como en la fig II.46 se han establecido las fronteras superior e inferior y la curva media; además de los valores correspondientes al estado suelto se incluyen los del estado denso.

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

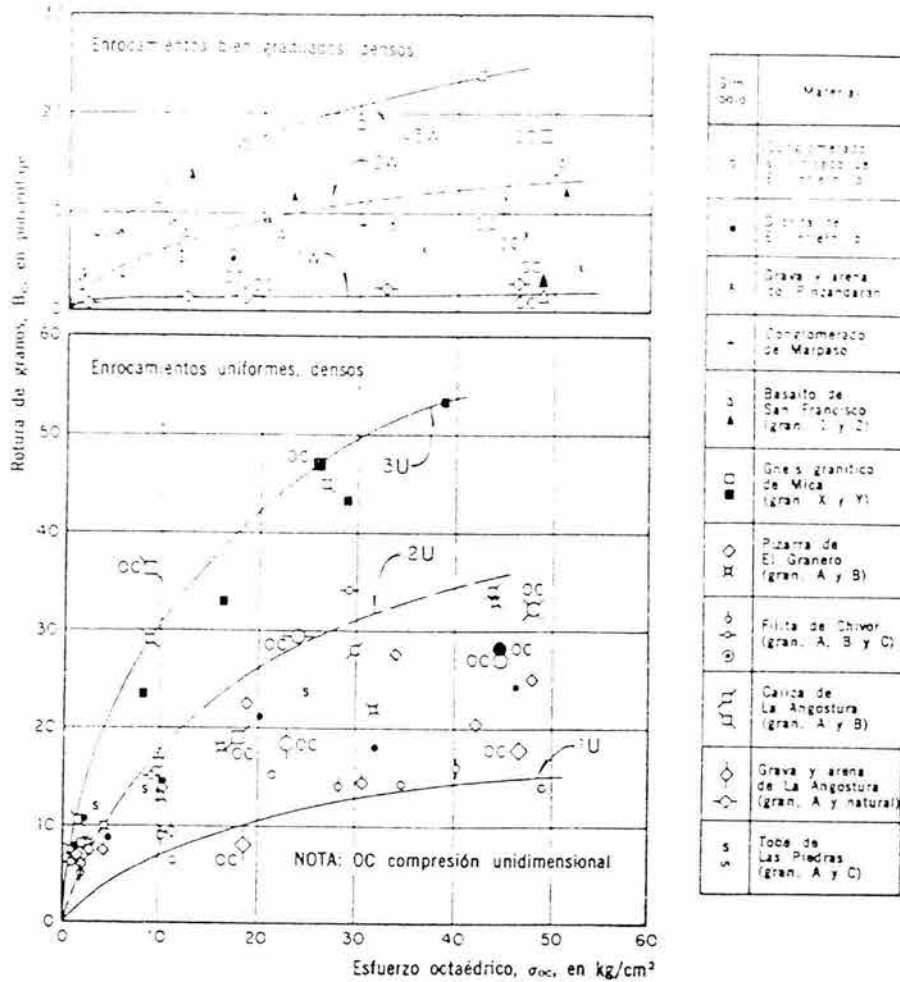


Figura II.45 Rotura de granos vs nivel de esfuerzos en pruebas de compresión triaxial y compresión unidimensional

A fin de evaluar el orden de magnitud de $(\sigma_1/\sigma_3)_f$ o M_{OC} , se requiere determinar el tipo de enrocamiento (tabla II.9) y conocer el nivel de esfuerzo (σ_{oc}) a que estará sometida la porción de la masa que es objeto de análisis. Con estos datos y la fig II.45, se determina aproximadamente la rotura de granos (B_g), valor necesario para utilizar las figs II.46 y II.47. Conviene apoyarse en la curva media y observar los materiales que están en su proximidad, a fin de mejorar la selección de valores.

La proposición anterior debe usarse con cautela, pues es limitado el número de materiales ensayados; particularmente en enrocamientos deben esperarse desviaciones importantes, tanto en la que se refiere a su clasificación como a las propiedades buscadas. Además, al seleccionar los datos para un proyecto es necesario tener presente el efecto de escala.

II.6.2 Pedraplenes de prueba

En obras importantes, cuando existen dudas sobre la bondad de los materiales que van a emplearse en la estructura, o es necesario elegir el equipo de compactación más adecuado, se realizan terraplenes de prueba reproduciendo las condiciones de trabajo especificadas (granulometría, espesor de capa, humedecimiento y número de pasadas del compactador).

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

Mediante muestreos se determina: a) el peso volumétrico; b) la rotura de partículas y, por tanto, la granulometría después de la compactación; c) la segregación del material; d) la influencia de la cantidad de agua aplicada al enrocamiento en su peso volumétrico. Los trabajos realizados por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos en el proyecto de las presas Cougar, New Hogan y Carters, expuestos por G. Bertram (1963), demuestran el interés que tienen estas pruebas en la elaboración de especificaciones para la construcción de un pedraplén.

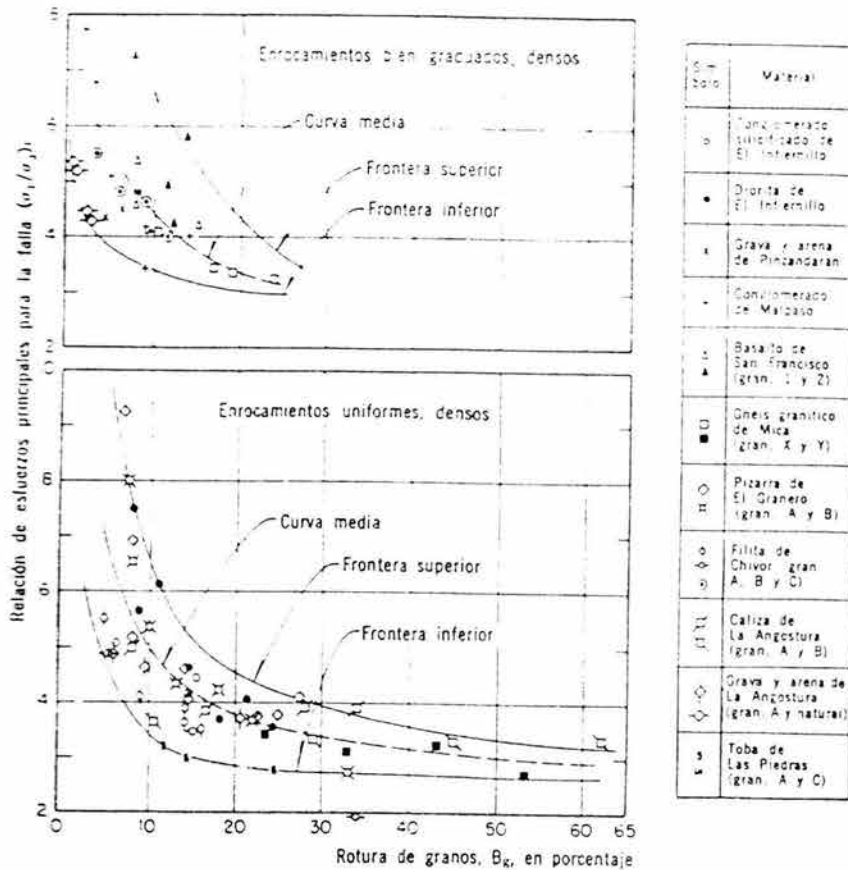


Figura II.46 Relación de esfuerzos principales para la falla en pruebas de compresión triaxial vs rotura de granos

II.6.3 Análisis de estabilidad y de asentamientos.

Según tendencias recientes, tanto en las presas de tierra y enrocamiento como en los pedraplenes de carreteras, es necesario verificar la estabilidad con los criterios de diseño al límite, así como calcular las deformaciones de la estructura con el método de elementos finitos, o bien, estimar los asentamientos del pedraplén haciendo uso de los resultados de compresión unidimensional y considerando la construcción por capas.

El análisis de estabilidad se efectúa en la forma usual (círculos de falla, cuñas o superficies compuestas, Sherard *et al*, 1963) utilizando las resistencias al corte presentadas en las tablas II.4 o II.6, según se considere un estado de esfuerzos tri o bidimensional. La selección de estos valores de la resistencia puede hacerse como se indicó anteriormente.

Debido a que es escasa la información sobre la resistencia al corte determinada con ensayos de deformación plana, en la mayoría de los casos habrá que estimarla aplicando el procedimiento ilustrado en la fig II.34, a partir de la envolvente de Mohr para compresión triaxial (figs II.22 a II.24 y tabla II.4).

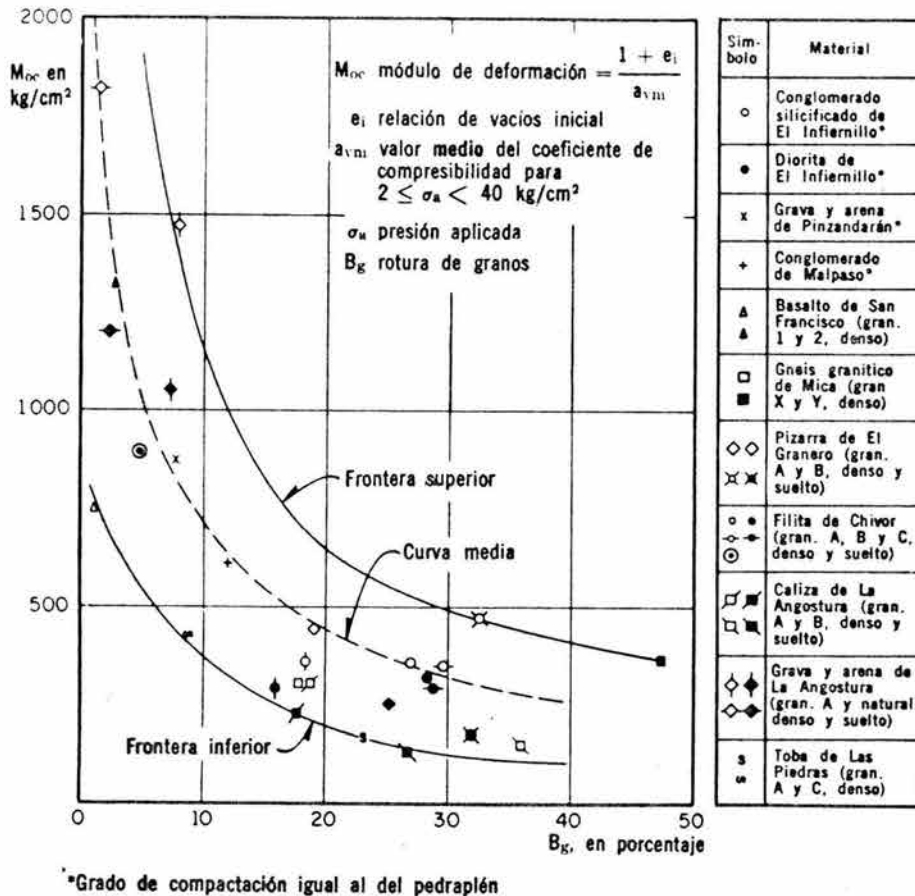


Fig II.47 Módulo de deformación en compresión unidimensional vs rotura de granos

Para predecir las deformaciones de la masa granular con el método de elementos finitos, es necesario conocer las leyes esfuerzo-deformación a diferentes niveles de esfuerzo y realizar el cálculo por capas, basado en el programa de construcción. Tales leyes se establecen en forma aproximada con el método propuesto por Kondner y Zolasko (1963) y las relaciones esfuerzo-deformación registradas en pruebas de compresión triaxial para diferentes presiones confinantes. Este análisis no lineal por etapas es complejo pero realizable con el auxilio de computadoras. La comparación de deformaciones estimadas y medidas en la presa José M. Morelos (Alberro, 1971) permite concluir que las predicciones son buenas para el periodo de construcción, y particularmente en asentamientos de la estructura; la discrepancia entre observaciones y cálculos es fuerte para el primer llenado de la presa y atribuible a que las relaciones esfuerzo-deformación usadas en los cálculos según el procedimiento antes mencionado, no son las leyes constitutivas de los materiales involucrados. El método de elementos finitos considerando relaciones lineales y construcción en una sola etapa, da una idea de las deformaciones en la estructura; cuantitativamente, los resultados tienen poco valor.

II. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas

II.6.4 Colocación de materiales

Sobre la construcción de pedraplenes o de secciones permeables de una presa se ensayaron varios métodos en el pasado. Hubo una época en que se consideraba deseable obtener grandes fragmentos de roca, los cuales se echaban en el talud desde alturas de 10 a 20 m; el resultado era una masa suelta, totalmente segregada y altamente compresible. Simultáneamente, otras instituciones propiciaban la colocación a volteo, en capas de 2.5 a 5.0 m de espesor; esta era la práctica invariable de la Secretaría de Recursos Hidráulicos hasta hace unos quince años. En ciertos casos se especificaba el uso de chiflones de agua a presión, con la idea de acomodar la rezaga dentro de los vacíos; en otros, se recomendaba regar el material a razón de 1 m³ de agua por igual volumen de enrocamiento. Esta prescripción se aumentaba a 2 cuando el pedraplén era el cuerpo de una presa de enrocamiento con pantalla de enrocamineto en el paramento mojado.

A raíz de las observaciones hechas en terraplenes de prueba (Bertram, 1963) y los resultados de ensayos con fecha reciente (Marsal *et al*, 1965; Marachi *et al*, 1969), los criterios antes expuestos han ido evolucionando en lo que se refiere a granulometría, espesor de capa y humedecimiento del material. La información de las pruebas triaxiales (tabla II.4) demuestra que la granulometría es un factor importante por dos razones: *a*) las fuerzas de contacto son menores en un material relativamente bien graduado ($C_u > 10$) que en otro uniforme; por tanto, para la misma calidad de roca, en el primero la rotura de granos es baja y consecuentemente menos compresible; *b*) para la misma energía de compactación, el material bien graduado adquiere una densidad relativa superior a la del suelo uniforme; de ahí que la resistencia al corte de este último resulte, en general, menor. Las mezclas de grava y arena precedentes de un depósito aluvial tienen normalmente buena granulometría y granos sanos; este es el principal motivo para preferirlas en la construcción de presas. No es fácil controlar la composición granulométrica de un enrocamiento producido mediante explosivo en cantera, salvo en los casos en que el fracturamiento propio de la roca favorece la obtención de un material bien graduado. La separación del producto en dos fracciones mediante una reja de 30 cm de apertura, por ejemplo, permite obtener rezaga bien graduada (tamaños menores de 30 cm) y la fracción gruesa. Esta se coloca en capas de espesor por lo menos igual al tamaño máximo de los fragmentos de roca, en las zonas próximas a los taludes del pedraplén, mientras que la rezaga se utiliza en las partes del mismo sujetas a los esfuerzos más altos, dispuestas en capas de 40 a 50 cm de espesor. La compactación de la rezaga puede realizarse con rodillos vibratorios y la fracción gruesa acomodarse con tractor pesado, dotado de reja para acarrear las rocas mayores al talud exterior.

Un problema delicado de los suelos o enrocamientos que tienen buena granulometría, es la segregación al colocarlos en el pedraplén. Por ello, se limita la altura de caída al mínimo posible en enrocamientos y se usan cajas distribuidoras en los camiones de transporte para tener las capas de grava y arena, o bien se especifica el empleo de motoconformadoras para remezclar los componentes de ese suelo; la segregación es poco significativa en materiales de granulometría uniforme.

Con base en los resultados de las pruebas de compresión unidimensional presentadas en este trabajo, es aparente que el humedecimiento del material al colocarlo es recomendable para acelerar la ocurrencia de asentamientos durante la construcción y reducir la deformación una vez terminado el terraplén. Según la información disponible en la actualidad, es suficiente un riego de agua a razón de 250 a 400 litros por metro cúbico de material.

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

La evidencia concluyente de que la compactación y una buena granulometría son los factores más decisivos para lograr una masa poco compresible y de alta resistencia al corte, ha propiciado la fabricación de equipos cada vez más eficientes en este aspecto de la construcción. Abandonada la práctica de formar el pedraplén a volteo, dejando caer el material desde gran altura, se pasó a construirlo por capas de 1 a 2.5 m, *bandeadas* con tractor pesado. Posteriormente, las consideraciones sobre la granulometría y la limitación del tamaño máximo del enrocamiento a valores comprendidos entre 30 y 60 cm, hizo posible reducir el espesor de la capa de 50 a 100 cm, respectivamente, permitiendo aumentar la energía de compactación por unidad de volumen con equipos no muy pesados. Como, por otra parte, la vibración es un método eficaz para compactar los suelos granulares, los compactadores modernos tienen vibradores mecánicos que operan con frecuencia de 3600 rpm; estos compactadores pesan entre 2 y 10 ton.

III. CARACTERÍSTICAS DE LAS CORTINAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO

III.1 Introducción

III.1.1 Presas de enrocamiento.

Las masas de roca en estas presas son voluminosas comparadas con el corazón impermeable. Este puede ocupar la parte central (fig III.1) o bien ser inclinado hacia aguas arriba (fig III.2). Se prefiere dicha forma por su facilidad de construcción, pues disminuyen las interferencias del tránsito de equipo dentro de la cortina, y en algunos casos el programa respectivo se adapta mejor a las condiciones climáticas del lugar. Debe tenerse presente que la roca puede colocarse en época de lluvias o nieve, mientras que ese trabajo es prácticamente imposible en el corazón, a menos que el proyecto de la cortina tolere fuertes discrepancias en la humedad del suelo o se adopten precauciones especiales.

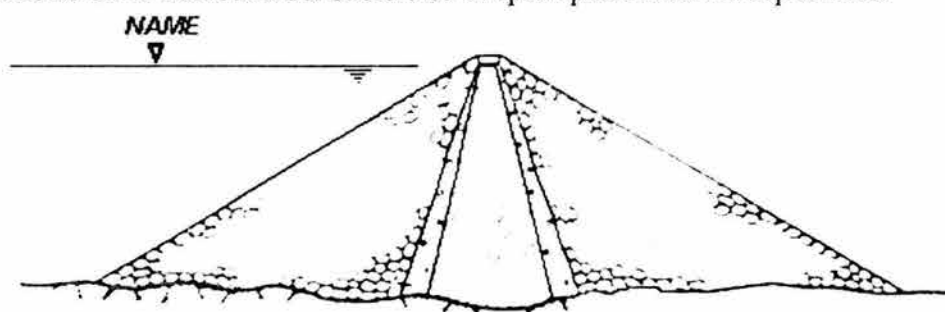


Figura III.1 Enrocamiento vertical

Un caso límite de este tipo es la presa de enrocamiento con pantalla impermeable, sea de concreto o de asfalto, en el paramento mojado (fig III.3). También se han construido estructuras con un muro de concreto o mampostería, lleno o celular, al centro (fig III.3). Un problema típico de las primeras es la junta de la pantalla con la cimentación y empotramientos. Los asentamientos diferenciales son causa de roturas en la unión y por tanto de filtraciones. Este problema es de tal importancia que, en México, a menos que sea factible vaciar la presa para realizar reparaciones después de los primeros años de funcionamiento, no es un diseño aceptable. Por razones semejantes, los muros interiores sufren fracturamiento y siempre acusan filtraciones. La compactación de los enrocamientos puede ocasionar que, en un futuro no lejano, dichos problemas se reduzcan a su mínima expresión y resulte una solución conveniente.

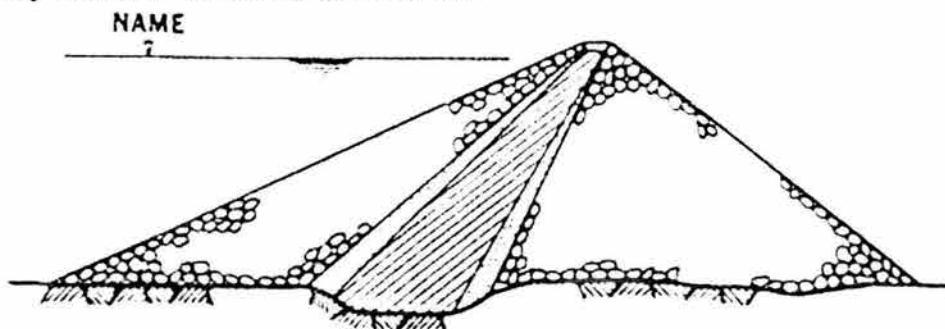


Figura III.2 Enrocamiento inclinado

Las presas de enrocamiento con corazón de tierra compactada, central o inclinado, son las más altas ejecutadas por el hombre. En la URSS, la presa Nurek, actualmente en construcción, tendrá 300 m de altura; la de Oroville, en EUA, y Mica en Canadá son de más de 200 m sobre el lecho del río; en México, las presas de El Infiernillo, La Angostura y Netzahualcóyotl alcanzan cerca de 150m; Furnas, en Brasil, de corazón inclinado, es de 130m aproximadamente.

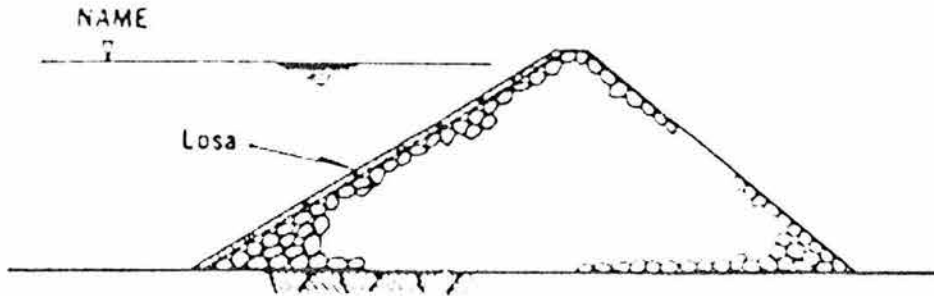


Figura III.3 Presa de enrocamiento con losa o asfalto (cimentación rígida)

III.1.2 Resumen del capítulo

Este capítulo presenta una vista general de las características de construcción de las cortinas de enrocamiento con cara de concreto.

El uso y desarrollo de rodillos vibratorios lisos desde 1960 hicieron posible el diseño y construcción de cortinas de enrocamiento con cara de concreto de gran altura, logrando una buena compactación entre el módulo del enrocamiento compactado y las deformaciones admisibles de las losas de concreto.

En este capítulo se repasarán las técnicas de construcción de los diferentes elementos que constituyen una cortina de enrocamiento con cara de concreto:

- a) **Construcción del plinto.** Desde los métodos clásicos de construcción del plinto sobre roca sana hasta los métodos modernos para llevarlo a cabo sobre rocas de baja calidad o sobre aluvión del río conectado a muros diafragma.
- b) **Desviación del cauce.** Desde el método convencional de desviación del cauce a través de túneles de desvío hasta la optimización de secciones prioritarias para desarrollar etapas de construcción, resultando en estructuras económicas y rapidez en la construcción.
- c) **Construcción del terraplén.** Las técnicas de construcción para la compactación del enrocamiento y las zonas de transición en los diferentes tipos de boquillas y la selección del equipo para la correspondiente compactación de las capas. La evolución en la construcción de las zonas de transición y la aplicación de una guarnición moldeada a presión (*extruded curb*) para la protección del paramento de aguas arriba.
- d) **Construcción de las losas de concreto.** La adopción de diferentes tipos de cimbras deslizantes desde la forma tradicional con montacargas (*winch trolleys*) sincronizados a unos gatos hidráulicos sobre rieles o cables. Las técnicas de fabricación de los sellos de cobre y la colocación de los sellos externos después de la construcción de las losas. El manejo del acero de refuerzo y las técnicas de soldadura para acelerar la colocación del mismo.

III.2 Plinto

La construcción del plinto está relacionada con la topografía local del sitio de la cortina. Logísticamente, es preferible iniciar la excavación del plinto durante la fase de construcción de las obras de desvío y de despalme de las laderas, sin embargo la forma de la boquilla o la cantidad de suelo restringe algunas veces el inicio o el progreso de los trabajos.

En boquillas amplias, como Xingó de 150 m de altura, Foz do Areia de 160 m de altura o Itá de 125 m de altura, todas ellas localizadas en Brasil, fueron una práctica general para el desarrollo de los caminos de acceso a puntos estratégicos del plinto donde el equipo de construcción podría acceder al lugar. Esto es común para movilizar bulldozers, camiones de carga, retroexcavadoras (*backhoes*) y completado con el equipo de perforación para realizar las excavaciones en suelo y roca.

En boquillas angostas, como en algunos proyectos de los Andes, como lo es Alto Anchicayá de 140 m de altura y Golillas de 125 m de altura, en Colombia, donde las pendientes pronunciadas de las laderas limitan la construcción del acceso, la excavación del plinto fue simultáneamente coordinada con la construcción del terraplén.

III.2.1 Excavación

Los métodos de excavación varían con el tipo de material de cimentación. Aunque el concepto general de la cimentación del plinto es siempre desplantarlo sobre roca sana, hay algunas experiencias con rocas de baja calidad, las cuales debemos comentar.

III.2.1.1 En roca sana

Esta es la práctica general. La excavación está orientada para evitar la excesiva sobreexcavación (*overbreak by presplitting the rock*) con perforaciones espaciadas a cada 0.60 m y usando perforadoras de oruga (*crawler drills*) hidráulicas o equipo manual controlando el factor potencia. El material excavado es empujado por bulldozers o cargado por retroexcavadoras hacia otros camiones.

Si la roca no es uniforme en calidad y con cambios eventuales en alineación (*alignment*) pueden causar variaciones geométricas con las que se afectará los volúmenes, esto es importante para optimizar el trazado final del plinto junto con el diseño.

Grandes agrietamientos pueden generar que el plinto se ubique sobre altas murallas las cuales requieren análisis de estabilidad y suministro de anclas (*rockbolts*) y tensores pretensados (*prestressing tendons*) afectando el costo y programa de obra.

Esta es la práctica para la excavación del plinto cerca de la línea teórica y después instalar los anclajes. Este procedimiento permite construir todo el plinto monolíticamente con la cimentación. Siguiendo este procedimiento se han construido presas como Aguamilpa de 187 m de altura en México; Santa Juana de 110 m de altura en Chile y Pichi Picun Leufú de 145 m de altura en Argentina.

Otro método usado en Brasil permite derramar concreto dental sobre la cimentación limpia para crear una superficie, la cual facilita la perforación para las anclas y la instalación del acero de refuerzo. Esta práctica ha sido aplicada con éxito en todas las presas brasileñas, especialmente en Xingó donde el concreto dental fue colocado con una cimbra deslizante (*slipforming*).

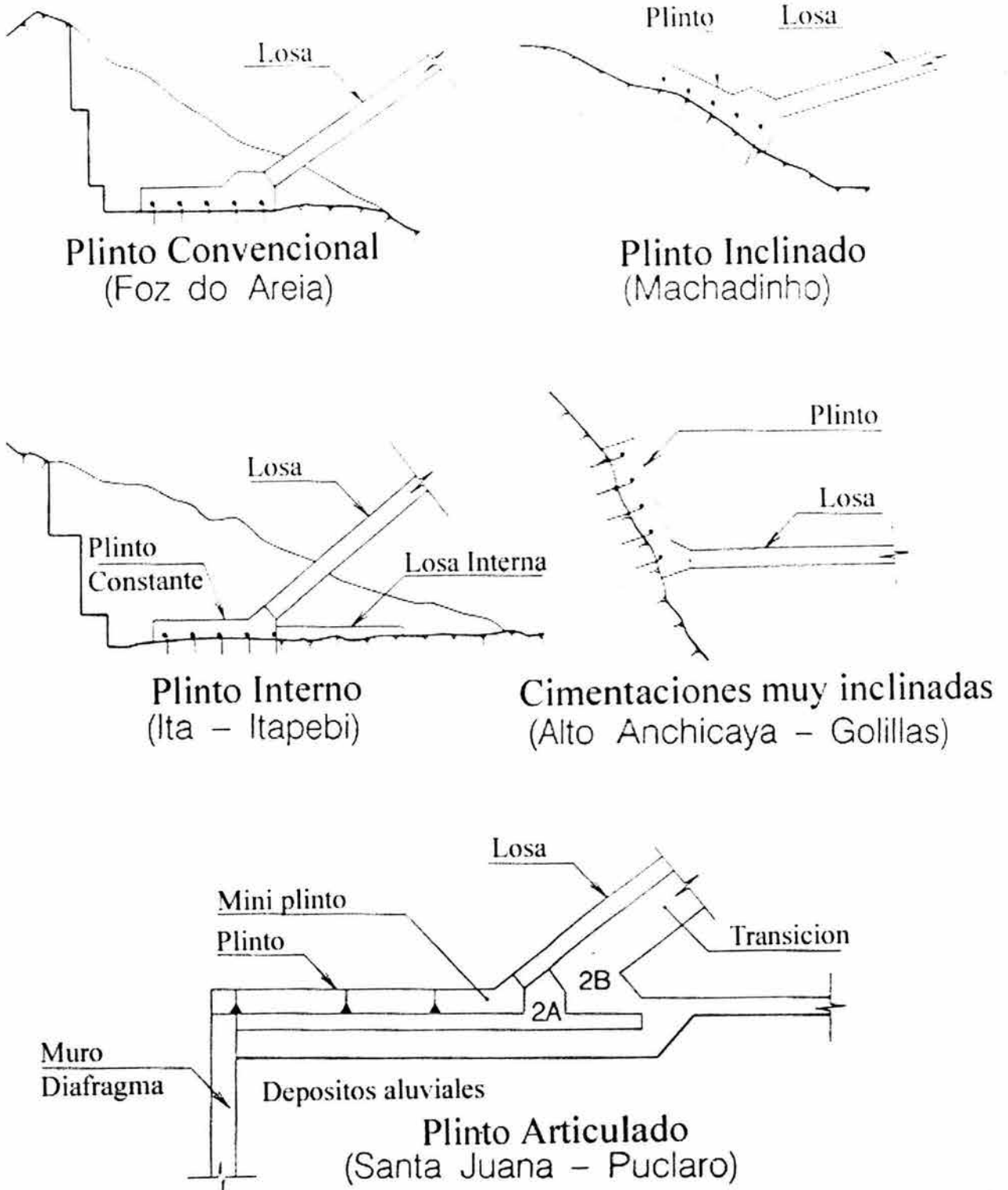


Figura III.4 Tipos de plinto en algunas presas brasileñas

III. Características de las Cortinas de Enrocamiento con Cara de Concreto

III.2.1.2 En roca intemperizada (*weathered rock*)

Aunque el diseño del plinto es proyectado para estar siempre sobre roca sana, algunas veces esto es necesario para evitar zonas en las cuales se presenta intemperismo o manchado amarilla por oxidación como encontramos en muchos trabajos ya realizados.

En esos lugares, las excavaciones en la roca con intrusiones de arcilla tuvieron que ser llevadas a cabo para minimizar la cantidad de explosivos y usando contenedores (*dozers*), camiones de carga y retroexcavadoras. También es usada la excavación manual. El uso de escarificadores (*rippers*) en zonas, las cuales pueden ser inyectadas o tratadas con filtros invertidos (*reverse filters*), algunas veces no es un medio adecuado para adoptarlos.

Un ejemplo clásico de desplante del plinto es áreas intemperizadas, con juntas abiertas y rellenas de arcilla, es Manchadinho con 125 m de altura en Brasil, donde excavando la cimentación para alcanzar roca sana en una corriente basáltica ácida fue una decisión riesgosa ya que no se conocía la cantidad a ser excavada, la cual pudo afectar el programa de construcción.

III.2.1.3 En saprolita (*saprolite*)

Existen casos donde debido al intemperismo hidrotermal, la sobrecarga de saprolita que la cubre es viscosa (*thick*), y se requiere que el plinto sea colocado encima de la roca más descompuesta conteniendo suelo cohesivo y no cohesivo. Este fue el caso de Salvajina de 148 m de altura en Colombia, donde un tramo de la ladera derecha estaba altamente descompuesta.

Hay más casos en la literatura técnica donde los tratamientos locales continuaron para evitar grandes excavaciones. El plinto ha sido colocado sobre roca intemperizada y el tratamiento de la cimentación con concreto reforzado lanzado y la superficie inmediata aguas abajo cubierta con filtros apropiados para prevenir alguna posibilidad de erosión causada por los altos gradientes hidráulicos de las filtraciones de agua.

III.2.1.4 En aluvión

La primera experiencia en desplantar el plinto sobre aluvión del lecho del río para presas con cara de asfalto ha sido extrapolada para las presas de enrocamiento con cara de concreto.

El plinto articulado es colocado sobre grava aluvial compactada, reemplazando así las altas pérdidas de material con grava compactada debidamente protegida con filtros. La excavación del aluvión del río debe ser efectuada en un ambiente seco cubierto del nivel hidrostático y removiendo el material suelto de las capas superiores por medio de retroexcavadoras y camiones de carga.

Hay muchos ejemplos de esta solución en China y especialmente en Sudamérica donde varios proyectos fueron construidos y algunos están bajo construcción. Santa Juana de 110 m de altura y Puclaro de 85 m de altura son ejemplos de presas de pedraplén (*gravelfill*) en Chile. Punta Negra de 85 m de altura y Los Caracoles de 130 m de altura son también proyectos de este tipo de construcción.

Es importante decir que estos plintos articulados están conectados al muro diafragma construido en trincheras excavados con cucharones de almeja (*clamshells*). La excavación es estabilizada con bentonita bombeada, la cual es reemplazada después por concreto tremie.

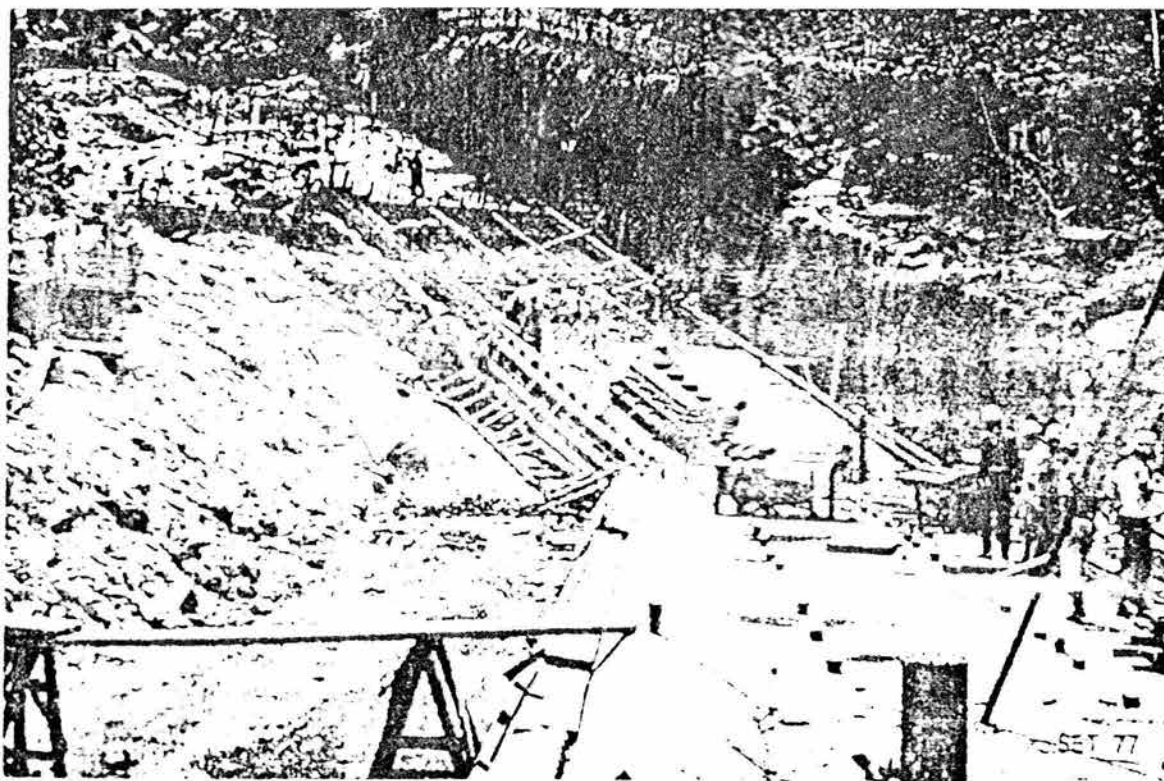
III.2.2 Concreto

La fabricación del concreto para el plinto tiene que ver con la configuración geométrica adoptada y los accesos. Cuando la excavación es posible sin agrietamiento excesivo la forma geométrica es definida como se representa en la fotografía III.1 de Foz do Areia.

En algunos lugares donde la roca de cimentación está inclinada, la forma geométrica del plinto puede ser ajustada a la roca sana expuesta como podemos ver en la figura III.4.

Sobre laderas muy pronunciadas, en boquillas angostas, es común construir muros anclados a la roca como el diseñado para Alto Anchicayá y Golillas en Colombia. Sin embargo, un diseño cuidadoso es requerido para prevenir grandes movimientos de la junta perimetral.

En recientes presas de gran altura, donde la excavación del plinto se volvió más ancha debido a las mayores dimensiones de la losa, esto ha sido resuelto adoptando un plinto exterior de ancho constante con una losa interna para garantizar el gradiente especificado. Estos tipos de plinto fueron adoptados en Itá, Brasil, como se muestra en la fotografía III.2.



Fotografía III.1 Foz do Areia, Brasil. Construcción convencional del plinto

III.2.2.1 Tipo de concreto

El concreto especificado que es generalmente usado es cemento puzolánico con resistencia de 21 MPa ($\approx 215 \text{ kg/cm}^2$) a los 28 días. El concreto es fabricado en plantas convencionales, transportado por camiones revolvedoras generalmente entre 5~6 m³ de capacidad, hasta el lugar de la cimbra. La colocación dentro de la cimbra es llevada a cabo con grúas (*cranes*) y cangilones (*buckets*) o con bombas para concreto.

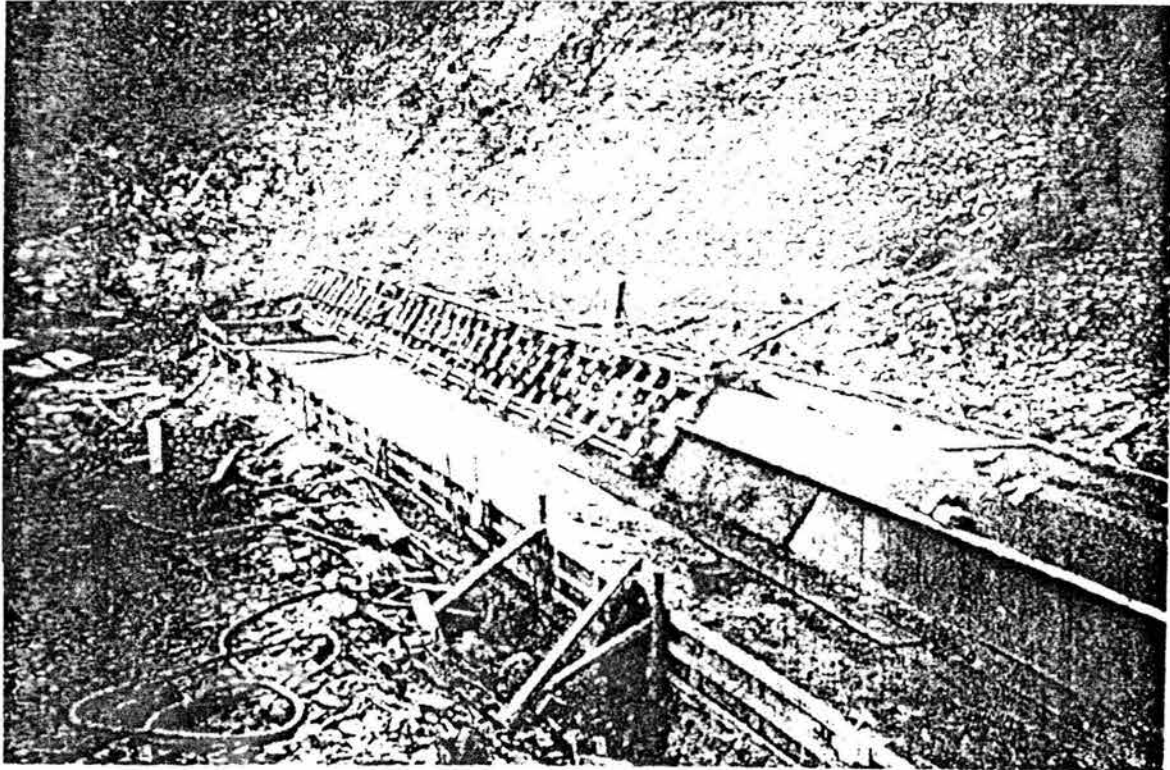
III. Características de las Cortinas de Enrocamiento con Cara de Concreto

III.2.2.2 Cimbras

Cimbras de madera son generalmente seleccionadas para la construcción del plinto. Los plintos convencionales, como los mostrados en las fotografías III.1 y III.2, y figura III.4, son algunas veces construidos con cimbras metálicas o de madera. El concreto es transportado con camiones revolventoras y colocado con grúa y cangilones directamente en las cimbras.

En secciones inclinadas donde el acceso está limitado, el concreto es generalmente vertido con el uso de bombas.

En proyectos donde el diseño permite largos alineamientos es posible usar cimbras deslizantes operadas con gatos hidráulicos o malacates. En Xingó esta solución fue adoptada.



Fotografía III.2 Itá, Brasil. Plinto interno

III.2.2.3 Muros diafragma

Los muros diafragma son conectados al plinto articulado cuando este es construido sobre el aluvión del lecho del río, como se muestra en la figura III.4. Estos

La secuencia de construcción del plinto es como sigue:

- Se construye primero un mini-plinto localizado inmediatamente aguas arriba de la cara de la losa. La construcción de este plinto permitirá empezar la colocación del terraplén, haciendo independiente la construcción de la cortina del muro diafragma.
- Después se construye el muro diafragma por la excavación y colando paneles alternados de concreto dejando tubos de inyección en la excavación cuando se requieran.
- Finalmente se construye(n) la(s) losa(s) complementaria(s) del plinto entre el diafragma y el mini-plinto.

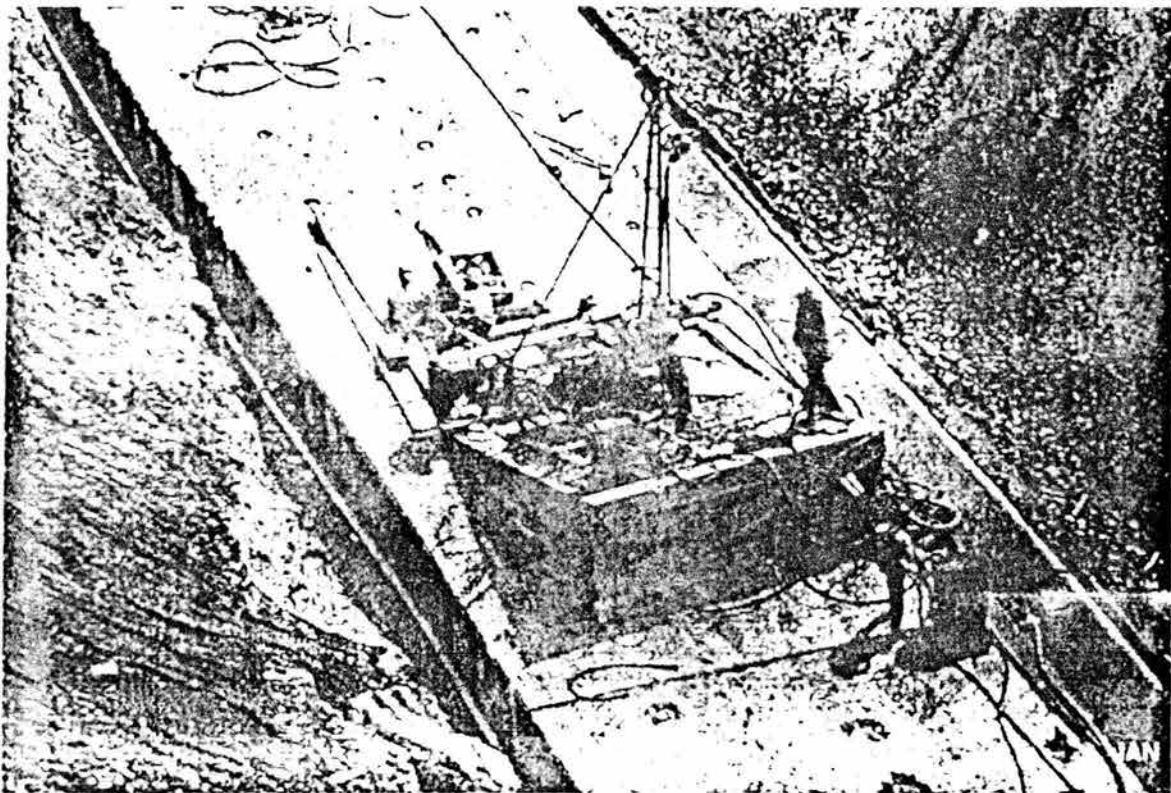
III.2.3 Inyecciones

Una vez que el plinto ha sido construido inicia la operación de inyectado usando la losa principal del plinto como una capa de inyecciones (*grout cap*). Normalmente, las inyecciones requieren la utilización de equipo de percusión, el cual es llevado a cabo por perforadoras de oruga montadas sobre plataformas las cuales nivelan horizontalmente la posición de la máquina perforadora. Fotografía III.3.

El equipo de perforación se mueve a través del plinto por medio de malacates eléctricos o mecánicos operados desde el punto más alto de la alineación del plinto.

En Messochora de 150 m de altura en Grecia, el equipo de perforación fue montado sobre rieles y movilizado por malacates hidráulicos.

En Itá, Brasil, el equipo fue levantado con cables y poleas ubicados estratégicamente en puntos de cambio de dirección del plinto.



Fotografía III.3 Foz do Areia, Brasil. Inyecciones

En algunos proyectos, las especificaciones requieren inyectar antes de la colocación del terraplén adyacente para evitar las inyecciones de las zonas de transición y de filtros. Esta práctica no es convencional y puede afectar al programa de la presa. De cualquier manera la presión de inyectado debe ser restringida cerca de la superficie, especialmente los barrenos de consolidación interna los cuales deben ser inyectados antes de los barrenos de la cortina. En boquillas angostas, donde el plinto es un muro vertical o inclinado, la perforación es ejecutada a mano usando *jack hammers* o *jack legs*.

Recientemente el método GIN (*Grouting Intensity Number*) para inyecciones ha sido adoptado para algunas presas con cara de concreto, como en Aguamilpa, Pichu Picum

III. Características de las Cortinas de Enrocamiento con Cara de Concreto

Leufu y Corrales de 76 m de altura en Chile, y Mohale en Lesotho con 145 m de altura. La lechada de cemento es mezclada en contenedores y bombeada hacia las perforaciones usando bombas de desplazamiento.

Algunas de las bombas pueden ser complementadas con dispositivos automáticos para detenerse cuando la presión del producto de inyección alcanza la hipérbola del número GIN seleccionado. En Pichi Picum Leufu un equipo "Jean Lutz" fue instalado para controlar automáticamente las inyecciones.

Las inyecciones han sido llevadas a cabo por dos métodos: inyectando desde el *top down* y volver a perforar (*re-drilling*) la zona inyectada como continuación de la etapa e inyecciones desde el principio (*from the bottom up*), usando obturadores (*packer*) calibrados para controlar las inyecciones en el tramo seleccionado el cual es aproximadamente de 3 m de profundidad.

III.3 Desviación del cauce

Generalmente, el río es desviado a través de túneles. Sin embargo, la sección y el número de túneles pueden ser diseñados más económicamente permitiendo el control de eventuales temporadas de avenidas tomando riesgos calculados de desbordamiento (*overtopping*) del terraplén. El terraplén de enrocamiento permite proporcionar medidas de protección contra posibles desbordamientos.

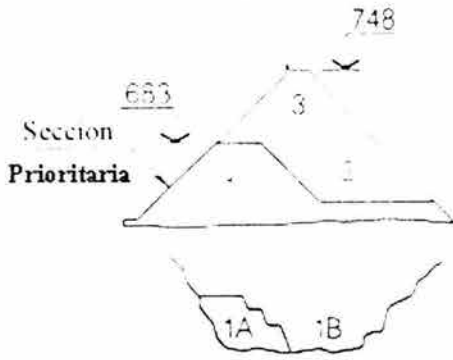
En ríos chicos la construcción de protecciones contra desbordamientos han sido adoptadas usando enrocamiento reforzado, gaviones como gaviones cilíndricos localizados aguas abajo, como los descritos en los proyectos australianos.

En ríos grandes, la desviación del cauce es diseñado definiendo la estrategia de desviación para optimizar el tamaño de los túneles de desvío y algunas etapas del enrocamiento dentro de la cortina para prevenir cualquier desbordamiento sobre la cortina durante la construcción.

En Xingó, se decidió construir la cortina con la posibilidad de un desbordamiento de la ataguía pasando el río a través de la cortina en la siguiente temporada de lluvias después de la desviación. Fue provista una capa de protección para aguas debajo de concreto con rodillo compactado, para eventuales avenidas mayores a 10 500 m³/s. Esta avenida corresponde a un periodo de retorno de 1:180 años. Entonces, una estrategia de desviación fue planeada para futuras etapas de la construcción de la cortina.

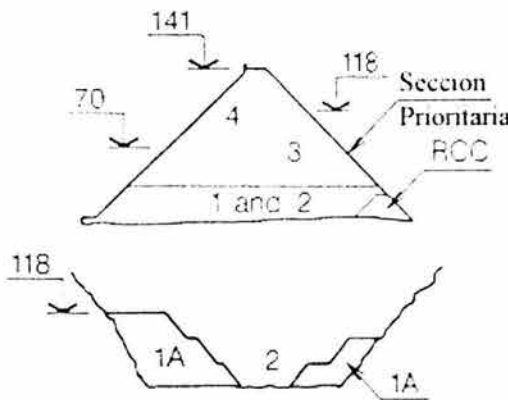
En TSQ1, el terraplén de enrocamiento fue inundado varias ocasiones durante la primera temporada de lluvias. Fueron adoptadas medidas de protección para asegurarla de desbordamientos como el enrocamiento reforzado en los muros laterales y laderas y una preferente inundación del espacio entre la ataguía de aguas abajo y la cortina. Las ataguías de aguas abajo y aguas arriba tuvieron pendientes aguas abajo muy tendidas y cubiertas con losas de concreto. El desbordamiento solamente causó daños menores a la ataguía de aguas abajo.

Una muy interesante característica del Proyecto Xingó es que en el cierre del cauce se utilizaron tres en lugar de los convencionales dos diques de enrocamiento. La altura muy elevada de agua entre las ataguías de aguas arriba y aguas abajo requirió un tercer dique el cual estuvo localizado en el eje de la cortina. El vertido bajo el agua de enrocamiento de este dique se aceptó que fuera incorporado al terraplén debido a su ubicación adecuada.



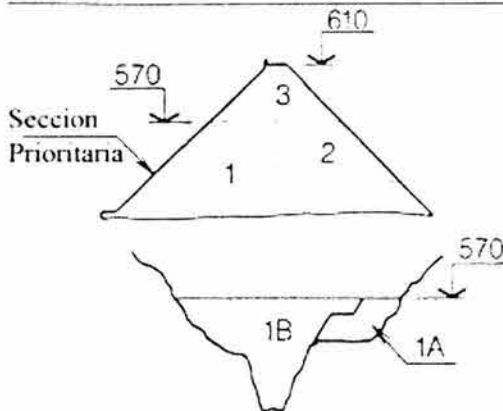
Foz do Areia - 160 m - Brazil

- Etapa 1A Antes de la desviacion - Ladera derecha
- Etapa 1B Despues de la desviacion - 1:500 años
(Seccion Prioritaria)
- Etapa 2 Simultaneamente con las losas
- Etapa 3 Conclusion de la cortina - Losas - Parapeto



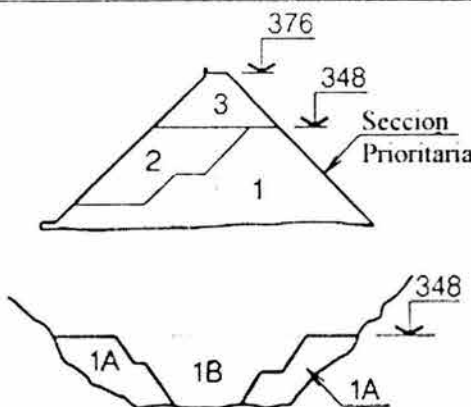
Xingo - 150 m - Brazil

- Etapa 1A Antes de la desviacion - Ambas laderas
- Etapa 2 Despues de la desviacion
- Etapa 3 Seccion prioritaria - 1:500 años
Losas a la el. 70
- Etapa 4 Conclusion de la cortina - Losas - Parapeto



Segredo - 145 m - Brazil

- Etapa 1A Antes de la desviacion - Ladera derecha
- Etapa 1B Despues de la desviacion - 1:500 años
- Etapa 2 Simultaneamente con losas el. 570
- Etapa 3 Conclusion de la cortina - Losas - Parapeto



Ita - 125 m - Brazil

- Etapa 1A Antes de la desviacion - Ambas laderas
- Etapa 1B Conclusion de la seccion prioritaria
- Etapa 2 Elevacion aguas arriba hasta 348
- Etapa 3 Conclusion de la cortina - Losas - Parapeto

Figura III.5 Etapas de desviación

III. Características de las Cortinas de Enrocamiento con Cara de Concreto

III.3.1 Estrategia de desviación

La construcción del terraplén tiene que ser ajustada a la estrategia de desviación adoptada para evitar el desbordamiento del terraplén.

La desviación del cauce es diseñada optimizando el tamaño de los túneles de desvío y las ataguías, para permitir construir una sección prioritaria sobre las laderas y el lecho de río, así que durante el segundo periodo de lluvias esta sección de la cortina pueda afrontar inundaciones de un periodo de retorno de 1:500 años.



Fotografía III.4 Xingó, Brasil. Desviación del cauce (visto desde aguas abajo)

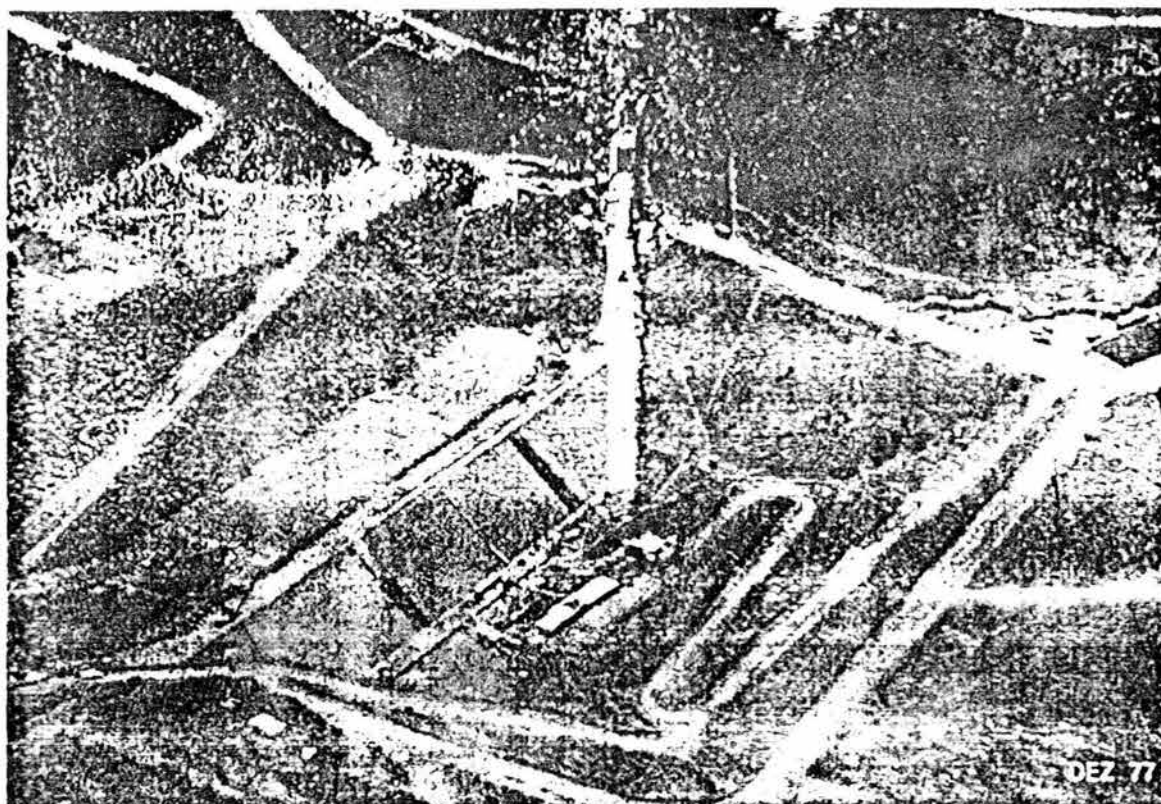
III.3.2 Secciones prioritarias

La sección prioritaria puede ser construida dando mayor altura a la parte de aguas arriba de la cortina como fue planeado para Aguamilpa (México), Foz do Areia y Segredo (Brasil) y TSQ1 (China), o construyendo una porción interna de la cortina como la llevada a cabo en los proyectos Ita y Machadinho.

La ataguía principal controla los riesgos de desbordamiento durante la primer temporada de lluvias. Para la segunda temporada de lluvias un canal fusible (*fuse channel*) u otro dispositivo es construido para prevenir la pérdida de la ataguía principal por desbordamiento. La sección prioritaria impedirá cualquier desbordamiento sobre el enrocamiento principal el cual podría ser catastrófico.

Para impedir que altos flujos de agua pasen directamente a través del enrocamiento principal es colocada una transición de material semipermeable cubriendo la pendiente de aguas arriba de la sección prioritaria. Esta transición creará una restricción sobre el gradiente hidráulico para controlar con toda seguridad cualquier flujo a través del enrocamiento. Después esta capa deberá ser removida en trincheras espaciadas para evitar la posibilidad de indeseables embalses (*impoundment*) de agua dentro del enrocamiento de aguas arriba de la sección prioritaria, la cual podría inducir construcciones adicionales en los hundimientos diferenciales.

Logísticamente, siempre es mejor y económico construir primero el plinto para permitir la construcción de una sección prioritaria aguas arriba usando solamente el material de transición designado (2B) como la restricción semipermeable del gradiente para controlar los flujos a través del enrocamiento principal. Sin embargo, en algunos accesos a la presa la construcción o la topografía local impide la iniciación del plinto antes de la desviación. Estos proyectos adoptan una sección prioritaria interna. La figura III.5 muestra la etapa de desviación de 4 cortinas indicando la selección de las secciones prioritarias.



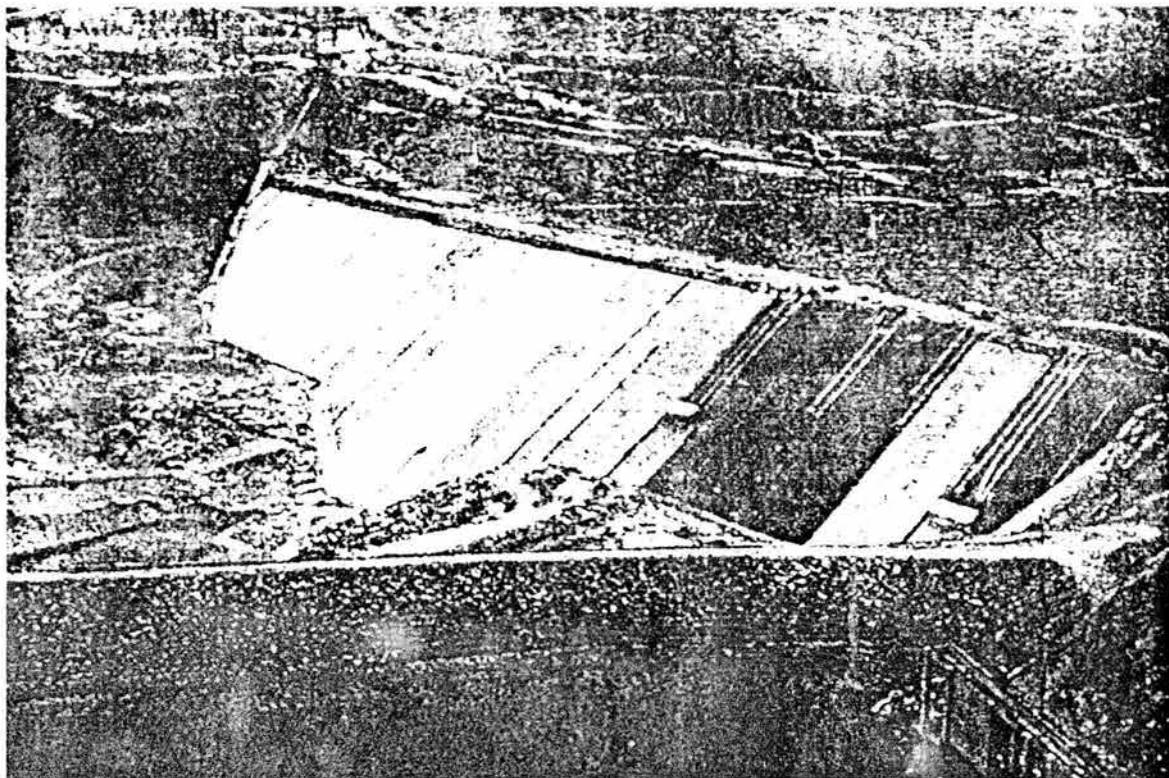
Fotografía III.5 Foz do Areia, Brasil. Sección prioritaria, transición 2B y rampas

III.3.3 Etapas

Dependiendo de la forma de a boquilla siempre es posible crear una estrategia de construcción para dividir la cortina en etapas. La adecuada protección del terraplén y colocación económica del enrocamiento son provistas de acuerdo al programa de obra para la construcción de la cortina, como se muestra en la figura III.5. Esta es una de las más significantes características de las PECC.

III. Características de las Cortinas de Enrocamiento con Cara de Concreto

En presas de gran altura como Foz do Areia, Segredo, Mohale, Ita, TSQ1, etc., han sido divididas en etapas durante la construcción de la cortina. Las fotografías III.4, III.5 y III.6 muestran las etapas típicas de la construcción de la cortina.

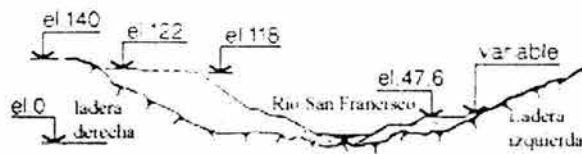
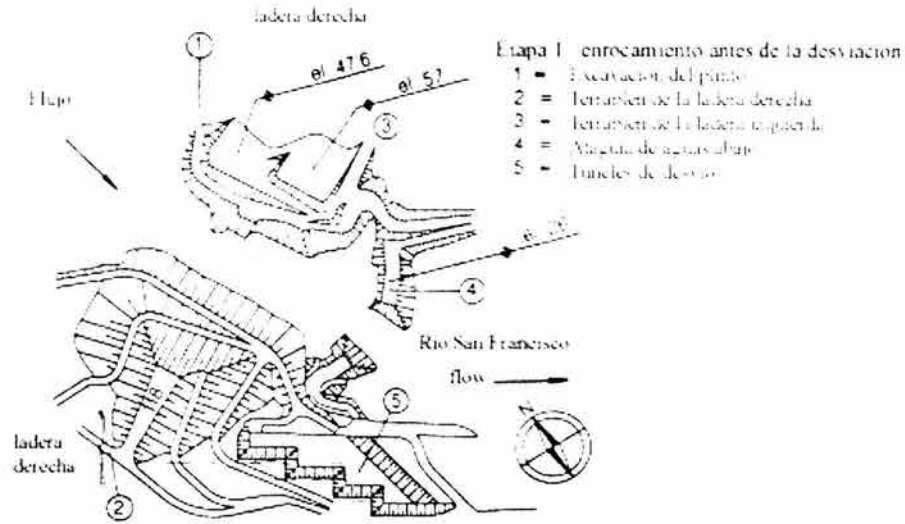


Fotografía III.6 Xingó, Brasil. Sección prioritaria. Losas a el. 70

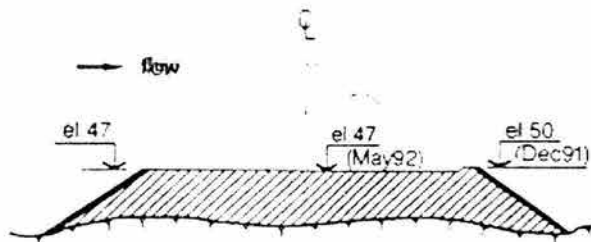
La figura III.6 describe las etapas adoptadas en Xingó, de 150 m en Brasil, donde fue posible construir la cortina como sigue:

- Etapa I: Un volumen sustancial de enrocamiento fue colocado sobre ambas laderas de la excavación de la obra de toma (*power intake*), casa de máquinas (*powerhouse*) y las estructuras de desviación. Esta etapa fue construida simultáneamente con la construcción de los túneles de desvío. Fotografía III.6.
- Etapa II: Después de la desviación del cauce la cortina fue aumentada a la misma elevación de la ataguía construyendo una protección **RCC** en caso de cualquier desbordamiento de la ataguía y del terraplén durante el primer periodo de lluvias después de la desviación.
- Etapa III: La sección prioritaria fue construida hasta la elevación 118. El enrocamiento fue elevado sobre aguas arriba hasta la elevación 70 para permitir la construcción de las losas de concreto continuando simultáneamente con la colocación del enrocamiento para completar la sección prioritaria con una protección de 1:500 años. Fotografía III.8.
- Etapa IV: Conclusión de la cortina hasta la cresta.

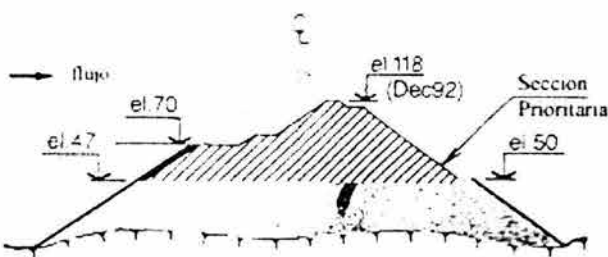
Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado



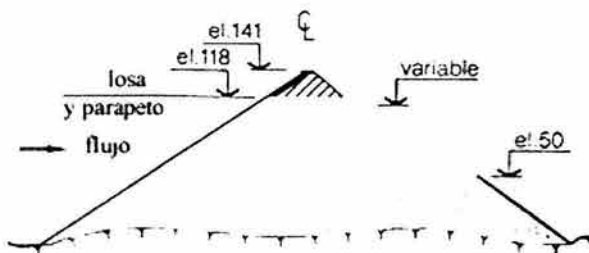
Etapa I = ocupacion dentro del rio antes de la desviacion



Etapa 2 - Elevacion hasta el 50



Etapa 3 - Seccion prioritaria - losas hasta la el. 70



Etapa 4 - Conclusion de la cortina

Figura III.6 Xingó, etapas de construcción

III. Características de las Cortinas de Enrocamiento con Cara de Concreto

III.3.4 Etapas de construcción de la obra

El programa de construcción de una PECC de gran altura está relacionada con el sitio específico y las etapas de construcción para completar la estructura.

Para arreglos de la colocación del material en forma convencional (*lay-outs*), mostrado en la figura III.7, donde el río es desviado a través de túneles, es posible colocar algo de enrocamiento antes de la desviación, la construcción de la cortina puede ser dividida en las siguientes etapas:

- A.- Movilización, acceso, despalme de las laderas, construcciones de desviación, construcción del plinto por arriba del nivel del agua del río, y terraplén antes de la desviación.
- B.- Desviación del cauce.- Ataguías – Excavaciones sobre el lecho del río – achique del lecho del río (*dewatering*) – Colocación del enrocamiento y construcción del plinto sobre el lecho del río – Iniciación de la sección prioritaria – Inyecciones.
- C.- Terminación de la sección prioritaria. Primera etapa de la construcción de las losas – Colocación del enrocamiento aguas abajo – Conclusión de las inyecciones.
- D.- Terminación del terraplén hasta la cresta – Etapa final en la construcción de las losas.
- E.- Parapeto y terraplén complementario.

En la fase A es muy importante el desarrollo del acceso para la construcción de la cortina y para empezar la excavación del plinto y concretarlo antes de la desviación del cauce.

El retraso en la construcción del plinto siempre afecta el programa general de la cortina. El plinto es construido sobre el nivel máximo del agua del río. En boquillas amplias, como en las brasileñas, es aconsejable y económico iniciar la colocación del enrocamiento antes de la desviación.

En la fase B el río es desviado a través de túneles con la construcción de las correspondientes ataguías.

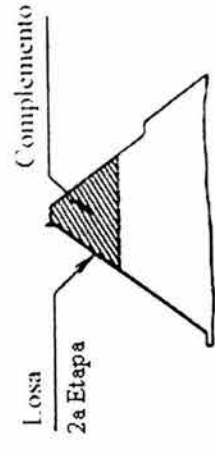
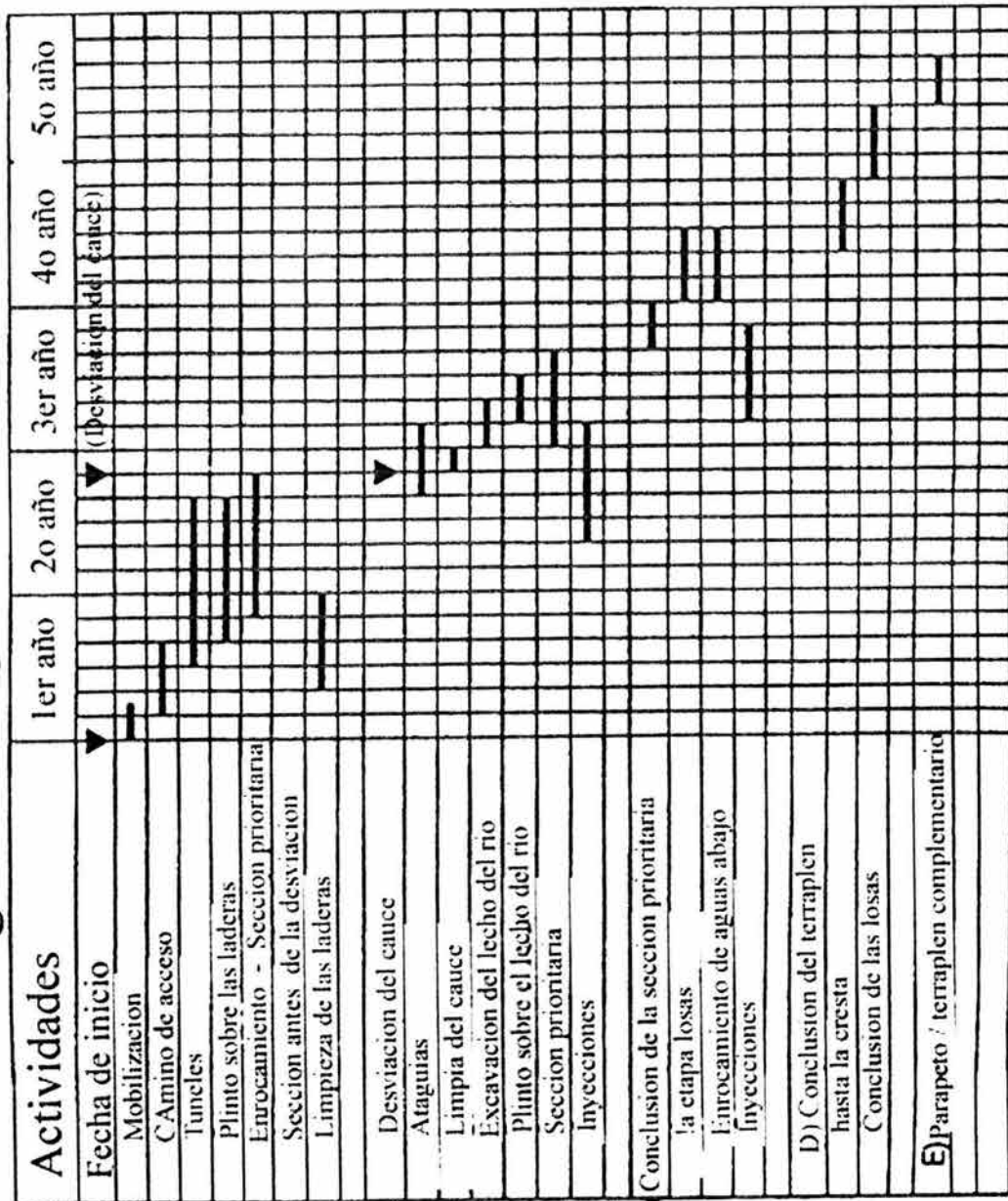
Después del achique (*dewatering*) del lecho del río, es posible iniciar la excavación de él para completar el plinto sobre el mismo. Simultáneamente, la colocación de enrocamiento a 20 ~ 30 m aguas abajo del plinto es llevado a cabo para iniciar la sección prioritaria. Las inyecciones pueden empezar como una actividad independiente.

En la fase C la sección prioritaria es completada. La primera etapa de la construcción de las losas es llevada a cabo colocando el enrocamiento de aguas abajo en una acción simultánea para elevar a la cortina a la misma elevación de las losas. Las inyecciones prosiguen.

En la fase D la terminación del terraplén es llevada a cabo hasta la base del parapeto, construyendo entonces las losas restantes. Es importante visualizar que durante las fases C y D los materiales de transición son colocados. Estos materiales son procesados y para esto se requiere contar con pilas de almacenamiento para impedir que se limite en el progreso de la cortina. Hay muchos casos de en la construcción de PECC donde la falta de material de transición afecta la producción del enrocamiento colocado en la cortina.

Finalmente en la fase E el parapeto y el enrocamiento complementario son llevados a cabo. La construcción de parapetos altos son algunas veces operaciones que consumen el tiempo. Parapetos prefabricados reducen el tiempo de culminación de la presa, como experiencia en Pichi Picun Leufu, Argentina.

Fig III.7 Programa de Obra Típico de Construcción



III.4 Construcción del terraplén

Generalmente, todos los tipos de terraplén granulares han sido usados en la construcción de PECC's, seleccionando una adecuada zonificación dentro del cuerpo de la cortina.

III.4.1 Tipos de terraplén

Los tipos de terraplén varían desde enrocamiento reciente (*fresh*) de la excavación de las estructuras hasta depósitos de grava o combinación de materiales.

III.4.1.1 Enrocamiento

Enrocamientos de los bancos de material (*quarries*) o de las excavaciones de las estructuras son usadas rocas recientes sanas bien graduadas, hasta rocas uniformes con falta de finos como el basalto usado en las presas brasileñas.

Enrocamiento de rocas blandas (*soft*) han sido usadas en la porción de aguas abajo de la cortina o en la zona central, donde las rocas son colocadas lejos de las losas de concreto.

El uso de enrocamiento ha sido ampliamente discutido en la literatura técnica. Teóricamente, todos los tipos de rocas pueden ser usadas en una PECC, optimizando su ubicación en la sección de la cortina, con el material menos compresible en el borde de aguas arriba.

III.4.1.2 Terraplén de grava (*gravelfill*)

La experiencia de usar gravas aluviales compactadas en presas altas como Aguamilpa o Salvajina, ha abierto las puertas a extrapolar su uso en nuevas presas como Santa Juana y Puclaro en Chile, y PPL, Los Caracoles y Punta Negra en Argentina.

La compresibilidad de las gravas es mucho menor que el de los enrocamientos.

Otro no cohesivo material como los depósitos aluviales son también excelentes para la construcción de zonas internas en este tipo de cortinas.

III.4.1.3 Terraplén combinado

La combinación de enrocamientos con gravas han sido utilizados económicamente en la construcción de varios proyectos ubicando as gravas en las zonas de aguas arriba y el enrocamiento en las de aguas abajo. Ya que la compresibilidad del enrocamiento puede ser cinco o seis veces mayor que el de las rocas compactadas, teniendo cuidado especial en las partes altas de la cortina donde el ancho de la cortina disminuye.

En cortinas de grava donde el volumen de las excavaciones de roca no son significantes para justificar una zona de separación entre el enrocamiento y las gravas, una combinación de ambos materiales ha sido usado.

Durante la construcción de la cortina de Santa Juana, el material de las excavaciones para el vertedor fue colocado alternadamente con la grava de aguas abajo. Las mejores gravas compactadas fueron colocadas aguas arriba. Una solución similar ha sido analizada para las presas Los Caracoles y Punta Negra en Argentina.

La combinación de materiales requiere un análisis de asentamientos diferenciales entre las dos zonas, los cuales pueden provocar agrietamientos de la zona de amortiguación de las losas de concreto.

III.4.2 Zonificación del terraplén

Los equipos y técnicas de construcción son definidos de acuerdo con la zonificación de la cortina. Ya que cada zona es colocada con un espesor de capa y un número de pasadas del equipo de compactación. La nomenclatura internacional de las distintas zonas para este tipo de cortina es presentada en la figura III.8 como una referencia útil.

III.4.2.1 Zona 1

Consiste en material aleatorio cubriendo un depósito de arena fina limosa, esta se encuentra ubicada aguas arriba de las losas de la cara y sobre la junta perimetral. La arena fina limosa es un elemento migratorio (*migrating*) en caso de falla de los sellos los cuales obstruirán la junta abierta. Prácticas anteriores del uso de material arcilloso son abandonadas, y este material cohesivo mantendrá abierta la fisura entre el terraplén (*earthfill*) y las losas de la cara de concreto. El volumen del material granular es bajo, porque no es una manta (*blanket*) de aguas arriba, es solamente un depósito para obstruir la junta abierta o eventuales fisuras de las losas.

Esta zona está dividida en dos subzonas:

- 1A, ubicada sobre la junta perimetral. Se trata generalmente de arena fina limosa aluvial o ceniza de carbón (*coal ash*) o ceniza volante (*fly ash*). El volumen es bajo, como el material es necesario solamente para llenar las juntas abiertas o fisuras en las losas adyacentes.
- 1B, se trata de un material aleatorio para confinar la protección del material de la zona 1A contra el lavado por dejar correr agua (*washing by runoff water*) durante la construcción. Un terraplén aleatorio vertido sobre el lecho del río y una capa de costales de arena a lo largo de las laderas son formas satisfactorias para la colocación de la zona 1B.

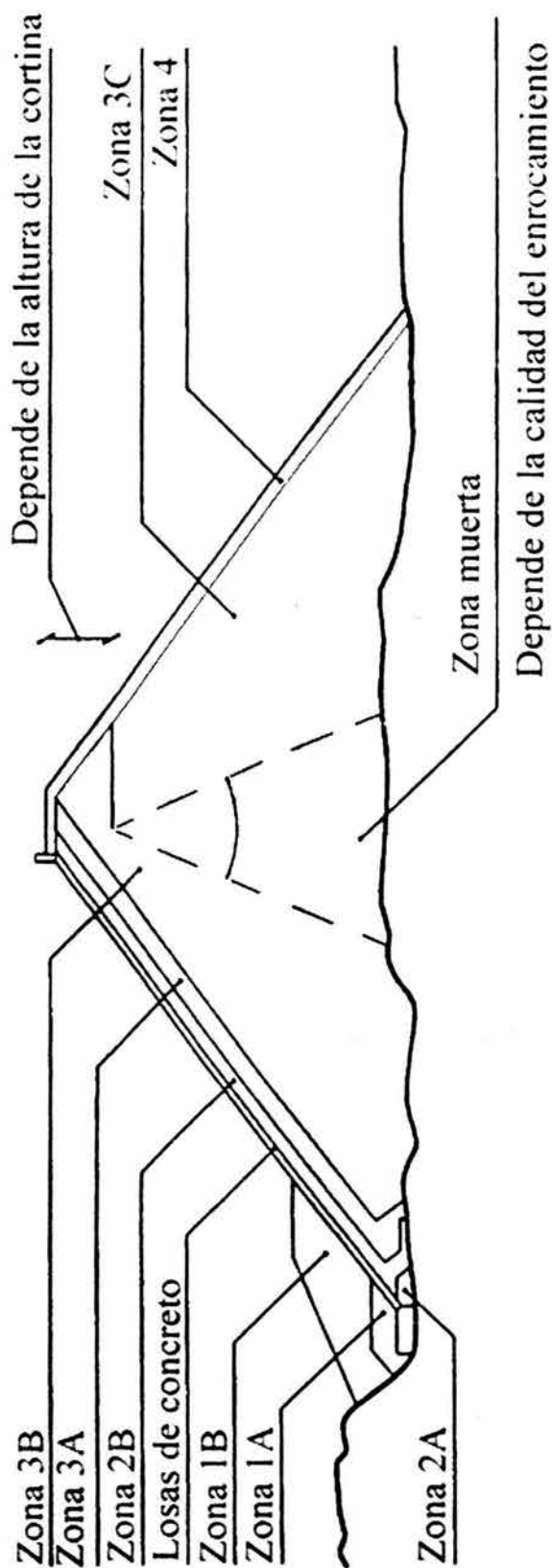
III.4.2.2 Zona 2

Consiste en filtros localizados debajo de las losas de la cara, también están divididas en dos subzonas:

- Zona 2A, ubicada debajo de la junta perimetral. Está hecho con material procesado con un tamiz (*filter gradation*) para retener la migración de la arena fina limosa a través de la junta, reteniéndola y restringiendo cualquier filtración.
- Zona 2B, la cual es la zona de amortiguamiento de las losas de concreto. Está hecha también está hecha con material procesado ubicado debajo de la losa principal con un tamaño máximo de 3 a 4 pulgadas. La función de este material es proporcionar soporte para las losas de concreto y controlar las filtraciones en casos de eventuales flujos de agua a través de las losas o de las juntas, o durante la construcción cuando un eventual desbordamiento de la ataguía pueda ocurrir, como en Aguamilpa, México.

Durante la construcción suceden constantemente deformaciones. No hay necesidad de reemplazar el diseño de la línea de la zona 2B.

Fig. III.8 Cortinas de Enrocamiento con Cara de Concreto - Sección Típica



1A SUELO SIN COHESIÓN

1B ALEATORIO

2A MATERIAL PROCESADO

2B MATERIAL PROCESADO

3A ROCAS DE MENOR TAMAÑO COLOCADAS EN CAPAS COMO EN ZONA 2

3B ENROCAMIENTO DEL BANCO DESDE 0.8 HASTA 1.0 M

3C ENROCAMIENTO DEL BANCO DESDE 1.6 M HASTA 2.0 M

4 ENROCAMIENTO DE AGUAS ABAJO

III.4.2.3 Zona 3

Estas son zonas de enrocamiento del cuerpo principal de la cortina.

La zona 3A es generalmente una zona de transición ubicada entre las zonas 2B y 3B. El material es procesado algunas veces pero normalmente es seleccionado enrocamiento fino del banco de material y especialmente almacenado (*stockpiled*). Es extendido y compactado en capas de espesor igual que en material de la zona 2B.

La zona 3B es el enrocamiento principal, compactadas en capas de 1 m máximo. Está ubicada inmediatamente aguas debajo de la zona 3A con frontera variable hacia aguas abajo dependiendo del tipo de calidad (*grading*), tamaño de la cortina y especificaciones de diseño. Es práctica común que el material 3B es colocado por lo menos hasta 1/3 del ancho de la sección transversal.

La zona 3C es construida con el mismo material o con rocas más intemperizadas, compactadas en capas de hasta 2 m. Rocas más débiles y bloques de roca son aceptados. Se encuentra ubicada aguas abajo del eje de la cortina, o en cortinas más recientes como dos terceras partes de aguas abajo del terraplén, como se muestra en la figura III.8.

Existe finalmente una “zona muerta” entre las zonas 3B y 3C, donde los materiales con menor calidad son colocados haciendo económico el balance de roca del proyecto. Este es el caso de los proyectos Xingó y TSQ1.

III.4.2.4 Zona 4

La zona 4 es un enrocamiento de gran tamaño que es colocado en la pendiente de aguas abajo. Generalmente, el material es empujado hasta la pendiente y dispuesto para dar una buena apariencia de la pendiente, como las realizadas en Foz do Areia y Xingó.

III.4.2.5 Zona de drenes

Cuando el enrocamiento tiene abundancia de finos y con baja permeabilidad, la provisión de una zona de drenes es requerida. La más conveniente ubicación de la capa de drenaje es aproximadamente en el eje de la cortina. Debido al peso de la construcción, el centro de la sección de enrocamiento se asienta más, y el agua de las precipitaciones tiende a penetrar la cortina y fluir hacia el centro de la sección, incluso después de construir las losas de concreto y la inundación del embalse. Cada capa compactada tiene más finos hacia arriba, las cuales pueden forzar el flujo del agua en la dirección del centro, el cual puede causar asentamientos adicionales. Además, la cimentación de la cara de aguas abajo deberá ser cubierta con un enrocamiento más sano, uniforme y permeable.

III.4.3 Construcción del terraplén

III.4.3.1 Colocación de las capas

El espesor de las capas varía entre 20 ~ 50 cm para las zonas 2 y 3A, y de 0.80 hasta 2.00 m para zonas de enrocamiento restante (*remaining*).

III.4.3.2 Compactación

El material limoso ubicado en la zona 1A es simplemente vertido o ligeramente compactado en capas de 0.20 hasta 0.30 m por medio de platos vibratorios y confinado contra las losas de la cara por el material 1B, un material aleatorio extendido y compactado por el equipo de construcción (camiones y bulldozers de 20 ton).

III. Características de las Cortinas de Enrocamiento con Cara de Concreto

La zona 2A ubicada debajo de la junta perimétrica es colocada en capas de 0.20 m y compactada por compactadores manuales vibratorios. Sobre la pendiente de la cara también es compactada por platos vibratorios montados sobre una retroexcavadora (*back hoe*) hidráulica. En algunos proyectos, la adición del 3 ~ 4 % de cemento es hecho para dar mayor cohesión y estabilidad durante la remoción de la protección de los sellos.

El material de la zona 2B es generalmente compactado en capas de 0.30 m (gravas) y hasta 50 cm para enrocamiento procesado. Un tamaño máximo de 3 ~ 4 pulgadas es usado para controlar al segregación, y para ser un material semipermeable. Compactación adicional es realizada a lo largo de la pendiente con algunas pasadas de un rodillo vibratorio de 5 ton con vibración completa hacia arriba. Esta es la opinión de algunos autores de que esta compactación debería ser restringida hasta un par de pasadas sin vibrar para recomprimir (*recompressing*) la superficie suelta del material de la pendiente. La compactación pesada horizontal asegura una buena densidad para el material de la zona 2B.

En general, la transportación de los materiales procesados hacia la cortina es ejecutado en camiones articulados (*articulated trucks*) de 20 a 25 ton que son cargados por *front-end loaders* de capacidad compatible con la unidad de transportación. Es útil crear un almacenamiento de material conteniendo un 20 a 30 % del volumen total a ser colocado, ya que la demanda de este material aumenta en las elevaciones más altas.

Graders y/o bulldozers son también usados para extender el material, además de rodillos vibratorios de 6 ton para compactación.

El tratamiento de la pendiente de aguas arriba es definido de acuerdo con el origen del material seleccionado.

Cuando el material es procesado de un banco de material conteniendo una deficiencia de finos, como el basalto encontrado en el sur de Brasil y en Sudáfrica, la granulometría podría no ser exactamente como la definida por la graduación de Sherard. La compactación y estabilización son mejor definidas directamente de las pruebas de campo.

En Foz do Areia y Segredo, métodos prácticos fueron desarrollados para realizar una compactación adecuada de la cara, usando compactadores chicos (6 ton) sobre la cara. La estabilización de la pendiente usando **open gradations** y emulsiones de asfalto producen resultados adecuados.

En presas recientes como Ita, Machadinho, Mohale y Antamina una guarnición moldeada a presión (*extruded curb*) es construido para eliminar la compactación de la cara.

Cuando el contenido de finos es grande en cantidad y la textura del material es muy fino, la práctica recomienda aumentar el ancho de la zona 2B alrededor de 20 a 30 cm del alineamiento teórico, el cual deberá ser removido después, cada 4 o 5 m en altura, por medio de **telescopic backhoe excavators** controlados por rayos láser (*laser beams*), como los empleados en Aguamilpa y Xingo.

En lugares cálidos, la emulsión asfáltica es reemplazada por un asfalto mezclado con un destilador ralo de petróleo (*cutback*) tipo CM30-60, el cual rápidamente penetra y estabiliza la superficie.

III.4.3.3 Rampas

Un aspecto muy práctico para PECC es la facilidad para colocar rampas en cualquier dirección, y de esta forma reducir el número de accesos de los bancos. Las dimensiones de las rampas dependen del equipo seleccionado, pero unas cuantas reglas empíricas para definir las rampas son:

- Las rampas pueden ser hechas dentro del terraplén, con una pendiente hasta del 15% en cualquier dirección. Las rampas permanentes ubicadas en la pendiente de aguas abajo pueden tener una pendiente de hasta el 12%.
- Es conveniente que los cambios en dirección sean ejecutados con plataformas niveladas (plataformas torneadas (*turning platforms*))
- Las pendientes entre las rampas deben ser de hasta 1.2H:1V para enrocamiento. Para gravas, las pendientes intermedias deben ser más planas para evitar la pérdida de partículas redondas (1.3–1.35H:1V).
- La pendiente promedio para el terraplén conteniendo rampas temporales deberán ser de 1.3H:1V y 1.5H:1V para enrocamientos y gravas respectivamente.
- En la zona 2B el material puede ser colocado a diferentes niveles con la colocación de pequeñas rampas entre estos. Este procedimiento permitirá la continuación de las operaciones de estabilización de la cara, las cuales incluyen compactación, medición (*land survey*), y construcción de la guarnición.
- Todas las rampas deberán ser construidas con el material especificado, y compactado con los espesores de capa especificados. Las excepciones están ubicadas aguas abajo del eje de la cortina, o accesos difíciles, los cuales pueden ser construidos con material descargado en áreas bien definidas.
- El espesor de las rampas deberá ser definido de acuerdo con las unidades de transportación, de esta forma los camiones pueden circular con seguridad y sin interferencia. 10 m de ancho es normal para camiones de 25 a 30 ton.

III.4.3.4 Descargas bajo el agua

El enrocamiento puede ser descargado dentro del agua en el centro de la presa, ya que su movimiento es mínimo durante el llenado del embalse. En Xingó, el enrocamiento fue descargado a una profundidad de 20 m hasta la parte mas baja de la cortina, en la dirección longitudinal, para proporcionar un incremento en el área de colocación en las laderas. La descarga fue llevada a cabo antes de la desviación del cauce. Durante el cierre del cauce enrocamiento adicional fue vertido bajo el agua para un tercer dique, como se describió anteriormente.

El autor cree que es posible, en presas altas, construir una fila moderada de enrocamiento (± 20 m) vertiéndolo al agua en el área central para facilitar la desviación, como la ejecutada en Xingó con éxito.

Esta roca saturada ayudará a las altas cargas durante la construcción del enrocamiento, y a causa de su profundidad relativamente baja en comparación a la altura de la cortina, esta será suficientemente compactada, y con asentamientos despreciables después de la construcción y antes del llenado del embalse.

III.4.3.5 Etapas de construcción

La flexibilidad de construcción del terraplén que se tienen en presas con cara de concreto permite el desarrollo de un plan de construcción económico y práctico:

- En boquillas amplias, un volumen considerable de enrocamiento puede ser colocado, con rampas incorporadas, las cuales ayudarán a reducir las distancias de transportación dentro del sitio de la cortina, la reducción del volumen a ser colocado después de la desviación, y logrando las alturas óptimas para el manejo económico del río sin desbordamiento. Figura III.5.

III. Características de las Cortinas de Enrocamiento con Cara de Concreto

- Facilidad en la colocación del material cuando otras actividades están siendo realizadas simultáneamente.

En Xingó, Machadinho, Segredo e Ita, fue posible colocar el enrocamiento en ambas orillas del río antes de la desviación del cauce. La figura III.6 muestra la secuencia esquemática para la construcción de algunas presas brasileñas de gran altura.

III.5 Construcción de las losas de concreto

III.5.1 Preparación de la superficie

La construcción de las losas de concreto ha evolucionado en años recientes desde el tradicional diseño de paneles separados con juntas de compresión hasta el de la colocación continua de los paneles con el uso de cimbras deslizantes. En la figura III.9 se muestran las etapas de construcción de las losas de concreto de seis presas de gran altura.

La Tabla III.1 nos proporciona el área y altura de algunas de las más altas PECC construidas o en construcción.

Tabla III.1 Presas de enrocamiento con cara de concreto de gran altura

No.	Nombre	Año de terminación	Altura (m)	Área total de las losas (m ²)	País	Observaciones
1	Aguamilpa	1993	187	135 000	México	La más alta del mundo
2	Tiangshengqiao	1993	180	168 000	China	Enrocamiento de mayor altura - Asia
3	Foz do Areia	1980	160	138 000	Brasil	La más alta en 1981
4	Messochora	1994	150	51 000	Grecia	La más alta de Europa
5	Xingo	1994	150	122 000	Brasil	Plinto construido con cimbras deslizantes
6	Salvajina	1985	148	57 460	Colombia	Gravas más altas en 1985
7	Segredo	1992	145	92 000	Brasil	1.3H:1V aguas arriba
8	Mohale	2001 *	145	85 600	Lesotho	La más alta de África
9	Alto Anchicaya	1974	140	22 300	Colombia	La más alta en 1974
10	Khao Laem	1984	130	125 000	Tailandia	Galería en el plinto
11	Golillas	1978	125	14 300	Colombia	Boquilla muy angosta
12	Ita	2000	125	110 000	Brasil	Uso de guarnición por primera vez
13	Machadinho	2001 *	125	93 000	Brasil	Plinto sobre laderas muy escarpadas
14	Itapebi	2002 *	100	66 000	Brasil	1.25H:1V aguas arriba
* En construcción						

III.5.1.1 Protección convencional del paramento

La preparación de la superficie de la pendiente de aguas arriba depende del tipo de material seleccionado para la zona 2B y del uso o no de guarnición moldeada a presión.

En presas convencionales sin guarnición, la protección durante la construcción puede también ser proporcionada usando asfalto o concreto lanzado o una capa de mortero (*mortar coating*). El revestimiento de la superficie es importante para prevenir la erosión durante la época de lluvias y para proporcionar una base firme para el montaje (*assembling*) del acero de refuerzo y las cimbras de las losas.

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

Figura III.9 Etapas de construcción de las losas de concreto

a) Alto Anchicaya, donde: 1 = junta perimetral; 2 = losas bisagra; 3 = primera etapa; y 4 = segunda etapa.

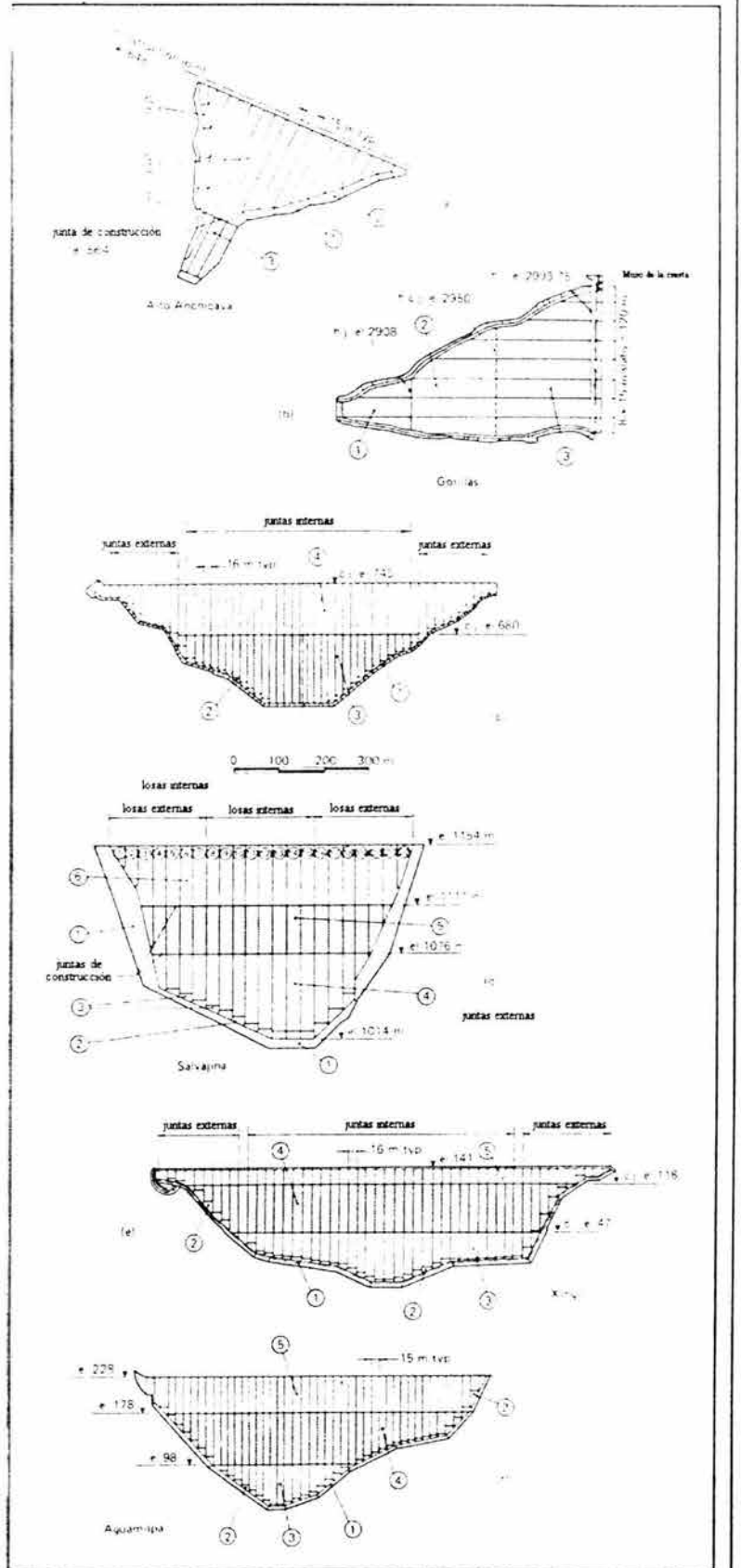
b) Golillas, donde: 1 = primera etapa; 2 = segunda etapa; y 3 = tercera etapa.

c) Foz do Areia, donde: 1 = plinto; 2 = losas iniciales; 3 = primera etapa; y 4 = segunda etapa.

d) Salvajina, donde: 1 = plinto; 2 = junta perimetral; 3 = losas iniciales; 4 = primera etapa; 5 = segunda etapa; 6 = tercera etapa.

e) Xingó, donde: 1 = plinto; 2 = losas iniciales; 3 = primera etapa; 4 = segunda etapa; y 5 = tercera etapa.

f) Aguamãpa, donde: 1 = plinto; 2 = losas iniciales; 3 = primera etapa; 4 = segunda etapa; y 5 = tercera etapa.



III. Características de las Cortinas de Enrocamiento con Cara de Concreto

Cuando se usa la protección de asfalto, generalmente las siguientes reglas son adoptadas:

- Cuando el material sigue la graduación de Sherard con alto porcentaje de arena (35 ~ 55%) y el número de finos que pasan la malla No 200 entre el 2 ~ 12%, el tratamiento de asfalto es importante para minimizar la acción erosionable de la lluvia. Un agente reductor es seleccionado debido a su alta capacidad de penetración. Es normal aplicar una segunda mano antes de la construcción de las capas de mortero y la colocación del acero de refuerzo.
- Cuando el material de amortiguamiento es grueso (*coarser*) y bien graduado, el tratamiento de asfalto es realizado usando emulsiones asfálticas. Este método fue usado en la primera presa brasileña, Foz do Areia y Sagredo.

La diferencia en graduación elimina la necesidad de retroexcavadoras o equipo telescópico para tallar la superficie. Normalmente, el material es extendido alrededor de 1.5 a 2.0 m desde el borde de la pendiente, y esta zona es llenada después con material fino, como en Foz do Areia y Sagredo.

En Messochora (Grecia), el material de la zona 2B fue estabilizado con concreto lanzado aplicado con un robot, después de que la cara de la pendiente había sido compactada. Métodos similares han sido empleados en otras presas (Golollas, Salvajina). El concreto lanzado agrietado y pandeado merece reparaciones continuas del tratamiento de la cara como el observado en Messochora.

Hay referencias técnicas reportando que en China, en la presa Guanmenshan, fue empleado mortero de cemento (*cement mortar*) compactado, produciendo resultados satisfactorios.

De la construcción en etapas de las losas de la cara, espacios abiertos pueden ocurrir en presas altas entre las primeras losas y la zona 2B, debido a la deformación del terraplén, el cual no puede ser seguido por las losas de concreto. Esto fue observado claramente en Xingó y TSQ1, donde las grietas abiertas fueron en promedio de 10 cm y de 15 cm como máximo, alcanzando una profundidad de 7 m, en la sección del lecho del río. En TSQ1 la grieta observada arriba de la primera y segunda etapa de las losas fueron llenadas con una mezcla fluida usando 90% de ceniza volante y 10% de cemento. Esta mezcla penetró satisfactoriamente.

III.5.1.2 Guarnición de concreto moldeada a presión

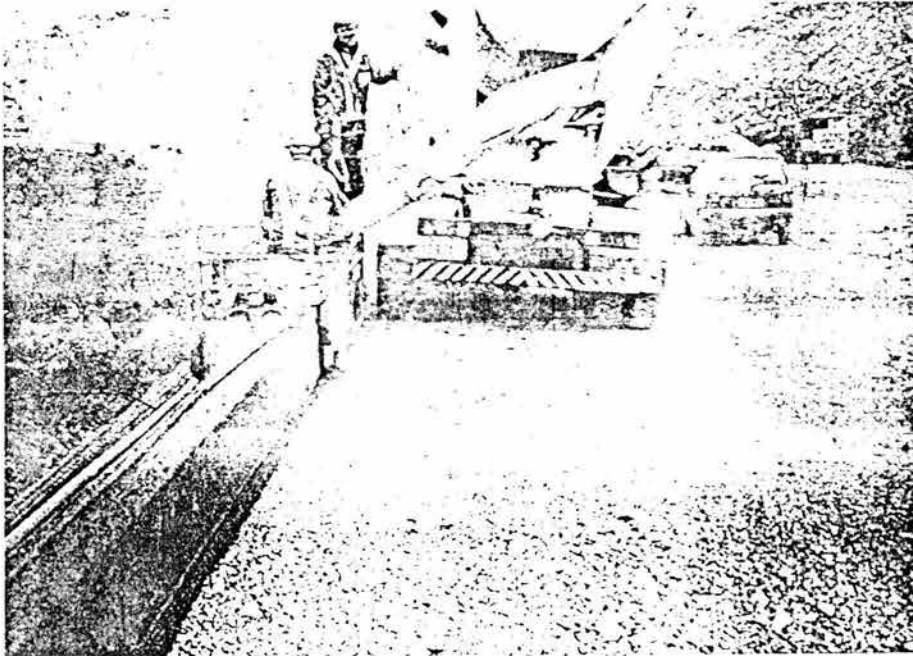
Cuando es usado el método de guarnición moldeada a presión la preparación de la superficie de la pendiente es simplificada. Una máquina de moldeo por inyección (*extruding machine*) es empleada usando una mezcla con bajo cemento con una composición como sigue:

Cemento:	70-75 kg/m ³
Agregado ¾":	1173 kg/m ³
Arena:	1173 kg/m ³
Agua:	125 litros

El molde de la máquina es ajustado para dar la misma inclinación de la cara de aguas arriba, 1.3H:1V o 1.4H:1V.

La construcción de la guarnición es de acuerdo a los siguientes pasos:

- Nivel de las capas compactadas de la zona 2B para tener una superficie horizontal para mover la máquina de moldeo por inyección. Fotografía III.7.
- Construir la guarnición moldeada por inyección con el uso de un molde metálico con la altura diseñada de la capa (normalmente 0.40 m) y la pendiente de aguas arriba (1.4H:1V).
- Uso de una mezcla seca como se indicó arriba.
- Control de la dirección de la máquina por un equipo de láser montado sobre una posición fija sobre el plinto o por un equipo de medición (*survey crew*).
- Después de una hora de haber iniciado, el material de la zona 2B puede ser extendido. El material puede ser colocado usando un distribuidor automático abierto de acero (*open steel dispenser*) o descargar el material directamente de los camiones.
- El nivel del material de la zona 2B con un nivelador y compactar con 4 ~ 6 pasadas con un rodillo vibratorio de 10 ton. En Antamina, Perú, la guarnición es de 0.50 m de altura y el material de la zona 2B es extendido y compactado en dos capas de 0.25 m de altura.



Fotografía III.7 Itá, Brasil – Transición 2B protegida con una guarnición

Los beneficios de este método son:

- La segregación es reducida.
- Bajas pérdidas de material volcado de aguas arriba.
- Protección inmediata contra la erosión y desmoronamiento en los bordes (*raveling*).
- Reducción del equipo de construcción.
- Método seguro de construcción evitando que personas trabajen sobre la cara de aguas arriba.
- Altas producciones. Dos capas por día son construidas en presas con una cresta de 500 m de largo.
- El equipo de construcción es simplificado. La máquina de moldeo por inyección es un equipo de bajo costo.
- Trabajo limpio. La cara es preparada para la colocación de las barras de refuerzo (*rebar placement*) y construcción de la losa reduciendo el exceso de concreto.

III. Características de las Cortinas de Enrocamiento con Cara de Concreto

III.5.1.3 Capa de mortero

Las capas de mortero son colocadas para ser usadas como base para la colocación de los sellos de cobre del fondo y la alineación de las cimbras deslizantes. La distancia entre las capas de mortero son definidas por el ancho de la banda de concreto.

Varios métodos de construcción han sido adoptados:

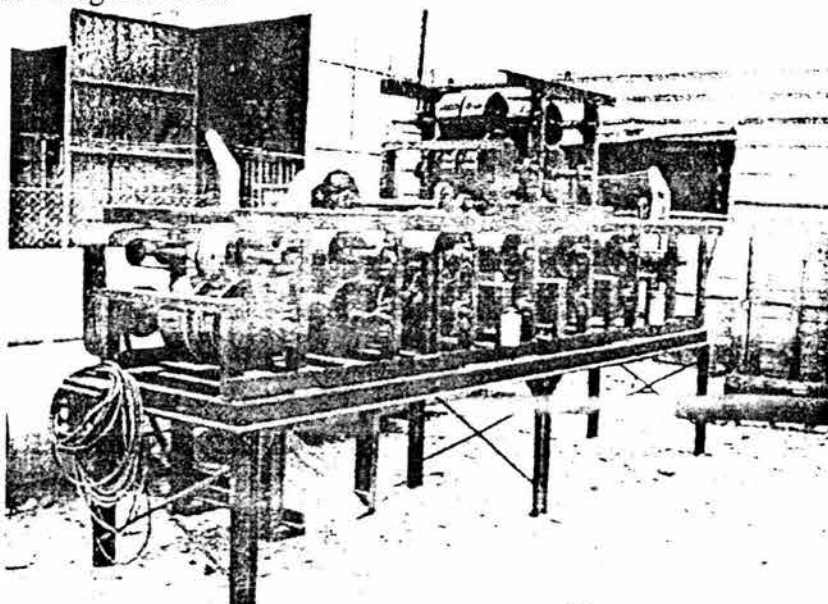
En Foz do Areia, las capas de mortero fueron realizadas manualmente. Otras presas emplearon montacargas (*trolleys*) especiales montados sobre ruedas y operados con malacates (*winches*). Más recientemente, en Xingó, las capas de mortero fueron realizadas con **conventional gunite** y terminadas manualmente. Fue también necesario reforzar la parte superior de las capas de mortero con una malla de acero para prevenir el agrietamiento causado por la repetición de cargas durante la colocación del acero de refuerzo. La proporción de mortero usada fue 1:3 cemento/arena.

En Ita, donde fue usada una guarnición moldeada a presión, la construcción de las capas de mortero fueron limitadas a las juntas de tensión con sellos de cobre en el fondo.

III.5.1.4 Sellos

En las construcciones más recientes de presas se ha eliminado los sellos centrales de PVC, pero mantienen los sellos de cobre inferiores en la junta perimetral y en las juntas de las losas principales. La tendencia es a colocar un material arenoso fino **self-healing** encima de la junta perimetral e instalar un neopreno o sellos con forma de campana **EPDM** o suelo **self-healing** encima de esas juntas verticales las cuales tienden a abrirse con el llenado del embalse.

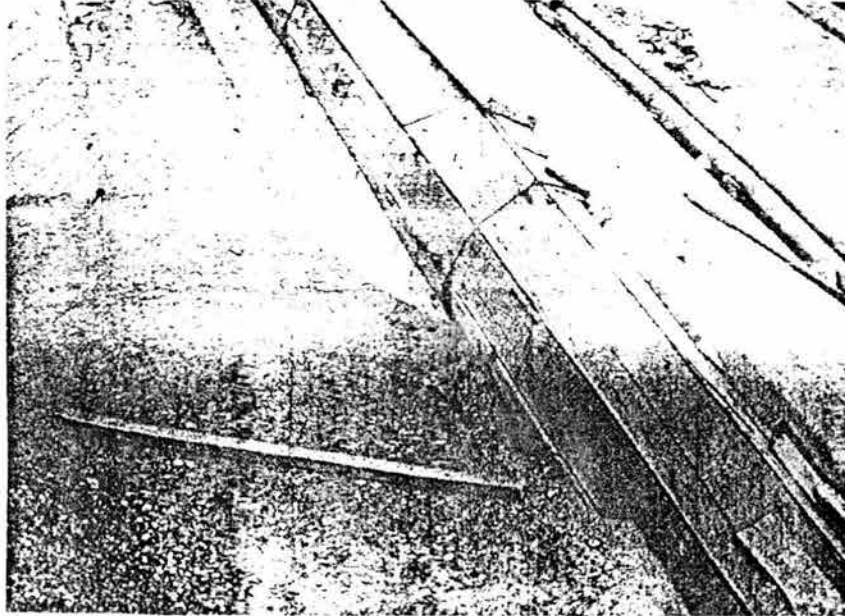
Los sellos de cobre son fabricados industrialmente por medio de prensas laminadoras (*rolling mills*) similar a uno empleado por primera vez en Salvajina (Colombia). En Xingó, una máquina que trabajaba con los mismos gatos hidráulicos con los que se operaban las cimbras deslizantes fabricó los sellos de cobre. Midiendo desde 12 a 14 m en longitud, los sellos son transportados hasta el sitio de la cortina para ser soldados. En Aguamilpa y PPL, fueron usados máquinas con discos para gradualmente moldear los sellos hasta la forma final requerida. Fotografía III.8.



Fotografía III.8 PPL, Argentina – Equipo para fabricación de los sellos de cobre

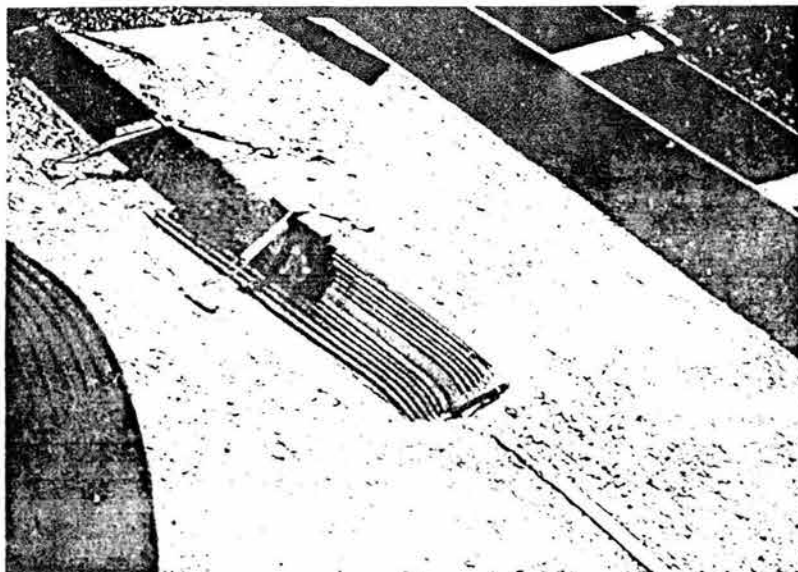
Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

En Itá los sellos de cobre fueron usados solamente en la junta perimetral y en las juntas verticales cerca de las laderas. Estas juntas trabajan a tensión. En las juntas de compresión ubicadas en las secciones más altas de las losas de concreto, fueron colocadas juntas de neopreno con forma de campana encima de las mismas. Dado que se trató de un uso pionero, fueron llevadas a cabo pruebas exhaustivas de laboratorio a presiones equivalentes e incluso mayores que las presiones hidrostáticas esperadas para el llenado del embalse. Las muestras fueron tensadas a la misma magnitud de los movimientos esperados. Fotografías III.10 y III.11.



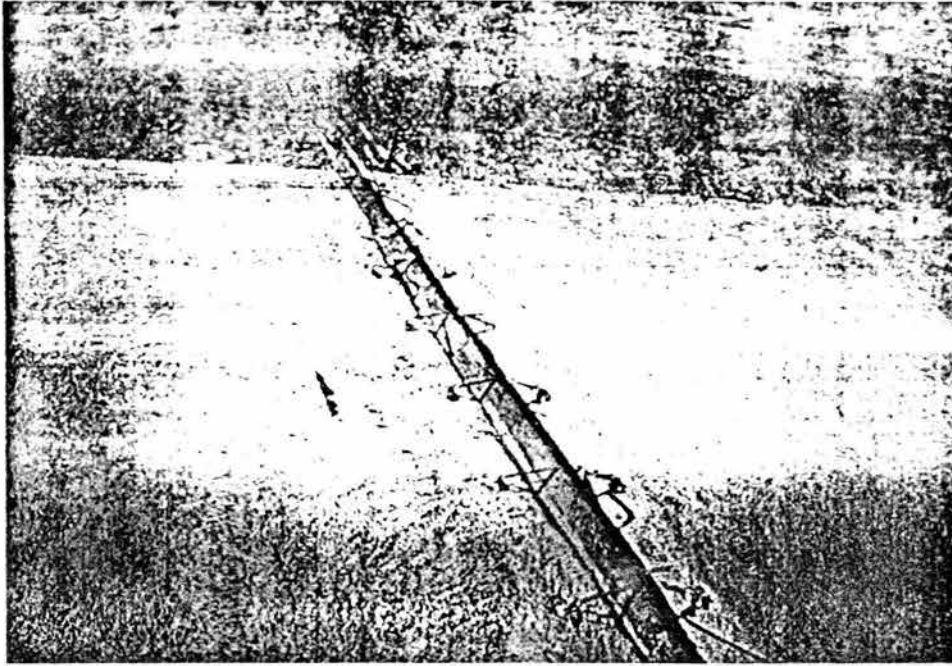
Fotografía III.9 Xingó, Brasil – Protecciones de madera para los sellos de cobre

Es importante proteger los sellos de cobre con metal o cajas de madera (*wood boxes*) para prevenir daños durante la construcción del terraplén, Fotografía III.9. El proyecto Messochora adoptó una protección metálica fácil de instalarse y de ser removida.



Fotografía III.10 Sellos externos – Conexión con los sellos perimétricos

III. Características de las Cortinas de Enrocamiento con Cara de Concreto

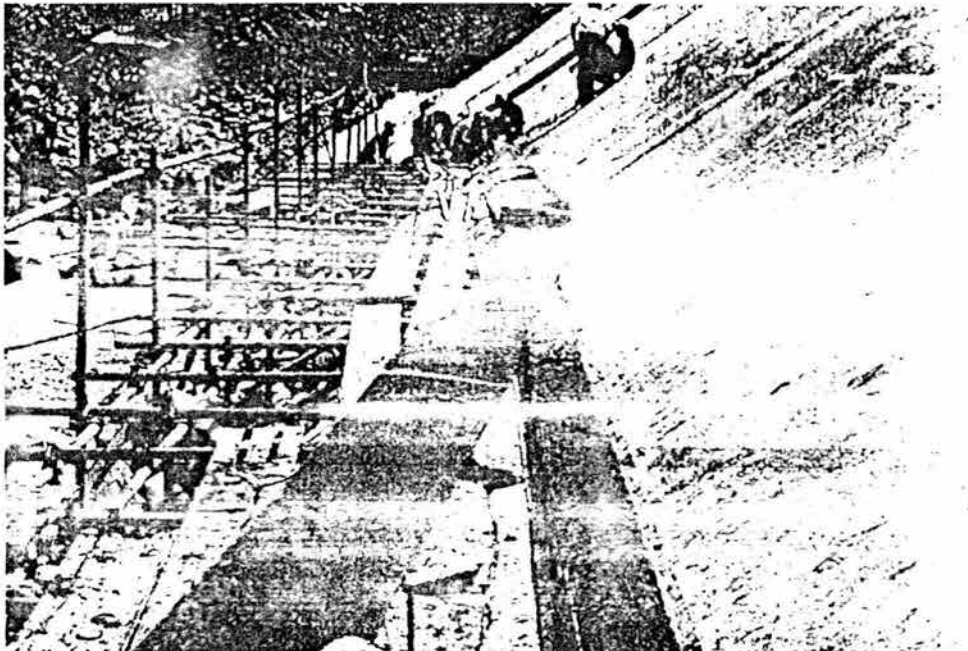


Fotografía III.11 Losas iniciales – Sellos externos

III.5.1.5 Mastique

Desde Alto Anchicaya la mayoría de las presas han adoptado colocar mastique sobre la junta perimetral y las juntas de tensión. Fotografía III.12. Foz do Areia, Xingó, Segredo son de presas donde fue colocado mastique cubierto con una membrana de caucho (*rubber*).

En Aguamilpa y TSQ1 el mastique fue substituido por ceniza volante y ceniza de carbón sobre estas juntas, con resultados muy satisfactorios. Las filtraciones fueron muy despreciables. Hay una tendencia muy pronunciada hacia el uso de esta característica en las nuevas presas en construcción, como en Antamina.



Fotografía III.12 Cubierta de mastique sobre la junta perimetral

III.5.2 Concreto

III.5.2.1 Tipo de concreto

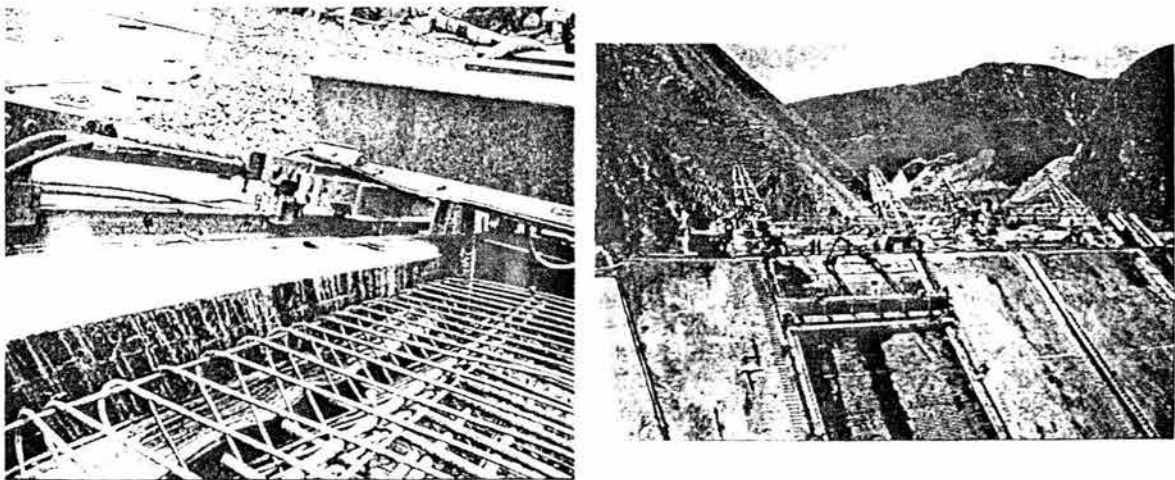
El tipo de concreto para la construcción de las losas principales es generalmente una mezcla manejable de cemento puzolánico, y agentes reductores de agua con la inclusión de aire a un rango entre 3~5%.

El concreto usado en PECC tiene de 2" a 3" de revenimiento (*slump*) y el cemento es en promedio de 250 kg/cm³. La resistencia especificada es de 20 Mpa a los 28 días, aunque en algunas presas donde las losas son construidas en dos o tres etapas, la resistencia requerida es especificada a 60 o 90 días.

III.5.2.2 Cimbras

La construcción de las losas principales normalmente requiere de dos tipos de cimbras:

Cimbras de madera para la ejecución de las losas iniciales y cimbras deslizantes (Fotografía III.13) para la construcción de las bandas principales.



Fotografía III.13 Izquierda: cimbra deslizante con dispositivos hidráulicos; derecha: cimbra deslizante con transfer trolley

III.5.2.3 Losas iniciales

Las losas iniciales son los segmentos de las losas en contacto con la junta perimetral, se construyen primero para facilitar el montaje de las cimbras deslizantes.

Las losas iniciales son construidas simultáneamente con la colocación del enrocamiento, y antes de la construcción de las losas principales.

El uso de cimbras temporales hechas de cajas de madera con dimensiones de 2.00 x 0.50 m las cuales son colocadas entre las guías de tuberías. El concreto es confinado por estas cajas. Después las cajas son retiradas y al concreto se le da la superficie final con una llana.

Un cuidado especial es dado a la construcción de estas bandas ya que la junta perimetral se encuentra en ese lugar y la ejecución adecuada del concreto alrededor de los sellos de cobre es importante para evitar filtraciones eventuales.

III. Características de las Cortinas de Enrocamiento con Cara de Concreto

III.5.2.4 Losas principales

La construcción de las losas principales son llevadas a cabo con cimbras deslizantes después de la instalación del acero de refuerzo. El tamaño de la cara define el número de cimbras deslizantes. En presas altas, el uso de dos cimbras deslizantes de poco peso pueden ser ejecutadas ya sea por malacates electromecánicos o gatos hidráulicos. Ambos sistemas son eficientes aunque el uso de gatos hidráulicos presenta ventajas económicas.

El sistema de gatos ha sido usado con la colocación de un riel montado sobre la cimbra lateral. Este riel permite el avance controlado de dos gatos laterales de 15 ton de capacidad para el levantamiento de la cimbra. El mismo sistema permite bajar la cimbra desde la cresta hasta el fondo de la boquilla para iniciar otra banda.

Recientemente, algunas cimbras deslizantes están siendo operadas con el uso de cables y guías del sistema de gatos. El tipo de gatos es similar a los usados para cables post tensados.

La ventaja del uso de cimbras deslizantes ligeras es que en proyectos grandes la misma cimbra puede ser utilizada para la construcción de las losas del vertedor. Esto fue realizado en Messochora, Grecia y Xingó, Brasil.

En TSQ1 se tuvo la experiencia del uso de dos diferentes tipos de cimbras deslizantes: una sobre rieles como se explicó arriba y el otro tipo sin rieles como las usadas normalmente en China. Las cimbras deslizantes sobre rieles operados con gatos hidráulicos fueron usados en la primera etapa de las losas, y el tipo de cimbras sin rieles operados con malacates fueron usadas en la segunda y tercera etapa de las losas. Ambos métodos fueron satisfactorios en términos de producción y calidad del concreto.

El diseño de las cimbras deslizantes ligeras es simple y normalmente ejecutado para cargas permanentes de alrededor de 300 kg/m, incluyendo el peso de los elementos comprimiendo la cimbra.

Las cargas vivas de alrededor de 70 a 100 kg/m, y cargas adicionales como la vibración, efectos del viento, contingencias, etc, son asumidas del 20% del valor anterior.

Estas cimbras deslizantes no son calculadas para resistir el levantamiento causado por flotación. Sin embargo, ya que este es un aspecto muy importante el cual puede ocurrir durante el proceso de construcción, las siguientes reglas deben ser consideradas:

- Evitar la vibración cerca de la cimbra;
- Las tuberías que bombean concreto o las tolvas metálicas deben ser ubicadas de 1.00 a 1.50 m del frente de trabajo;
- La placa de la superficie (*surface skin plate*) debe ser estrechada (*tapered*) para prevenir el desarrollo de presiones totales sobre el área de deslizamiento.
- La superficie deberá presentar deflexiones en dirección opuesta para neutralizar los efectos de flotación, sin afectar el espesor de las losas;

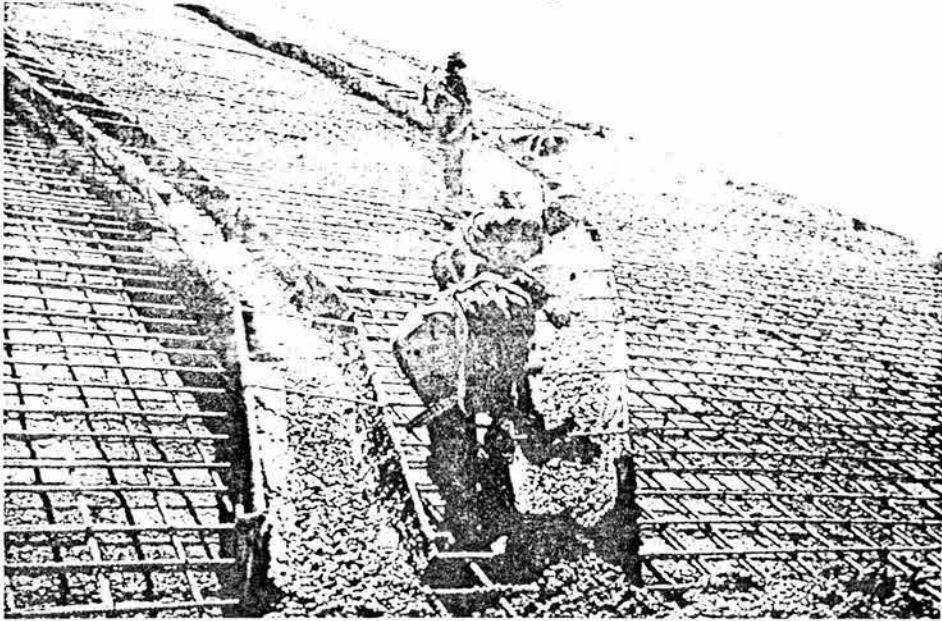
Las fuerzas de fricción son consideradas de aproximadamente 0.025 kg/sq. cm.

III.5.2.5 Control

La construcción de las losas de concreto requieren de un monitoreo continuo del ritmo de colocación, exceso de concreto, revenimiento, inclusión de aire y resistencia esperada para registrar un análisis estadístico de cada mezcla. Este control ha permitido reducir las pérdidas de concreto a valores cerca del 3% del volumen teórico.

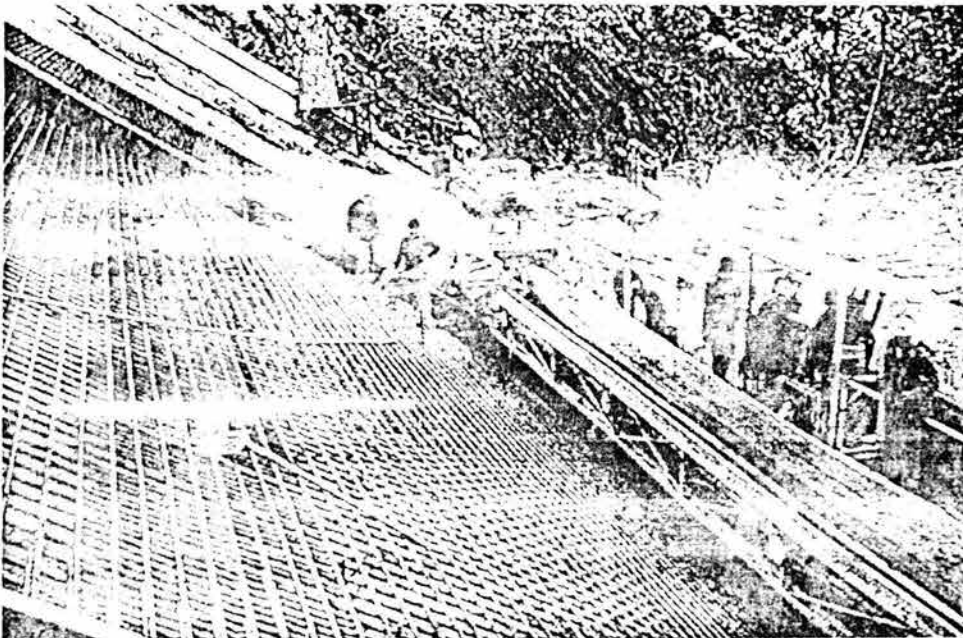
III.5.2.6 *Transportación y distribución*

El concreto de las plantas de generación es transportado generalmente hasta la cresta de las losas por revolvedoras de concreto de 6 m³ de capacidad, descargándolo en tolvas para el almacenamiento de concreto. Después el concreto es descargado hacia rampas (*chutes*) metálicas directamente colocadas sobre el acero de refuerzo. Son requeridas dos o tres rampas de metal para una buena distribución. Fotografía III.14.



Fotografía III.14 Colocación del concreto con rampas metálicas

En Messochora, Grecia, una línea de una rampa de metal fue ubicada lateralmente para alimentar a un transporte (*conveyor*), el cual distribuyó el concreto dentro de las cimbras.



Fotografía III.15 Mesochora, Grecia. Colocación del concreto con rampa lateral y transportador (*conveyor*)

III. Características de las Cortinas de Enrocamiento con Cara de Concreto

La construcción de las losas en diferentes etapas es conveniente para el llenado del embalse, mejor optimización del programa de obra cuando el enrocamiento está siendo construido en las zonas de aguas abajo, y por el costo de optimización.

En presas más altas, no ha habido restricción con respecto a la definición de las etapas de construcción de las losas, y esto ha confirmado la discusión con el diseñador o con el propietario, la mejor secuencia de construcción con relación a los histogramas de concreto.

III.5.3 Acero de refuerzo

La tendencia actual es de reducir el porcentaje de reforzamiento en las losas. Esto facilita el uso de medios mecánicos en esta colocación. Es importante evaluar el costo de colocar el acero de refuerzo directamente en el sitio, en relación a la productividad alcanzada cuando son aplicados métodos mecanizados. En Xingó, a causa de el programa ajustado y especialmente de la elevación de la cortina requirió producir protecciones hidrológicas efectivas, fue aplicado un procedimiento mecanizado para fabricar **mats** con anticipación, y más debajo de estas en sitio por medio de malacates eléctricos.

El método de colocación del reforzamiento depende del costo de la mano de obra del país y de la producción requerida para satisfacer el programa de obra. La colocación del reforzamiento controla la construcción efectiva del concreto.

Acero de refuerzo soldable con un porcentaje máximo de carbón de alrededor de 0.20% hasta 0.24% y bajo porcentaje de manganeso, como el fabricado en Brasil, permite unión con soldadura, el cual previene desperdicio causado por traslapes (*overlapping*). Todas las mallas prefabricadas usadas en Xingó fueron soldadas, las cuales trajeron ahorros en el uso de barras de refuerzo (*rebars*) comerciales. Normalmente el tamaño de las barras es de 11 m y las mallas de 16 x 11 m. Fotografía III.16.



Fotografía III.16 Reforzamiento de la losa - Soldadura

III.6 Técnicas modernas en la construcción de PCC

Un resumen de las más recientes tendencias y características de construcción de las cortinas de enrocamiento con cara de concreto pueden ser resumidas como sigue:

III.6.1 Excavación del plinto

La excavación del plinto deberá ser en roca inyectable sana (*fresh groutable rock*) controlando la operaciones de voladuras para evitar daños en la roca restante. En lugares donde la roca está intemperizada también posible colocar el plinto sobre la cimentación cuando son diseñadas protecciones adecuadas. El uso de concreto dental, concreto lanzado reforzado y filtros son requeridos para evitar la migración de finos. El tratamiento es llevado a una distancia del 40% de la presión hidráulica del plinto. El tratamiento en aguas arriba es requerido algunas veces.

La sobreexcavación podría requerir la colocación del plinto sobre muros altos. Análisis de estabilidad deberían ser realizados y la solución podría necesitar el uso de tensores pretensados y anclas. El sellado de juntas abiertas y fracturas para reducir las filtraciones en la cimentación y de esta forma reduciendo las presiones elevadas, lo cual es esencial para una cortina de inyecciones bien construida.

La excavación es normalmente ejecutada con perforadoras hidráulicas de oruga, camiones de carga y retroexcavadoras.

III.6.2 Construcción del plinto

El plinto convencional puede ser construido con cimbras de madera o cimbras deslizantes dependiendo del diseño y de la producción requerida.

Los plintos internos son usados para reducir la excavación en presas altas. El miniplinto externo convencional es complementado con una losa reforzada interna para satisfacer el gradiente requerido.

El plinto articulado con un muro diafragma de concreto y filtros están siendo construidos exitosamente para PECC sobre aluvión del lecho del río.

III.6.3 Desviación del cauce

Una estrategia de desviación bien definida es siempre posible para construir la presa en un corto periodo de tiempo.

En boquillas amplias es posible colocar el enrocamiento antes de la desviación. Las etapas de desviación y las secciones prioritarias en las ataguías y el cuerpo de la cortina pueden ser optimizadas con respecto al tamaño de los túneles de desvío y de la hidrología del sitio.

Es importante iniciar el plinto simultáneamente con la construcción de los túneles de desvío.

III.6.4 Construcción del terraplén

III. Características de las Cortinas de Enrocamiento con Cara de Concreto

Los filtros 2A/2B y la transición de las zonas 3A son satisfactoriamente compactadas en capas de 0.40~0.50 m de espesor, con 4 a 6 pasadas de un rodillo vibratorio de 10 ton.

Las zonas de enrocamiento son compactadas en capas de espesor de 0.80~1.00 m (zona 3B) hasta 1.60~2.00 m, con 4~6 pasadas de rodillo liso vibratorio de 10 ton, o cuando se tenga disponible el de 18 ton.

La adición de agua (*watering*) al enrocamiento es importante cuando el material contiene rocas intemperizadas o descompuestas, especialmente en la zona 3B. El riego por medio de monitores de alta presión o incluso con camiones de aspersion de baja presión son satisfactorios, con una proporción de agua a enrocamiento de 100 l/m³.

III.6.4.1 Ramping

El uso de rampas en PECC es esencial para una construcción productiva. Las rampas deben ser diseñadas con un ancho que permita el paso de dos unidades *hauling* y pendientes de un máximo del 15% (10 m de ancho para camiones de 35 ton).

III.6.4.2 Descargas bajo el agua

La descarga del enrocamiento bajo el agua es posible previendo que el material es colocado a una distancia conservadora de más de 30 m de las losas de aguas arriba. Existen experiencias de la colocación bajo el agua a 20 m de profundidad.

III.6.5 Construcción de las losas de concreto

III.6.5.1 Drenes temporales

En casos donde no es claro (*clear*) el drenaje de aguas abajo del agua dentro del enrocamiento, el cual puede elevarse detrás de las losas a una cierta altura, drenajes temporales deberán ser previstos. Aunque en algunos un *pumping shaft* fue usado, la manera recomendada es instalar tubos de drenaje bajo el plinto, el cual debería ser inyectado antes del llenado del embalse (*reservoir filling*).

III.6.5.2 Tipo de concreto

Concreto de tipo manejable con revenimiento hasta de 3" es usado normalmente para la construcción de las losas. Es recomendado cemento puzolánico. La resistencia normal es de 20 Mpa a los 28 días. Sin embargo, en algunos proyectos se ha extrapolado esta resistencia hasta 60~90 días dependiendo del tiempo de operación de las losas de la cara.

III.6.5.3 Guarnición moldeada a presión

El uso de una guarnición moldeada a presión (*extruded curb*) simplifica la construcción de la protección del material de amortiguamiento de las losas y además es económico. Concreto *lean* es recomendado. Algunos proyectos están aplicando un baño o capa de asfalto para reducir la fricción con las losas de la cara.

III.6.5.4 Junta perimetral

Los sellos de cobre inferiores se mantienen en todas las presas. El depósito de mastiche encima de las juntas está siendo reemplazado por arena fina limosa en las presas más recientes. El sello central de PVC fue tempranamente abandonado.

III.6.5.5 Juntas verticales

Los sellos de cobre son colocados al fondo de la junta combinados con arena fina limosa o mastique en las juntas de tensión o solo en las juntas de compresión. En Ita se introdujo un sustituto exitoso para los sellos de cobre, los cuales fueron sellos externos de neopreno de aplicación fácil y rápida.

III.6.6 Acero de refuerzo

La colocación del reforzamiento depende del costo de mano de obra del país y de la producción requerida. La colocación del acero de refuerzo controla al concreto y además tiene que ser colocado antes del colado del concreto. *Materiales* prefabricados o colocación manual son ambas posibles.

III.6.6.1 Losas iniciales

El sistema de colocación (*fixed*) temporal usando cajas móviles es el mejor método para la construcción de las losas iniciales simultáneamente con la colocación del enrocamiento. En presas de poca altura las losas principales pueden ser coladas simultáneamente con las losas de la cara.

III.6.6.2 Cimbras deslizantes

La operación de una cimbra deslizante ligera puede ser con un montacargas operado con malacates o por gatos hidráulicos operados sobre rieles o cables.

III.6.6.3 Distribución del concreto

El método más económico es descargar el concreto en una tolva ubicada hasta arriba de la etapa de la losa de la cara, distribuyendo el concreto por dos o tres rampas metálicas articuladas hacia la cimbra. También está siendo usada una rampa lateral descargando en un transporte para distribuir el concreto dentro de la cimbra.

III.6.6.4 Producciones

En presas altas se tienen registrados picos de producción de la colocación de 60,000 m³/mes de la zona de amortiguamiento 2B y más de 1,000,000 m³/mes de enrocamiento. Rangos de valores promedio entre 30,000 m³/mes y 60,000 m³/mes para transición y enrocamiento, respectivamente.

La producción de guarniciones moldeadas a presión varía entre 40~60 m/h para una presa alta y para una máquina.

La producción de las cimbras deslizantes es entre 2~4 m/h. La máxima tasa en las secciones angostas, cerca de la corona de la cortina, es cercana a 6 m/h. Las producciones óptimas en presas altas son obtenidas cuando dos cimbras deslizantes son previstas. En Xingó fue posible verter (*pour*) 20,500 m³/mes durante la segunda etapa de construcción de las losas de concreto. La producción normal es 13~22 m³/h. Los máximos valores alcanzan 60 m³/h. El rango de colocación del acero de refuerzo es entre 500~920 ton/mes para producciones altas. Los valores promedio son de 300 ton/mes.

IV. EJEMPLO (REVISIÓN). Proyecto hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

IV.1 Datos de diseño

IV.1.1 Resumen

El Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa se ubica en la parte central del Estado de Nayarit, al NNE de la ciudad de Tepic (fig. IV.1). Forma parte de un plan global de aprovechamiento del río Santiago, cuyo diseño y construcción ejecuta actualmente la Comisión Federal de Electricidad (CFE). Su finalidad principal es la generación de energía eléctrica, en operación conjunta con las otras plantas previstas a lo largo del río y con factores de planta bajos para cubrir los picos de demanda (fig. IV.2). El embalse de Aguamilpa amortiguará además los picos de las avenidas, reduciendo el riesgo de inundaciones en la planicie costera de Nayarit. La planta hidroeléctrica contará con tres unidades generadoras de 320 MW cada una y generará 2131 GWH medios anuales, lo cual hace de este proyecto uno de los más importantes dentro del país.

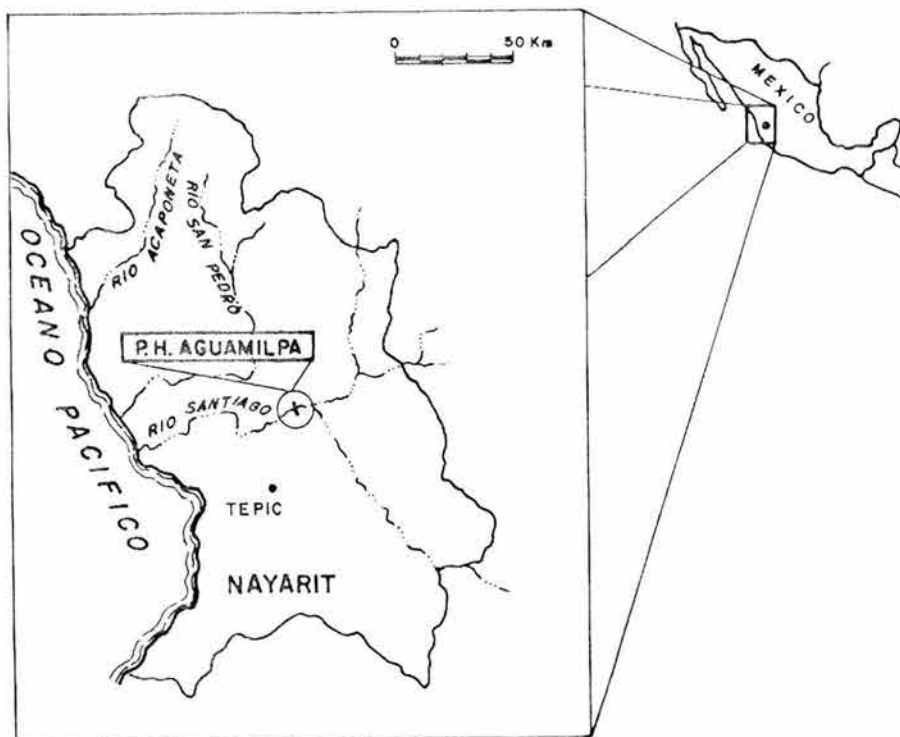


Fig. IV.1 Localización del Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa

IV.1.2 Estudios preliminares

Desde hace casi 20 años la Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH) estudió el sitio de Aguamilpa como parte del plan hidráulico del Noroeste (PLHINO), el cual consistía en una serie de almacenamientos y conducciones que permitirían intercambiar y transferir agua desde el Estado de Nayarit hasta el Estado de Sonora (a unos 1000 km), con el objeto de

abrir nuevas tierras de riego de cultivos. Al modificarse el PLHINO a principios de esta década, eliminando Aguamilpa del mismo, el sitio siguió siendo atractivo para hidroelectricidad, considerando el uso de toda el agua exclusivamente para este fin.

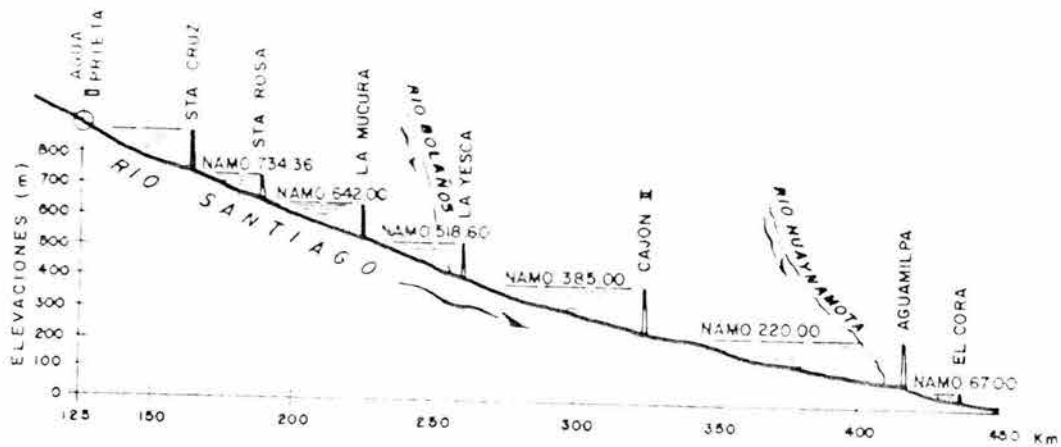


Fig. IV.2 Desarrollo hidroeléctrico del río Santiago

IV.1.3 Beneficios marginales

Además de la generación de energía hidroeléctrica, se obtendrán los siguientes beneficios:

Control de avenidas

No existen almacenamientos con capacidad de regulación importante en el río Santiago, por lo cual con frecuencia se presentan inundaciones en la planicie costera del Estado de Nayarit durante los meses de lluvia.

Aunque el río Santiago es el principal causante de daños, los ríos San Pedro, Cañas y Acaponeta (fig. IV.1) también escurren sin control y contribuyen a inundar la planicie.

Actualmente se tienen obras de protección, bordos, espigones y canales de alivio, de las tierras y poblados susceptibles de daño que sin embargo no son suficientes.

Al controlarse el río Santiago, sería más redituable la construcción de protecciones en los otros ríos para dar seguridad a toda la planicie.

Aprovechamiento agrícola

La principal actividad de la región es la agricultura; estando más segura contra inundaciones la planicie podría incorporarse a riego 75 000 nuevas hectáreas y garantizar dos ciclos de cultivo al año a las 30 000 ha que actualmente se aprovechan con uno de temporal.

Desarrollo en el área del embalse

La zona del embalse y sus proximidades se encuentran económicamente deprimidas debido a la escasez de áreas planas para agricultura y de medios de comunicación de los poblados; aunque en el área que será inundada no hay más de unos 1000 habitantes, hay varios poblados cercanos que se beneficiarán al poderse comunicar a través del vaso, mediante el desarrollo de la piscicultura y con la derrama económica por la demanda de mano de obra, materiales y servicios para las obras de Aguamilpa.

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

IV.1.4 Hidrología

El escurrimiento en el río Santiago es muy cambiante a la altura de Aguamilpa, el gasto medio en un mes de estiaje puede oscilar entre 8 y 180 m³/s, y entre 95 y 2000 m³/s en uno húmedo; el gasto medio anual histórico es de 220 m³/s.

Con base en la información de las estaciones climatológicas e hidrométricas en la cuenca del río se determinaron las avenidas máximas para diferentes periodos de retorno, y con el criterio de precipitación máxima probable y transposición de ciclones, la avenida de diseño del vertedor.

IV.1.5 Descripción de las obras

IV.1.5.1 Obra de desvío

Consta de dos túneles de sección portal de 16 x 16 m sin revestir, localizados en la margen izquierda del río. El tipo de obra de desvío obedece al tipo de cortina seleccionada y a la configuración topográfica del cauce (fig. IV.3). La decisión de no revestirlos se tomó con base en consideraciones económicas y de duración de la construcción.

Para seleccionar el número de túneles, ubicación y dimensiones, se estudiaron diversos esquemas variando la sección desde 12 x 12 m hasta 18 x 18 m, considerándolos con o sin revestimiento, en ambas márgenes o en una de ellas, etc. Durante este análisis se tomaron en cuenta los siguientes aspectos:

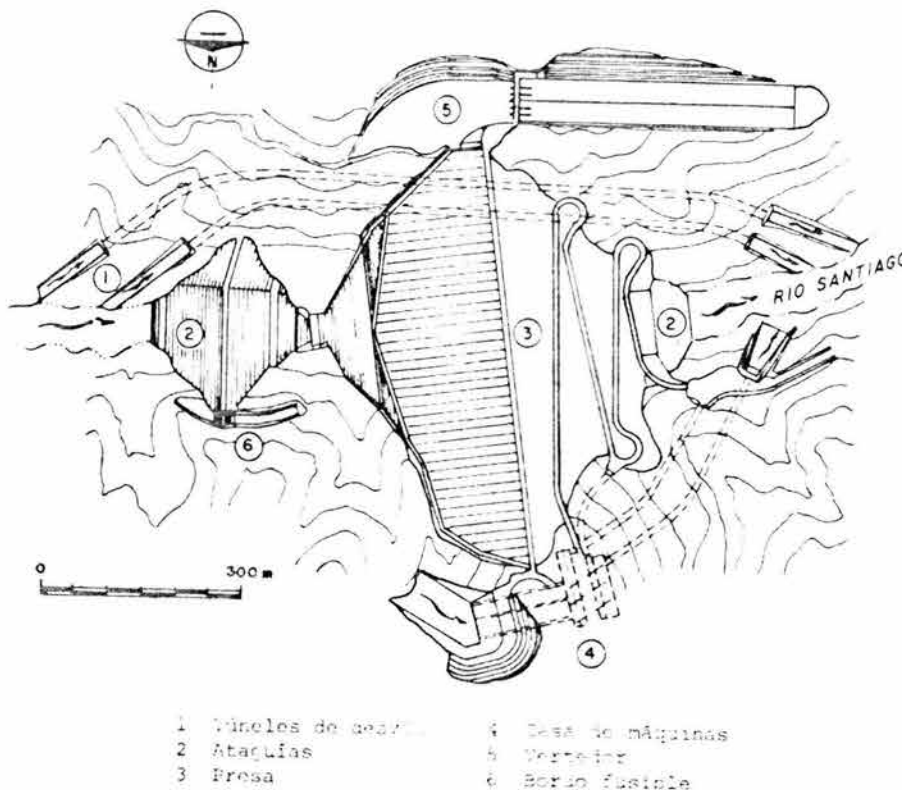


Fig. IV.3 Arreglo general de las obras

Geología del sitio

Los estudios geológicos realizados muestran que la calidad de la roca en la margen derecha es ligeramente mejor que en la izquierda, sin embargo este hecho no invalida la posibilidad de construir los túneles en la margen izquierda, aún sin revestirlos pero con el tratamiento adecuado de la roca. Además de la factibilidad geotécnica de construir los túneles sin revestir, la decisión se basó en el menor costo y tiempo de construcción requeridos para este esquema que para el de los túneles revestidos con similar capacidad hidráulica.

Relación con otras estructuras

En las opciones de túneles ubicados en la margen derecha, se estudió la posibilidad de aprovechar parcialmente uno de los túneles de desvío como parte del túnel de desfogue pero dicha posibilidad se descartó debido a la complicación geológica y estructural de la intersección de ambos túneles y a la pérdida de flexibilidad que esta solución impondría al arreglo de las obras de generación (galería de oscilación, casa de máquinas, conductos a presión, etc.), cuya “optimización” por sí sola podría representar mayor ahorro que el de aprovechar parcialmente un túnel de desvío para desfogue.

Acceso al sitio

El camino de acceso al sitio se encuentra en la margen izquierda, lo cual facilita el inicio de la construcción de los túneles de dicha margen.

Altura de la ataguía de aguas arriba

Para seleccionar esta altura se estudiaron alternativas de ataguía independiente o integrada a la cortina con diferentes periodos de retorno de la avenida de diseño, tomando finalmente la correspondiente a 50 años de periodo de retorno, con velocidades máximas de 12 m/s en los túneles.

IV.1.5.2 Cortina

Se estudiaron diferentes opciones del tipo de cortina, incluyendo las de arco-gravedad, materiales graduados con corazón de arcilla y enrocamiento con cara de concreto (PCC). Después de una evaluación técnico-económica se seleccionó la del tipo PCC; además del costo, los aspectos más importantes que llevaron a esta decisión fueron los de disponibilidad de materiales y tiempo requerido para la construcción.

La experiencia mundial en el diseño y construcción de PCC muestra que pueden ser bastante confiables en su comportamiento y seguridad, como puede verse en los casos de las presas más altas de este tipo construidas a la fecha: Foz do Areia en Brasil y Salvajina en Colombia, con 140 y 168 m de altura, respectivamente.

En el caso de Aguamilpa (fig. IV.4), la altura desde el desplante de la losa de pie hasta la corona es de 185.5 m, el área de la cara de concreto de 130 000 m² y el volumen de 13 x 10⁶ m³.

Aunque los volúmenes de concreto y enrocamiento en Aguamilpa serán similares a los de Areia, la altura será mayor; además como las deformaciones en la cara de concreto y en sus juntas son directamente proporcionales a la altura de la presa, se puso especial cuidado en el diseño y construcción de toda la presa para garantizar un comportamiento seguro. Algunas medidas que se tomaron para ello son:

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

- Limpia y levantamiento topográfico geológico y geofísico detallado de una franja de 30 m de ancho a lo largo de la traza de aguas arriba de la cortina, incluyendo perforaciones con recuperación de núcleo y pruebas de permeabilidad. Con esta información se pudo caracterizar la roca, fijar la geometría de la traza y diseñar el tratamiento de la roca.
- Pruebas de colocación de material en pedraplenes, para determinar las características de aluvión compactado (deformabilidad, permeabilidad) con diferentes granulometrías y procedimientos de compactación. Así pudieron elaborarse especificaciones para la construcción de la presa.
- Elaboración y ensayos de modelos de las juntas en la cara de concreto y plinto, para conocer el comportamiento de los materiales.

El volumen de enrocamiento producto de las excavaciones necesarias para las otras partes del proyecto se aprovechó para conformar las zonas T y 3C de la cortina. El volumen adicional requerido se tomó de una pedrera.

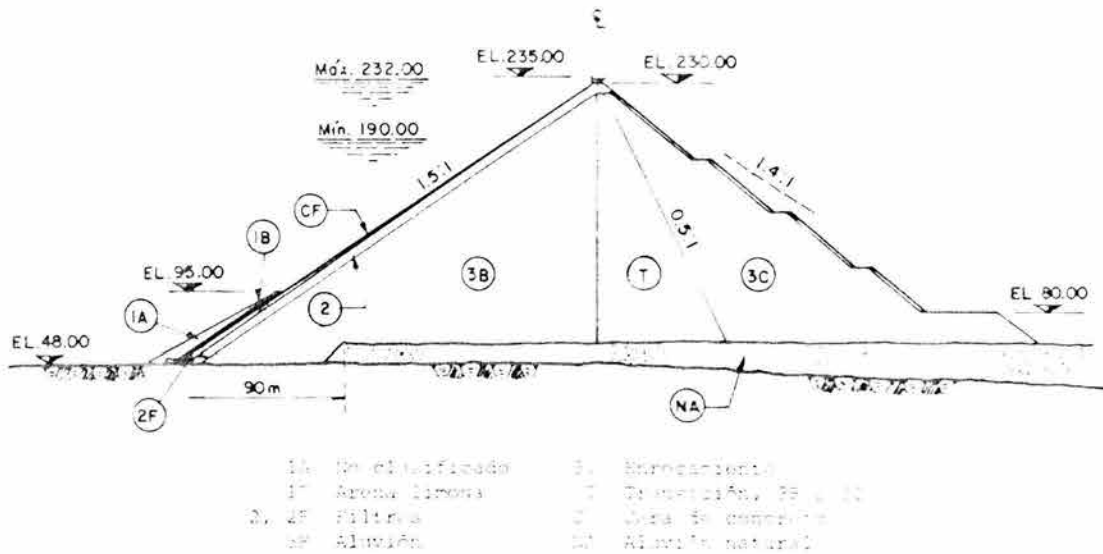


Fig. IV.4 Sección transversal de la cortina

IV.1.5.3 Obras de generación

El esquema adoptado consta de: canal de llamada a cielo abierto, tres conductos a presión, casa de máquinas y galería de oscilación subterráneas, túnel de desfogue, plataforma de transformadores y subestación exterior.

IV.1.5.4 Obra de excedencias

Es un vertedor en canal a cielo abierto con capacidad de $14\,900\text{ m}^3/\text{s}$ para transitar una avenida con gasto máximo de $17\,500\text{ m}^3/\text{s}$, la cual se determinó con base en criterios de transposición de ciclones y precipitación máxima probable. El problema principal para estudio en modelo es la posible formación de barras en el cauce como resultado de la erosión provocada por la caída de 100 m desde la cubeta deflectora.

IV.2 Geología del sitio

Los estudios geológicos y geofísicos de detalle durante la etapa de preconstrucción (diseño ejecutivo), permitieron ajustar el arreglo definitivo de la Central Hidroeléctrica y, al mismo tiempo, definir el modelo geológico del área, en la que predominan rocas volcánicas (ignimbritas riódacíticas) del Mioceno, inclinadas 20° al oeste, intrusionadas por una multitud de cuerpos en forma de diques de varias composiciones y afectadas por numerosas fallas

Las rocas ígneas extrusivas se diferenciaron en tres unidades: una inferior, denominada Aguamilpa, masiva, generalmente de buena calidad; otra intermedia, Unidad Colorín, pseudoestratificada, donde sus primeros 15 m son de mala calidad, y la superior llamada Unidad Picachos, masiva y pseudoestratificada, de regular a buena calidad.

Los rasgos geológicos estructurales mayores en el sitio corresponden a dos sistemas de fallas: el primero está constituido por seis fallas normales, burdamente paralelas, de orientación general NE-SW inclinadas 60 a 75° al SE, llamado sistema Colorines; dos de ellas se encuentran en la margen izquierda y atraviesan los túneles de desvío y la obra de excedencias y las otras se localizan en la margen derecha, de las cuales dos afectan las obras de generación. El segundo sistema está representado por cinco fallas de rumbo general E-W con buzamientos de 50 a 78° al norte; tres están en la margen izquierda y afectaron a la obra de desvío y a la obra de excedencias y dos están en la margen derecha, que afectan a la obra de generación (Lámina 1).

Asimismo, la roca presenta un fracturamiento de origen tectónico constituido por tres sistemas de fracturas bien definidos:

- I. N50°E/77°SE
- II. N15°W/76°NE
- III. N80°W/80°NE

IV.2.1 Estratigrafía

Las rocas que afloran en el área de la boquilla Colorines son exclusivamente de naturaleza ígnea y constituyen una columna superior a los 400 m, en donde se distinguen las tres unidades mencionadas (figura IV.5).

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

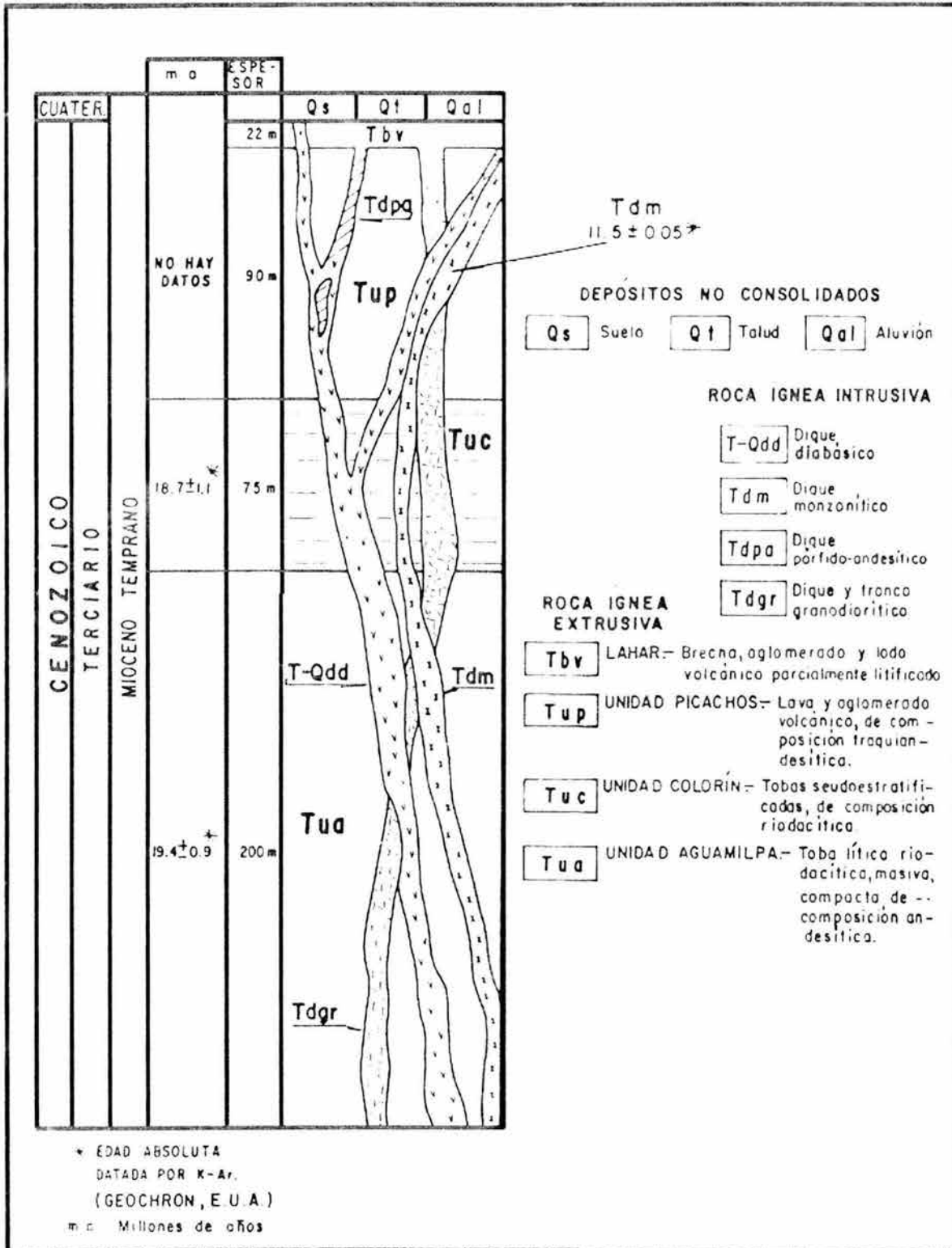
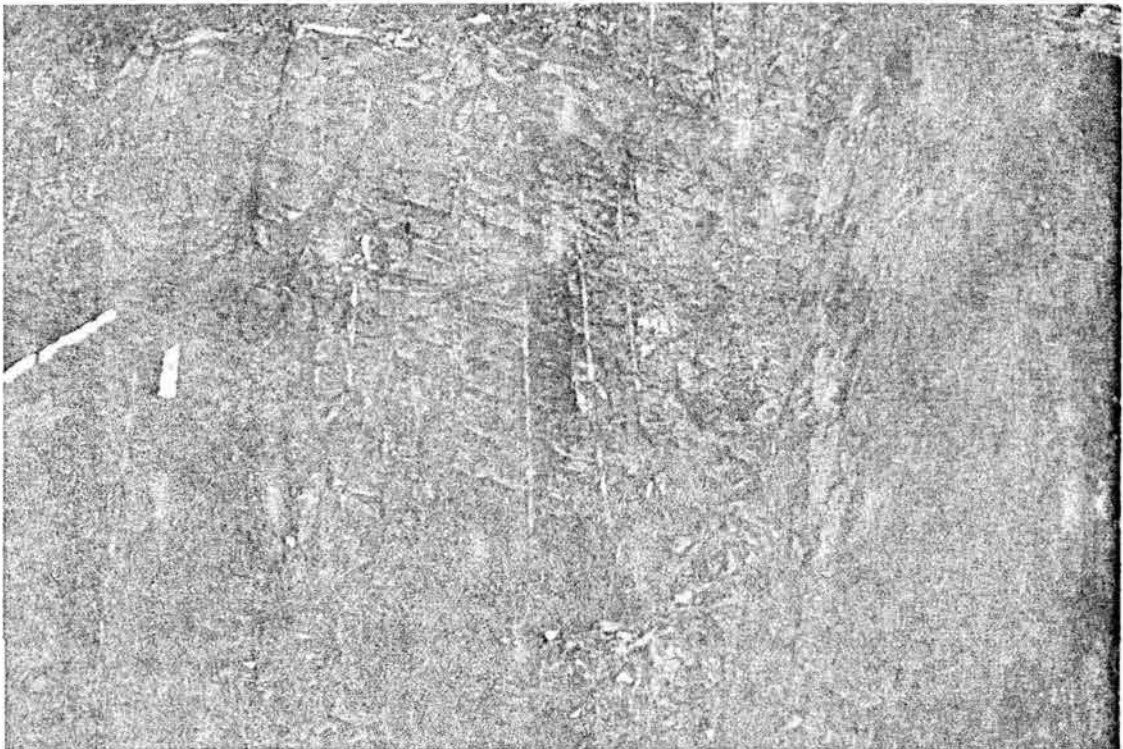


Figura IV.5 Columna estratigráfica del proyecto

IV.2.1.1 Rocas ígneas extrusivas

a) Unidad Aguamilpa (Tua)

Aflora en ambas márgenes en la parte central del área de la boquilla, extendiéndose hacia aguas arriba en la margen derecha. En ella están emplazadas las siguientes obras: túneles de desvío, casa de máquinas, galería de oscilación, cortina, la mayor parte del plinto y las ataguías. Corresponde a una toba de composición riódacítica, de color violáceo; en general su estructura es masiva, compacta y dura, con fragmentos de rocas andesíticas de 0.3 a 12 cm de diámetro (fotografía IV.1).



FOTOGRAFÍA IV.1. Corte en la margen izquierda en rocas de la Unidad Aguamilpa, intrusionada por un dique diafásico.

En los núcleos de perforación de los numerosos barrenos realizados se obtuvieron índices de recuperación de 100% y un RQD de 94% que le confieren una calidad de roca excelente. También en los estudios geofísicos en esta unidad se obtuvieron velocidades de propagación en roca inalterada del orden de 5000 m/s (Tabla IV.1).

Al microscopio, esta roca tiene textura piroclástica y como minerales esenciales, cuarzo, plagioclasas, feldespatos alcalinos y fragmentos de roca de composición andesítica; los minerales accesorios son minerales opacos y apatita, todo en una matriz criptocristalina, por lo que se clasifica como una ignimbrita riódacítica.

Por efectos de hidrotermalismo la roca presenta silicificación, propilitización y argilitización. La Unidad Aguamilpa silicificada toma color gris verdoso, se torna dura y se le observan vetillas de cuarzo; la propilitización torna a la roca en colores amarillo y verde, provoca disminución en su calidad e incrementa la presencia de arcilla en su fracturamiento.

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

Unidades	Promedio				Profundidad	
	Recup.	RQD	V_p (m/s)	Ωm		
Tup	int.*	71%	33%	650	-	15 – 20 m
	sana	97%	87%	3600	-	
	falla	84%	53%	650	-	
Tuc	int.*	81%	47%	1600	680	15 – 20 m
	sana	95%	80%	3800	750	
	falla	-	-	-	-	
Tua	int.*	68%	15%	2450		5 – 10 m
	sana	100%	94%	5000		
	falla	-	-	3500		

* int. = Intemperizada

Al ser afectada por la alteración argílica, la roca toma color blanquecino, sus feldspatos son alterados a arcillas y se vuelven deleznable. Otro factor que influye en la calidad de la roca es el intemperismo, que genera una capa de alteración de 6 a 8 m de profundidad, dándole coloración amarillo ocre y cierto grado de fracturamiento.

Su contacto superior es con la Unidad Colorín, bien definido y diferenciable por la textura y pseudostratificación de esta última.

Su contacto inferior no se ha cortado en ninguno de los barrenos perforados hasta la fecha, por lo que su espesor real se ignora, aunque se estima superior a los 200 m. Por correlación regional se sabe que cubre, por contacto erosional discordante, a la secuencia andesítica basal; su edad radiométrica obtenida por el método K-Ar, fue de 19.4 ± 0.9 millones de años, por lo que se ubica en el Mioceno Temprano (Soto Gutiérrez y Ortega Martínez, 1982).

b) Unidad Colorín (Tuc)

Descansa en forma concordante sobre la Unidad Aguamilpa y subyace de la misma a la Unidad Picachos; aflora en ambos márgenes en la parte alta del eje de la boquilla, y se extiende a niveles inferiores hacia aguas abajo y hacia niveles superiores hacia aguas arriba. Las obras que se excavaron en esta unidad fueron los portales de entrada y parte de los dos túneles de desvío, el piso y parte de los taludes de la obra de excedencias, la obra de toma, parte de las lumbreras de buses, la parte alta de la margen derecha del plinto y la subestación.

Es una toba lítica con pseudostratificación vulcanosedimentaria inclinada 20° hacia el W (hacia aguas abajo); en su base (15 m) tiene capas de 15 a 20 cm de dureza media, de textura arenosa y conglomerática (de regular calidad); hacia su cima aumenta el espesor de sus capas hasta 1.5 m, es dura, compacta (de buena calidad) de color gris claro y en su base es de color rojizo (Fotografía IV.2).

En muestras de núcleo obtenidas en las perforaciones, la roca inalterada presenta una recuperación de 95% y un RQD de 80%, lo que la clasifica como de buena calidad; en estudios geofísicos se registró una velocidad de propagación de 3800 m/s, aunque es importante mencionar que la capa de intemperismo llega hasta los 20 m de profundidad (Tabla IV.1).



FOTOGRAFIA IV.2. Parte inferior de la Unidad Colorín, en los taludes del canal de descarga del vertedor, interrumpida en la parte superior por la falla Colorines 5.

Petrográficamente no existen diferencias en composición entre las unidades Colorín y Aguamilpa, sólo cambios estructurales, por lo que se considera que aquella es la continuación del evento que originó a ésta; la Unidad Colorín se clasifica como toba lítica dacítica a riodacítica, y tiene como minerales esenciales cuarzo, plagioclasas (oligoclasa-andesina), sanidino y esquirlas de vidrio; sus minerales secundarios son calcita, epidota, sericita y sus accesorios apatito y minerales opacos, todos en una matriz criptocristalina cuarzo-feldespática. Los líticos son fragmentos de tobas ácidas criptocristalinas y andesíticas.

Se presenta silicificada en grado variable y en menor proporción propilitizada y argilitizada. Localmente suele presentar oxidación (traza de la cortina de aguas arriba, margen derecha). Su espesor es de 75 m medido en las excavaciones y en los numerosos barrenos. Se le ubica en el Mioceno Temprano por datación radiométrica (K-Ar) cuyo resultado fue de 18.7 ± 1.1 m.a. (Geochron, en Soto Gutiérrez y Ortega Martínez, 1982).

c) Unidad Picachos (Tup)

Aflora en las partes altas de las dos márgenes y tiene su mayor extensión en la derecha; su espesor se estima superior a los 120 m. En esta unidad se excavaron el 70% de los taludes del canal de llamada, el 30% de los taludes del canal de descarga y los taludes de la obra de toma, entre las elevaciones 333 y 235 m. Descansa en forma concordante sobre la Unidad Colorín, su contacto es transicional y se trata de una lava de composición traquiandesítica, con textura porfírica y fenocristales de plagioclasas en matriz afanítica, de color café rojizo; es dura, compacta, masiva y ocasionalmente pseudoestratificada en capas

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

discontinuas. Presenta cierto grado de fluidez, notable por la orientación de sus cristales. En muestras de núcleo de roca inalterada presentó una recuperación de 97%, un RQD de 87% (buena calidad) y la velocidad de propagación registrada en esta unidad fue de 3600 m/s (Tabla IV.1).

Su contacto superior no se tiene cartografiado, ya que se encuentra fuera del área de estudio (hacia el cerro de los Picachos). En su cima se ha observado un aglomerado volcánico bien consolidado, cuyos clastos son de la misma composición que la Unidad Picachos, de tamaño variable entre 3 y 30 cm, en matriz afanítica. Por posición estratigráfica se le estima una edad menor de 18 m.a., debido a que no existen datos cronológicos, por lo que se ubica en el Mioceno Temprano.

IV.2.1.2 Rocas ígneas intrusivas

Desde la etapa de factibilidad se identificaron en el área cuatro tipos de intrusivos: tres en forma de diques y uno en forma de tronco ("stock") irregular, a veces diqueforme, cuyas composiciones del más antiguo al más joven, son granodioríticas, pórfido-andesíticas, monzoníticas y diabásicas, que afectan a la secuencia volcánica descrita. Su rumbo predominante es N15°W con 70°SE, aunque se aprecian algunos con tendencia NE-SW y E-W.

a) Intrusivos granodioríticos (Tdgr)

Son los más antiguos de la zona; están distribuidos principalmente en la margen derecha, en el arroyo El Colorín y cerca del cauce del río, tienen forma irregular y su espesor oscila entre 2 y 25 m; se extienden por distancias no mayores de 350 m, tienden a ser verticales y sus contactos con la roca encajonante son sellados; uno de ellos fue intersecado por los túneles de desfogue y de acceso.

Estos han sido intrusionados a su vez por diques de composición diabásica, los cuales son de color gris verdoso, de textura porfirítica con máficos de anfíboles, que se concentran en pequeñas zonas formando manchones más oscuros, que dan la impresión de ser xenolitos.

b) Diques pórfido-andesíticos (Tdpa)

De todos los diques son los más antiguos y menos abundantes; su espesor varía de 2 a 10 m, tienen una extensión hasta de 500 m y generalmente adquieren un rumbo E-W, con buzamientos hacia el sur de 50° a 65°. Cuando están inalterados son compactos, duros y de color gris verdoso, siempre con sus contactos arcillosos con trazas de pirita. Estos diques son muy alterables a arcilla, adquiriendo una coloración ocre. Presentan fenocristales de plagioclasas en matriz afanítica.

No se tienen datos radiométricos de su edad; sin embargo, se les ha observado afectados por diques monzoníticos y diabásicos, por lo que se consideran más antiguos que éstos.

c) Diques monzoníticos (Tdm)

Tienen una distribución regular, su espesor varía de 2 a 4 m, y sus afloramientos se extienden por distancias hasta de 500 m. Son de color crema, de textura afanítica con

escasos fenocristales de plagioclasas. Ocasionalmente presentan bandeamiento en sus contactos con la roca encajonante (Fotografía IV.3).



FOTOGRAFÍA IV.3. Dique monzonítico en la excavación de los taludes de la obra de toma. Nótase en el respaldo izquierdo la intrusión de otro dique diafásico.

Su tendencia es vertical (80°SW a 90°) y su rumbo promedio $\text{N}25^{\circ}\text{W}$. Por erosión diferencial forman crestones casi perpendiculares al curso del río, que actúan como barreras. Presentan fracturamiento moderado, intemperismo en grado bajo y sólo en algunos cuerpos argilitización incipiente.

La datación por el método K-Ar arrojó una edad de 11.5 ± 0.05 m.a. que los ubica en el Mioceno Medio. No se ha observado ninguno de estos cuerpos intrusionados por los diques pórfido-andesíticos ni diabásicos; sólo se les ve en contacto, lo cual indica que estos últimos aprovecharon las zonas de debilidad causadas por la intrusión de los monzoníticos, emplazándose a los lados. Afloran en ambas márgenes, y son más numerosos y extensos en la derecha.

d) Diques diabásicos (T-Qdd)

Son los que tienen distribución más amplia; su extensión suele ser mayor de 500 m, y sus espesores varían de 0.05 a 3.50 m, y los más jóvenes son de la secuencia intrusiva (Fotografía IV.1).

En roca sana su coloración es verde oscura a negra, y su textura, afanítica con algunas vetillas de calcita; son compactos, masivos y de dureza regular. Cuando son afectados por el intemperismo su color se torna ocre y son deleznable en alto grado.

Su rumbo general es N10°W/50°Ne, con tendencia a ser verticales, aunque su comportamiento es muy caprichoso y alabeado, tanto a rumbo como en echado. Como se dijo anteriormente, se emplazaron en zonas de debilidad, siguiendo de preferencia los sistemas de fracturamiento, y a ello se debe su comportamiento irregular.

Son fácilmente afectados por la erosión, lo que se infiere porque la mayoría de los arroyos se formaron a lo largo de diques de esa composición. Por correlación regional se les ubica en el Mioceno-Pleistoceno (8.0 a 1.0 m.a.).

IV.2.1.3 Depósitos no consolidados

La secuencia ígnea antes mencionada, tanto extrusiva como intrusiva, se encuentra parcialmente cubierta por depósitos de lahar, talud, suelo o aluvión.

a) Depósito de lahar (Tbv)

Se localiza en la margen izquierda en la zona de aguas arriba del eje de la cortina, sobre el canal d llamada del vertedor. Abarca un área de unos 75 000 m² y un volumen aproximado de 1 600 000 m³. Su espesor varía de 3 a 8 m, con un máximo de 22 m; este depósito semicompacto, que se confunde con el depósito de talud, está constituido por fragmentos de roca de tamaño variable, desde unos centímetros hasta bloques con diámetros de 2 a 4 m, los cuales están compactados en una matriz de arena y arcilla de tonalidad rojiza, en proporción de 60% a 40%, respectivamente; debido a estas características su velocidad de propagación es baja, y varía de 500 a 1000 m/s, con espesores geofísicos máximos de 30 m. Su origen se asocia al aporte de detritos de las cimas localizadas al sur, provenientes de erupciones volcánicas y mezclados con lodos, que rellenaron un antiguo cauce. Por sus relaciones estratigráficas y por estar afectado por diques diabásicos se le ha asignado una edad pliocénica.

b) Depósito de talud (Qt)

Antes de la construcción cubría junto con el suelo el 90% de la zona, excepto los arroyos y los cortes de los caminos; está constituido por detritos de las tres unidades, envueltos en un material arcilloso suave y su espesor promedio es de 5 m.

c) Suelo (Qs)

Se halla ampliamente en la región y lo constituyen limos, arcillas y pequeños fragmentos de roca y materia vegetal. Es de color ocre, su espesor promedio es de 0.5 m y constituye el material de mayor cobertura en las laderas.

d) *Aluvión (Qal)*

Su distribución se limita al cauce del río y de algunos arroyos. Está integrado por limos, arenas, gravas y bloques de gran tamaño, de composición heterogénea. En la zona de la cortina su espesor varía desde 2.4 m hasta un máximo de 26 m, determinado en la zona de la ataguía aguas abajo; sobre el eje de la cortina alcanza 13 m.

IV.2.2 *Geología estructural*

Las estructuras geológicas de la zona están representadas por cuatro diversos tipos de discontinuidades: fallas, fracturas, diques y pseudostratificación.

IV.2.2.1 *Fallas*

a) *Sistema E-W*

Este sistema es el más antiguo y el más importante; consta de cinco fallas: dos descubiertas en los trabajos geológicos preconstructivos (estructura del Templete y falla Cajones) y las otras tres en los levantamientos geológicos de las excavaciones; tres están en la margen izquierda, dos de las cuales afectan al vertedor y la otra provocó el 90% del volumen de los derrumbes en la obra de desvío; las otras dos están en la margen derecha y afectan la obra de generación, (talud frontal de obra de toma, bocatoma No. 2, piso del canal de llamada, tubería de presión 2 y lumbreras de buses 1 y 2).

La falla del canal de llamada del vertedor que se encuentra en la margen izquierda y que quedó expuesta con la excavación a lo largo de 91 m de longitud, es una falla alabeada tanto en rumbo como en inclinación, y tiene tendencia a ser E-W con inclinación variable de 64° a 78° hacia el N; se le observó relleno arcilloso de 5 m de espesor y propició la formación de un bloque delgado de la elevación 260 a la 205; se le estima un salto de 15 m (Lámina 12).

La falla del Templete está en la margen izquierda y quedó descubierta con la limpieza de la cortina y con la excavación del vertedor en una longitud de 890 m y afecta al desplante del plinto, el talud derecho, el piso del canal de descarga y el talud izquierdo de la zona de descarga del vertedor; tiene un rumbo general E-W con inclinación de 64° a 78° al norte y manifiesta alteración hidrotermal a ambos lados de la roca encajonante; su plano se presenta relleno en zonas por un dique diafásico y en otras por arcilla de 10 a 15 cm de espesor, por lo que en el plinto se removió esta zona para realizar un tratamiento de concreto. En el piso del canal de descarga pone en contacto con las unidades Colorín y Aguamilpa, midiéndosele un desplazamiento de 10 m.

Falla Cajones.- Esta falla está en la margen izquierda aguas abajo del eje de la cortina y se identificó en una perforación en la etapa preconstructiva; afloró con las excavaciones de la construcción, encima del portal de salida del túnel a lo largo de 200 m de excavación del túnel 1 y provocó los derrumbes de la bóveda del túnel 1 y del portal de salida y parte del túnel 2. Su plano de falla está muy alabeado, tanto en rumbo como en inclinación que, en forma general, es E-W/34°-68°N y tiene un relleno de arcilla de 10 a 20 cm.

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

Falla geológica FR-4.- Esta estructura se localizó durante la etapa de construcción, se encuentra en la margen derecha y está expuesta superficialmente en 500m, desde el talud derecho de obra de toma hasta la subestación y a profundidad hasta la galería 4. Afecta el talud frontal de obra de toma, la bocatoma No. 2, la tubería de presión No. 3 y las lumbreras de buses 2 y 3. Su rumbo general es N80°E con inclinación de 50° a 60° al NW; en la superficie forma una franja de roca triturada con arcilla de 2 a 4 m de espesor, la cual se reduce a profundidad. Esta falla causó los mayores problemas de estabilidad en las obras de generación.

Falla geológica La Caminera.- Está en la margen derecha y es ramal de la FR-4, juntándose a profundidad hacia el E y W; se la encuentra expuesta desde el talud frontal de obra de toma hasta la plataforma de la subestación y antes de juntarse con la falla FR-4 se la corta en la galería No. 6; su comportamiento es alabeado, tanto en rumbo como inclinación que son E-W/65° al norte, con variaciones hasta de 35°.

b) Sistema de fallas Colorines

Estas seis fallas son también muy importantes en la zona y se identificaron en los trabajos geológicos previos a la construcción; cuatro están en la margen derecha (de la 1 a la 4), dos de las cuales afectan a la casa de máquinas y al túnel de desfogue de la obra de generación, y dos están en la margen izquierda, que afectan a las obras de excedencias y de desvío.

Falla Colorines 1.- Se localiza sobre el arrollo El Colorín y modifica su curso aproximadamente 600 m aguas arriba de su confluencia con el río Santiago; no afecta a las obras y tiene una orientación N50°E y echado de 50° al SE; forma un contacto por falla entre la Unidad Colorín y la Unidad Picachos a un mismo nivel topográfico y se le calculó un salto de aproximadamente 10 m en sentido vertical; formó además un cizallamiento y un relleno de material triturado de aspecto brechoide con espesor variable de 0.5 a 4 m.

Falla Colorines 2.- Está localizada en superficie a 100 m aproximadamente al sur de la 1 y corta normalmente el arroyo El Colorín, en donde se observa un escarpe de 4 m muy silicificado; esta alteración se manifiesta en varios segmentos a lo largo de una dirección N50°E/50°SE. Es importante mencionar que en la etapa preconstructiva, esta falla fue intersecada por el socavón 8-C con un plano relleno de arcilla hasta de 30 cm, lo que obligó a cambiar la ubicación original de la casa de máquinas. En la etapa de construcción esta falla quedó expuesta en el camino a la subestación.

Falla Colorines 3.- Se define por una asociación intensa de fracturamiento discontinuo de orientación N60°E y echado hacia el 70°SE y las fracturas más sobresalientes de este sistema alcanzan una longitud de 20 m. Hacia el extremo NE, los afloramientos son escasos y quedan cubiertos por talud, por lo que se infirió su traza en dirección de su rumbo. Hacia su extremo suroeste la morfología del terreno refleja una pequeña zona escarpada, la cual permite inferir su continuidad. Es importante mencionar que su porción SW de esta falla, en combinación con otra, provocó el derrumbe del camino del portal del túnel de desfogue.

Falla Colorines 4.- Localizada en el extremo sur del arrollo El Colorín, en su sector de dirección N-S, esta falla sigue una orientación N60°E/80°SE. En su extremo SW se ha labrado un arroyo poco socavado que forma paredes de 5 m de alto, en donde se observan pequeñas estrías que marcan la dirección de su movimiento; además, se aprecia una ligera modificación en la inclinación de los pseudoestratos de la Unidad Colorín. A lo largo de su

extensión (250 m aproximadamente) se observan zonas con material arcilloso, de color blanco que la rellenan. Morfológicamente, al igual que la falla Colorines 3, se define por un pequeño escarpe hacia su extremo SW, mientras que en la dirección NE se refleja el curso de un pequeño arrollo. Esta falla fue seguida a rumbo con la excavación del túnel de desfogue, lo que provocó la formación de zonas inestables en la bóveda.

Falla Colorines 5.- Se ubica en la margen izquierda, está expuesta desde el cauce del río hasta la parte sur del área del proyecto, cruza los túneles de desvío, el piso del canal de llamada y los taludes del canal de descarga del vertedor y tiene un rumbo N61°E con inclinación variable de 60° a 80° al SE. A lo largo de su traza forma una franja de roca alterada de 1 a 2 m, acompañada por una zona de arcilla de 30 a 40 cm. Pone en contacto a las unidades Colorín y Aguamilpa a un mismo nivel topográfico, por lo que se le ha calculado un salto de 65 m y una longitud aproximada de 1 km.

Falla Colorines 6.- En la margen izquierda es la última falla identificada de este sistema, es semiparalela a la 5 y tiene la misma longitud de afloramiento; afecta a los dos túneles de desvío, y al piso y taludes del canal de llamada, se presenta como un plano relleno de 10 a 20 cm de arcilla, tiene un rumbo N60°E con inclinación variable de 60° a 80° hacia el SE y se le midió un salto de 15 m, en una longitud de unos 600 m.

También fueron cartografiados otros sistemas de fallas de menor magnitud considerados como secundarios, de orientación sensiblemente N-S y E-W, y localizados entre las fallas Colorines 1 y 2.

IV.2.2.2 Fracturamiento

Los sistemas de fracturas presentes en la región, aunque muy definidos, no son muy persistentes y cambian de una zona a otra; sin embargo, mediante los análisis estereográficos de polos y la estadística de las fracturas levantadas en los socavones, se determinaron en ambas márgenes los siguientes:

En la margen izquierda existen dos concentraciones principales de fracturas (sistemas I y II) y dos secundarias (sistemas III y IV):

Sistema I	N68°E/75°SE
Sistema II	N62°W/70°SW
Sistema III	N32°E/76°SE
Sistema IV	N25°W/82°NE

El análisis mostró que la densidad de fracturas fue baja (7%).

En la margen derecha también existen dos sistemas principales:

Sistema I	N36°E/68°SE
Sistema II	N85°E/76°SE

Además existen dos sistemas secundarios:

Sistema III	N24°E/74°SE
Sistema IV	N38°W/75°NE

Las densidades del fracturamiento son muy reducidas (5%) a pesar de que se graficaron 365 polos y, además, se observó una gran dispersión en todo el estereograma, aunque menor que en la margen izquierda (Figura IV.6).

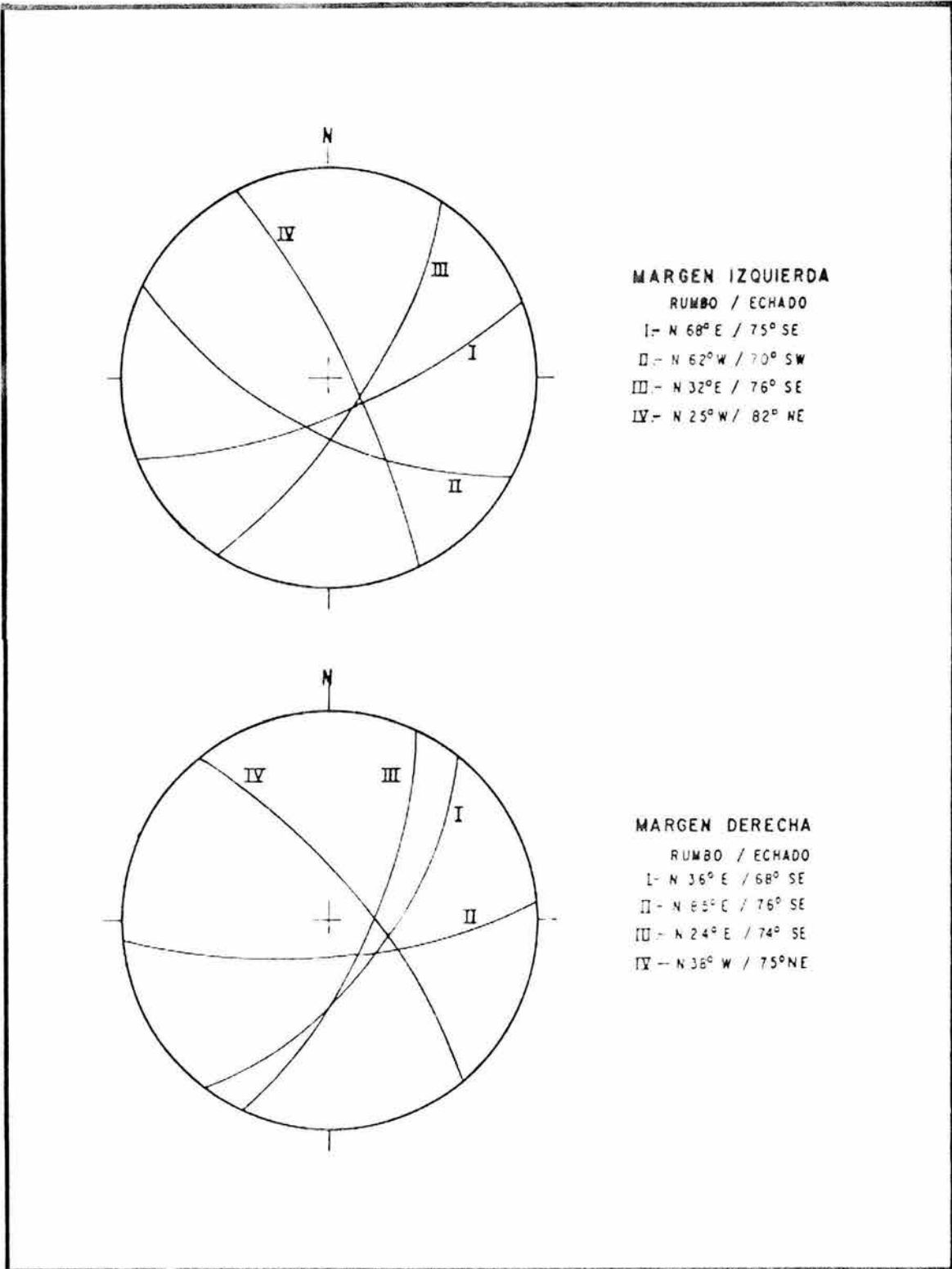


Figura IV.6 Estereogramas de los sistemas fracturados

IV.3 GEOLOGÍA APLICADA EN OBRA DE CONTENCIÓN

La construcción de la cortina de la Central Hidroeléctrica significó una acumulación de 12.7 millones de metros cúbicos de material, 6.64 de ellos de aluvi3n y el resto producto de las excavaciones, en una superficie de 20 hectáreas. Para su descripci3n se consider3 cortina, plinto y ataguías (Fotografía IV.4).



FOTOGRAFÍA IV.4. Cortina de Aguamilpa, mostrando el cambio de color de los dos materiales principales.

IV.3.1 Estudios previos

Los numerosos estudios geológicos, geofísicos y de perforaci3n previos a la construcci3n de la cortina (prefactibilidad y factibilidad), determinaron que el desplante de la cortina y las ataguías sería en roca de la Unidad Aguamilpa (Tua), con presencia de numerosos diques, casi perpendiculares al cauce, con sus contactos sellados y en el cauce la existencia de cuatro zonas de acumulaci3n de aluvi3n: una aguas abajo de la cortina con 29 m de espesor, otra de forma longitudinal, continua y paralela a margen derecha de 17 a 25 m, la tercera localizada aguas arriba del eje de la cortina con 20 m y la última menos potente con espesor mínimo de 1 a 10 m. Casi en el eje de la cortina aguas arriba, el espesor de acarreo detectado fue hasta de 20 m, disminuyendo hacia las márgenes del río; en la zona de la ataguía de aguas abajo el espesor de acarreo detectado fue de 28 m hacia la porci3n derecha del cauce, con posibles hoyos de unos 27 a 30 m de profundidad (reellenos de aluvi3n); el sondeo CBR-5 lo confirmó cortando un espesor de 25 m (Lámina 3).

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

En el eje de la cortina se realizaron 12 perforaciones con pruebas de permeabilidad, con las cuales se definió una zonificación de permeabilidad en ambas márgenes y en el cauce, destacando que la zona impermeable en la margen izquierda se iniciaba a partir de los 20 m de profundidad, excepto en sus partes baja y alta, que se profundizaban a 30 y 50 m respectivamente, mientras que en la margen derecha variaba de 38 m en la parte inferior hasta 30 m en la parte superior.

Destaca también el resultado obtenido bajo el cauce del río en donde la zona permeable se profundizaba a 90 m, debido a la influencia de intrusivos (diques) que atraviesan el cauce en esta zona.

En la etapa de preconstrucción, sobre la zona definida del plinto y tomando en cuenta la importancia del conocimiento de las características físicas del macizo rocoso, se realizaron estudios geofísicos de refracción sísmica y de resistividad, levantamientos geológicos de detalle posteriores a un despalme con tractor en ambas márgenes y seis perforaciones con pruebas de permeabilidad, dos en cada margen y dos en el cauce. Con los estudios geofísicos se determinaron tres zonas de velocidades de propagación característica y resistividades variables, que se consideraron para definir la profundidad de la cimentación del plinto.

La primera zona (A) reportó velocidades de propagación promedio de 600 m/s y resistividades variables, clasificándose como una roca de mala calidad, constituida por suelos, depósito de talud y roca muy fracturada y alterada, con espesor promedio de 4 m, excepto en la margen izquierda, entre las elevaciones 90 y 130, donde alcanzó hasta 12 m de espesor.

La segunda zona (B), con espesores de 4 a 18 m en la margen izquierda y de 6 a 20 m en la derecha, registró velocidades promedio de 2500 m/s, con intervalos característicos de resistividad predominantes de 300 a 400 ohm-m; esta zona se consideró de roca regular a buena calidad (zona descomprimida).

En la tercera zona (C) o más profunda se registraron velocidades promedio de 4000 m/s, caracterizada también por las altas resistividades (mayores de 400 ohm-m), que la hacen de buena calidad.

Los levantamientos geológicos previos permitieron identificar que en la margen izquierda afloraba únicamente la Unidad Aguamilpa, intrusionada por 11 diques de varias composiciones y afectada por tres sistemas de fracturas:

- I N50°E/77°SE*
- II N79°W/84°NE*
- III N14°W/76°NE*

En la margen derecha se determinó que la mayor parte del plinto estaría en la Unidad Aguamilpa, excepto la parte alta (a partir de la cota 190), en la que afloraría la Unidad Colorín, que se presentaba como una alternancia de horizontes tobáceos descomprimidos que variaban en calidad, permeabilidad e incremento del fracturamiento; además en esa zona los resultados de geofísica reportaron la profundización de la zona "B" hasta 20 m, con bajos resistivos. También se definieron cinco sistemas de discontinuidades:

<i>I</i>	<i>N38°E/70°SE</i>	<i>Fracturas</i>
<i>II</i>	<i>N12°E/76°SE</i>	<i>“</i>
<i>III</i>	<i>N35°W/75°NE</i>	<i>“</i>
<i>IV</i>	<i>E-W/75°N</i>	<i>“</i>
<i>V</i>	<i>N30°E/15°NW</i>	<i>Seudoestratificación</i>

Por último, las perforaciones en la margen izquierda del plinto, además de indicar la litología en el subsuelo, mostraron que los primeros 8 o 15 m superficiales eran de mala calidad, con un RQD < 50%; a partir de esa profundidad el RQD aumentaba hasta 70% (roca de regular calidad) y la zona impermeable a poco permeable se iniciaba a partir de los 30 m de profundidad.

Los barrenos del cauce en la zona del plinto permitieron determinar el espesor del aluvión, que en la margen izquierda tenía 8 m y en la derecha 15 m; bajo el aluvión el índice de calidad de la roca fue de regular a buena, con un RQD promedio del orden del 80%; la zona impermeable se detectó a partir de los 26 m de profundidad (en la roca) y a niveles superiores, los tramos poco permeables y permeables. Las permeabilidades en los respaldos de los diques mencionados en el tercer párrafo de este subtema son los barrenos que corresponden al eje geométrico de la cortina y no al plinto.

En la margen derecha los barrenos indicaron que el índice de calidad de la roca aumentaba a partir de los 10 m, con un RQD del 70% con tramos fracturados. También se detectó que la profundidad de la zona impermeable se encontraba a partir de los 32 m con algunas zonas permeables a profundidades menores.

IV.3.2 Geología del sitio de la cortina

Durante la limpieza para el desplante de la cortina en ambas márgenes, fue posible confirmar que esta obra quedó cimentada en su mayoría en rocas de la Unidad Aguamilpa (Tua), la cual es dura, compacta, de estructura masiva y textura picoclástica; se presenta comúnmente silicificada en grado variable y en menor proporción argilizada. Esta última alteración está restringida a zonas residuales o de intenso fracturamiento, y es principalmente de tipo hidrotermal.

Hacia la parte alta de la margen derecha (elevación 195) aflora el contacto geológico con la Unidad Colorín (Tuc), esta última de regular a mala calidad, cuya seudoestratificación intensa se prolonga hasta la elevación 235 (Lámina 4).

IV.3.2.1 Diques geológicos

Existen numerosos diques que quedaron cubiertos por el enrocamiento, uno de ellos monzonítico, de 5 m de espesor con rumbo N10°-38°W e inclinación de 72° a 80° al NE. El resto es de composición diabásica, de similar comportamiento en rumbo e inclinación, sólo que forma numerosas bifurcaciones a manera de ramales; su espesor en general es de 2 m, son de color verde oscuro a negro y de textura afanítica (Láminas 1, 3 y 4).

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

IV.3.2.2 Fallas geológicas

En la excavación y limpieza de toda la zona donde se desplantó la cortina se realizaron levantamientos geológicos de detalle, identificándose cinco fallas geológicas muy importantes por su continuidad, material de relleno, y su localización con respecto a la construcción de la obra, quedando ubicadas una en la margen izquierda y cuatro en la derecha. Estas fallas se describen en los sitios donde se identificaron.

IV.3.2.3 Sistemas de fracturas

En el sitio de la cortina los sistemas de fracturas identificados fueron los que se describieron en el inciso IV.2.2.2.

IV.3.3 Geología del plinto

Durante los trabajos de construcción, la limpieza efectuada a todo lo largo del plinto permitió hacer un levantamiento geológico detallado, con lo que se determinaron calidades de roca, zonas alteradas, sistemas de fracturamiento y si estas discontinuidades importantes requerían tratamiento especial, etc. Con lo anterior se especificaron las siguientes características geológicas (Lámina 5):

IV.3.3.1 Margen izquierda

a) Litología

La cimentación del plinto en esta margen fue en rocas de la Unidad Aguamilpa, de buena calidad, con algunas pequeñas zonas parcialmente alteradas, producto del intemperismo o la alteración hidrotermal; en general es masiva, compacta, con fragmentos líticos de tipo andesítico incluidos en una matriz vítrea. Llama la atención que en esta margen la roca excavada está intrusionada por nueve diques geológicos, ocho de los cuales son de composición diabásica, de forma alabeada, con una continuidad mayor de 100 m. de rumbo variable entre N30°E y N85°E con inclinación de 82°SE y uno monzonítico, orientado N48°W con inclinación de 78°NE, con arcilla entre sus planos (10 cm), por lo que fue necesario su tratamiento; también tiene forma irregular, con una continuidad mayor de 100 m; este dique se identificó en los túneles de desvío 1 y 2 y en ambas márgenes del río.

b) Sistemas de fracturamiento

Se realizó cartografía geológico-estructural en tres tramos del plinto determinados por los puntos de control topográfico del eje (P3-4, P4-5 y P5-6).

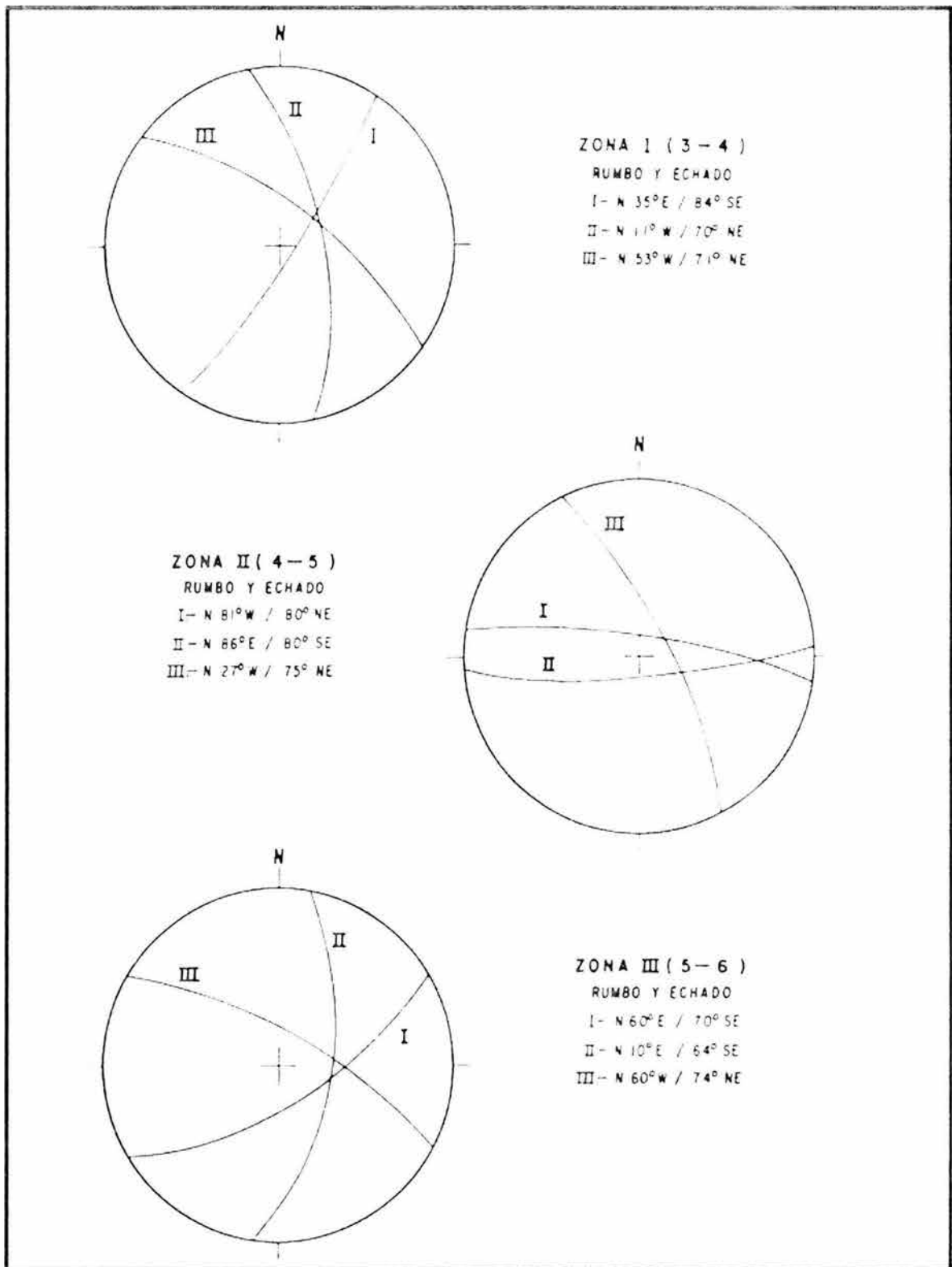


Figura IV.7 Sistemas de fracturas del plinto, margen izquierda

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

Las discontinuidades obtenidas en las tres zonas se analizaron en una red estereográfica que permitió aislar concentraciones de fracturas, con las siguientes orientaciones preferenciales:

ZONA I (3-4)	ZONA II (4-5)	ZONA III (5-6)
N35°E/84°SE	N81°W/80°NE	N60°E/70°SE
N11°W/70°NE	N86°E/80°SE	N10°E/64°SE
N53°W/71°NE	N27°W/75°NE	N60°W/74°NE

El primer sistema de las zonas I y III tiene una frecuencia de dos fracturas por metro, una continuidad mayor de 10 m y presenta poca arcilla; el segundo y tercer sistema de la zona I y el tercero de las zonas II y III, se manifiesta cerrado en su mayoría, con una continuidad mayor de 10 m y un espaciamiento o frecuencia de una fractura por metro. Por último, el segundo y tercer sistema de la zona II es continuo, alabeado, generalmente relleno de arcilla y muestra gran continuidad; en ellos, aunque menos numerosas, se agrupan las fallas y fracturas más continuas de esta margen (Figura IV.7).

c) Fracturas importantes

En el mapeo realizado se identificaron 22 fracturas importantes, así como la falla Templete con una ramificación, las cuales requirieron de tratamiento especial por tener un espesor de arcilla de 5 a 10 cm.

Estas discontinuidades tienen una tendencia casi E-W, rumbo que presentan las fracturas de mayor continuidad y mayor espesor de arcilla. Es importante mencionar que el 86% de estas fracturas tenían entre 70° y 85° de inclinación.

IV.3.3.2 Cauce

a) Litología

La limpieza del plinto en la zona del cauce fue importante, ya que después de haber removido un grueso depósito de aluvión (hasta la cota 50), se descubrió la Unidad Aguamilpa in situ, la cual se presenta inalterada, masiva, muy compacta y de muy buena calidad; esta roca únicamente está intrusionada por un delgado dique diafásico (0.50 cm) alabeado, de rumbo N50°W con 89°NE; sus contactos son sellados y de buena calidad, por lo que no requirió tratamiento alguno; por su espesor tan reducido no se pudo representar en las láminas 4 y 5.

También se pudo comprobar que el alineamiento del cañón de Aguamilpa no corresponde a una falla o estructura geológica regional, como se llagó a interpretar en sus fases iniciales (Fotografía IV.5).

b) Sistemas de fracturamiento

Se definieron dos sistemas de fracturamiento diagonales al río, en su mayoría cerrados y con ausencia de arcilla, el primero de rumbo N48°E con 74°SE y el segundo N64°W con 82° al NE; ambos sistemas están muy espaciados, lo que garantizó que el desplante de esta zona quedara en rocas selladas y compactas.



FOTOGRAFÍA IV.5. Limpieza del cauce en la zona del plinto. Nótese las características de la Unidad Aguamilpa y el fracturamiento continuo hacia ambas márgenes que muestra que el cauce del río no sigue una falla regional.

c) Fracturas importantes

Aguas abajo del plinto, hacia la margen izquierda, se identificaron seis fracturas importantes, continuas, con relleno arcilloso, orientadas con los sistemas de fracturas encontrados en el cauce: dos cruzaron el plinto en el centro del cauce (en esta zona cerradas) y las otras cuatro en la margen izquierda; a estas últimas se les dio tratamiento, ya que algunas presentaban filtraciones. De acuerdo a la geometría del fracturamiento, se definió que la mejor dirección de la perforación para la inyección de pantalla fue N5°W a 70° para intersectar el mayor número de discontinuidades.

IV.3.3.3 Margen derecha

a) Litología

En esta margen, como se previó, con la excavación y limpieza del plinto quedaron expuestas las unidades Aguamilpa y Colorín; la primera en mayor porcentaje desde el cauce hasta la elevación 195, es de excelente calidad, poco fracturada, masiva y muy compacta, en ocasiones con pequeñas zonas de roca alterada producto del hidrotermalismo. La Unidad Colorín aparece desde la elevación 195 hasta la 235 (puntos 11 y 12) y se caracteriza por su pseudoestratificación; se diferenciaron tres paquetes de roca en base al espesor de sus capas: uno superior, entre las cotas 210 y 228 (zona intemperizada) con pseudoestratificación media, de 0.50 a 1 m de espesor; otro intermedio, por debajo de la cota 210, con pseudoestratificación delgada, de 0.50 a 0.20 m y, por último, en la zona de

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

contacto con la Unidad Aguamilpa, se determinó una toba de grano fino a medio, en capas de 2 m de espesor, con estructura laminar y coloración rojiza, la cual sirvió de capa índice para evidenciar los desplazamientos de las fallas.

b) Fallas geológicas

A partir del punto 10 y hasta el punto 12 del plinto, se identificaron tres fallas paralelas de rumbo promedio N45°W con inclinaciones de 42° a 45°NE; la primera se refiere a la falla FM-2 y se localiza sobre el eje del plinto en los cadenamientos 0+455 y 0+486, es alabeada y su continuidad es mayor de 50 m; las otras dos fallas son las denominadas FM-1 y FM-3, localizadas a 18 m aguas abajo del plinto, ya que por su geometría afectan superficialmente la roca hasta 20 m, son alabeadas y forman una franja de roca triturada y con arcilla que llegó a alcanzar 6 m de espesor y son casi paralelas al eje del plinto en una longitud de 45 m.

c) Sistemas de fracturamiento

En esta margen, al igual que en la izquierda, se realizó el cartografiado geológico-estructural en los tramos definidos por los segmentos, entre los puntos de deflexión del plinto.

Las discontinuidades medidas en el campo (Tabla IV.2) se analizaron mediante estereogramas, resultando los siguientes sistemas de fracturamiento:

TRAMOS DEL PLINTO	SISTEMAS			
	I	II	III	IV
7-8	N34°E/70°SE	N58°W/56°NE	N60°E/66°SE	-
8-9	N52°E/64°SE	-	-	-
9-18	N56°E/60°SE	N83°E/74°SE	E-W/44°N	N26°W/64°NE
18-10	N24°E/60°SE	N68°W/75°NE	-	-
10-11	N10°E/70°SE	N78°E/75°NW	-	-
11-12	N52°E/64°SE	N13°E/66°SE	N70°W/66°NE	N16°E/24°NW*

TABLA IV.2 SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES DEFINIDOS EN LOS TRAMOS DEL PLINTO DE LA M.D.

* Seudoestratificación.

Al primer sistema se le midió una continuidad mayor de 10 m y una frecuencia de una fractura a cada 3 m, excepto entre los puntos 11-12, donde su frecuencia es de una por metro. Al segundo sistema se le observó relleno arcilloso y una frecuencia de una fractura cada 1 o 2 m. El tercer sistema tiene un espaciamento más amplio y muestra entre 5 y 10 cm de relleno arcilloso.

Llama la atención que en los dos tramos donde existieron cuatro sistemas de discontinuidades (entre los puntos 9-18 y 11-12) ocurrieron los mayores problemas en la inyección.

d) Fracturas importantes

En los tramos del plinto de la margen derecha se identificaron 58 fracturas con relleno arcilloso, cuyo espesor en su contenido de arcilla era mayor de 5 cm; estas discontinuidades se orientaron en tres sistemas definidos de la siguiente manera:

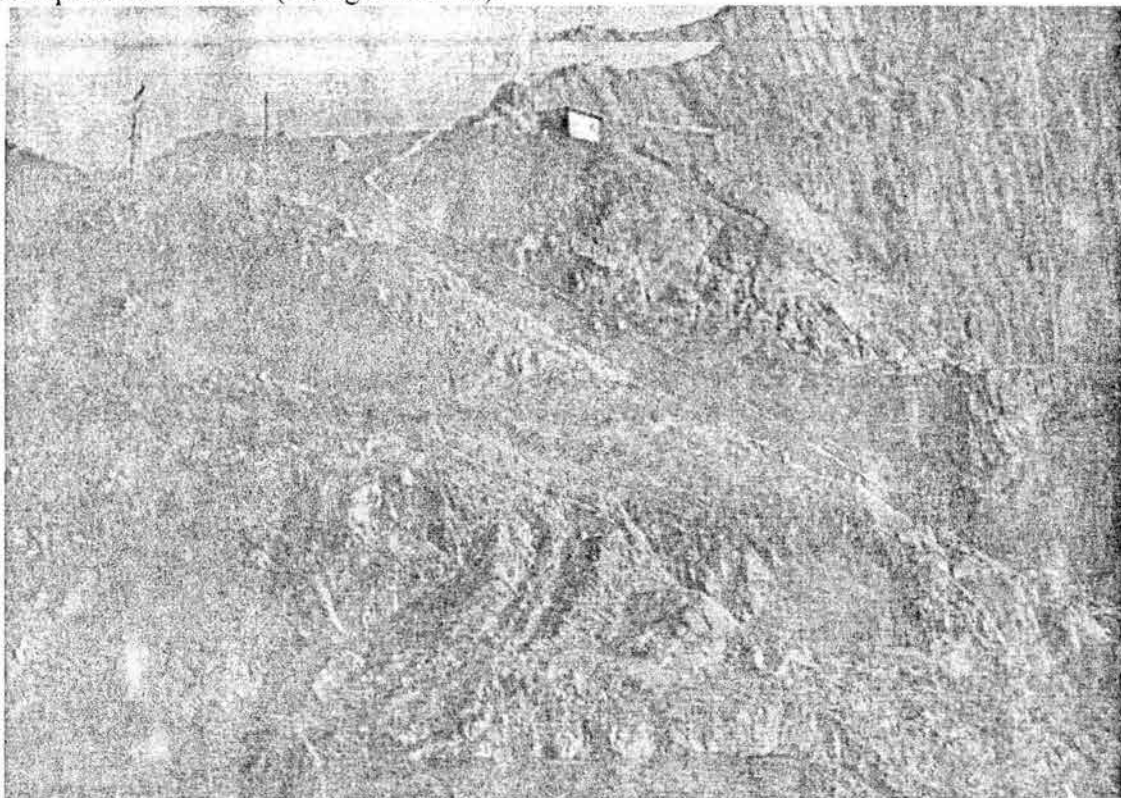
- I N10°E/70°SE
- II N35°E/65°SE
- III E-W/77°S

De estas fracturas el 40% tiene sus inclinaciones entre 60° y 69°; también es importante mencionar que el tercer sistema agrupa las fracturas más continuas y de mayor espesor de arcilla.

IV.3.3.4 Problemas geológicos del plinto

El desplante del plinto antes de iniciar la excavación se definió en base a estudios geológicos previos, entre ellos líneas de geofísica, líneas de geoelectrónica, despalme con tractor, perforaciones con recuperación de núcleo, pruebas de permeabilidad, pruebas de inyección, etc.; el análisis de resultados de esta información determinó que en todas las fracturas importantes con relleno arcilloso mayor a 0.05 m, los diques alterados y las zonas de falla, se tendría que limpiar o remover el material alterado hasta una profundidad de dos veces el espesor, para garantizar la impermeabilidad de esa zona.

Sin duda alguna, el problema más fuerte para la cimentación del plinto fue el ocurrido en la margen derecha entre los puntos 11 y 12, ya que se trata de un macizo rocoso muy fracturado y alterado hasta los 28 m de profundidad, el RQD es pésimo y la permeabilidad sobrepasó las 40 U.L. (Fotografía IV.6).



FOTOGRAFÍA IV.6. Parte Alta del plinto de la margen derecha en donde se puede apreciar la baja calidad de la roca en su parte terminal y, en la parte inferior, una de las entradas a la galería No. 6.

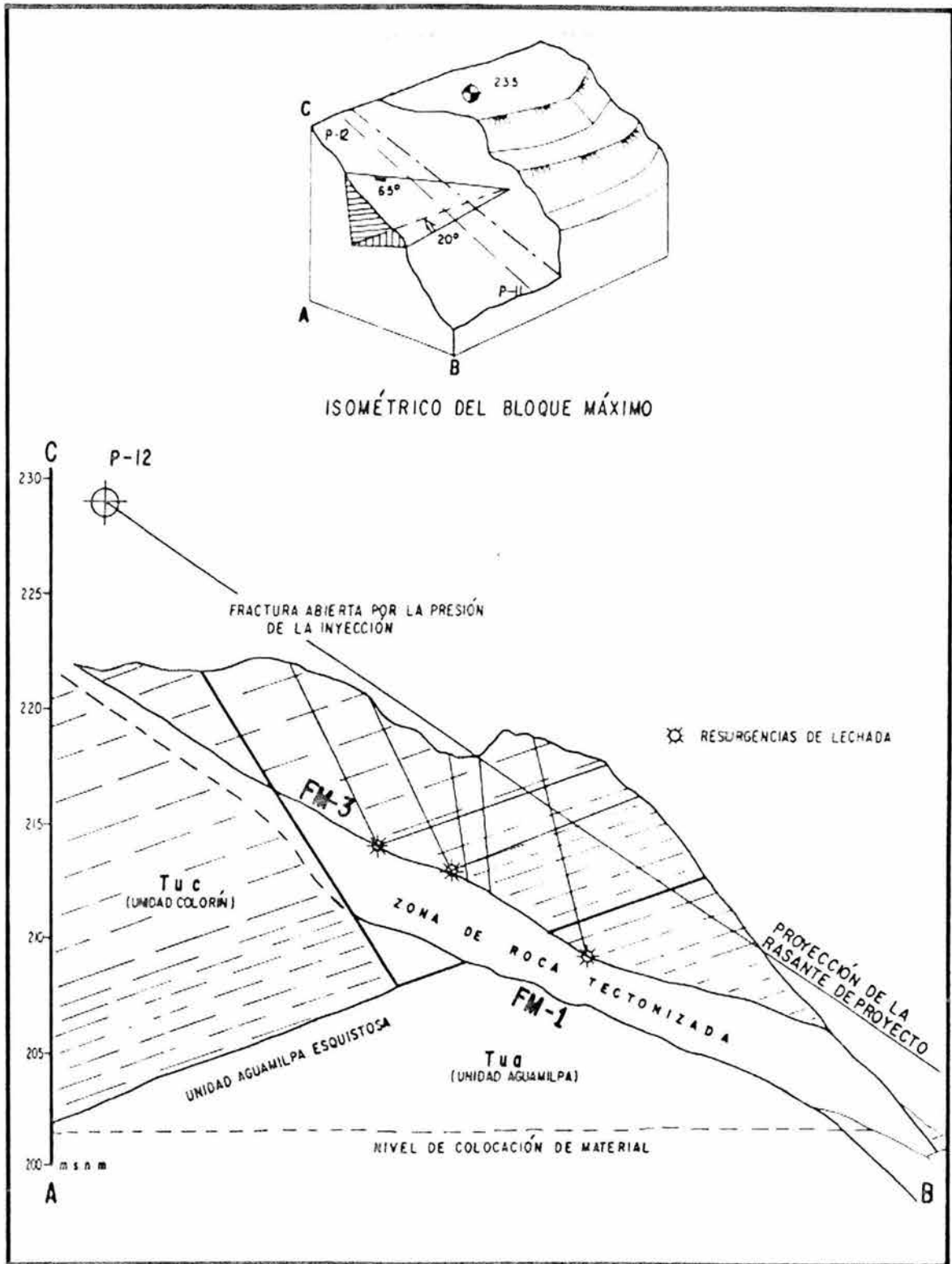


Figura IV.8 Geometría de los bloques en el plinto, puntos 11 y 12

Lo anterior provocó que las intersecciones de los sistemas de discontinuidades generasen la formación de bloques “tipo”, originados por la falla FM-2, la seudoestratificación y cualquiera de las fracturas persistentes del sistema Colorines (Figura IV.8); durante la inyección ocurrieron numerosas resurgencias y fracturamiento hidráulico por las presiones de inyectado, que obligaron a cambiar el diseño de la pantalla de inyección en esta zona.

IV.3.4 Canal fusible

Con el objeto de prevenir una posible avenida que rebasara la ataguía de aguas arriba durante su construcción, se construyó un canal fusible en la margen derecha a la cota 108 en la entrada, y a la 105 en la salida, con una longitud aproximada de 400 m y ancho en el piso de 15 m.

El proyecto original recomendaba los taludes izquierdos contruidos con mampostería; sin embargo, ICA presentó otro proyecto en el cual el canal queda empotrado en la roca de la ladera derecha de dicha ataguía, forma en que finalmente se construyó. Se excavó en rocas de la Unidad Aguamilpa de regular calidad, dura, compacta, con abundantes fracturas y superficialmente descomprimida. Esta roca está intrusionada por dos diques geológicos de composición diabásica con alteración superficial y que cruzan en forma diagonal al canal fusible.

Existen dos sistemas de fracturamiento casi perpendiculares entre sí; el primero y más denso, con tres fracturas por metro y con 0.5 cm de arcilla, tiene un rumbo de N57°E con 60° hacia el SE y el segundo, menos frecuente y menos denso, de una fractura por metro, orientado N25°W/70° al NE. Los dos cruzan diagonalmente el canal, el primero por sí solo formó zonas inestables en los taludes derechos y la intersección de los dos forma cuñas con salida hacia la excavación de los mismos taludes.

IV.4 Sistema de impermeabilización de la roca

IV.4.1 Introducción

Las presas de enrocamiento con cara de concreto requieren de un sistema de impermeabilización de su roca de cimentación bastante diferente al que otro tipo de presas necesita. Esto se debe básicamente a que la losa de cimentación o plinto de la cortina suele ser de un ancho limitado y éste se determina en función del gradiente hidráulico que la roca es capaz de soportar; por otra parte, la pantalla de impermeabilización profunda es una superficie alabeada que sigue la dirección de la intersección de la losa de concreto de la presa con el terreno. Para el diseño de este sistema se investigó el macizo rocoso en lo concerniente a su permeabilidad y así adaptar lo mejor posible los tratamientos de inyección a éste.

La presa de Aguamilpa es a la fecha la más alta en su tipo en construcción, con 186 m de altura, la roca bajo su tercio inferior no podrá ser reinyectada en caso necesario ya que no se contará con galerías de acceso a esta zona una vez puesta en operación, por lo que el tratamiento de impermeabilización de la roca deberá ser ejecutado desde la superficie antes del llenado y garantizar la impermeabilidad del terreno durante la vida útil de la obra.

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

IV.4.2 Topografía de la boquilla

En general la topografía en el sitio del proyecto se puede considerar poco abrupta. Ambas laderas presentan una pendiente de 30° aproximadamente formando una boquilla en “V” abierta, fotografía IV.7. El río fluye en dirección este-oeste, mientras que el eje de la cortina queda ligeramente esviado de la dirección norte-sur. El fondo del cauce del río está a la elevación 49 aproximadamente y la elevación de la corona estará a la elevación 235 msnm.



Fotografía IV.7 Panorámica de la boquilla vista desde aguas arriba. En primer plano se ve la ataguía de aguas arriba y en la margen izquierda los dos túneles de desvío.

IV.4.3 Geología general

La roca sobre la que se desplantará el plinto de la presa es una roca volcánica terciaria de composición riolítica-dacítica. Localmente y con fines de caracterización geotécnica se le ha subdividido en dos unidades: la más antigua llamada Unidad Aguamilpa, está formada por tobas o ignimbritas bien litificadas y masivas; sobre esta roca queda cimentado el 90 por ciento del plinto. Sobreyaciendo a ésta se encuentra la Unidad Colorines también formada por tobas o ignimbritas bien litificadas pero con una marcada pseudoestratificación; esta unidad se localiza en la parte alta de la ladera derecha. Ambas unidades están intersectadas por rocas intrusivas de tipo tabular (diques) de espesor y composición variable con dirección aproximadamente normal a la dirección del río, también éstas están afectadas por fallas y fracturas de origen tectónico de las cuales las más importantes por su dirección y características de permeabilidad son las que corren paralelas al río este-oeste.

La profundidad de alteración en la unidad Aguamilpa en promedio es de 6 m, siendo nula prácticamente en la zona baja del cauce y localmente se tienen zonas asociadas a depósitos de talud que alcanzan los 21 m de profundidad. En la Unidad Colorines la profundidad de alteración es mayor, aproximadamente 30 m.

La roca intacta es dura y no erosionable, con una resistencia a la compresión uniaxial promedio de 1800 kg/cm^2 y 1100 kg/cm^2 para las unidades Aguamilpa y Colorines, respectivamente.

Con frecuencia y asociada a diques de composición básica las fallas y fracturas se presentan con relleno de arcilla con espesor desde unos milímetros hasta 20 cm, fotografía IV.8. El espesor de aluvi6n en el cauce es de 14 m.



Fotografía IV.8 Relleno arcilloso de una fractura de 20 cm de espesor en la zona de la excavaci6n para desplante del plinto.

IV.4.4 Trabajos de investigaci6n en campo

Con base en el dise1o preliminar del plinto y su ubicaci6n en el terreno, se realizaron diversos estudios encaminados a caracterizar la roca sobre la cual se desplantaría éste, los cuales se citan a continuaci6n:

- a) levantamiento geol6gico de detalle en una franja de 30 a 50 m de ancho a todo lo largo del desplante del plinto, retirando previamente con tractor la capa superficial de suelo y roca alterada.
- b) Levantamiento de una secci6n geofisica a lo largo de la franja, mediante los m6todos sismico y el6ctrico.
- c) Exploraci6n del subsuelo mediante 8 sondeos con recuperaci6n de n6cleos NX a profundidades de 60 a 100 m, cuya localizaci6n y direcci6n tuvieron como base la informaci6n geol6gica de detalle obtenida en la franja.
- d) Pruebas de permeabilidad Lugeon en toda la longitud de los sondeos.
- e) Pruebas de inyecci6n utilizando mezclas estables en las dos laderas.

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

Los resultados obtenidos de estos trabajos de auscultación del terreno se van tratando en los siguientes incisos. La figura IV.9 es una sección desarrollada del plinto donde se muestran algunos de los trabajos realizados.

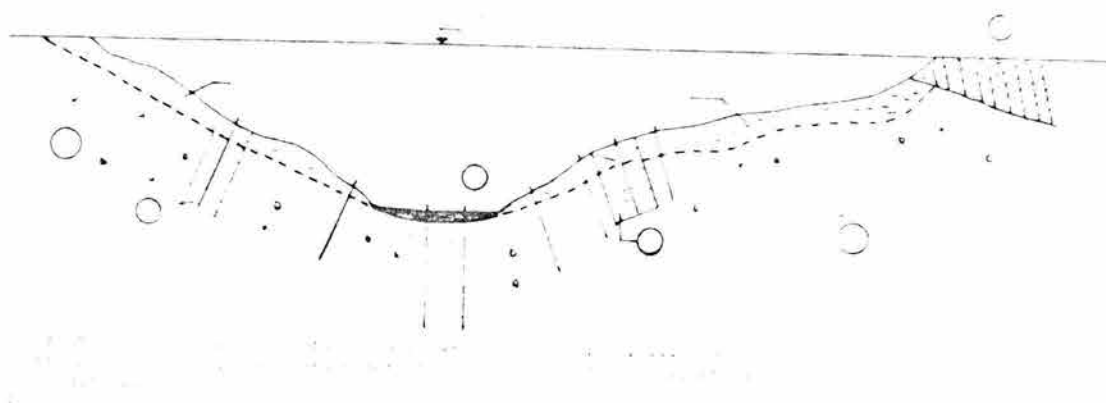


Figura IV.9 Sección desarrollada a lo largo del plinto mostrando las unidades litológicas y zonas de exploración y prueba

IV.4.5 Excavaciones para desplante del plinto

Los estudios de geofísica realizados a lo largo de la franja mostraron dos zonas de roca, A y B cuyo límite es una velocidad de 2000 m/s (onda compresional).

La zona A corresponde a la roca superficial más afectada por el intemperismo. La roca en la zona B corresponde a un material sano y fisurado que admite los tratamientos de inyección para mejorar su impermeabilidad. Se decidió que el plinto debería quedar desplantado siempre en roca de esta zona B, con el objeto de evitar deformaciones excesivas en la roca de cimentación por los esfuerzos a que estará sometida, así como de requerir menos tratamiento por no estar alterada.

En la tabla IV.3 se muestran los resultados obtenidos para definir las profundidades de excavación y alcanzar la zona de roca B, figura IV.10.

TABLA IV.3
PROFUNDIDAD DE LA ROCA DE LA ZONA A (<2000 m/s)

Margen derecha		Margen izquierda	
Elevación	Prof. media (m)	Elevación	Prof. media (m)
50-80	0	50-90	0
80-160	6	90-125	7
160-170	12	125-150	16 a 21
170-235	8	150-200	6
		200-235	8

En la margen derecha, donde el plinto se desplantará sobre la Unidad Colorines, la excavación no se efectuará hasta el nivel de la zona B aunque la roca presenta alteración del orden de 30 m; lo anterior se admitió considerando que es la parte superior de la presa, donde la carga hidráulica será del orden de 15 m, pero reforzando las tratamientos de inyección de esta zona.

La excavación para llegar al nivel de desplante se realiza con explosivos, controlando la carga máxima por tiempo que en este caso se especificó de 10 kg/tiempo, dejando un colchón de 20 cm de roca entre el fondo de las perforaciones y el nivel de desplante, estos últimos 20 cm se retiran con herramienta manual neumática. La fotografía IV.9 muestra una zona donde ya se ha efectuado la excavación para el desplante del plinto.

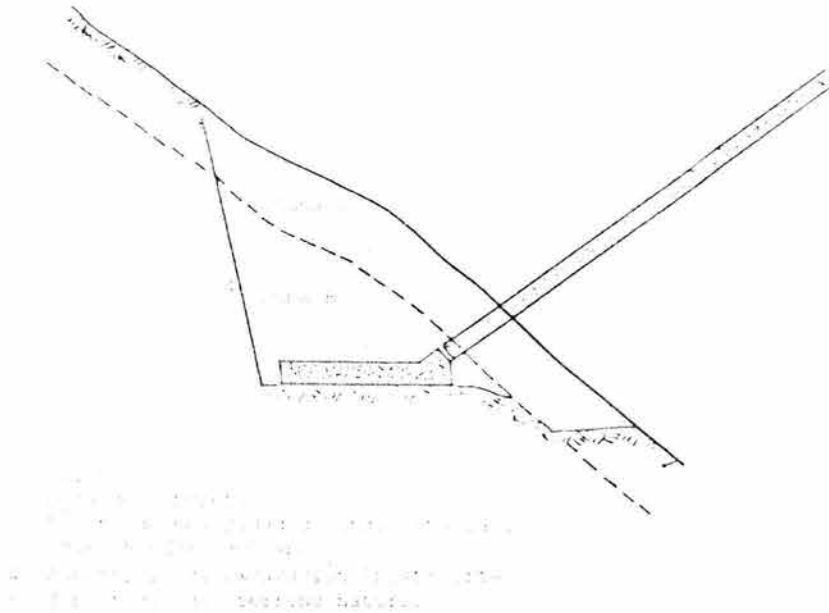


Figura IV.10 Excavación para desplante del plinto

IV.4.6 Ancho del plinto

Se ha establecido que el ancho del plinto guarde una relación directa con el gradiente hidráulico admisible por el terreno de cimentación, definiendo el gradiente hidráulico en este caso como la relación entre la carga hidráulica en m al nivel de la cimentación y el ancho del plinto.

En el caso de la Unidad Aguamilpa, la roca del fondo del cauce entre las elevaciones 50 y 80 se clasificó como roca sana, fisurada y comprimida, con rellenos de arcilla de espesor inferior a 5 mm; durante las pruebas de permeabilidad en ningún caso se observó que estas fisuras rellenas se “destaparán” aún a presiones superiores a 10 kg/cm^2 (presión máxima en la prueba Lugeon) por erosión del relleno, con base en lo anterior se le asignó un gradiente hidráulico admisible a la roca de 20.

Por arriba de la elevación 80 en ambas laderas, en donde el intemperismo ha actuado a mayor profundidad, la roca además de sana y fisurada en la zona B, se encuentra descomprimida, con base en los porcentajes de recuperación y resistividad eléctrica del terreno así como de la exploración directa, se han identificado fracturas con relleno arcilloso de origen hidrotermal asociadas en otros casos con rocas intrusivas, a esta roca se le asignó un gradiente admisible de 15.

Con base en los gradientes hidráulicos antes indicados, el ancho del plinto será de 9 m en la porción profunda del cauce y se reducirá gradualmente conforme se reduce la carga hidráulica en ambas laderas.

Aunque hasta ahora no se han detectado zonas geológicamente desfavorables que pudieran hacer reconsiderar los valores del gradiente hidráulico admisible asignados a la roca, se

tiene previsto, en caso necesario, aumentar el ancho del plinto pero haciendo esta prolongación hacia aguas abajo.



Fotografía IV.9 Excavación y armado del plinto en la margen derecha

IV.4.7 Tratamiento dental

Antes de colar el plinto, la superficie de la roca es lavada con agua y aire a presión retirando todo el material suelto y rellenos de arcilla localizados dentro de las fracturas identificadas previamente, la limpieza de las fracturas rellenas de arcilla se profundiza al menos 5 veces su ancho y posteriormente se rellena de mortero de cemento.

Aquellas fracturas que requieren de tratamiento de inyección especialmente dirigido son identificadas para que sean dejados tubos de PVC guías en el concreto del plinto y posteriormente inyectados.

IV.4.8 Inyección de consolidación

El tratamiento de inyección tiene por objeto impermeabilizar la roca bajo el plinto que es la zona donde se encuentra el mayor gradiente hidráulico, evitando el flujo de agua a través de las fisuras al máximo y reduciendo con ello la posibilidad de erosionar los rellenos de arcilla presentes en éstas. Además este tratamiento mejorará las características de deformabilidad del terreno, con lo cual las deformaciones en la roca se esperan sean mínimas.

IV.4.8.1.2 Etapas de inyección

Con base en los resultados de las pruebas de inyección, se determinó que la separación máxima entre los barrenos de inyección de consolidación debería ser de 3.0 m, así se determinó el siguiente esquema de etapas de inyección (de una misma fila de barrenos), ver figura IV.11.

1ª etapa = 6.0 m

2ª etapa = 3.0 m

3ª etapa = 1.5 m (opcional)

La tercera etapa será opcional y estará sujeta a los resultados de consumo obtenidos en las dos primeras tomando como base un valor de consumo de cemento por metro de barreno de 20 kg/m.

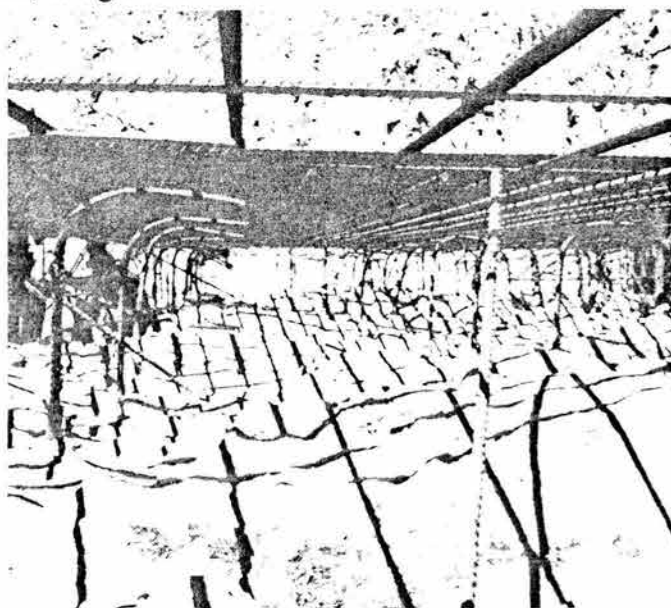
IV.4.8.1.3 Fases de inyección

La disposición de los barrenos de consolidación es en filas, las cuales son paralelas al eje del plinto. El número de filas depende del ancho del plinto en cada zona, ya que como se mencionó antes éste variará de 9 m en el fondo del cauce a 5 m en la parte superior de la cortina.

Se iniciará la inyección por las filas exteriores A y B y se terminará por la fila central denominada P, la cual además corresponde a la línea de barrenos de la pantalla profunda de impermeabilización.

IV.4.8.1.4 Anclaje del plinto

Con el objeto de poder aplicar las presiones de inyección de consolidación bajo el plinto sin causar daños a la roca de la cimentación así como evitar la posibilidad de levantamiento de la losa de concreto durante la inyección de contacto concreto-roca, se ancló el plinto a la roca mediante anclas de fricción de 1 ½" ϕ en patrón cuadrado de 2.5 m; la profundidad de anclaje es de 3.0 m, ligando el extremo exterior del ancla al armado de la losa por medio de un doblaje a escuadra, fotografía IV.10.



Fotografía IV.10 Armado del plinto y anclaje (barras con doblaje a 90°), para evitar la posibilidad de levantamiento de la losa durante la inyección de contacto concreto-roca.

IV.4.9 Pantalla de impermeabilización profunda

Los resultados de la prueba de permeabilidad Lugeon realizadas en los sondeos de exploración localizados en la zona de desplante así como de otros ubicados en las cercanías (tabla IV.5) mostraron en términos generales que en la zona B, cuya velocidad de onda compresional es mayor de 2000 m/s, se presenta una capa de roca de permeabilidad alta a media cuyo espesor en la zona baja del cauce es de 10 m y aumenta hacia las laderas hasta alcanzar los 25 m, La mayoría de las pruebas de permeabilidad que se realizaron en esta copa no tuvieron éxito, debido a que el agua flanqueaba el obturador aprovechando el alto fisuramiento del terreno. Por otra parte las pruebas de inyección con mezclas estables efectuadas en las márgenes mostraron que los consumos altos de cemento de más de 100 kg/m se tuvieron en esta capa, figura IV.12.

Por debajo de esta capa de permeabilidad media a alta de espesor máximo de 25 m (espesor medido a partir del desplante del plinto), las permeabilidades Lugeon son muy bajas y sólo existen zonas puntuales de permeabilidad media.

Tabla IV.5. Resultados de pruebas de permeabilidad (U.L.)

BARRENO	PROFUNDIDADES (m)									
	0-5*	5-10	10-15	15-20	20-25	25-30	30-35	35-40	40-45	>45
CBR-14 (C)	AL	AL	AL	R	12	8	1	1	0	0
CBR-15 (C)	AL	AL	AL	R	R	15	0	5	0	0
CD-59 (I)	R	R	R	1	0	1	0	13	0	0
CD-57 (I)	R	R	R	R	19	10	16	16	8	6 a 0
CD-22 (D)	R	0	0	R	10	R	R	0	0	0
CD-32 (D)	R	R	5	1	1	0	2	3	0	0
CD-34 (D)	R	R	6	15	20	5	0	6	13	0
CD-24 (D)	R	R	R	R	R	17	R	0	6	0

1) R=resurgencias, zona de alta permeabilidad

2) Entre 5 y 20 U.L., se consideró permeabilidad media

* Las profundidades están medidas a partir de la superficie del terreno natural

(C) = Cauce

(D) = margen derecha

(I) = margen izquierda

Para el diseño de la pantalla impermeable se observaron las siguientes directrices:

- Todo el tratamiento debería realizarse antes del llenado del embalse ya que no se tendrá acceso a zonas profundas una vez puesta en operación, para efectuar reinyecciones.
- La modulación de la densidad del tratamiento se sujetaría a los consumos obtenidos en las etapas previas, partiendo de un patrón sistemático inicial (el cual fue definido por medio de las pruebas de inyección del terreno).
- Sólo los casos geológicos significativos serán tratados en forma especial.

IV.4.9.1 Características de la pantalla profunda

La pantalla estará constituida por una sola línea de perforaciones dispuestas en un plano alabeado en posición vertical que seguirá la dirección del plinto; dentro del plano vertical los barrenos se han dispuesto en tal forma que quedaron dirigidos para cruzar las discontinuidades geológicas más significativas en lo que respecta a su orientación y

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

abundancia. En términos generales los barrenos localizados en las laderas tendrán una inclinación de 60° respecto a la horizontal y dirigidos hacia éstas, mientras que en el fondo del cauce las perforaciones serán verticales.

La profundidad de la pantalla se definió con base en los resultados de las pruebas de permeabilidad indicados en la tabla IV.5. Bajo el fondo del cauce tendrá 50 m de profundidad y hacia las laderas se reducirá gradualmente hasta los 40 m. Sin embargo debido a la existencia de zonas puntuales de permeabilidad media por debajo de los 50 m se explorará en forma adicional hasta una profundidad de 80 m, esto último se realizará utilizando las perforaciones de primera etapa de inyección de la pantalla localizadas a cada 24 m, figura IV.11.

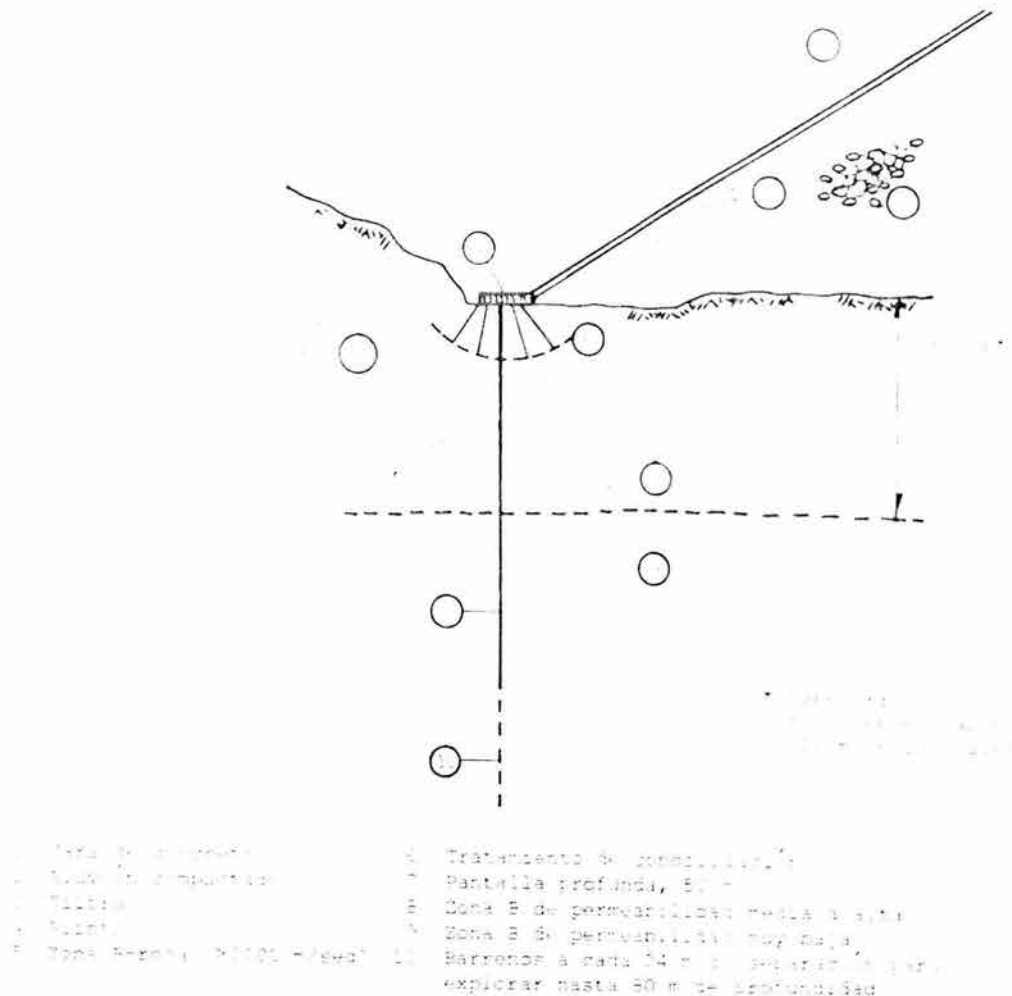


Figura IV.12 Disposición de los tratamientos de pantalla profunda y consolidación

IV.4.9.2 Procedimiento de inyección

IV.4.9.2.1 De un barreno

La inyección se realizará perforando la longitud total del barreno e inyectando entamos de 5.0 m en forma ascendente. Las presiones máximas de inyección se indican en la tabla IV.6.

TABLA IV.6
PRESIONES MÁXIMAS DE INYECCIÓN
DE LA PANTALLA PROFUNDA

Tramo	Presión máxima (kg/cm ²)
> 50 a 10 m	30
10 a 5 m	15
5 a 0 m	Similar al de consolidación

IV.4.9.2.2 Etapas de inyección

Como se mencionó antes, se iniciará de un patrón sistemático inicial, el cual se determinó con base en los resultados de las pruebas de inyección los cuales se sintetizan a continuación:

- distancia máxima entre barrenos: 3.0 m
- distancia mínima para que no exista comunicación del producto inyectado entre barrenos: 6.0 m

Las etapas de inyección serán entonces:

- 1ª etapa = 12.0 m
- 2ª etapa = 6.0 m
- 3ª etapa = 3.0 m
- 4ª etapa = 1.5 m opcional

La cuarta etapa de inyección será opcional y sujeta a los consumos de los barrenos de etapas previas considerando un valor límite de 20 kg/m.

IV.4.10 Procedimiento general y mezcla de inyección

Para la investigación de las características de inyectabilidad del macizo rocoso se realizaron tres pruebas de inyección en las cuales se trató de simular el proceso completo para la construcción de un tramo de pantalla y tratamiento de consolidación, con sus etapas características; los barrenos en todas las pruebas fueron llevados a una profundidad mínima de 60 m y dirigidos a cruzar las discontinuidades geológicas significativas; se hicieron pruebas de permeabilidad Lugeon antes y después del tratamiento. Las dos primeras pruebas de inyección se realizaron siguiendo la tecnología convencional de inyecciones utilizada por la Comisión Federal de Electricidad en sus presas durante los últimos 15 años y que consiste por una parte, usar tres o cuatro productos inyectables (lechadas y morteros estables) fabricados con agua-cemento y bentonita con diferente viscosidad e introducidos al terreno de menor a mayor viscosidad dependiendo del consumo de cada uno y por otra parte, prefijando presiones de rechazo las cuales deben ser alcanzadas siempre para dar por concluida la inyección de un tramo.

La tercera prueba de inyección se efectuó utilizando una tecnología de reciente aplicación (Lombardi, 1985), (Deere, 1985), que en términos generales consiste en utilizar sólo una mezcla de inyección estable, constituida por agua cemento y un aditivo fluidizante y la inyección se efectúa llevando un control muy detallado de la presión, volumen y gasto durante todo el proceso y prefijando una curva característica del terreno de presión-volumen para dar por concluida la inyección. En este caso, el objetivo de la prueba fue definir el valor de la constante PV característica del terreno y la mezcla óptima a utilizar en todo el proceso.

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

Del análisis de los resultados de la prueba de inyección se concluyó que el valor de la constante PV para la roca en la Unidad Aguamilpa debe ser de 2500 (kg/cm^2) (l/m), como se muestra en la figura IV.13. En la misma figura se observan dos límites, uno para la presión máxima de inyección el cual fue fijado en $30 \text{ kg}/\text{cm}^2$ y uno para el volumen máximo de inyección fijado en 500 l/m . Es importante mencionar que el valor de la constante PV es válido sólo para gastos o consumo de lechada nulos.

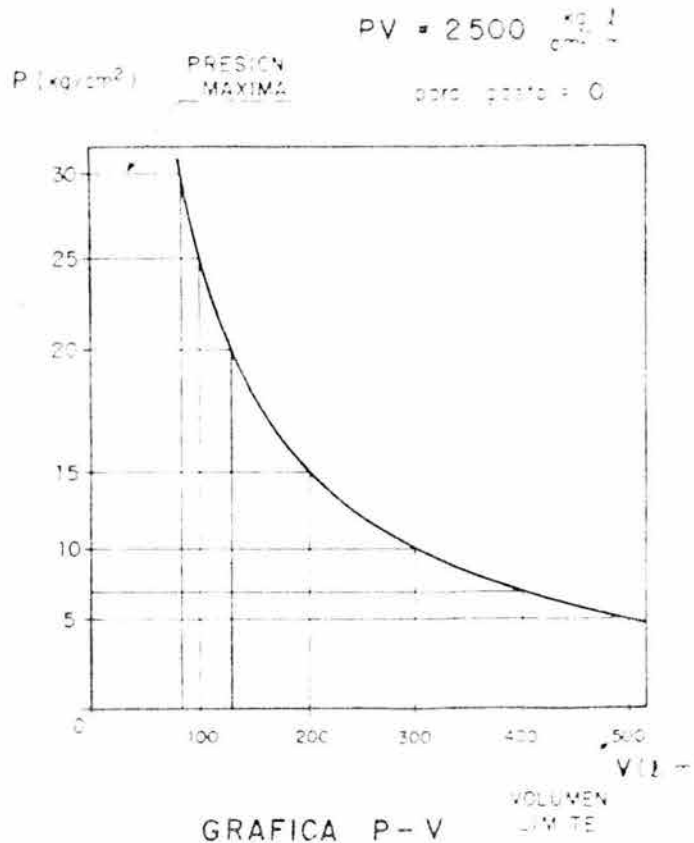


Figura IV.13 Gráfica P-V para control de inyección

IV.4.10.1 Saturación previa del terreno por inyectar

Antes de iniciar la inyección de la mezcla en un barreno, se saturará la roca inyectando agua a presión de $10 \text{ kg}/\text{cm}^2$ durante una hora o bien si no se alcanza la presión indicada se suspende cuando ya se han inyectado 600 l de agua por metro de barreno. La saturación sólo se llevará a cabo en el terreno localizado arriba del nivel freático. El objetivo es el de evitar que el terreno seco absorba agua de la mezcla inyectada, reduciendo su radio de penetración por disminución de su fluidez.

IV.4.10.2 Inyección

La presión de inyección de la mezcla se aplicará en incrementos de $5 \text{ kg}/\text{cm}^2$ cada 5 min. Conforme avanza la inyección se llevan dos gráficas de control para determinar en qué momento se suspende ésta:

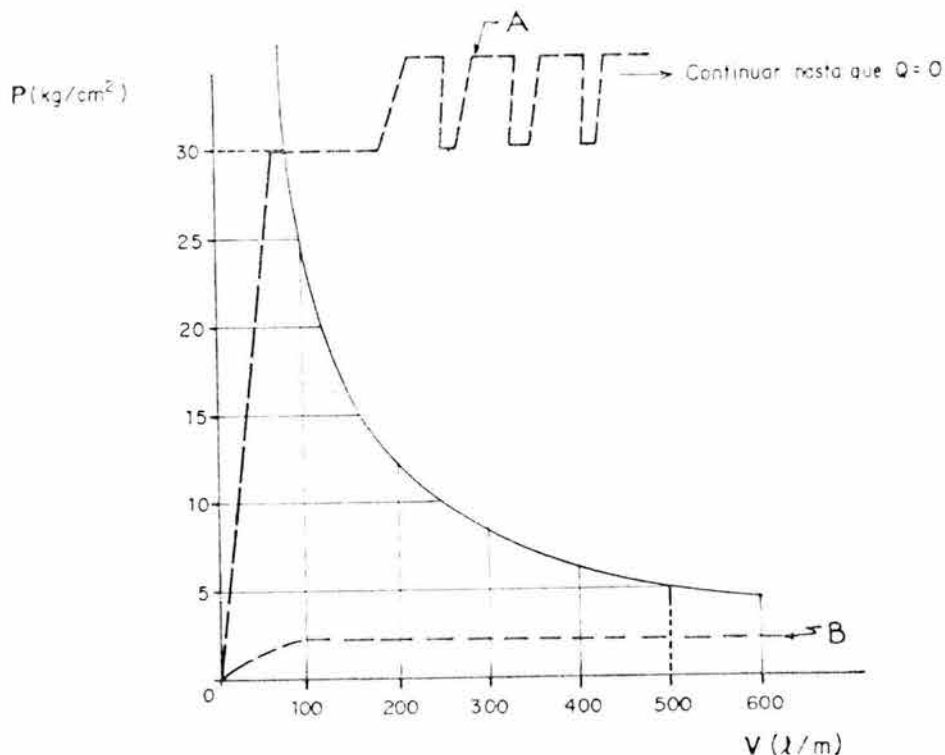
- Gráfica P-V (figura IV.13)
- y Gráfica Q-t (gasto-tiempo)

Existen tres posibles trayectorias de la curva de inyección en la gráfica P-V:

- cuando la presión se incrementa rápidamente alcanzando el valor máximo, en este caso establecido en 30 kg/cm^2 , la inyección se efectúa en forma convencional (hasta el rechazo), a gasto nulo, figura IV.14, curva A.
- cuando no se incrementa la presión de inyección, figura IV.14, curva B, por un alto consumo de lechada, se suspende al alcanzar un volumen máximo de 500 l.m. Se reinicia la inyección en el mismo tramo después de 4 o 6 h, tiempo en el que se le ha permitido fraguar a la mezcla.
- cuando la presión de inyección se incrementa paulatinamente conforme el terreno admite lechada, figura IV.15, la curva de inyección C intersecta la curva de control PV en el punto I, se debe verificar que el gasto sea nulo para dar por terminado el tramo; por lo contrario se continúa inyectando incrementando la presión para acelerar el proceso de inyección y reduciéndola al punto I para comprobar que el gasto sea nulo. La curva de control PV también puede ser intersectada bajando la presión, verificando siempre que el gasto sea nulo, por ejemplo en los puntos I' e I'' de la misma figura.

Este procedimiento tiene las siguientes ventajas:

- Se utiliza una sola mezcla y no se requiere bentonita, así como el equipo para hidratarla y almacenarla
- El tiempo efectivo de inyección es menor, comparado con el convencional de presión de rechazo.



$$P V = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \frac{\text{l}}{\text{m}}$$

Figura IV.14 Gráfica P-V mostrando las trayectorias de inyección de las curvas A y B descritas en el texto

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

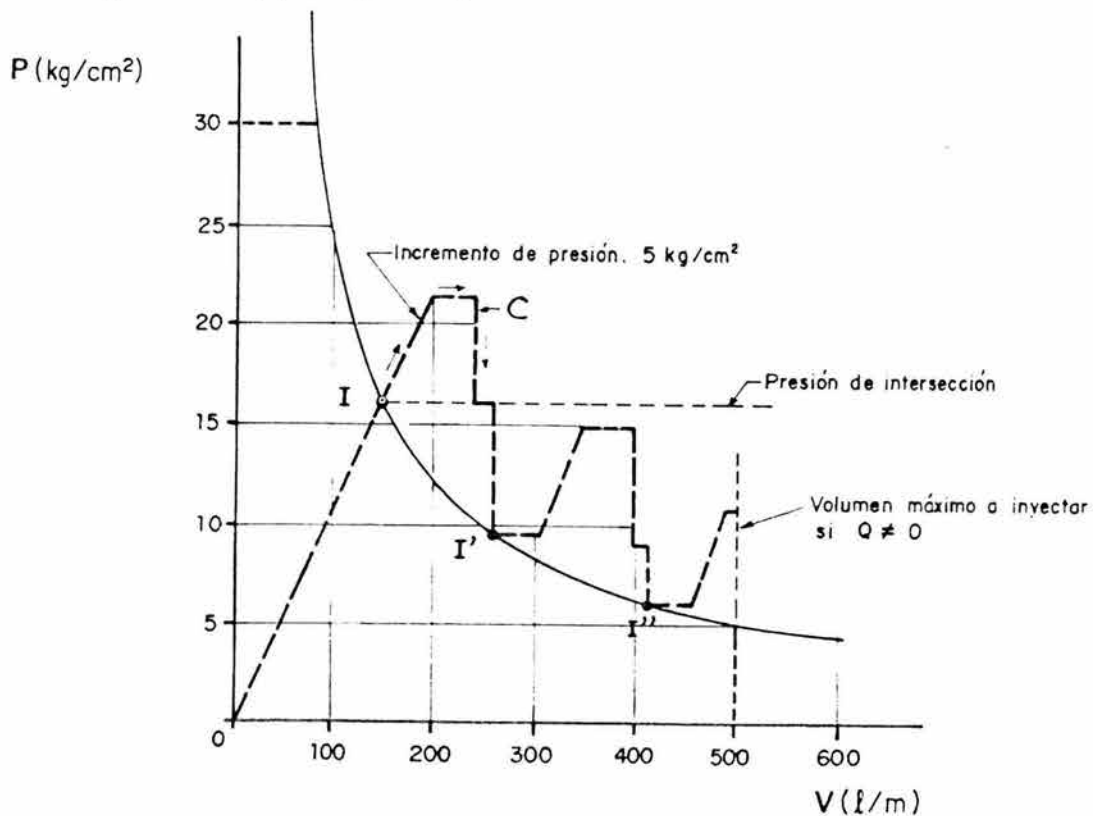
IV.4.10.3 Mezcla

Antes de iniciar la tercera prueba de inyección, se efectuó en el laboratorio de mezclas una investigación dirigida a seleccionar el equipo químico fluidizante que imprimiera a la mezcla las propiedades requeridas siguientes:

Fluidez en cono Marsh:	30 segundos
Decantación:	<5% en dos horas
Cohesión (con placa):	0.02 g/cm ²
Coefficiente de filtrado:	<0.07
Resistencia a la compresión:	>100 kg/cm ² (a 28 días)

La mezcla finalmente seleccionada se fabricó con cemento puzolánico en relación A/C (agua-cemento en peso) de 0.8 y con 1% de aditivo fluidizante (Sikament N) en peso de cemento. Las ventajas de la mezcla son:

- alta resistencia final contra deslave o erosión.
- muy buena fluidez, si se le compara con una mezcla de la misma relación estabilizada con bentonita.
- Baja cohesión, que mejora su penetrabilidad en el terreno con fisuras finas.



$$PV = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{\text{l}}{\text{m}}$$

Figura IV.15 Gráfica P-V mostrando la trayectoria de la curva de inyección C

Durante la tercera prueba de inyección se apreció la efectividad de la mezcla en cuanto a su poder de sellar zonas con mucho contraste de permeabilidad. En la tabla IV.7 se muestran los resultados de la prueba comparando el porcentaje de casos en que se registró un cierto consumo (kg de cemento/metro de barreno) y las distintas etapas de inyección usadas.

TABLA IV.7
RESULTADOS DE CONSUMOS DURANTE LA PRUEBA DE INYECCIÓN No. 3

Etapa	Separación (m)	Consumo (kg/m) % casos				
		0 - 25	25 - 50	50 -100	100-200	200-500
Primaria	20	60	0	9	24	0
Secundaria	10	81	6	13	0	0
Terciaria	5	67	4	4	12	12
Cuaternaria	2 y 3	98	0	0	0	2
Promedio		77	3	7	9	4

La efectividad de la mezcla para sellar zonas con diferente permeabilidad se hizo comparando los resultados de ensayos Lugeon hechos en la misma zona antes de iniciar la inyección de la etapa Primaria y después de finalizar la Cuaternaria:

Tramos de consumo bajo (14):

Consumo promedio:	9 kg/m
U. L. antes de inyectar:	0.4
U. L. después de inyectar:	0

Tramos de alto consumo (11):

Consumo medio:	160 kg/m
U. L. antes de inyectar:	20 o mayores
U. L. después de inyectar:	0.1

En ambos casos el resultado de impermeabilización fue muy bueno, en los tramos de consumo bajo se observa cómo se han reducido las permeabilidades, indicando que la mezcla penetró aún en las fisuras más finas.

IV.5 Estudios para la junta perimetral

IV.5.1 Comentarios sobre el diseño de la junta perimetral

Los detalles de la junta perimetral de algunas PCC se muestran en la figura IV.16. Es apreciable la diferencia entre el concepto australiano (Cehana) y el americano, el cual incluye en las presas más recientes una serie de líneas de defensa contra el flujo compuesta por un tapajuntas de cobre en la base, uno de PVC al centro de la cara de concreto y un mastique cubierto por una membrana plástica por aguas arriba. Es este el tipo de junta que más se emplea actualmente en el mundo pero ha habido en los últimos años una controversia sobre la utilidad o no de cada una de las líneas de defensa mencionadas. A continuación se reproducen algunos de estos comentarios en el orden cronológico en que fueron publicados.

En los comentarios de la 18ª Conferencia Terzaghi dictada en 1982 por J. B. Cooke "Avances en Presas de Enrocamiento", Sherard (1986) opinó que el diseño "justificado por los antecedentes" había evitado el desarrollo de las PCC en varias direcciones principales,

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

entre ellas la correspondiente a la junta perimetral. Decía Sherard: “El diseño actual de la junta perimetral con sus tres sellos independientes ... debe desecharse y ser cambiado por uno en el que se asegure la estanqueidad de la junta ante cualquier desplazamiento esperado entre la cara de concreto y el plinto y que además sea fácil de construir”.

Al cerrar la discusión sobre su conferencia Terzaghi, Cooke (1986) comentó que la adición del mastique cubierto con una membrana de PVC o caucho en la presa Foz do Areia había sido tan exitosa que se había incluido en otras presas subsecuentes. En esa misma comunicación Cooke menciona que, sin embargo, en frecuentes diseños se eliminaba el “incómodo” sello central de PVC.

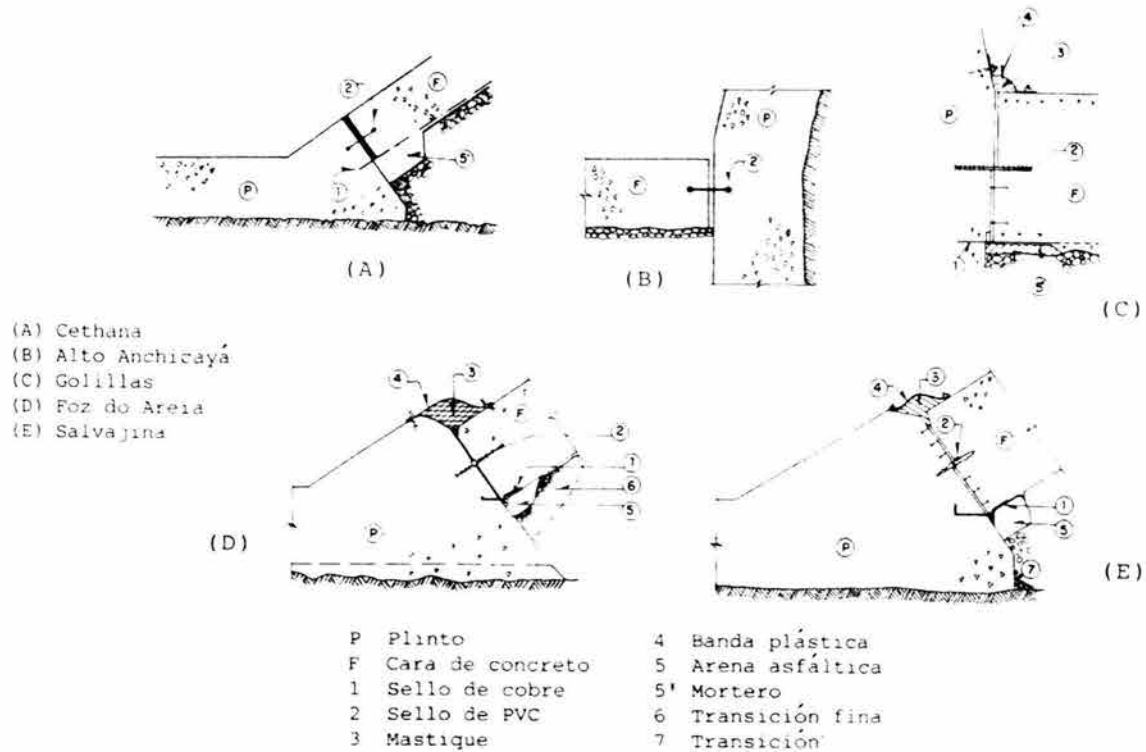


Figura IV.16 Esquemas de las juntas perimetrales de algunas PCC

Más tarde, Cooke y Sherard (1987) opinan que la junta con dos líneas de defensa es la adecuada, es decir, eliminando el sello central de PVC y manteniendo únicamente el mastique cubierto y el sello de cobre apoyado sobre una cama de arena asfáltica o mortero. De igual manera se expresa Schumann (1987).

En esa misma publicación, Casinder (1987) opina que los bajos gastos de filtración registrados en las presas Salvajina y Foz de Areia no pueden acreditarse del todo al sello de mastique, ya que en estas presas los movimientos de la junta perimetral fueron relativamente pequeños y probablemente los sellos de las juntas permanecieron intactos.

En referencia a la presa Gorillas, Amaya y Marulanda (1987) describen las condiciones en las que se encontró la cubierta de mastique después del vaciado del embalse en noviembre de 1982 por problemas de altas filtraciones ocurridas durante el primer llenado: a) tanto la cubierta de PVC como el mastique (Igas Gris NF) no estaban en contacto íntimo con la cara de concreto ni con el plinto, lo cual propició que el mastique se secase y que se mezclara con el agua y polvo; b) el Igas se encontró desparramado sobre la cara en muchos sitios, fuera del supuesto contenedor de PVC (cabe aclarar que en esta presa el estribo derecho es

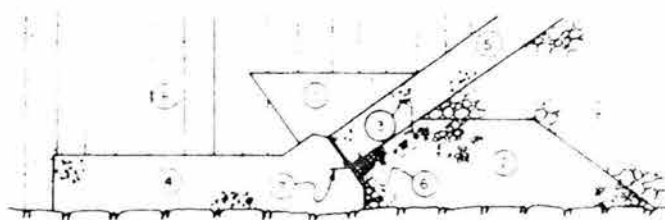
prácticamente vertical); y c) en algunos puntos se encontró el mastique cristalizado y la cubierta de PVC rasgada.

A favor de una junta con múltiples líneas de defensa se declaran Pinto et al (1987) aduciendo que en la presa Foz do Areia el costo de la junta, incluyendo la cama de arena asfáltica, fue de \$ 300 000 USD, y se preguntan ¿vale la pena buscar una reducción de 20% en el precio por el sólo hecho de simplificar la junta?

Un año más tarde, Pinto y Mori (1988) informan de las pruebas de laboratorio llevadas a cabo por ellos en Brasil para el estudio de los sellos de la junta perimetral. Las conclusiones derivadas de dicho estudio fueron las siguientes: a) el sello de PVC ensayado falló a presiones de 5 kg/cm² cuando al abertura de la junta era de más de 25 mm, en cambio resistió presiones de hasta 13 kg/cm² si la junta permanecía sin movimiento; b) en las pruebas en las que la junta se abría deliberadamente se observaron zonas de falla en el mastique presentándose incremento paulatino del gasto de filtración; c) en los ensayos no se empleó ninguna cubierta plástica sobre el mastique y se demostró que por sí solo este elemento es incapaz de sellar filtraciones pues su consistencia permite la aparición de cavidades y fracturas en él a través de los cuales el agua fluye sin que haya ningún indicio de autosello.

Estas pruebas dejaron en claro que es indispensable que la cubierta plástica sobre el mastique, figura IV.16, quede en perfecto contacto con el plinto y la cara a fin de que se distribuya eficazmente la presión de agua sobre el mastique.

A raíz de estos resultados y tomando en cuenta las exitosas reparaciones efectuadas en las juntas perimetrales de las presas New Exchequer, Alto Anchicayá, Gorillas y Shiroro cubriéndolas con materiales térreos no cohesivos, Pinto y Mori (1988) emplearon posteriormente arena fina (menor de 1 mm) para taponar las fugas de agua presentada a través del mastique en los ensayos mencionados líneas arriba y lograron reducir las filtraciones a la sexta parte. Esto llevó a los autores a proponer un nuevo concepto de junta perimetral, figura IV.17, en la cual se omite el sello de PVC y el mastique es sustituido por arena fina.



- 1 Arena fina
- 2 Filtro II-BB
- 3 II-BB con 5% de cemento
- 4 Plinto
- 5 Cara de concreto
- 6 Arena asfáltica
- 7 Sello de cobre
- 8 Relleno limoso
- 9 Material de transición

Figura IV.17 Nuevo concepto de junta perimetral

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

IV.5.2 Comportamiento de algunas PCC

Todas las cortinas de este tipo se ajustan sensiblemente a un mismo patrón de comportamiento. Al llenarse el embalse por primera vez el agua actúa sobre la cara de concreto y los esfuerzos significativos dentro del cuerpo de la presa se concentran en el respaldo de aguas arriba, figura IV.18, Haelas y Ramírez (1985), produciendo asentamientos, figura IV.19, Lagos marques et al (1985), que se traducen en movimientos membrana impermeable, figura IV.20, Pinto y Mori (1988). Este alabeo de la cara genera en ella tensiones y compresiones, como se aprecia en la figura IV.21, correspondiente al estado de esfuerzos dentro de la cara de concreto de la presa Foz do Areia al final del primer llenado, Lagos Marques et al (1985). Obsérvese que las zonas de tensión se concentran cerca de la junta perimetral y en la cresta y por lo tanto se reflejan en movimientos de dicha junta. Estos serán tanto mayores cuanto más grande sea la deformabilidad del material constitutivo del respaldo de aguas arriba.

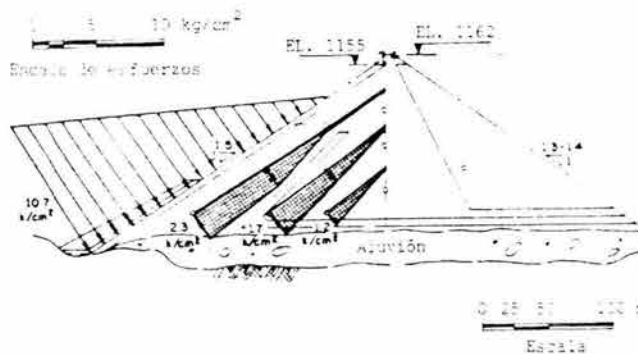


Figura IV.18 Distribución de esfuerzos en el respaldo anterior de la presa Salvajina después del primer llenado, Haelas y Ramírez (1985)



Figura IV.19 Asentamientos de la presa Foz do Areia después del primer llenado, Lagos Marques et al (1985)

Puede afirmarse que el asentamiento de una cortina de materiales térreos es inversamente proporcional al módulo de deformabilidad del material y directamente proporcional al cuadrado de la altura de la estructura, Marsal (1959). Charles y Penman (1988) han propuesto la siguiente expresión para el cálculo del desplazamiento vertical máximo al final de la construcción:

$$s_{\text{máx}} = 0.30(\gamma H^2 / D^*)$$

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

- $s_{m\acute{a}x}$ *asentamiento máximo*
 donde γ *peso volumétrico del material*
 H *altura de la presa*
 D^* *módulo de deformación equivalente, Charles (1990)*

Aplicando esta expresión a Aguamilpa (material grava-arena de la figura IV.22) se encuentra que $s_{m\acute{a}x} = 0.53$ m. Por otro lado, los estudios del comportamiento de la presa con elementos finitos tridimensionales, Romo y Covarrubias (1989), indican que el asentamiento máximo será $s_{m\acute{a}x} = 0.60$ m al término de la etapa constructiva.

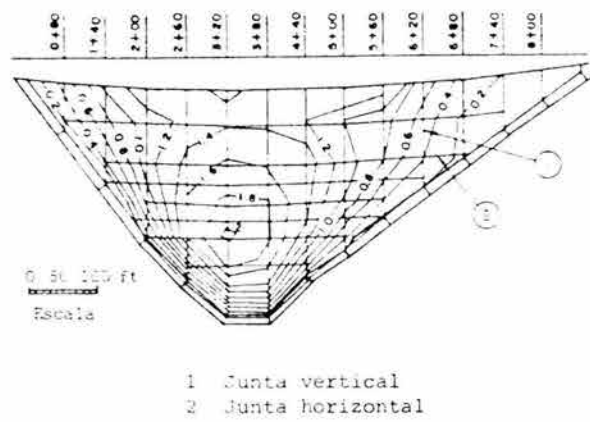


Figura IV.20 Desplazamientos normales de la cara de la presa Low Bear River construida antes del advenimiento de los rodillos compactados, Pinto y Mori (1988)

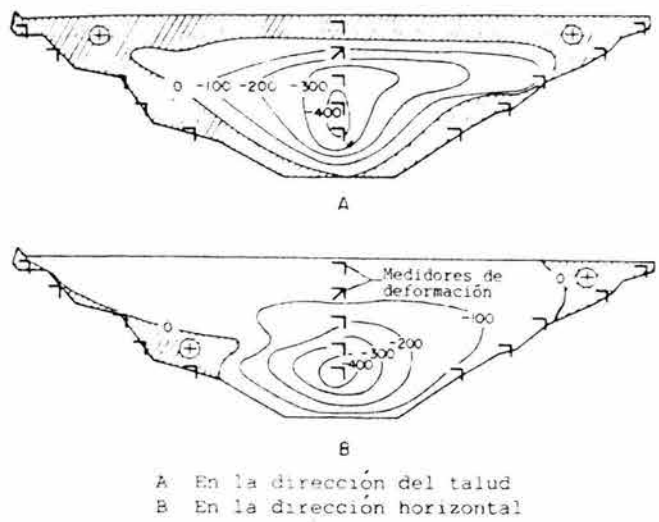
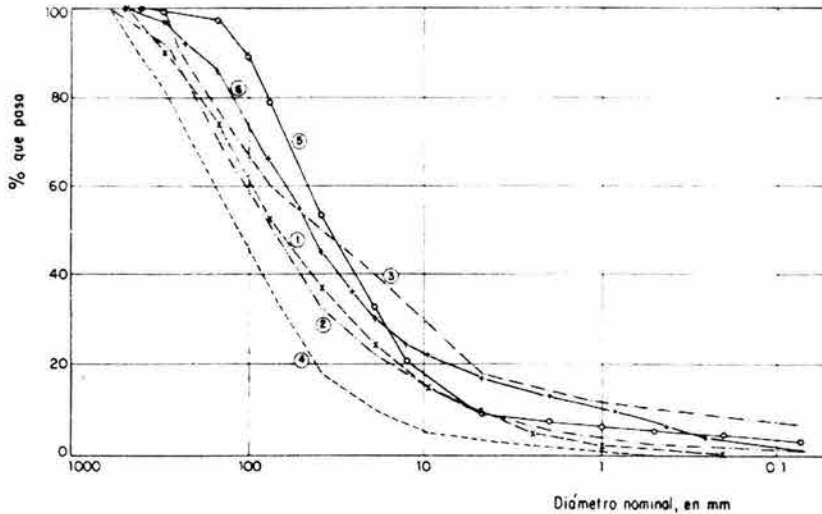


Figura IV.21 Esfuerzos internos en la cara de Foz do Areia después del primer llenado, Lagos Marques et al (1985)

En la figura IV.22 se muestran las granulometrías del material del respaldo anterior de algunas presas. En ella se indica tanto ciertas características básicas de los materiales como los movimientos registrados en su junta perimetral y los caudales de filtración medidos

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

durante el primer llenado. En la misma figura se incluyen los datos de Aguamilpa. Obsérvese que el material de esta última es el mejor graduado, se compacta en capas de espesor reducido, tiene una relación de vacíos muy baja y posee un alto módulo de deformabilidad, todo lo cual lleva a suponer que la cara de concreto sufrirá deformaciones entre moderadas y reducidas a pesar de ser tal alta la presa.

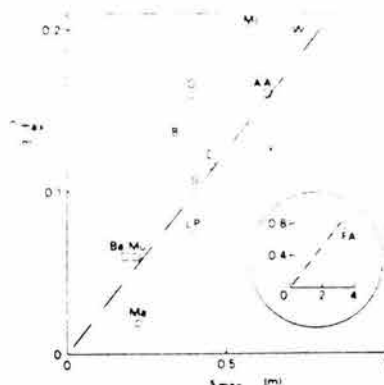


	Año ^a	Material ^b	γ_d ton/m ³	e	t m	H m	E* kg/cm ²	Δ mm	\square mm	τ mm	$Q_{\text{máx}}$ l/s
1	Cethana 1971	E-cuarcita	2.07	0.27	0.90	110	1850	--	12	8	35
2	Alto Anchicayá 1974	E-hornfels	2.28	0.30	0.60	140	1450	106	125	15	1800
3	Golillas 1978	G-A	2.25	0.18	0.60	125	2300	56	100	--	1080
4	Foz do Areia 1980	E-basalto	2.12	0.33	0.80	160	375	55	24	25	235
5	Salvajina 1984	G-A	2.24	0.25	0.60	148	3900	20	9	15	60
6	Aguamilpa --	G-A	2.20	0.19	0.60	185	2-4000	--	--	--	--

- a Año de terminación
- b Respaldo de aguas arriba
- γ_d Peso volumétrico
- e Relación de vacíos
- t Espesor de capa
- H Altura de la presa
- E* Módulo de deformación de construcción, promedio
- Δ Asentamiento de la junta perimetral
- \square Apertura de la junta perimetral
- τ Cizallamiento de la junta perimetral
- $Q_{\text{máx}}$ Caudal máximo de filtración después del primer llenado
- E Enrocamiento
- G-A Grava-arena

Figura IV.22 Características de los materiales del respaldo de aguas arriba de algunas PCC

Para evaluar la deformación de la cara conviene referirse al interesante dato estadístico que se muestra en la figura IV.23, Charles y Penman (1988), la cual relaciona el desplazamiento máximo normal al talud de aguas arriba después del primer llenado, $n_{\text{máx}}$, con el asentamiento máximo de la presa al final de la construcción, $s_{\text{máx}}$. En esta relación están incluidas tanto presas con cara de concreto como con cara bituminosa; en promedio $n_{\text{máx}} = 0.25 s_{\text{máx}}$. Aplicando esta relación al caso Aguamilpa se tiene que $n_{\text{máx}} = 0.15$ m. Sin embargo los análisis de Romo y Covarrubias (1989) señalan que $n_{\text{máx}}$ será del orden de 0.25 m. de cualquier modo, aunque la pantalla se asentara el doble, se prevé que no presentaría problemas, pues en Foz do Areia, construida con un material bastante deformable, figura IV.22, en un cañón de dimensiones semejantes al de Aguamilpa y con un área de talud mojado también similar al de Aguamilpa, se registró $n_{\text{máx}} = 0.73$ m y la presa se ha comportado satisfactoriamente.



- s_{max} Asentamiento máximo durante construcción
- n_{max} Deformación máxima de la cara, normal al talud, después del primer llenado
- o Cara de bitumen
- Cara de concreto
- (AA) Alto Anchicayá
- (Ba) Bastyan
- (Bi) Bigge
- (C) Cethana
- (FA) Foz do Areia
- (Ma) Marchlyn
- (G) Golillas
- (LP) Little Para
- (Mc) Mackintosh
- (Mu) Murchison
- (S) Salvajina
- (V) Venemo
- (W) Winscar

Figura IV.23 Relación estadística entre el desplazamiento normal de la cara y el asentamiento de construcción máximo, Charles y Penman (1988)

IV.5.3 Materiales detrás y por encima de la junta

Por debajo de y en contacto con la cara de concreto se coloca un material más fino que el del terraplén, usualmente llamado transición. Además la junta perimetral se apoya sobre una cama de arena asfáltica o de arena-cemento y en las presas más modernas esta cama queda embebida en un material aun más fino que el de transición, colocado sólo en una franja de espesor reducido en el contacto del talud de aguas arriba con las laderas, figura IV.16.

La cama ofrece una superficie bastante lisa para apoyo del sello de cobre y permite que éste se deforme sin romperse; además contribuye a interceptar el paso del agua en caso de que los tres sellos de aguas arriba (cobre, PVC y mastique) fallen. El material de transición fino que envuelve a dicha cama tiene por objeto crear una zona donde, en caso de que todas las líneas de defensa anteriores fallen, se produzca una pérdida de carga hidráulica importante en su interior y por consiguiente se minimicen las filtraciones hacia el cuerpo de la presa.

En la figura IV.24 se muestran los materiales de transición empleados en algunas presas así como el previsto para Aguamilpa (mat. 2) y el que se colocará envolviendo a la cama de arena asfáltica en esta presa (mat. 2F). Además se presenta la banda en la que debía quedar la granulometría de cualquier material de transición según Sherard (1985). Este autor afirma que cualquier suelo que cumple con esta especificación tiene una permeabilidad de 1×10^{-3} cm/s o menor y es poco susceptible a la segregación si se coloca bajo una

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

supervisión moderada y razonable. Obsérvese en la figura IV.24 que los materiales 2 y 2F de Aguamilpa quedan inscritos en la banda de Sherard, cumpliendo así con las tendencias modernas en la construcción de PCC.

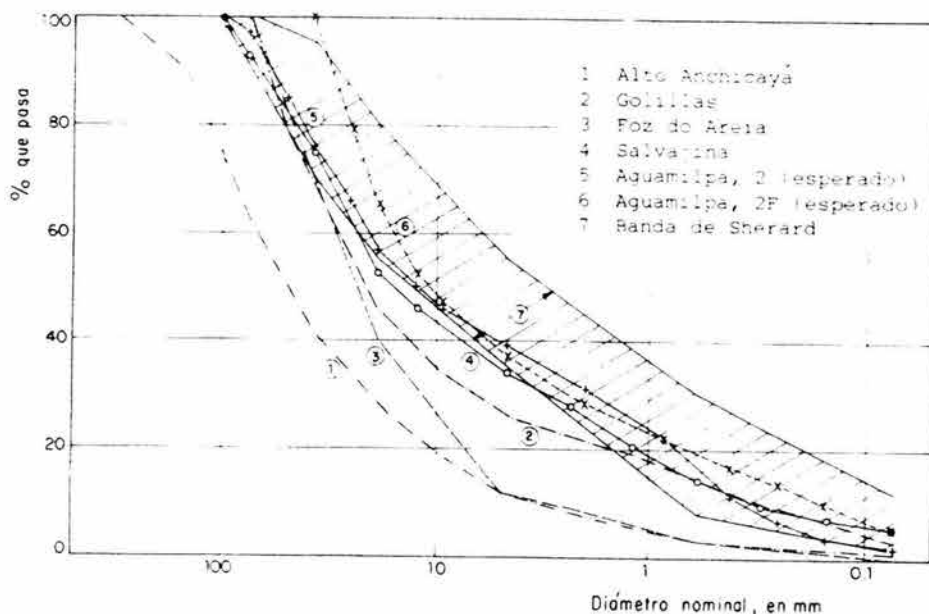


Figura IV.24 Materiales de transición de algunas PCC

Como se dijo antes, ante la evidencia de haber controlado filtraciones excesivas a través de la junta perimetral cubriéndola con suelos finos no cohesivos en presas como Alto Anchicayá, Golillas, etc., es práctica común ahora especificar la inclusión de un material arenoso sobre la junta en la parte baja de la presa, como se muestra en la figura IV.17. Aguamilpa no es la excepción, pero las pruebas a las que nos referiremos más adelante llevaron a proponer la colocación de ceniza volante en vez de arena.

IV.5.4 Material 2F de Aguamilpa

Ya se mencionó en la sección anterior que en Aguamilpa detrás de la arena asfáltica se colocará el material 2F, cuya granulometría promedio esperada se presenta en la figura IV.24. Sin embargo, la especificación para este suelo es más amplia y cubre la banda señalada en la figura IV.25; en ésta están marcadas las fronteras fina, 2F_F, y gruesa, 2F_G, de dicha banda, una curva intermedia, II, que contiene sólo 2% de finos, saliéndose de esta parte del límite inferior de la especificación, y las granulometrías de otros materiales a las que se hará referencia más adelante.

Una parte importante del programa de pruebas emprendido por CFE se concentró en el estudio de la junta perimetral sin inclusión de sellos de PVC ni de cobre ni la cama de arena asfáltica, como se detalla en la próxima sección. Para ello fue necesario analizar la estabilidad interna del material 2F y esto se hizo analizando los suelos 2F_F, 2F_G y II, este último similar al 2F medio esperado, figura IV.24, aunque con menos finos.

Para evaluar la autoestabilidad de un material, su granulometría puede dividirse en dos fracciones cualesquiera (una que contenga las partículas más grandes que D_x y la otra el resto del material) y comparar una contra la otra aplicando la conocida fórmula

$$I_R = \frac{(D_{15})_{\text{fracción gruesa}}}{(D_{85})_{\text{fracción fina}}} < Y$$

- donde D_{15} tamaño de partícula correspondiente a pasa 15%
 D_{85} tamaño de partícula correspondiente a pasa 85%
 Y valor que depende del criterio empleado, usualmente 5

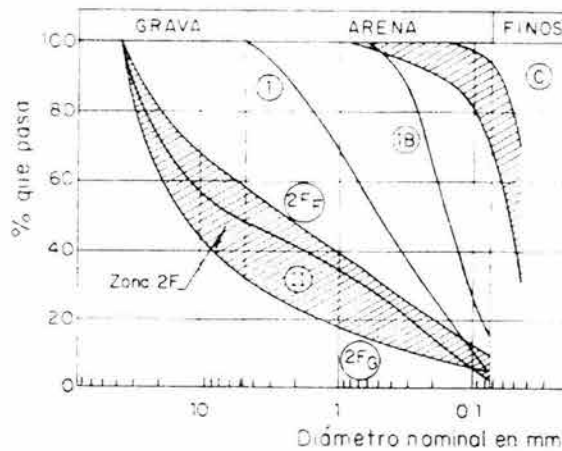


Figura IV.25 Especificación del material 2F y granulometrías de las arenas 1 y 1B y de la ceniza volante (C)

Haciendo varios cortes hipotéticos de una granulometría a diferentes D_x pueden determinarse tantos I_R como cortes se hagan y analizar la estabilidad interna del material.

En la figura IV.26 se presentan las curvas I_R vs. $X(\%)$ de los materiales $2F_G$, II y $2F_F$; $X(\%)$ es el porcentaje que pasa al dividir la curva granulométrica en dos fracciones, una con partículas mayores que D_x y al otra con el resto del material.

El diseño de filtros téreos ha sido objeto de muchas investigaciones en los últimos años y se ha comprobado el valor de 5 que sistemáticamente se le asigna a Y no siempre es adecuado, ya que depende de la granulometría del suelo fino. A continuación se presentan los criterios propuestos por Sherard y Dunnigan (1985):

Suelo tipo (fracción fina)	% Finos * (< malla 200)	Criterios de diseño recomendados (ya incluyen factores de seguridad)
1	85 a 100	$(D_{15})_G / (D_{85})_F$ 9
2	40 a 85	$(D_{15})_G$ 0.7 mm
3	0 a 15	$(D_{15})_G / (D_{85})_F$ 4
4	15 a 40	Intermedio entre los tipos 2 y 3

* Contenido de finos con respecto a lo que pasa la malla 4

Aplicando estos criterios a los materiales $2F_F$, $2F_G$ y II se encuentra que los tres son internamente inestables, ya que no pueden retener a las fracciones con partículas menores de 3 mm en promedio, especialmente el suelo $2F_G$, figura IV.26.

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

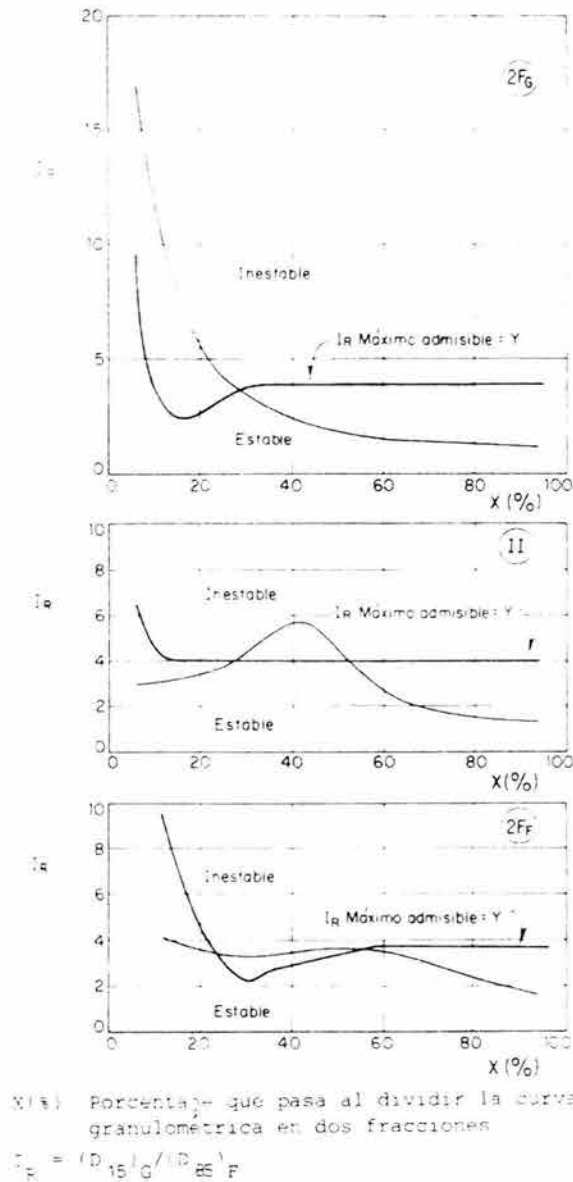


Figura IV.26 Análisis de estabilidad interna de los suelos $2F_F$, $2F_G$ y II de la figura IV.25

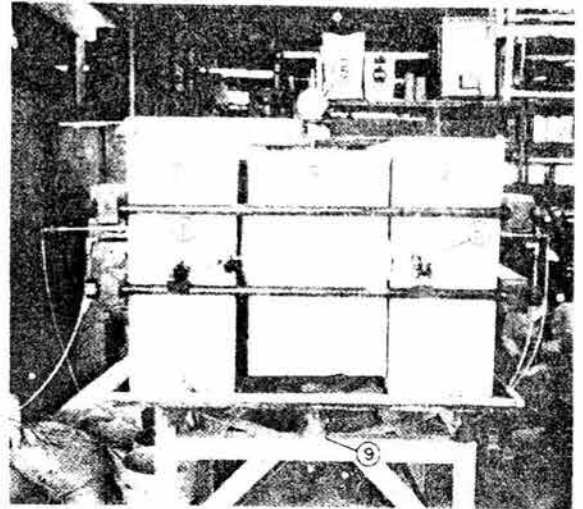
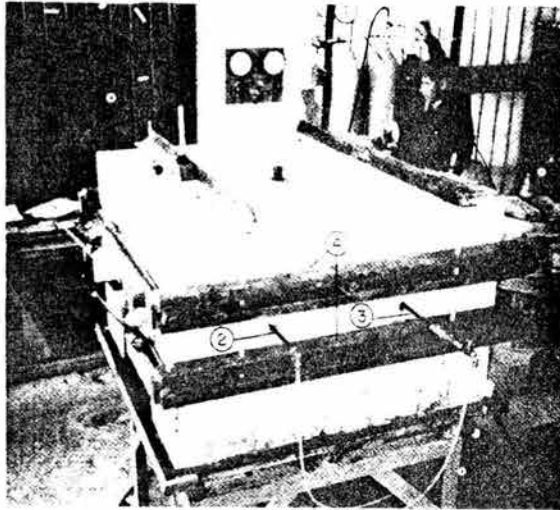
IV.5.5 Estudios para la junta perimetral de Aguamilpa

Estos se dividieron básicamente en dos líneas de acción: 1) estudio de las tapajuntas de cobre y de PVC sometiéndolos simultáneamente a presión hidráulica y deformaciones controladas; y 2) análisis del comportamiento de la junta cubierta solamente por un material fino no cohesivo, es decir, sin incluir sellos de PVC ni de cobre ni la aren asfáltica. En lo que sigue se detallan las pruebas de CFE y sus resultados.

IV.5.5.1 Sellos de cobre y de PVC – Resistencia y Deformabilidad

IV.5.5.1.1 Equipo de ensaye

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado



- 1 Tanques con agua presurizada
- 2 Línea de entrada de agua al sello derecho
- 3 Tapa
- 4 Máquina de vapor para calentar a las piezas de concreto saturadas
- 5 Medidores de flujo (caudalímetros)
- 6 Pieza fija izquierda
- 7 Pieza móvil
- 8 Pieza fija derecha
- 9 Sano hidráulico para aplicación de movimientos verticales

Figura IV.27 Detalle del equipo de ensayo de bandas de PVC y cobre

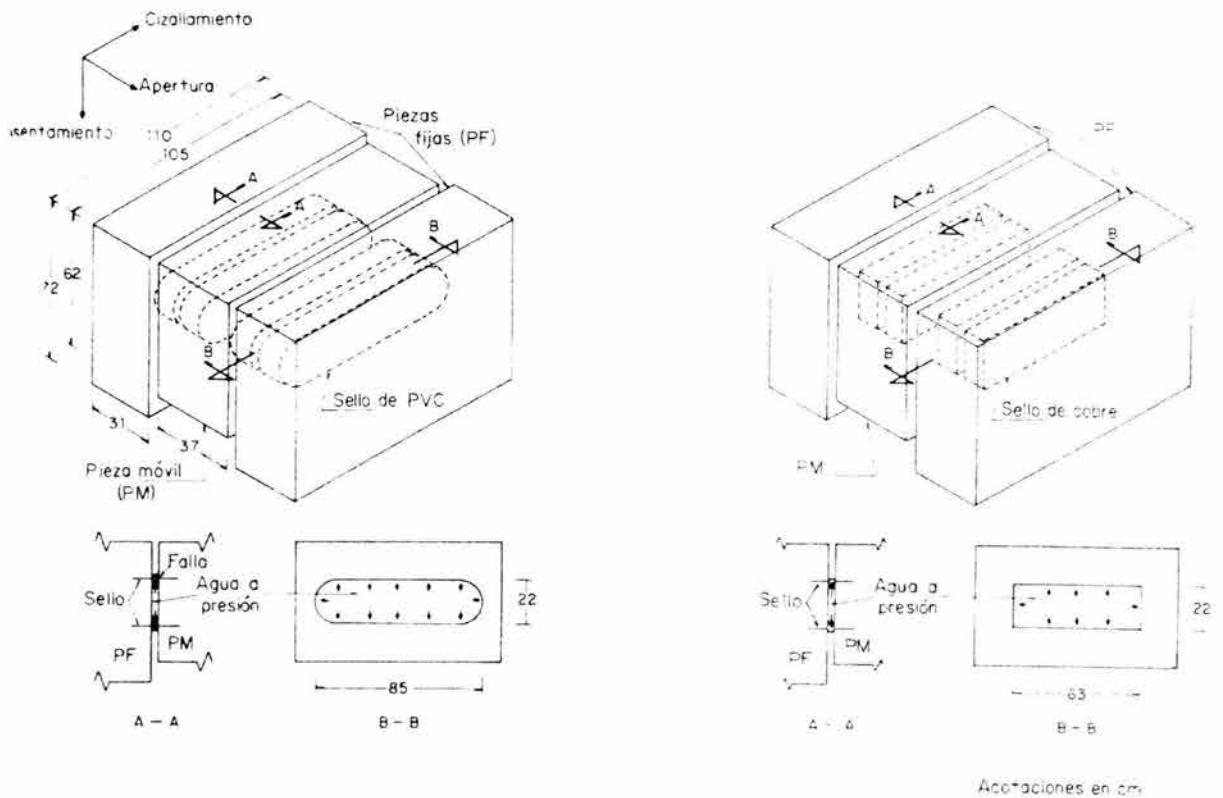


Figura IV.28 Esquema del equipo de ensayo de bandas de PVC y cobre

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

El equipo de ensaye, figura IV.27, consiste básicamente en tres piezas de concreto independientes, las dos laterales fijas y la central móvil, que se conectan entre sí mediante dos bandas de cobre o PVC, según sea el caso, figura IV.28.

A través de las piezas laterales se aplica agua a presión al interior de las dos cámaras limitadas cada una por las bandas, la cara interior de la pieza lateral y la cara exterior de la pieza central, figura IV.28. Mediante gatos hidráulicos puede desplazarse la pieza central hacia abajo y en el sentido longitudinal. El desplazamiento transversal se logra aplicando diferentes presiones hidráulicas en cada uno de los sellos.

Con este equipo se pueden reproducir las deformaciones de los sellos en la junta perimetral debidas a desplazamientos relativos entre la cara de concreto (pieza central) y el plinto (piezas laterales), figura IV.29. Los máximos desplazamientos que pueden lograrse con este equipo son iguales a los máximos medidos en Foz do Areia: asentamiento (Δ) 50 mm, corte o movimiento tangencial (τ) 25 mm y apertura (Ω) 25 mm; la presión hidráulica tope que se puede aplicar es de 25 kg/cm².

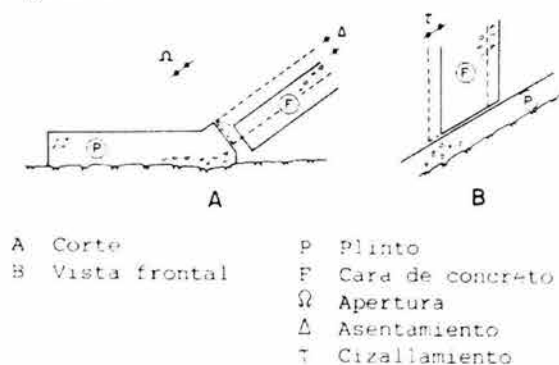


Figura IV.29 Componentes del movimiento de la junta perimetral

Debe hacerse notar que las piezas de concreto reforzadas empleadas en cada prueba se fabrican bajo un estricto control de calidad en lo que respecta a materiales y proceso constructivo, ya que las tres se ve sometidas a muy altos esfuerzos internos debidos a la presión hidráulica aplicada. El concreto usado alcanza una resistencia de 300 kg/cm² a tres días y las tres piezas tienen un armado muy cerrado, con estribos de 1/2" con una separación de 6 a 13 cm.

IV.5.5.1.2 Pruebas con sello de PVC

Todos los sellos de PVC ensayados eran del tipo mostrado en la figura IV.30; todos tenían 23 cm de ancho pero variaban tanto en espesor, t , como en el diámetro, ϕ , del bulbo central hueco.

Se hicieron cinco pruebas con sellos de PVC de 3, 5 y 12 mm de espesor. Cada sello se formó soldando con calor los extremos de un tramo de 2.4 m de longitud, figura IV.28a. Los resultados de los ensayes se presentan en la tabla IV.8. En las tres pruebas con sellos de 3 y mm, éstos fallaron a presiones hidráulicas de entre 10 y 11 kg/cm² con deformaciones de $\Delta = 30$ mm, $\tau = 20$ mm y $\Omega = 10$ mm. Las fallas siempre ocurrieron en el borde del bulbo donde el cambio de geometría es más marcado, como se señala en la figura IV.28a, y siempre se localizaron en los tramos rectos de los sellos y nunca en los tramos curvos.

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

Tabla IV.8 Pruebas con sellos de PVC – Condiciones de falla

Prueba No.	Dimensiones, en mm				σ_h en la falla, en kg/cm ²		Deformaciones del SI, en mm			Falla en	
	SI		SD		SI	SD	Δ	Ω	τ	SI	SD
	Φ	t	Φ	t							
1	18	3	36	5	10.0	7.0	15.6	7.5	8.2	X	
1*					0	11.0	No se midieron				X
2	18	3	36	5	0	10.0	No se midieron				X
3	36	5	36	5	10.0	10.0	25.0	2.0	19.5		X
3*					8.0	0	--	30.0	--	X	
4 ^a	38	12	38	12	16.2	10.7	41.6	13.4	24.2	X	
5 ^b	38	12	38	12	20.0	14.0	34.1	13.8	13.5	Ninguno	
5*					0	20.0	--	-20	--	Ninguno	

SI sello izquierdo

SD sello derecho

σ_h presión hidráulica interna

Δ asentamiento

Ω apertura

τ corte

Φ diámetro del tubo

t espesor del sello

* se prueba el segundo sello después de la falla del primero

a banda nacional fabricada sobre pedido – primera muestra

b banda norteamericana Vynilex, igual a la colocada en Salvajina

Tabla IV.9 Pruebas con sellos de cobre – Condiciones de falla

Prueba No.	t mm	Presión hidráulica, En kg/cm ²		Deformaciones del SI, en mm			Tipo de falla
		SI	SD	Asentamiento	Apertura	Tangencial	
1	1.3	11.8	11.8	5.0	-2.7	-0.9	TPC
2	0.9	16.0	16.0	0	2.2	2.0	TPC
2	0.9	11.3	11.3	19.7	-5.2	3.7	W
3	0.4	15.0	15.0	-0.1	-2.6	0.7	Ninguna
3	0.4	14.0	11.0	20.2	23.2	19.1	Adh

SI sello izquierdo

SD sello derecho

t espesor de ambos sellos

TPC fallan a tensión las piezas de concreto

W falla de soldadura después de haber sellado las fisuras del concreto con ceniza volante

Adh falta de adherencia concreto-cobre

La banda nacional de 12 mm de espesor resistió bastante más que las delgadas, rompiéndose a los 16 kg/cm² de presión hidráulica, tabla IV.8. Es necesario hacer notar que este sello fue fabricado expresamente para ser probado, ya que en México no se producen sellos de este espesor, por lo tanto la muestra ensayada no es representativa de un producto industrial de calidad comprobada. En cambio, la banda norteamericana Vynilex, colocada en la presa Salvajina, resiste sin romperse 20 kg/cm² con deformaciones comparables a las máximas registradas en presas altas, tabla IV.8.

En Aguamilpa la máxima carga hidráulica será del orden de 18 kg/cm² con el embalse en el nivel máximo extraordinario y será por lo tanto esta banda la que se coloque en las juntas.

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

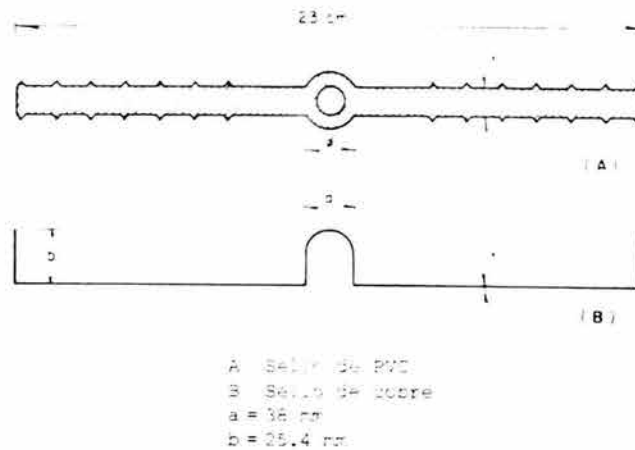


Figura IV.30 Geometría de los sellos de PVC y cobre probados

IV.5.5.1.3 Pruebas con sellos de cobre

Todos los sellos ensayados tenían la geometría mostrada en la figura IV.30, muy similar a la del tapajuntas de cobre que se colocará en la base de la junta perimetral, pero variaban de espesor. Cada uno de los sellos de cobre se formó uniendo con soldadura de plata al 30 % cuatro tramos rectos, dos de 63 cm de longitud y dos de 22 cm, figura IV.28b. Aunque en Aguamilpa el sello será de 1 mm de espesor, se hicieron pruebas con láminas de 0.4, 0.9 y 1.3 mm; un resumen de los resultados se muestra en la tabla IV.9.

En el caso de las bandas de 1.3 mm no se pudieron lograr deformaciones significativas debido a la gran rigidez de los sellos; además en esta prueba se tuvieron fallas en las piezas de concreto, lo cual impidió aplicar presiones hidráulicas más altas.

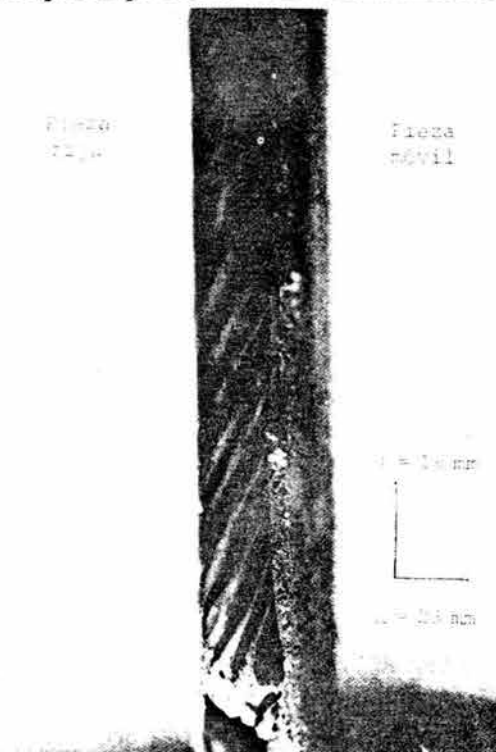


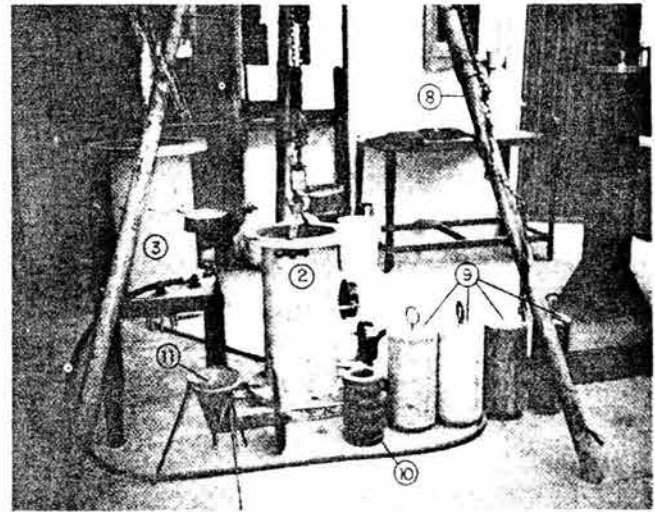
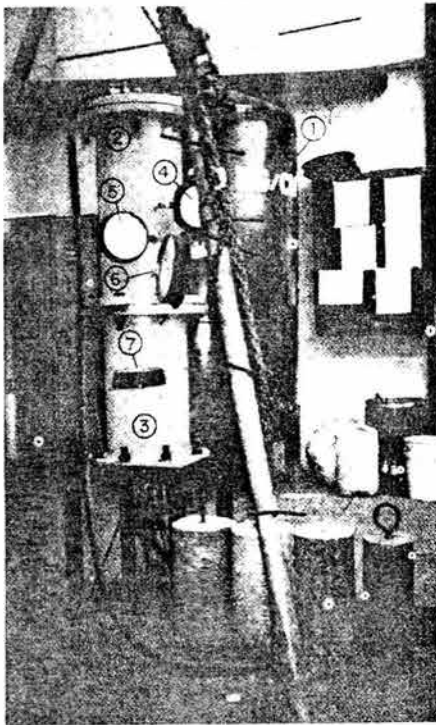
Figura IV.31 Trenzado del cobre

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

En la prueba de sellos de 0.4 mm la falla ocurrió por falta de adherencia suficiente en el contacto cobre-concreto, pero son notables las grandes deformaciones alcanzadas previamente bajo alta presión sin falla del sello ni de la soldadura, figura IV.31. En esta caso es muy importante señalar que algunos días después de finalizado el ensaye se les volvió a aplicar presión interna a los sellos pero incluyendo ceniza volante en el agua inyectada y de esta manera se logró levantar la presión hasta 16 kg/cm^2 sin que hubiera fugas de agua por el contacto concreto-cobre al sellarse este con la ceniza.

IV.5.5.2 Pruebas de sellado de la junta con material granular

El equipo para la realización de estos ensayos también fue diseñado en CFE y se muestra en las figuras IV.32 y IV.33. Consiste básicamente en dos piezas tubulares de acero, A y B. La A tiene una base perforada que sirve de apoyo a un resorte sobre el cual descansa una placa perforada cubierta por un fieltro de algodón. La pieza B incluye una tapa y tiene adherida a su pared interior un anillo de concreto (P). El equipo se complementa con un cilindro independiente (F) y cinco manómetros localizados como se muestra en la figura IV.33.



- 1 Tanque con agua presurizada
- 2 Cilindro superior B
- 3 Cilindro inferior A
- 4 Manómetro M4
- 5 Manómetro M3
- 6 Manómetro M2

- 7 Manómetro M1
- 8 Trípode para movimiento del equipo
- 9 Cilindros de concreto, P, de diversos diámetros
- 10 Resorte
- 11 Embudo para captación de filtraciones

Figura IV.32 Detalle del equipo para pruebas con ranura anular

En A se coloca el material que sirve de apoyo a la cara de concreto bajo la junta perimetral en la presa, material 2F de Aguamilpa, figura IV.25. Después se instala el cilindro F, quedando una ranura anular entre éste y el anillo P; el primero semeja la cara de concreto y el segundo el plinto. Finalmente se coloca el material sellante sobre F y P.

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

La prueba consiste en inyectar agua a través de la tapa superior, registrar las presiones hidráulicas en los manómetros M5 a M1 y medir tanto el caudal se salida como el asentamiento relativo F vs. P debido a la deformación del resorte.

En los ensayos hechos hasta la fecha se han empleado los materiales sellantes 1, 1B y C de la figura IV.25 y los filtros 2F_F, 2F_G y II de la misma figura y de los cuales se efectuó el estudio de autoestabilidad descrito en la sección anterior. Se han usado cilindros F de varios diámetros a fin de simular diferentes aberturas de la junta (Ω , figura IV.33).

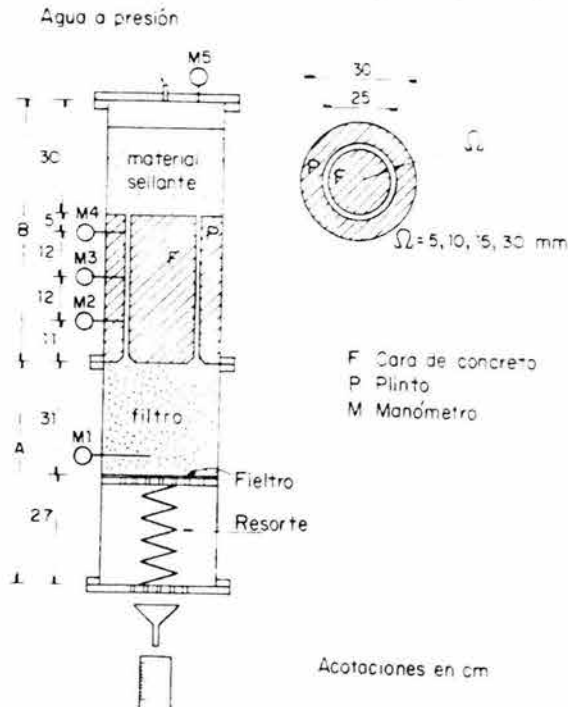


Figura IV.33 Esquema del equipo para pruebas con ranura anular

Es importante señalar que antes de realizar las pruebas con el equipo de la figura IV.33 se hizo una serie de 9 ensayos con el mismo equipo pero sin resorte, empleando para ello un cilindro A más corto, es decir, sin producir asentamiento relativo entre F y P. Los resultados obtenidos en esta primera serie fueron totalmente semejantes a los derivados de las pruebas con resorte; por lo tanto lo que a continuación se reporta es válido para ambos casos.

Los resultados de los ensayos utilizando ceniza volante (C) y cualquiera de los filtros de la figura IV.25 indican que la pérdida de carga hidráulica es tan grande a lo largo de la ranura anular, $(M2) = 0.25 (M5)$, que el gasto es muy bajo a través del filtro y no se pone de manifiesto la inestabilidad interna del mismo. En la figura IV.34 se muestran a manera de ejemplo los resultados de una prueba. Cabe apuntar que en pruebas de laboratorio se determinó que el coeficiente de permeabilidad, k , de la ceniza volante es de 5×10^{-5} cm/s; además se pudo constatar que al secarse al medio ambiente adquiere una cohesión aparente por capilaridad pero al entrar en contacto con el agua ésta se rompe de inmediato poniendo de manifiesto el carácter puramente granular de la ceniza.

Al utilizar materiales de sello más permeables (mat. 1, $k = 6.5 \times 10^{-4}$ cm/s; mat. 1B, $k = 3 \times 10^{-4}$ cm/s), la pérdida de carga hidráulica a lo largo de la ranura es poco significativa, $(M2) = 0.87 (M5)$, y las partículas finas del filtro son arrastradas hacia abajo y retenidas por el

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

fieltro tapándose paulatinamente, de manera que el gasto tiende a cero y la presión en M1 a igualarse con la de M5, figura IV.35. En el prototipo esto significaría que el filtro sería lavado y el agua pasaría a través de su estructura ya erosionada aumentando el gasto de filtración por la junta perimetral.

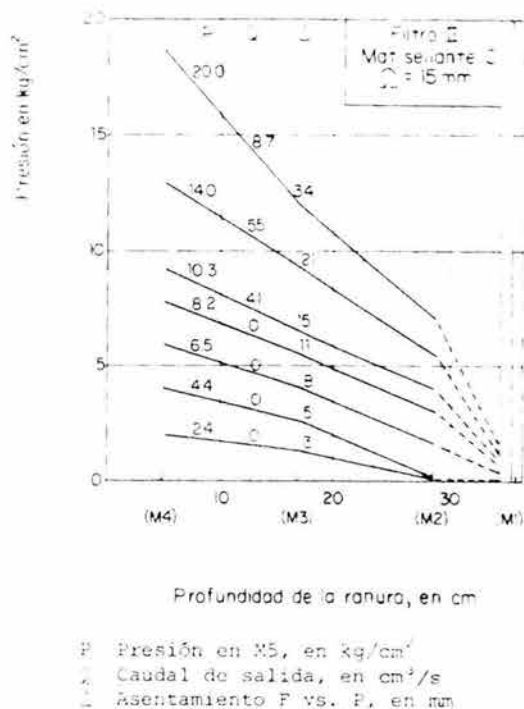


Figura IV.34 resultados de una prueba con ceniza como material sellante

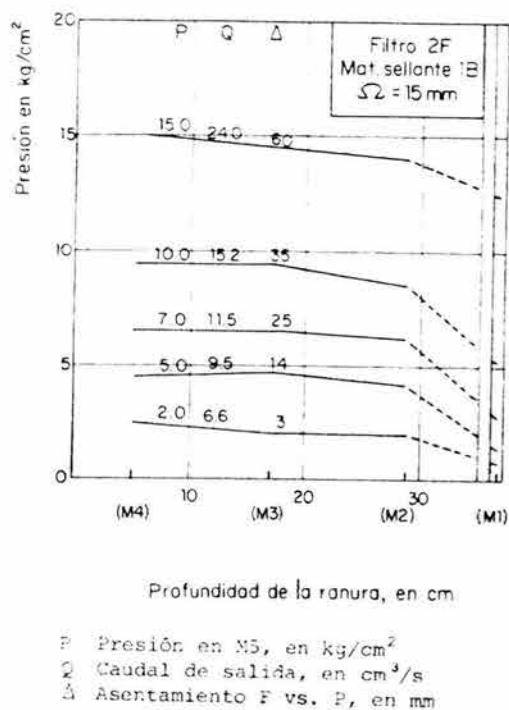
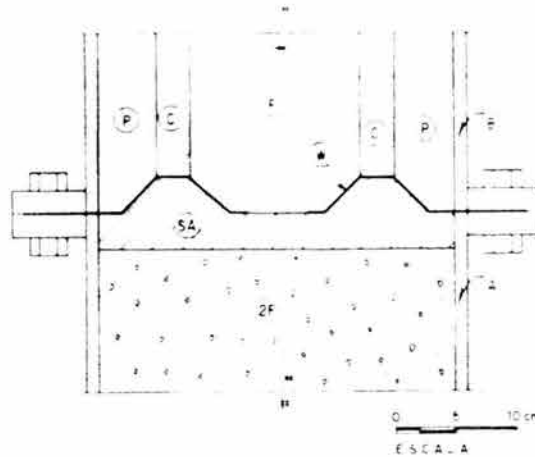


Figura IV.35 Resultados de una prueba con arena como material sellante

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

Finalmente se hicieron 4 pruebas incluyendo entre el material sellante y el del filtro una lámina de cobre con una abertura circular central, semejando un sello de cobre fallado, apoyado sobre una cama de arena asfáltica (mezcla de 90 % de arena y 10 % de asfalto rebajado con 12.5 de diesel), figura IV.36.



- P Anillo de concreto
- F Pieza central de concreto
- A Cilindro de acero A, 1.2 19
- B Cilindro de acero B, 1.2 19
- K Sello de cobre "fallado"
- SA Cama de arena asfáltica
- 2F Material 2F, fig 11
- C Ceniza volante

Figura IV.36 Prueba con sello de cobre "fallado" descansando sobre arena asfáltica

Se usaron láminas de 0.4 y 0.7 mm de espesor moldeadas para ajustarse a la geometría del equipo de prueba.

Los resultados indican que con cobre delgado existen filtraciones del orden de $20 \text{ cm}^3/\text{s}$ bajo la presión máxima de 20 kg/cm^2 en el manómetro M5, mientras que con cobre grueso la filtración es prácticamente nula. La razón de esta diferencia estriba en que el cobre se rompe radialmente por tensión cuando alcanza una deformación de 18 mm en su parte central (desplazamiento del resorte) a una presión en M5 de 12 kg/cm^2 y a través de las ranuras de falla se establece el flujo hacia la capa de arena asfáltica, la cual es más permeable ($k = 1.5 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$) que la ceniza misma. En cambio, el sello de cobre se deforma pero no se rompe y la ceniza se acuña entre el cilindro de concreto C y el sello impidiendo el paso del agua.

Para comprobar que el agua filtrada en los ensayos con cobre delgado se debía sólo al flujo a través de sus fisuras se hicieron dos pruebas adicionales con sello pero sin la pieza central C y en ambos casos los gastos fueron de 26.7 y $19.0 \text{ cm}^3/\text{s}$ para presión en M5 de 20 kg/cm^2 , muy parecidos a los medidos antes, quedando así demostrada la hipótesis formulada.

En la figura IV.37 se aprecia sobre la arena asfáltica las marcas radiales de ceniza dejadas por el flujo de agua a través de las fisuras del sello delgado de cobre.

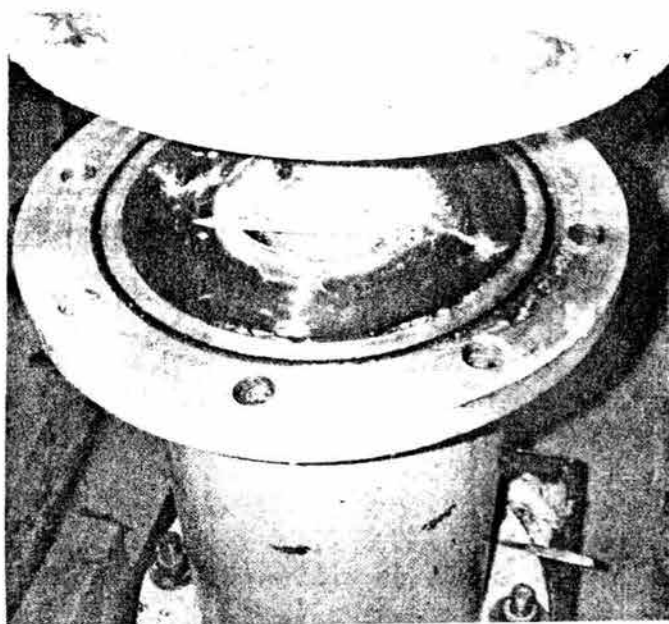


Figura IV.37 Detalle de la ceniza que fluyó a través de las ranuras radiales del sello con cobre delgado

IV.6 Diseño del terraplén

Con el fin de diseñar el terraplén, una serie de pruebas de campo y de laboratorio fueron realizadas con los materiales aluviales para definir las granulometrías, propiedades mecánicas y permeabilidades de los materiales que serían utilizados en la cortina, tales que: a) se obtuviera la menor deformabilidad del terraplén principalmente bajo la cara de concreto y en el tercio de aguas arriba del mismo; b) los materiales más finos fueran contenidos por los inmediatamente más gruesos, congruente con la relación propuesta por Sherard para analizar la estabilidad interna de un suelo contra erosión por flujo $(D_{15})_G / (D_{85})_F < 5$; y c) la permeabilidad fuera lo suficientemente alta como para que la mayor parte del cuerpo del terraplén se mantuviera seca.

IV.6.1 Terraplén de prueba

Para estudiar el material 3B, se construyó un terraplén de prueba de 10 m de altura y planta de 48 x 60 m en la base y 18 x 30 m en la parte superior utilizando el aluvión natural del banco "El Vicenteño" (figura IV.38). El material fue colocado en capas de 25 cm de alto y compactado con un rodillo liso vibratorio de 50 kN, pero variando el procedimiento de tendido y el número de pasadas. Los resultados de las pruebas de compactación para varios casos de colocación del material, se muestran esquemáticamente en la figura IV.39.

También se realizaron pruebas de permeabilidad y pruebas de placa. Las pruebas de permeabilidad fueron del tipo Matsuo-Akai, al hacer las pruebas se observó que el agua fluía preferentemente en sentido horizontal, debido a la segregación vertical que exhibía el material colocado, por lo que los resultados de las pruebas de permeabilidad no permiten definir un coeficiente de permeabilidad con este método. En cuanto a las pruebas de placa, se programó realizar ensayos tipo placa confinada (CPBT) pero sólo fue posible hacer una

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

prueba de carga convencional; los resultados mostraron módulos bajos no representativos del material, ya que el terreno tendía a fallar por la falta de confinamiento a medida que se incrementó la carga.

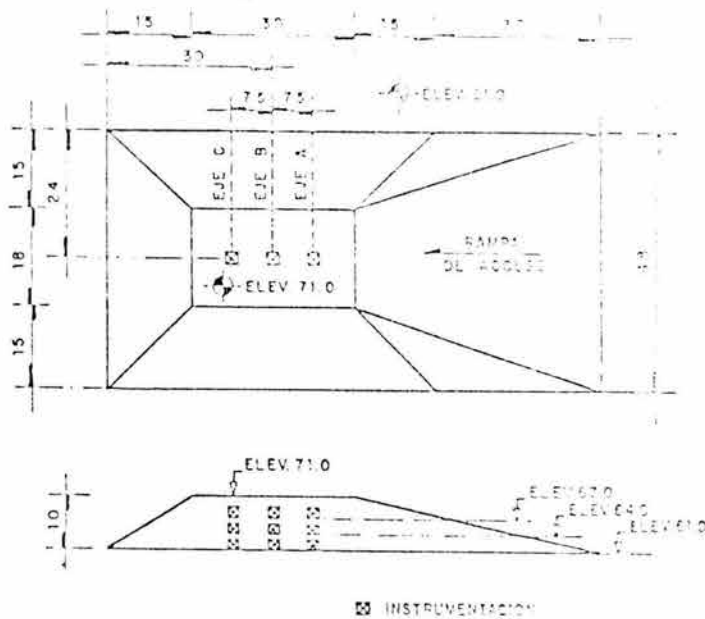


Figura IV.38 Terraplén de prueba

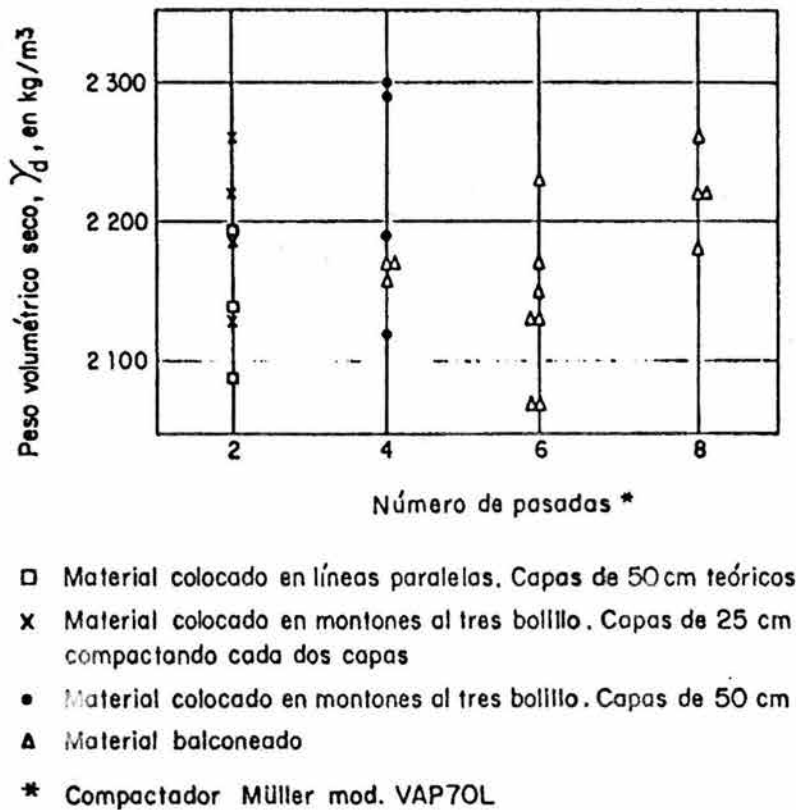


Figura IV.39 Variación del peso volumétrico con el número de pasadas

Para estudiar la deformabilidad del material con instrumentación se instalaron una celda de presión total y un nivel hidráulico de asentamiento (NHA) en los niveles 0, 3 y 6 m, en tres secciones A, B y C. Con los resultados en las mediciones de los NHA se calcularon los módulos de deformación que se muestran en la figura IV.40 considerando la siguiente expresión:

$$E = \frac{\gamma z H}{s} \quad \dots(1)$$

donde:

- E Módulo de deformación
- γ Peso volumétrico del material
- z Espesor del terraplén sobre el aparato
- H Espesor del terraplén bajo el aparato
- s Asentamiento medido

Como puede observarse en la figura IV.40, al inicio de las mediciones el valor del módulo es muy alto debido a la pequeña magnitud de los asentamientos y a un cierto retardo con respecto a la aplicación de la carga, pero a medida que transcurre el tiempo los valores son asintóticos.

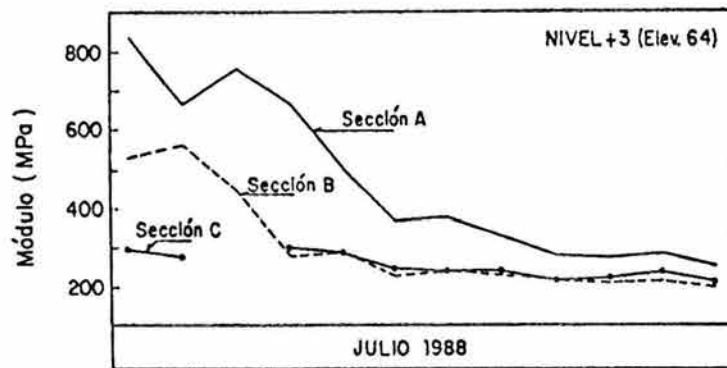


Figura IV.40 Módulos de deformación del aluvi3n en el terrapl3n de prueba

Finalmente, se estimaron las propiedades mecánicas del material colocado en el terrapl3n mediante prospecciones geosísmicas. En la tabla IV.10 se resumen los resultados de las pruebas de campo y también se muestran resultados de algunas pruebas de laboratorio realizadas con el material aluvial 3B.

IV.6.2 Propiedades de los materiales

La granulometría del aluvi3n natural se muestra en la figura IV.41, donde también se muestra la granulometría de los suelos A, B, C y D, utilizados durante los diversos ensayos de laboratorio, así como las fronteras de los materiales 3B y 2F.

Los resultados de los ensayos de compresibilidad con oed3metros para los materiales 2, 2F y 3B (suelos B, D y A respectivamente) se muestran en la figura IV.42, donde se puede apreciar la muy baja compresibilidad de los suelos, incluyendo el suelo D que contenía hasta 9.5 % de finos no plásticos. La permeabilidad de los suelos A, B y D medida en las muestras ensayadas en los oed3metros resultaron de 2×10^{-3} , 6×10^{-4} y 7×10^{-5} cm/s respectivamente.

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

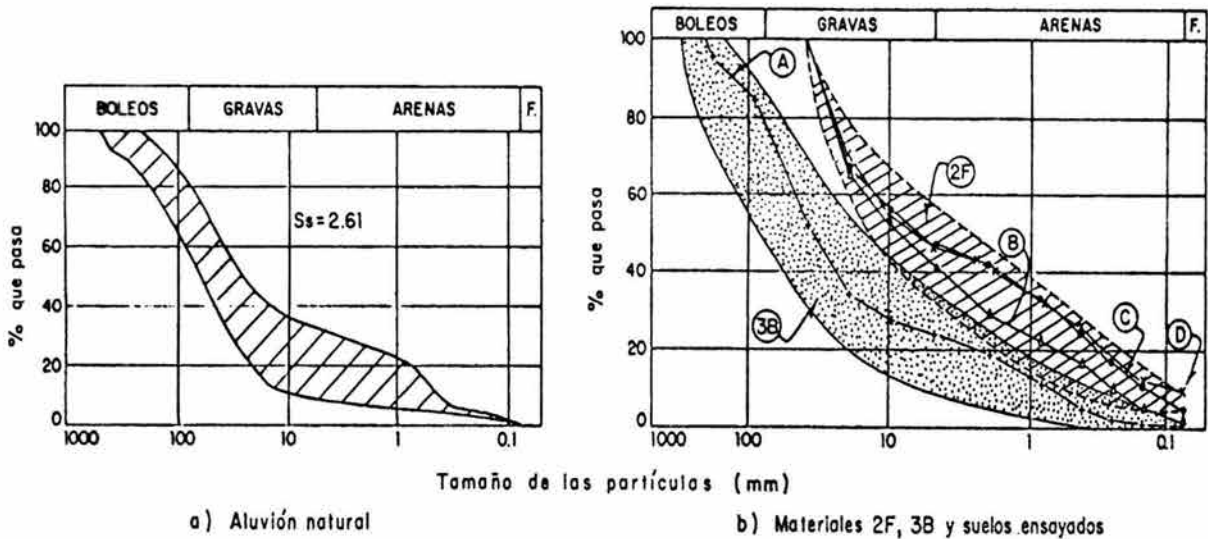


Figura IV.41 Granulometría de los materiales aluviales

TABLA IV.10 Propiedades del material aluvial 3B

Granulometría	Ver figura IV.41
Densidad seca	Determinado en el sitio con 2 a 8 pasadas de rodillo liso vibratorio de 5 ton: 2.10 a 2.30 Mg/m ³ ; promedio = 2.18 Mg/m ³ : 1.98 Mg/m ³ mínimo 2.22 Mg/m ³ máximo
Compresibilidad	Determinado mediante pruebas de placa: $E_s = 130$ a 210 Mpa ($\nu = 0.30$) Determinado en laboratorio: ver figura IV.42
Permeabilidad	En campo: Las pruebas tipo Matsuo-Akai no funcionaron porque $k_h \gg k_v$ En laboratorio fue determinada en el odómetro de 1.13 m de diámetro: $k = 2 \times 10^{-3}$ cm/s
Resistencia al corte	Ver las figuras IV.42 y IV.43
Propiedades dinámicas	Módulo elástico dinámico: $E_d = 370$ Mpa ($\nu = 0.30$); coeficiente de variación 39% Módulo cortante dinámico: $G_d = 80$ Mpa ($\nu = 0.30$); coeficiente de variación 27%

También se realizaron pruebas triaxiales consolidadas drenadas en probetas de 0.75 m de alto y 0.35 m de diámetro, para estudiar la resistencia la corte de los materiales aluviales. Los resultados se muestran en la figura , donde se muestra la variación del módulo de deformación E_i en función del esfuerzo confinante y por otro lado, la variación del ángulo de fricción también en función del esfuerzo confinante. Como puede verse, el módulo es alto y claramente dependiente del contenido de finos, como era de esperar.

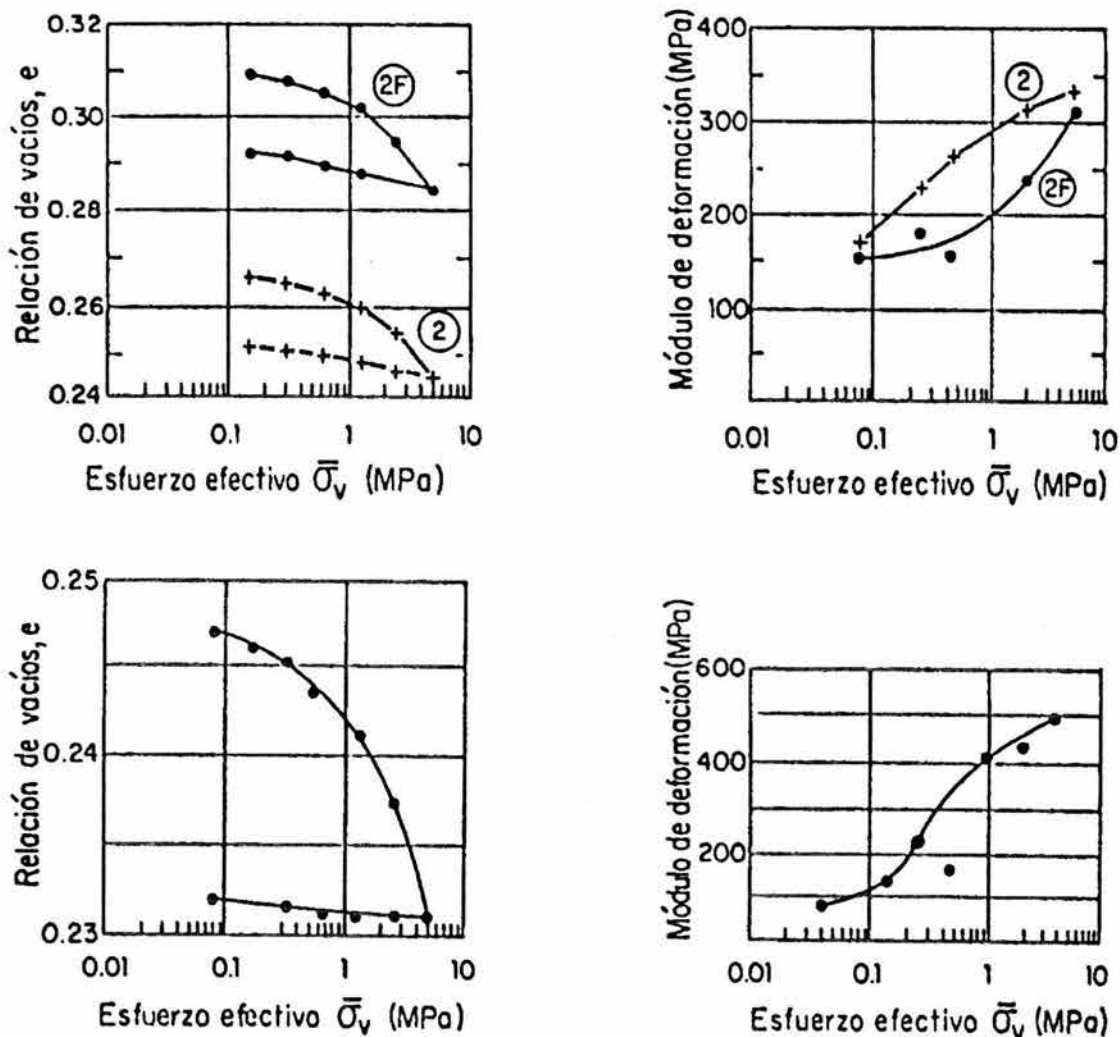


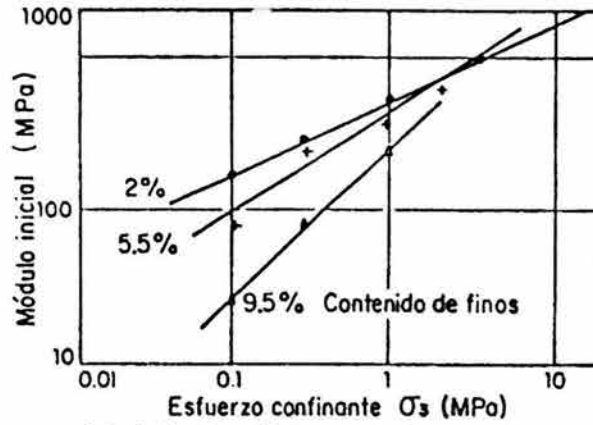
Figura IV.42 Ensayes de compresibilidad con odómetros

También se realizaron pruebas para estudiar la compresibilidad del enrocamiento, considerando un material con granulometría trasladada y ajustada en el contenido de la fracción fina (figura IV.44). Los resultados de los ensayos oedométricos con este material se presentan en la figura IV.45, donde se pueden comparar las diferencias en la compresibilidad entre muestras de diferente peso volumétrico y la escasa diferencia en las condiciones mojada y seca de muestras con el mismo peso volumétrico.

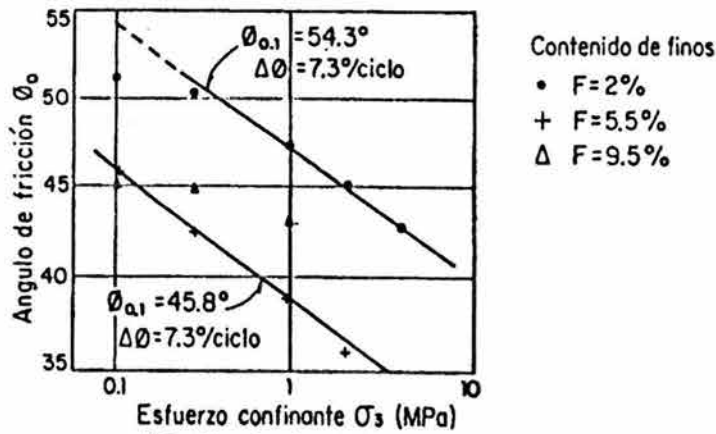
En la figura IV.46 se muestra la variación de los módulos de deformación para las muestras A a F de la figura IV.45, mientras que en la figura IV.46 se presentan las variaciones del ángulo de fricción y de la rigidez en función del esfuerzo confinante. Comparando estos resultados con los obtenidos para el material aluvial 3B, es clara la gran diferencia en la compresibilidad entre ellos.

De los resultados mostrados se concluye que los materiales 3B, 2 y 2F muestran alta resistencia al corte y baja compresibilidad.

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.



a) Variación del módulo con el esfuerzo confinante



b) Resistencia al corte de los materiales B, C y D

Figura IV.43 Propiedades mecánicas de los materiales aluviales

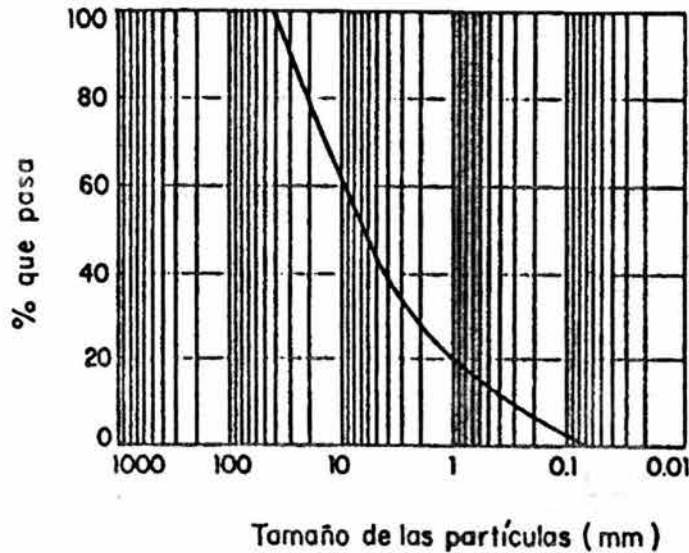


Figura IV.44 Granulometría del enrocamiento usado en los ensayos triaxiales y odométricos

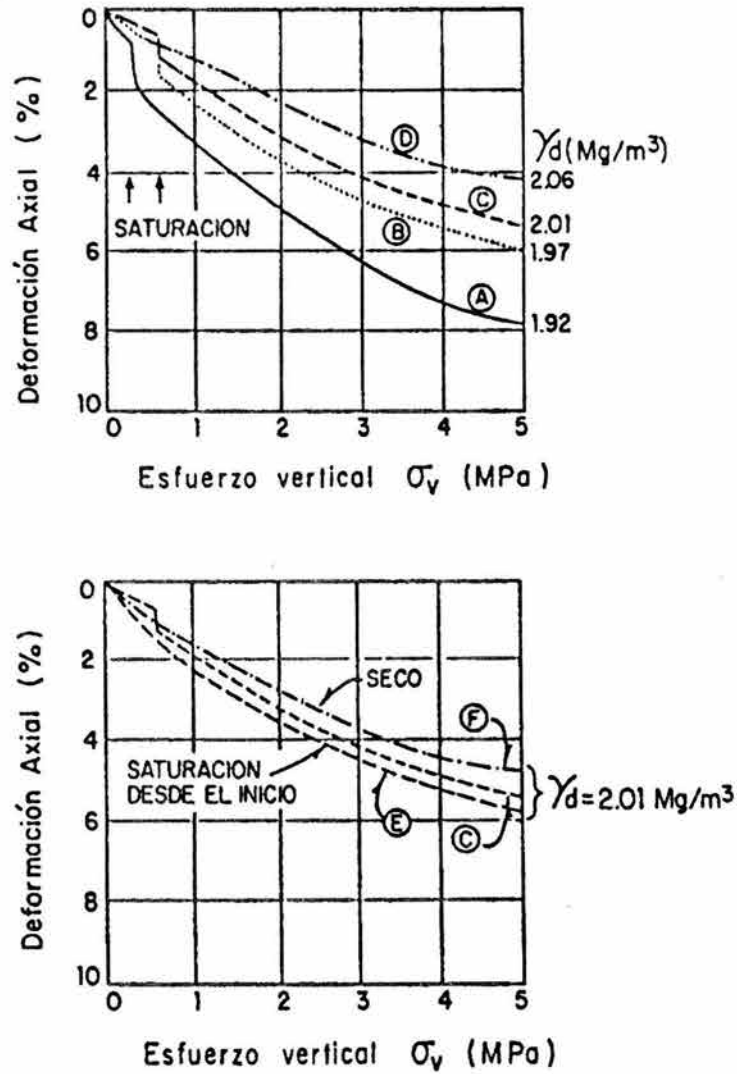


Figura IV.45 Ensayes odométricos realizados en el enrocamiento trasladado y ajustado

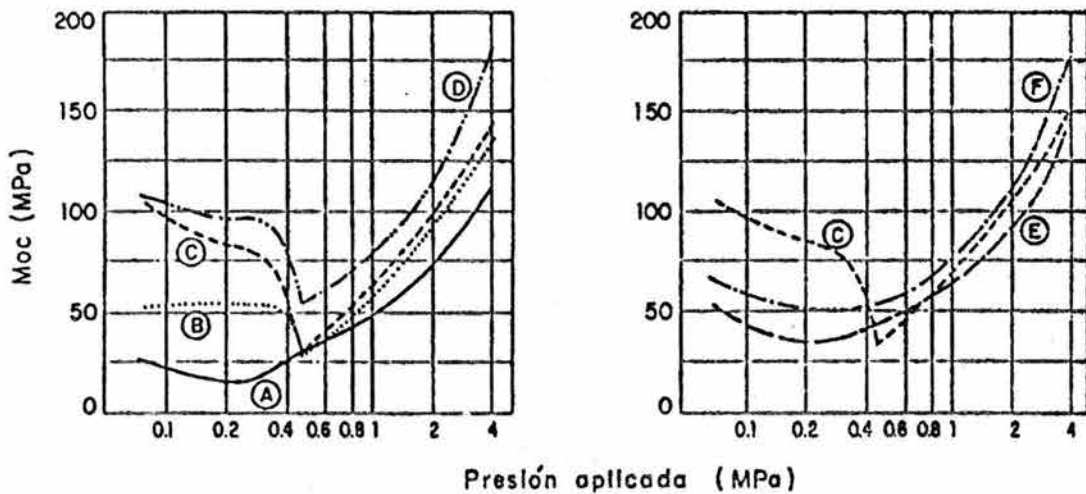
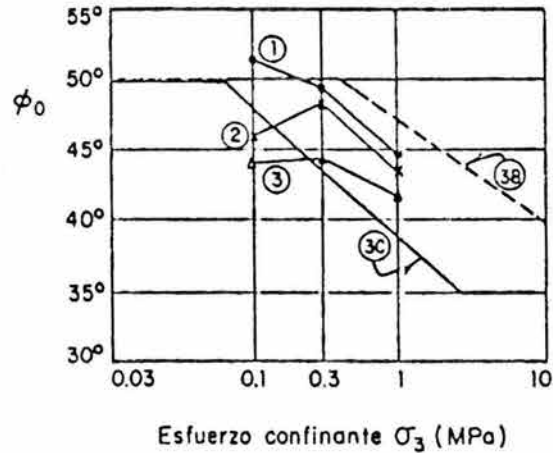
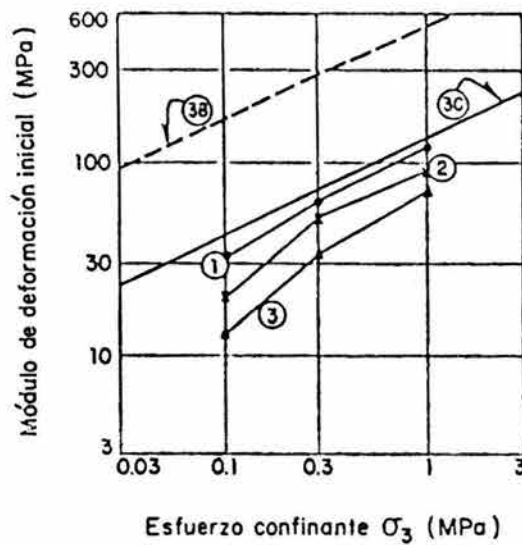


Figura IV.46 Variación de módulo de compresión obtenido con odómetro para el enrocamiento

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.



a) Ángulo de fricción



b) Rigidez

- ① Enrocamiento saturado muy denso $\gamma_d = 2.07 \text{ Mg/m}^3$
- ② Enrocamiento suelto y seco $\gamma_d = 1.97 \text{ Mg/m}^3$
- ③ Enrocamiento saturado denso con 5 % de finos
- ③B Valores utilizados en el análisis FEM para el aluvión
- ③C Valores utilizados en el análisis FEM para el enrocamiento

Figura IV.47 Variación del ángulo de fricción y de la rigidez en función del esfuerzo cortante

IV.6.3 Procedimiento constructivo

Dadas las características granulométricas y las buenas propiedades mecánicas del depósito de aluvión en el cauce del río, se decidió efectuar la limpieza del cauce para desplantar la cortina sólo en una banda de 90 m de largo hacia aguas abajo a partir del plinto, y el resto

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

dejarlo en el sitio, permitiendo una economía significativa y una reducción en el tiempo de construcción.

Los materiales constitutivos del terraplén fueron colocados y compactados de la siguiente manera:

- Material 2F, capas de 30 cm de espesor y cuatro pasadas de rodillo liso vibratorio de 100 kN; en dirección normal a la cara con seis pasadas de compactador de placa de 130 kN.
- Material 2, capas de 30 cm de espesor y cuatro pasadas de rodillo liso vibratorio de 100 kN; en dirección normal a la cara seis pasadas con rodillo liso de 40 kN, vibrado al subir.
- Material T, capas de 60 cm de espesor y cuatro pasadas de rodillo liso vibratorio de 100 kN.
- Material 3C, capas de 120 cm de espesor y cuatro pasadas de rodillo liso vibratorio de 100 kN.

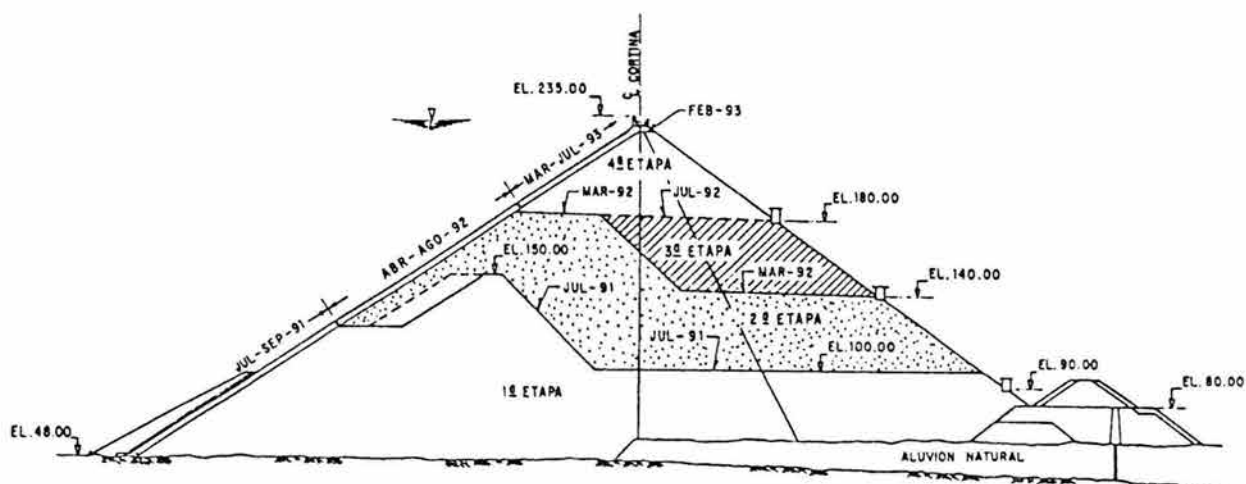


Figura IV.48 Programa original de construcción

El programa de construcción original se presenta en la figura IV.48, donde se puede ver que existía la intención de incrementar primero la altura del terraplén en la zona de aguas arriba, lo que obedecía por un lado, a la necesidad de contar rápidamente con una cota de seguridad para el propio terraplén, dado que la altura de la ataguía de aguas arriba fue reducida y solo se podía contener una avenida con periodo de retorno de 50 años aceptando un determinado riesgo a favor de la economía; y por el otro, para avanzar en la colocación del material de apoyo de la cara de concreto y en la construcción del plinto y de las losas de la propia cara, lo que permitiría acortar el tiempo de construcción; sin embargo, la construcción del terraplén se realizó como se muestra en la figura IV.49, que resulta contrario a lo planeado. Como consecuencia, la presa se vio en riesgo durante las avenidas extraordinarias de enero de 1992, ya que el río rebasó la ataguía de aguas arriba amenazando sobrepasar también el terraplén ya construido y erosionándolo ligeramente.

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

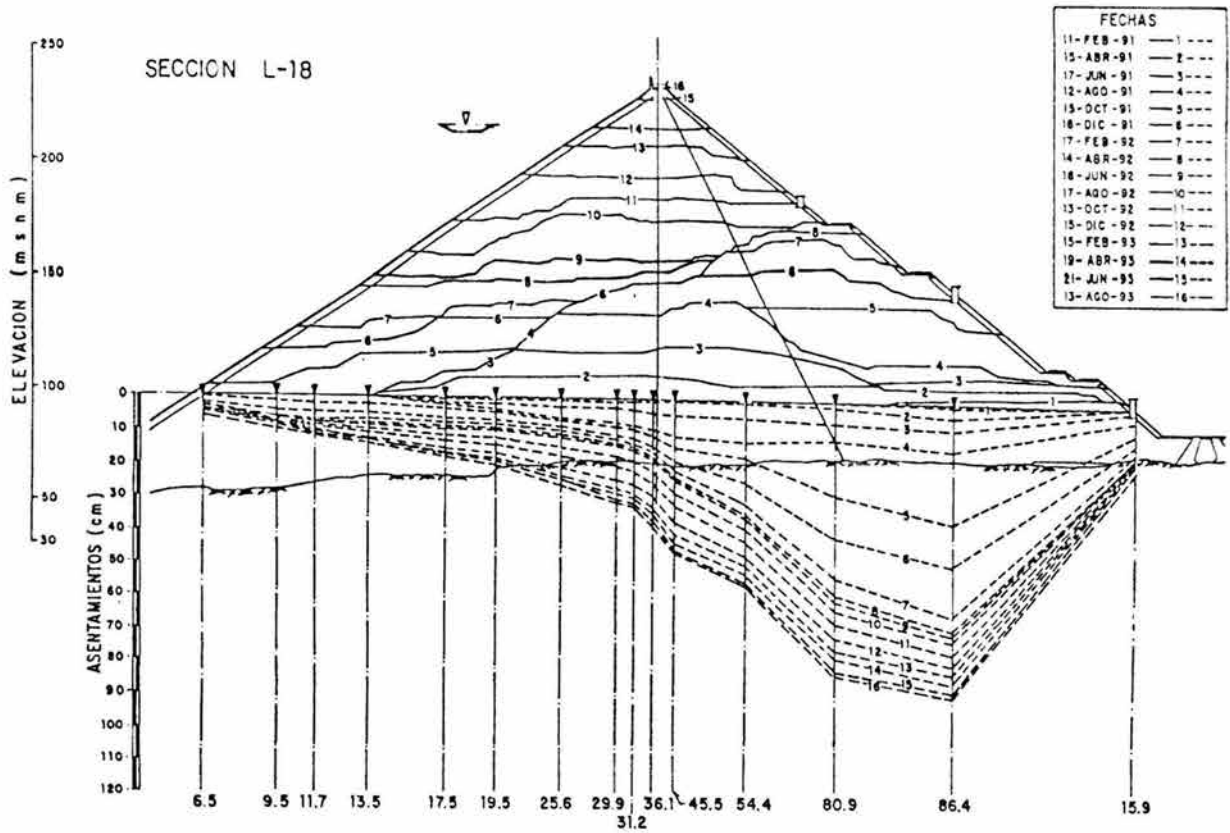
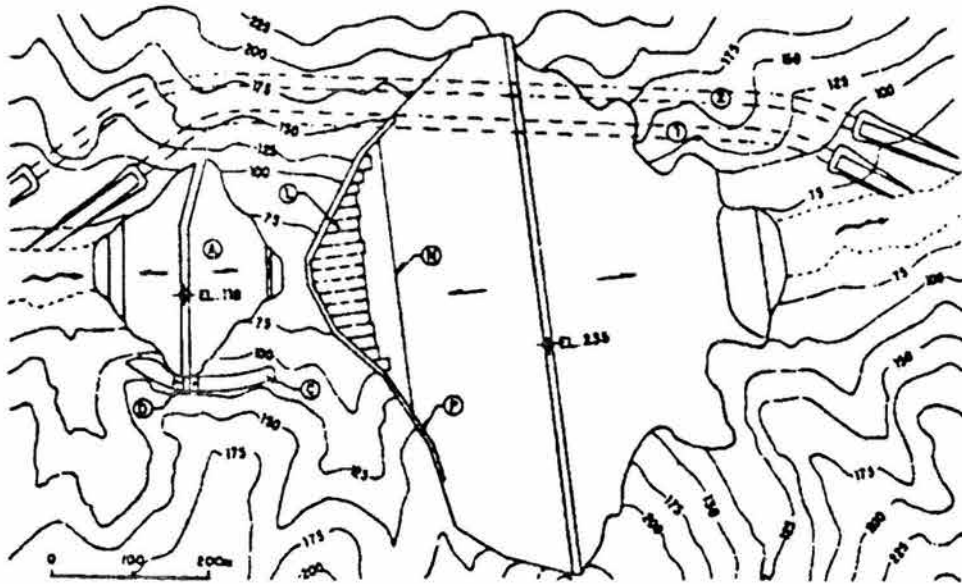


Figura IV.49 Avance real de la construcción y asentamientos medidos en los NHA de la elevación ± 90

IV.7 Canal fusible

Después de la construcción de los túneles y de haber empezado la construcción de la ataguía de aguas arriba, se decidió incluir como parte de los trabajos de desviación un canal excavado en la margen derecha con su nivel de piso a 10 m por debajo del nivel de la cresta de la ataguía, figura IV.50.

El canal incluyó un bordo fusible de 9 m de altura para disminuir el riesgo de desbordamiento de la ataguía a 1/100 durante el primer año siguiendo la desviación del cauce. El bordo fusible fue construido de aluvión natural (tamaño máximo 30 cm), colocado en capas de 30 cm e incluyó una sección uniforme de grava al pie de la pendiente seca, figura IV.51.



- | | | | |
|---|------------------------|----|-------------------------|
| 1 | Diversion tunnel No. 1 | D | Fuse plug |
| 2 | Diversion tunnel No. 2 | N= | Elev. of material No. 2 |
| A | Cofferdam | P= | Plint |
| C | Fuse canal | L= | Face slabs |
| | | | ■ (on January 18, 1992) |

Figura IV.50 Cortina y obra de desvío

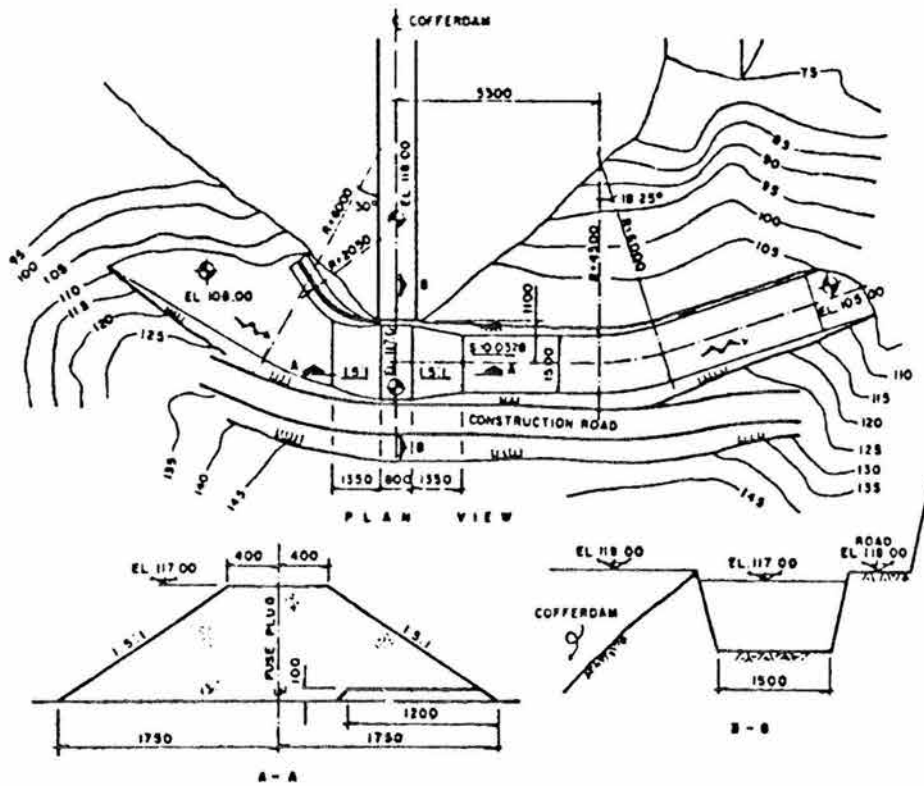


Figura IV.51 Bordo fusible

IV.8 Cara de concreto y parapeto

Con la adopción de la zona 2, la cual tiene una granulometría muy fina y previamente compactada, un soporte uniforme es provisto a la cara de concreto, disminuyendo la transferencia de esfuerzos de la cara y haciéndola más compatible con el terraplén. Esto ha sido aprendido de la observación de precedentes que bajo la carga hidrostática las losas de la cara son forzadas a seguir la deformación del terraplén en el plano de la cara por desarrollos de esfuerzos cortantes dentro del terraplén. Los esfuerzos en el plano de la cara son también causados por cambios de temperatura. Durante el llenado del embalse la mayoría de las caras entran en compresión con solamente áreas aisladas cerca del perímetro donde se desarrollan esfuerzos de tensión. Los esfuerzos en el plano de la cara de concreto son, por lo tanto, independientes de su espesor y hermeticidad y la durabilidad durante largos periodos empieza a ser la principal consideración. Para Aguamilpa, a pesar de su gran altura, este razonamiento lleva a la adopción para un espesor de las losas de la cara equivalente a 0.30 m, usando un incremento en el espesor de $0.003H$, donde H es la altura de la columna de agua en metros.

En vista de el uso del terraplén compactado en capas y del alto módulo del enrocamiento compactado, el sistema de juntas adoptado para Aguamilpa, el cual es mostrado en la figura IV.52, incluyó solamente juntas frías verticales y la junta perimetral. El espacio entre las juntas verticales fue fijado a 15 cm, el cual es el valor más común usado. Las juntas verticales fueron sencillas pero las juntas frías fueron pintadas con asfalto, excepto para las juntas verticales tipo 2, en las cuales un relleno de madera de un centímetro de espesor fue incluido para absorber la expansión térmica del concreto durante la construcción, debido a las extremas temperaturas en Aguamilpa. Las juntas verticales fueron terminadas perpendiculares a la junta perimetral y al plano de las losas de la cara, para permitir la acción de la carga hidrostática sobre la cara y ésta la transmita, sin interferencia, hacia el terraplén. No se usaron juntas horizontales, excepto juntas frías de construcción con acero atravesando sobre ellas.

Algunas especificaciones conservadoras del pasado requerían que el enrocamiento debería de ser virtualmente completado antes de empezar la cara de concreto y, de esta manera, la omisión de juntas horizontales de construcción. Una preocupación era que la posterior colocación del terraplén podría causar movimientos perjudiciales en las primeras losas de concreto. Las experiencias en ejecución y construcción en las presas Areia, Salvajina y Khao Laem mostraron que las losas de concreto pueden ser colocadas en cualquier secuencia para obtener máximos beneficios en costo y programa de obra. La cara de concreto de Aguamilpa fue, de esta manera, construida en cuatro etapas, en la cual la última de ellas incluyó pendientes lisas provisionales en el terraplén.

En las primeras PCC, el reforzamiento de la cara de concreto era arbitrariamente colocado al 0.5% del espesor diseñado en cada dirección para todas las presas de enrocamiento con cara de concreto de 50 m hasta 110 m de altura. La función del acero era entonces pensado no solamente para prevenir agrietamiento debido a los cambios de temperatura y contracción por secado, también para tomar algún momento flexionante que podría originarse de las variaciones locales en la compresibilidad del terraplén subyacente. Monitoreando en desempeño de presas modernas se ha demostrado que la mayoría de la

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento y con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

cara se encuentra bajo compresión biaxial y que los esfuerzos de tensión que se desarrollan cerca del pie, la cresta y cerca del perímetro son muy pequeños y tienden a disiparse con el tiempo.

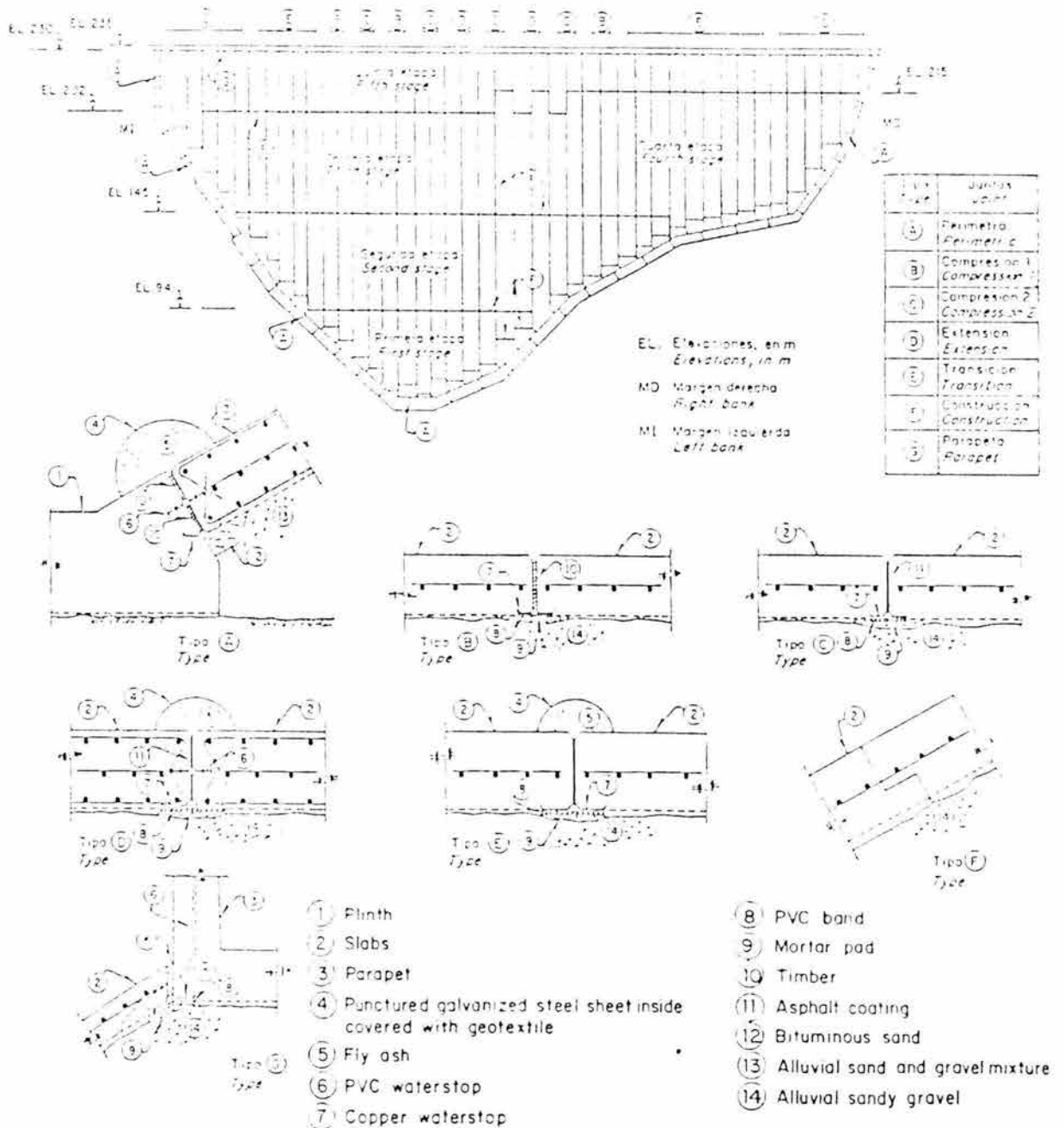


Figura IV.52 Sistema de juntas

En la generación moderna de PCC con terraplén compactado, bajo la cara y en el cuerpo de la cortina, no han ocurrido grietas significantes. También, la ancha zona 2 describe muy pronto si es confiablemente homogénea y consecuentemente más uniforme así como mucho menos compresible. Por lo tanto los requisitos para la capacidad de tomar el momento flexionante y distribuir la carga es substancialmente menos para la combinación de la zona

IV. Ejemplo (Revisión) Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.

2 y el terraplén compactado. En la presa de Aguamilpa la tradicional proporción de acero fue reducida por el rango de (0.3% - 0.5%) de la sección teórica en cada dirección. La proporción más grande de acero fue usada para conectar las losas entre el plinto y las losas de la cara para impedir spalling del concreto durante la etapa de construcción. Las losas de la cara fueron divididas en 12 secciones y su reforzamiento fue diseñado para cada sección como está indicado en la figura IV.53.

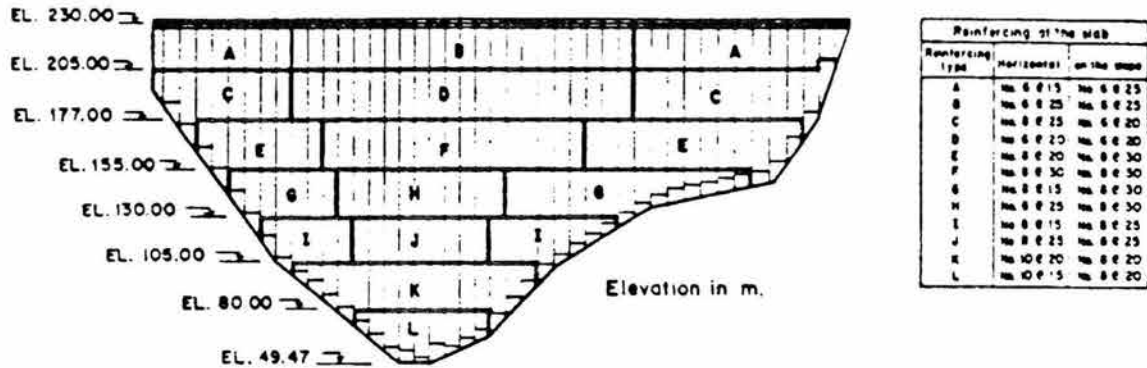


Figura IV.53 Acero de refuerzo de las losas de concreto

La figura IV.54 muestra el parapeto adoptado para Aguamilpa, y la figura IV.52 los detalles de la junta entre el parapeto y las losas de la cara. El doble muro del parapeto fue adoptado para ahorrarse una parte de gravas de aguas arriba y una parte de enrocamiento de aguas abajo. El parapeto fue provisto con juntas débiles (*soft joins*) para permitir hundimientos y variaciones de temperatura. Ya que el índice de asentamiento de la cresta para enrocamiento compactado es muy bajo, una curvatura nominal de 1.5 m fue adoptada, haciendo más pronunciadas las pendientes superiores de aguas arriba y las de aguas abajo.

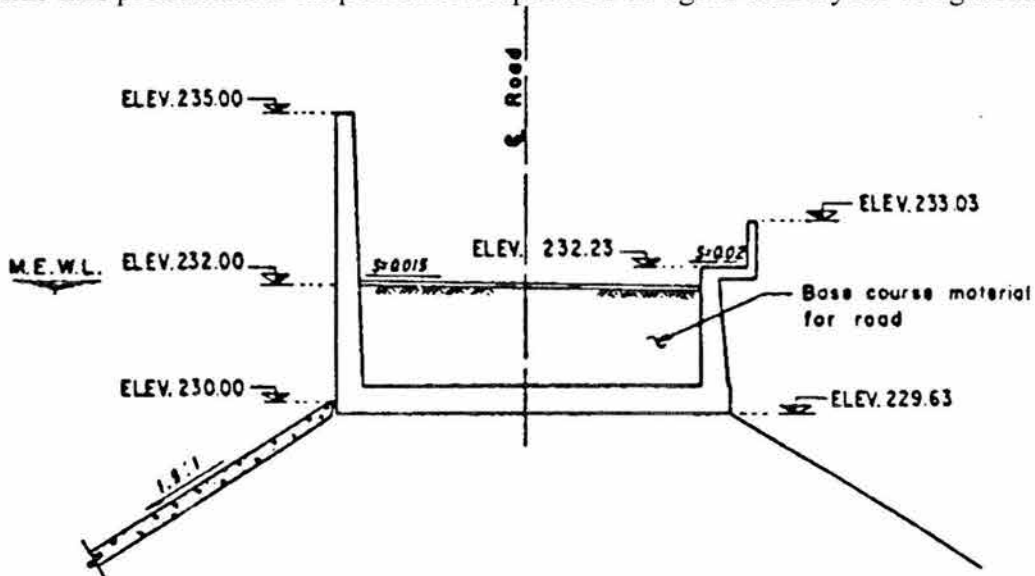


Figura IV.54 Parapeto

V. CONCLUSIONES

Respecto a las características de las cortinas de enrocamiento con cara o chapa de concreto en el paramento aguas arriba podemos concluir:

- El principal progreso en el desarrollo de las PCC fue en la introducción del enrocamiento compactado. Sólo segundo en importancia fue el cambio de diseño de las losas de la cara, desde los paneles separados por juntas de compresión hasta esencialmente una losa monolítica, con la colocación continua de los paneles y sin juntas de compresión.
- La construcción de las losas de concreto en etapas, sin restricción en la colocación del enrocamiento, es importante para el manejo del río, para el programa de obra y para el costo. Las especificaciones permiten al contratista decidir el número y elevaciones de las etapas. El diseño especifica una junta de construcción con refuerzo a través de las juntas entre las etapas.
- En general, el ancho de las losas de concreto son de 15 hasta 18 m comúnmente. Esta medida permite el manejo adecuado de los materiales de refuerzo; también es satisfactoria la producción de concreto y el manejo de las cimbras deslizantes.
- La tendencia general es eliminar el sello central de PVC de la junta perimetral. El sello inferior de cobre usado en las juntas verticales de compresión, entre las losas, se mantiene en todas las cortinas.
- El mejor método para la descarga del concreto es en una tolva localizada por encima de la etapa y la entrega del concreto con el uso de rampas metálicas hasta la ubicación de la cimbra. Una rampa lateral fue propuesta para Aguamilpa y Xingó donde un transporte sería usado para distribuir el concreto enfrente de la cimbra.
- La construcción de un parapeto de entre 3 a 5 m de altura ha sido una práctica económica y conveniente.
- La tendencia con respecto al uso de menos acero de refuerzo en las losas de concreto en la parte central de la cortina donde las losas se encuentran en compresión.
- El tamaño máximo de las rocas en las capas deberá ser tal que al incorporarlas en las capas procuren una superficie relativamente lisa para compactación.
- Una buena especificación general para el contenido máximo de finos para el enrocamiento usado para PCC (Zona 3) es que el material no deberá tener más del 20% de finos menores a la malla No. 4 o más del 10% de finos menores a la malla No. 200.

Respecto al diseño de la cortina de Aguamilpa podemos concluir:

- Muchas han sido las opiniones publicadas acerca del diseño de la junta perimetral de las cortinas con cara de concreto pero son pocos los estudios reportados en la literatura que registran esfuerzos previos por analizar previamente a la construcción las juntas empleadas en dichas cortinas. A raíz de esto, y tomando en cuenta que Aguamilpa es 25 m más alta que la mayor presa de este tipo actualmente en operación, en la Comisión Federal de Electricidad se decidió emprender un programa de pruebas para evaluar el comportamiento de las bandas de PVC y de cobre por un lado, y la eficiencia de la junta perimetral protegida sólo con material granular fino por el otro.

- Ha quedado constatada la bondad de la ceniza volante para reducir drásticamente el flujo de agua a través de la junta perimetral, por lo cual el diseño de esta junta para Aguamilpa incluye dicho material en vez del mastique cubierto con membrana plástica que se ha empleado en las presas altas construidas en la última década.
- Con base en los resultados obtenidos en la prueba de inyección utilizando el criterio P.V. y una sola mezcla, se decidió adoptar esta nueva tecnología para (método GIN) efectuar todo el tratamiento de impermeabilización del terreno bajo el plinto de la cortina. Aunque no se hizo una comparación económica entre este procedimiento y el método convencional, son notables las ventajas que ofrece el primero, sobre todo en cuanto a la velocidad de ejecución de la inyección, sin verse disminuida la calidad del trabajo, el tiempo de ejecución se reduce a dos tercios o a la mitad aproximadamente.

ANEXOS

A1. Presentación gráfica de los datos geológicos

A1.1 Técnicas gráficas para la presentación de los datos

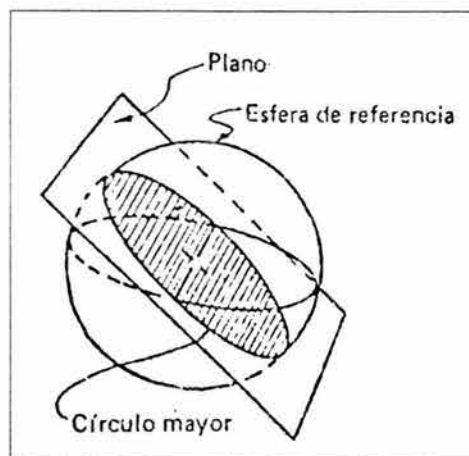
Uno de los aspectos más importantes del análisis de los taludes en roca es la recolección y presentación de los datos geológicos de manera que resulten fáciles de evaluar e incorporar a los análisis de estabilidad. La experiencia ha demostrado que las proyecciones esféricas proporcionan un medio conveniente para presentar los datos geológicos.

Muchos son los ingenieros que se apartan de los métodos de proyección esférica, tanto porque no se han familiarizado con ellos, como por qué les parecen complejos y sin relación reconocible con los métodos convencionales de dibujo de ingeniería. Por muchos años el autor consideró los métodos gráficos bajo el mismo punto de vista, pero, habiendo tenido que enfrentarse a la necesidad de analizar los problemas tridimensionales de los taludes en roca, tuvo que realizar el esfuerzo con la ayuda de un paciente colega geólogo, y el misterio que rodeaba las técnicas pronto se desvaneció. Ese esfuerzo ha sido retribuido desde entonces en abundancia, en virtud de las posibilidades y flexibilidad que los métodos gráficos proporcionan al ingeniero especializado en obras en la roca.

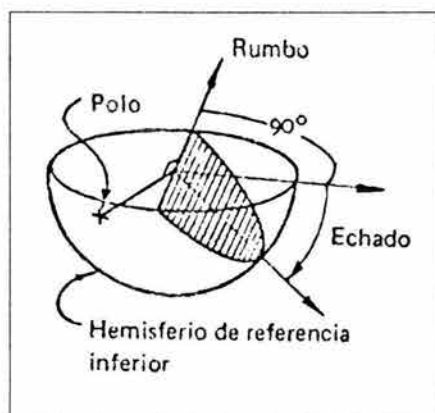
Varios son los tipos de proyección esférica que se pueden analizar. Phillips , Turner y Weiss, Badgley y Friedman han publicado trabajos comprensibles sobre el particular. La proyección exclusivamente usada en este libro es la de áreas iguales, llamada también de Lambert o red de Schmidt.

A1.2 Proyección de áreas iguales (de Lambert)

La proyección de áreas iguales de Lambert es conocida por la mayoría de los lectores como el sistema que utilizan los geógrafos para representar la forma esférica de la tierra sobre una superficie plana. Al adaptar esta proyección a la geología estructural, el trazo de planos sobre la superficie de una esfera de referencia se utiliza para definir los echados y las direcciones de echado de los planos. Hay que imaginar una esfera libre para moverse en el espacio pero que no es libre para rotar en ningún sentido; en consecuencia, cualquier línea radial que una un punto sobre la superficie de la esfera con su centro tendrá una dirección fija en el espacio. Si se mueve ahora esta esfera de manera que su centro quede contenido en el plano que se considera, el círculo mayor trazado por la intersección del plano con la esfera definirá únicamente la inclinación y la orientación del plano en el espacio. Puesto que se proporciona la misma información en las partes superior e inferior de la esfera, sólo es necesario usar una de ellas y, en la práctica de ingeniería, la que se usa es el hemisferio de referencia inferior para presentar los datos



Para establecer la inclinación y la orientación del plano, además del círculo mayor, se pueda utilizar el polo del propio plano. El polo es el punto en el cual la superficie de la esfera es traspasada por la línea radial que es normal al plano.



Con el fin de comunicar la información proporcionada por el círculo mayor y por la posición del polo sobre la superficie del hemisferio de referencia inferior, se obtiene una representación bidimensional al proyectar la información sobre el plano horizontal o ecuatorial de referencia. El método de proyección se ilustra en la Figura A1.1a mientras que la Figura A1.1b muestra las proyecciones polar y ecuatorial de una esfera.

En la Figura A1.2 se presentan, para uso del lector, las redes polar y ecuatorial de áreas iguales. Conviene tener copias sin deformaciones o fotografías de estas redes porque serán útiles para comprender los ejemplos que se dan en este capítulo y a lo largo del libro.

El método más práctico para usar la estereorred en el trazo de información estructural, es montarla sobre un tablero de madera de "triplay" de 1/4 de pulgada de espesor, como se muestra en la Figura A1.3. Después se utiliza una hoja de plástico transparente que se monta sobre la red y se fija el conjunto con cinta adhesiva en las orillas, con lo cual se logra proteger la red evitándole daños durante el uso. Los datos estructurales se dibujan en un pedazo de papel calca o plástico transparente, no sin antes centrar cuidadosamente la hoja sobre la estereorred con un alfiler, como puede verse en la figura. El papel calca en que se van a dibujar los datos estructurales debe poder girar en torno del alfiler y es esencial que se le coloque con toda precisión en el centro de la red pues de otro modo se introducen errores significativos en el análisis subsiguiente.

A1. Presentación Gráfica de los Datos Geológicos

Antes de iniciar cualquier tipo de análisis es preciso marcar en el papel calca el punto que indica el norte para tener una posición de referencia.

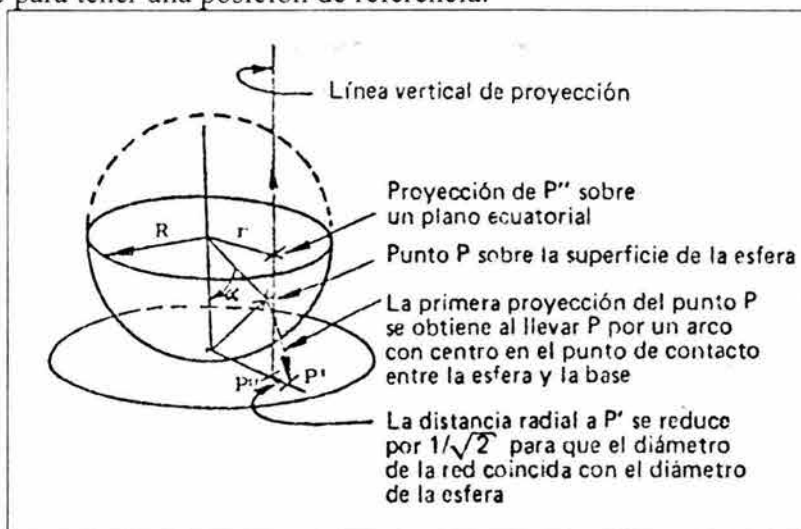


Figura A1.1a

La distancia radial r del punto proyectado P'' sobre la estereorred la da:

$$r = \sqrt{2}R \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2}$$

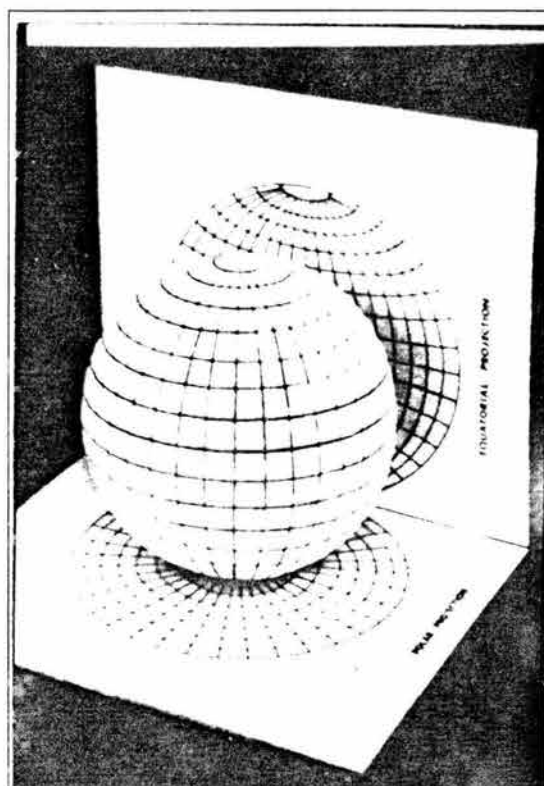


Figura A1.1b: Proyecciones polar y ecuatorial de una esfera

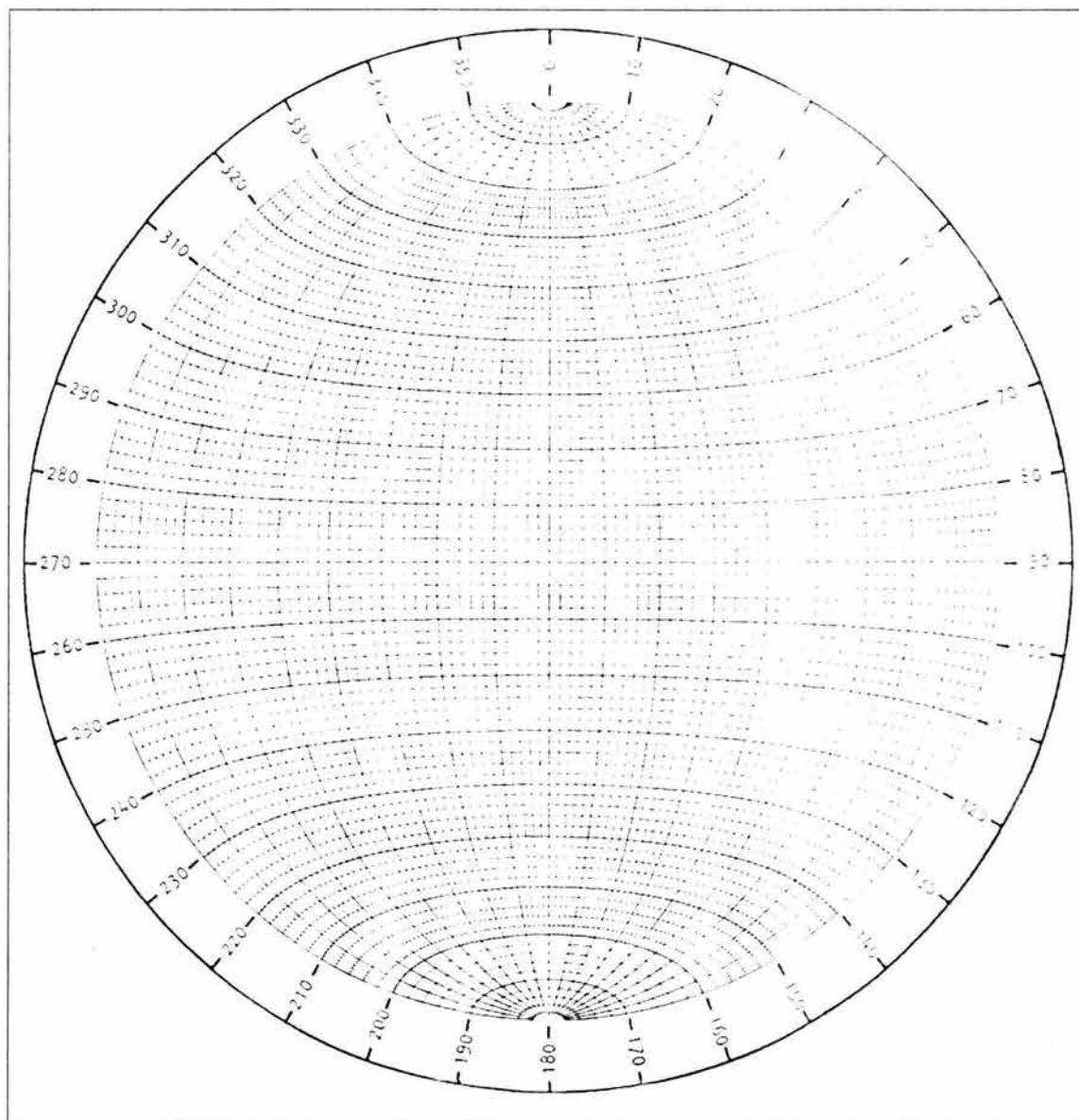


Figura A1.2a: Estereorred polar de áreas iguales marcada a intervalos de 2° . Esta red es sumamente útil para construir los círculos mayores durante el análisis de los datos estructurales

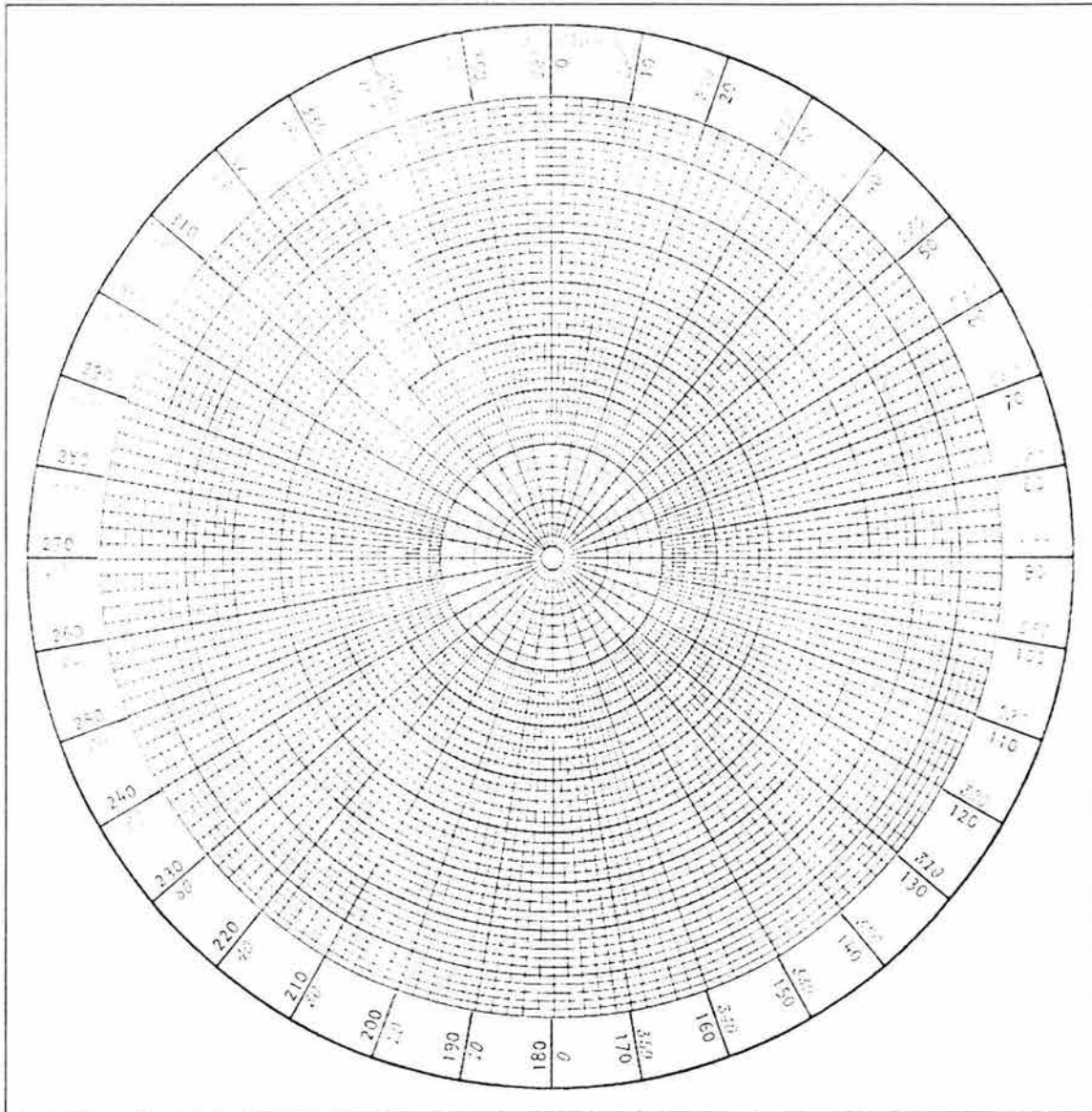


Figura A1.2b: Estereored polar de áreas iguales marcada a intervalos de 2°. Esta red se usa para trazar los polos de los planos durante el análisis de los datos estructurales

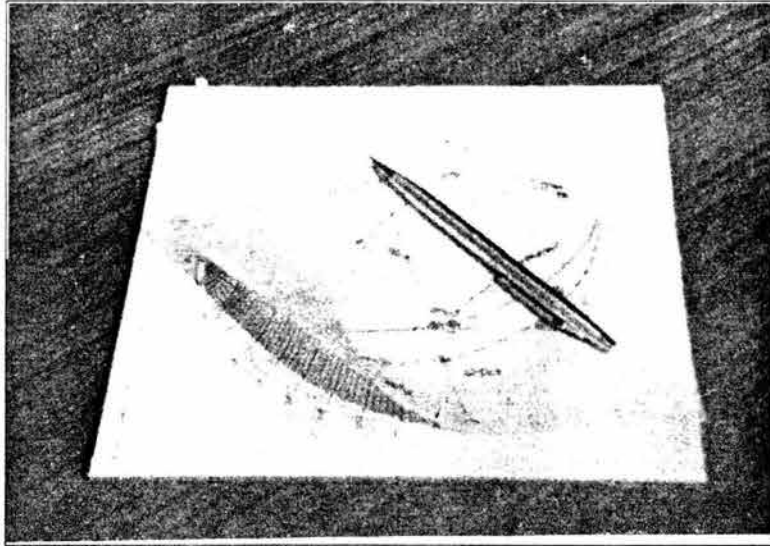


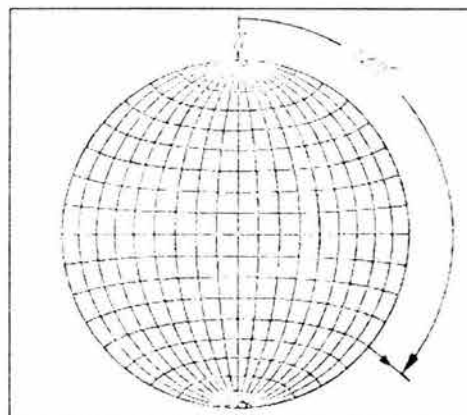
Figura A1.3: Se trazan los datos geológicos sobre una hoja de papel calca fijada al centro de la estereorred mediante un alfiler. La red se monta en un tablero de triplay u otro material similar que le sirva de base.

Construcción de un círculo mayor y un polo que, juntos, representan un plano.

Considérese un plano con echado de 40° y una dirección de echado de 130° . El círculo mayor y el polo que representan el plano se construyen como se indica a continuación.

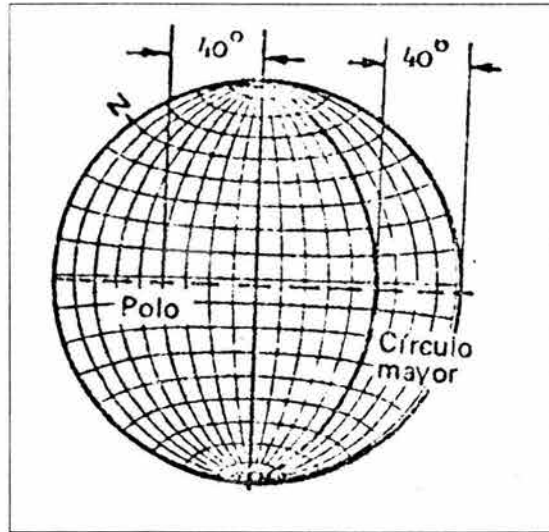
Paso 1: Con el papel calca fijado con un alfiler sobre el centro de la estereorred, trácese la circunferencia de la red y márchese el punto norte. Mídase la dirección de echado de 130° en el sentido de las manecillas del reloj, a partir del norte, y márchese esa posición en la circunferencia.

Paso 2: Hágase girar el papel calca hasta que la dirección del echado coincida con el eje este-oeste de la estereorred; esto es, el papel calca ha girado 40° . Mídase 40° contándolos a partir de círculo exterior hacia el centro de la estereorred, y trácese el círculo mayor que corresponde al plano cuyo echado es este ángulo.

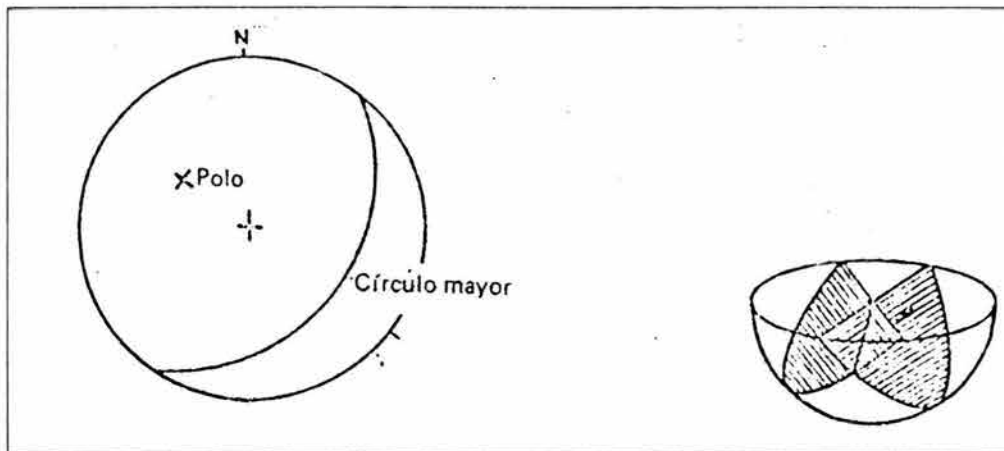


A1. Presentación Gráfica de los Datos Geológicos

La posición del polo, cuyo echado es $(90^\circ - 40^\circ)$, se encuentra al medir 40° desde el centro de la estereorred como se muestra, o bien 50° desde la circunferencia exterior hacia el centro. El polo queda en la proyección de la línea que representa la dirección del echado, que en este paso coincide con el eje oeste-este de la red.



Paso 3: Se gira el papel calca a su posición original, de manera que su marca norte coincida con la de la estereorred. Se saca el papel de calcado y se pueden ver con claridad el círculo mayor y el polo, que representan un plano con echado de 40° y dirección de echado de 130° .



Determinación de la intersección de dos planos

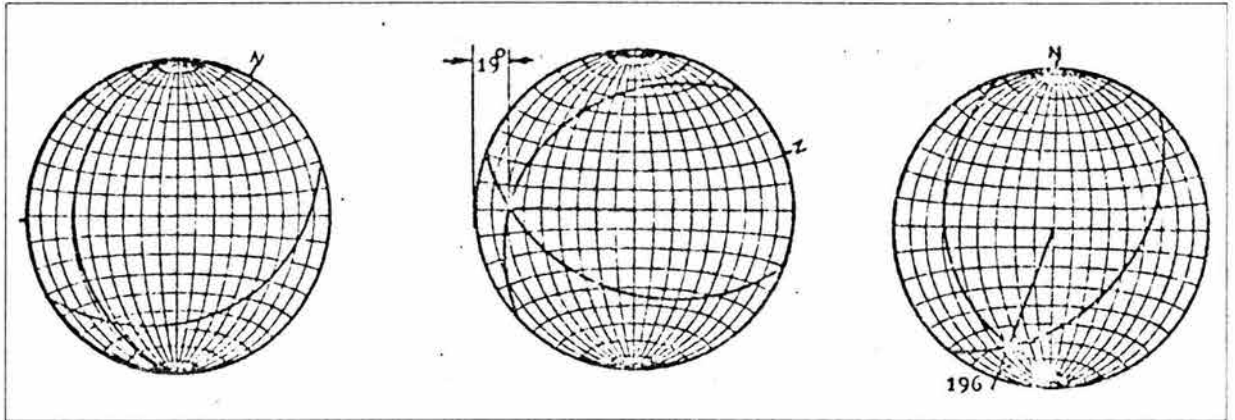
Dos planos, uno con echado de 40° y otro con echada de 30° dirección de echado de 130° y 250° , respectivamente, se interceptan. Se requiere hallar el echado y la dirección del echado de la línea de intersección.

Paso 1: Uno de estos planos ya está definido en el ejemplo y el círculo mayor que define al segundo plano se obtiene al marcar la dirección del echado de 250° , tras lo cual se gira el

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

papal calca hasta que coincida con el eje oeste-este para luego trazar el círculo mayor que corresponda a un echado de 30° .

Paso 2: Ahora se gira el papal calca hasta que la intersección de los dos círculos mayores coincida con el eje oeste-este de la estereorred y se ve que el echado de la línea de intersección es de 19° .

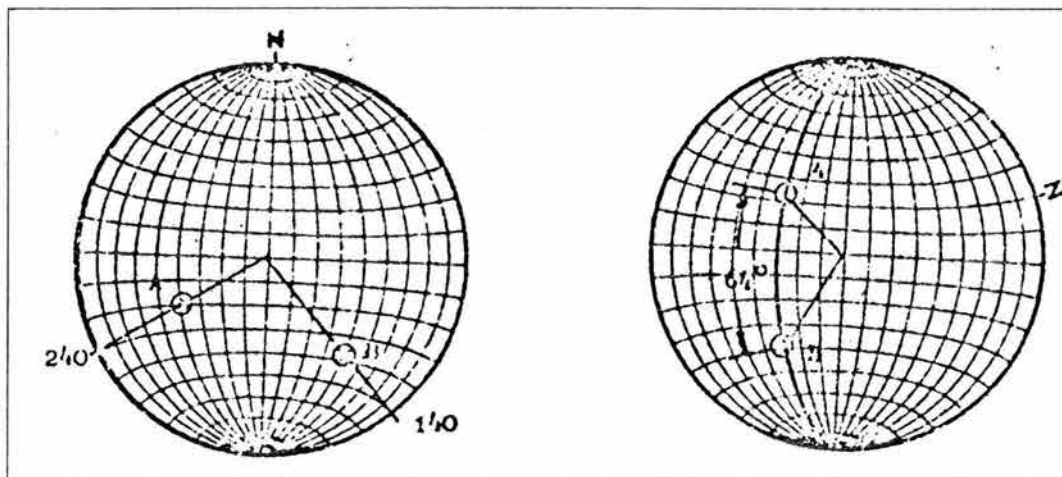


Paso 3: Se gira el papal calca hasta que su marca norte coincida con el punto norte de la estereorred y entonces se podrá ver, mediante la prolongación de la línea de intersección, que la dirección de echado de la intersección es de 196° .

Determinación del ángulo entre dos rectas

Dos líneas en el espacio, esto es, líneas de intersección o normales a los planos, vienen especificadas por sus echados de 54° y 40° y sus direcciones de echado de 240° y 140° , respectivamente. Se requiere hallar el ángulo entre ambas líneas.

Paso 1: Los puntos A y B que definen estas rectas se marcan en el papel calca, haciendo uso de la estereorred, exactamente como se describió en el procedimiento para trazar el polo.



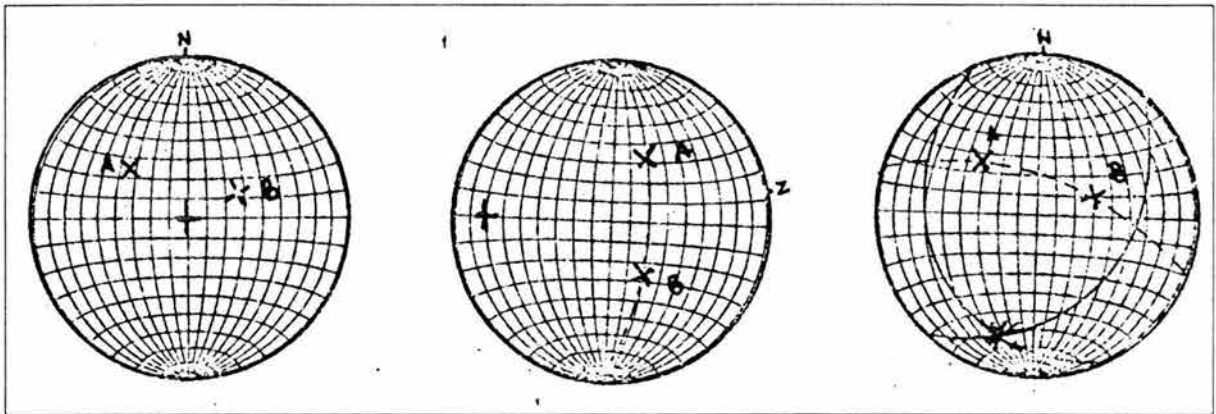
A1. Presentación Gráfica de los Datos Geológicos

Paso 2: Se gira ahora el papel de trazado hasta lograr que ambos puntos coincidan con el mismo círculo mayor de la estereorred y el ángulo entre ambas rectas se determina con sólo contar en la estereorred las divisiones que hay entre A y B a lo largo del círculo mayor. Se encuentra que el ángulo tiene 64° .

Del gran círculo sobre el cual están A y B se define el plano que contiene las dos rectas y se ve que el echado es de 60° y la dirección del echado de 200° .

Otro método para encontrar la línea de intersección de dos planos

Dos planos, con echados de 40° y 30° y cuyas direcciones de echado son de 130° y 250° , respectivamente, están definidos por sus polos A y B, como se ve en la siguiente figura. La línea de intersección de estos dos planos se define como se indica a continuación.



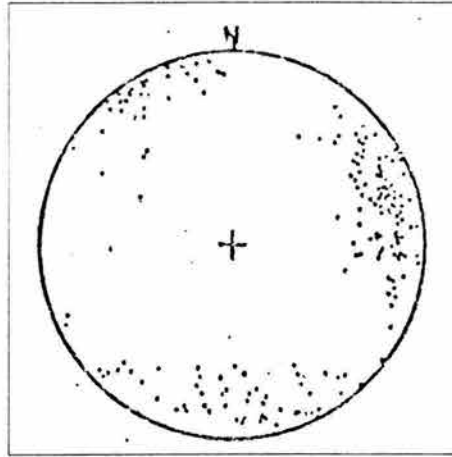
Paso 1: Gírese el papel calca hasta que ambos polos coincidan en el mismo círculo mayor. Este círculo mayor define el plano que contiene las dos normales a los planos.

Paso 2: Halle el polo de este plano midiendo su echado sobre el eje oeste-este de la estereorred. Este polo P define la normal al plano que contiene A y B; puesto que esta normal es común a ambos planos, es, de hecho, la recta de intersección de los dos.

Así pues, el polo de un plano que pasa por los polos de otros dos planos define la línea de intersección de ambos.

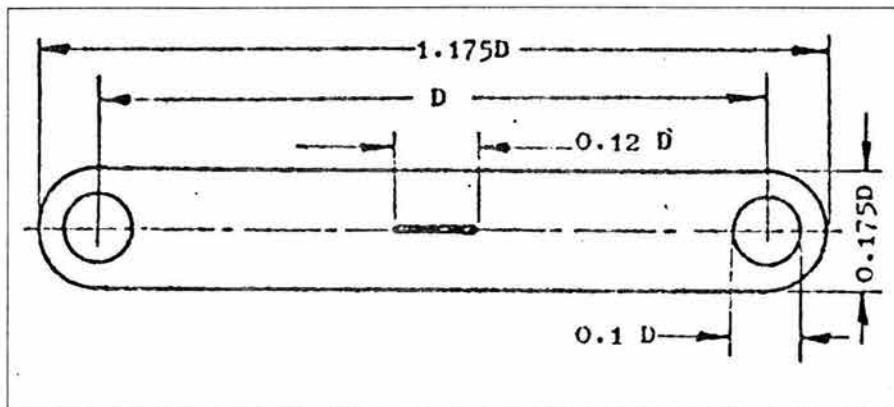
Determinación de las orientaciones preferenciales para conjuntos de discontinuidades

Al trazar observaciones de campo de los echados y direcciones de echados, es conveniente trabajar con polos pues, cuando el número de observaciones excede de 10, el trazo de círculos mayores llega a ser muy confuso. Aun en el caso de que la información se trace en términos de polos, mediante una estereorred polar, el resultado final, como se puede ver en el dibujo siguiente, tiende a ser confuso y requiere interpretación adicional.



Son varias las técnicas para trazar contornos a identificar las orientaciones preferenciales para sistemas de discontinuidades estructurales (a partir de un dibujo de polos como el que ha mostrado). Aquí se describe una de esas técnicas pero el lector que quiera más detalles sobre estos métodos puede consultar textos como el de Turner y Weiss (36).

A1.3 Método de malla o de Schmidt



El contador de puntos de Schmidt se construye con una hoja de plástico transparente de 1.5 mm de espesor. Las dimensiones dadas son múltiplos de D , que es el diámetro de la estereorred

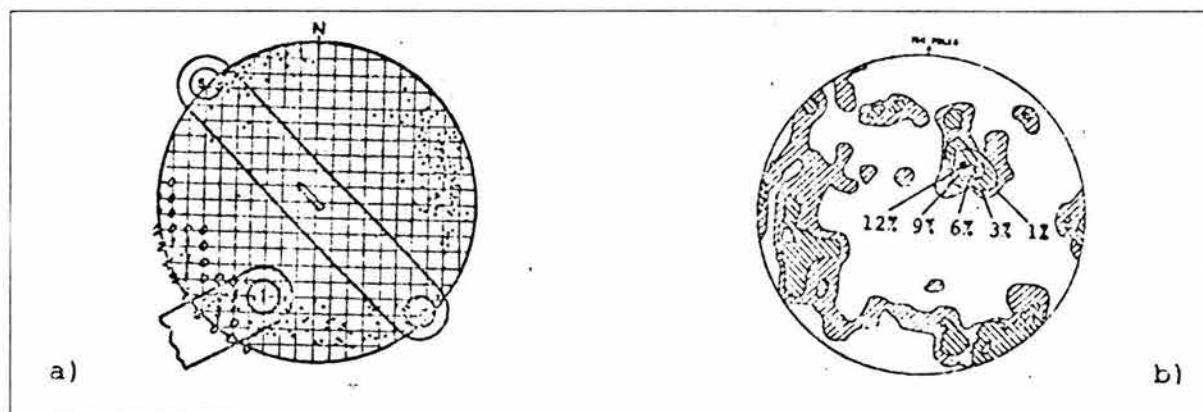
El instrumento básico que requiere este método de trazo de contornos es una plantilla contadora transparente como la que se ilustra arriba. Estas plantillas no se encuentran en el comercio pero se pueden hacer fácilmente con una hoja de plástico transparente. Las dimensiones de la plantilla se dan en términos de diámetro de la estereorred, el cual, para este objeto, normalmente será de 15 a 20 cm. La ranura central se corta con una segueta y debe tener un ancho de aproximadamente 1 mm.

La hoja de calca, en la que se han trazado los polos, se coloca sobre un papel cuadrículado de forma circular, cuyas líneas, en uno y otro sentidos, deben estar espaciadas un vigésimo ($1/20$) del diámetro del papel cuadrículado (esto es, una cuadrícula de 1 cm para una

A1. Presentación Gráfica de los Datos Geológicos

estereorred de 20 cm). Se coloca el centro contador de uno de los agujeros circulares en el extremo de la plantilla, sobre una intersección de la cuadrícula, y se cuenta el número de polos que quedan dentro del círculo; después se escribe el resultado en la intersección considerada. Así se va desplazando el círculo contador sobre los puntos sucesivos de la cuadrícula. Cuando los polos están muy cerca de la periferia de la estereorred, se coloca la ranura central de la plantilla en el centro de esta y se cuentan los polos que quedan en ambos círculos, como se indica en la siguiente figura a).

Obviamente, el número total de polos se anotan en ambos puntos de intersección de la cuadrícula.



Una vez terminada la cuenta de polos, y anotado cada resultado en el punto de intersección que le corresponde, se procede a dibujar los contornos uniendo aquellos puntos de intersección de la cuadrícula que tienen el mismo número de polos. Los valores de los contornos se determinan dividiendo el número de polos en cada intersección entre el número total de polos en la estereorred. Así pues, en el ejemplo que aquí se proporciona, el número total de polos es 134 y la línea que une las intersecciones con 8 polos, representa el contorno de 6%. De manera semejante, 16 polos corresponden a 12% y 4 polos a 3%. Normalmente se achuran los intervalos de los contornos, como se puede ver en la figura anterior b), con el fin de ayudar a quien utiliza el dibujo a identificar rápidamente las concentraciones significativas de polos.

La evaluación de problemas potenciales en los taludes

Es un hecho que los diferentes tipos de fallas en los taludes están asociados a estructuras geológicas diferentes, y es importante que el diseñador pueda reconocer los problemas potenciales de estabilidad en las primeras etapas de un proyecto. A continuación se describen algunos signos que conviene observar cuando se examinan estereodiagramas de los datos estructurales y una prueba de las posibilidades de deslizamiento en una o más discontinuidades.

La Figura A1.4 muestra los cuatro tipos principales de fallas considerados en este libro y los estereodiagramas típicos de las condiciones geológicas que tienden a provocarlas. Nótese que al evaluar la estabilidad debe incluirse la cara del corte del talud en el estereodiagrama, pues el deslizamiento sólo puede ocurrir como resultado del movimiento hacia la cara libre que ha creado el corte.

Los diagramas que aparecen en la Figura A1.4 se han simplificado en aras de la claridad. En un talud rocoso real pueden estar presentes varias mezclas de diversos tipos de estructuras geológicas y esa circunstancia posibilita tipos adicionales de fallas. Por ejemplo, la presencia de discontinuidades que pueden crear volcaduras (*toppling*), y fallas de planos en las que son posibles los deslizamientos de cuñas, puede dar por resultado el deslizamiento de una cuña que esté separada de la masa rocosa por una "grieta de tensión".

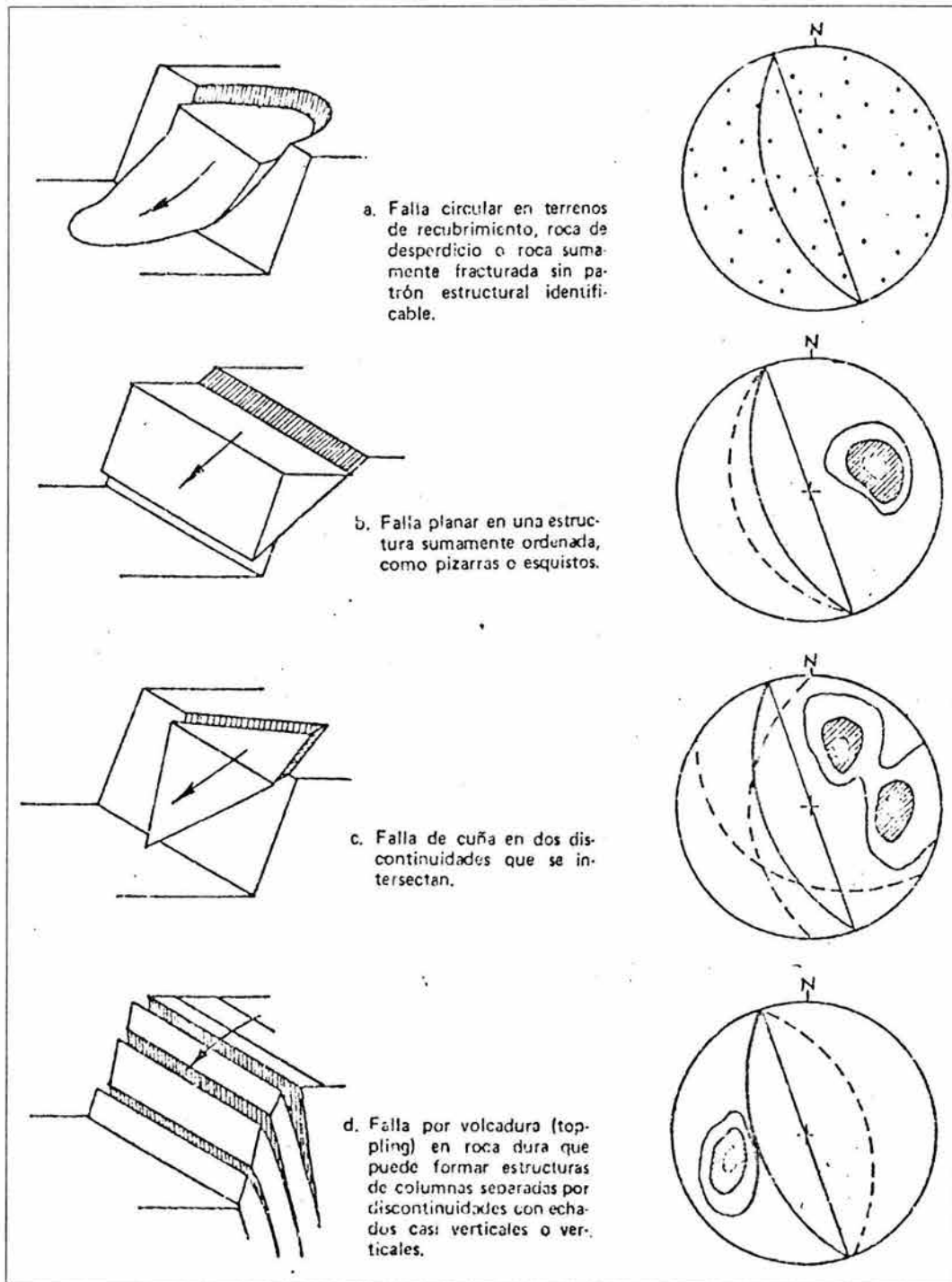
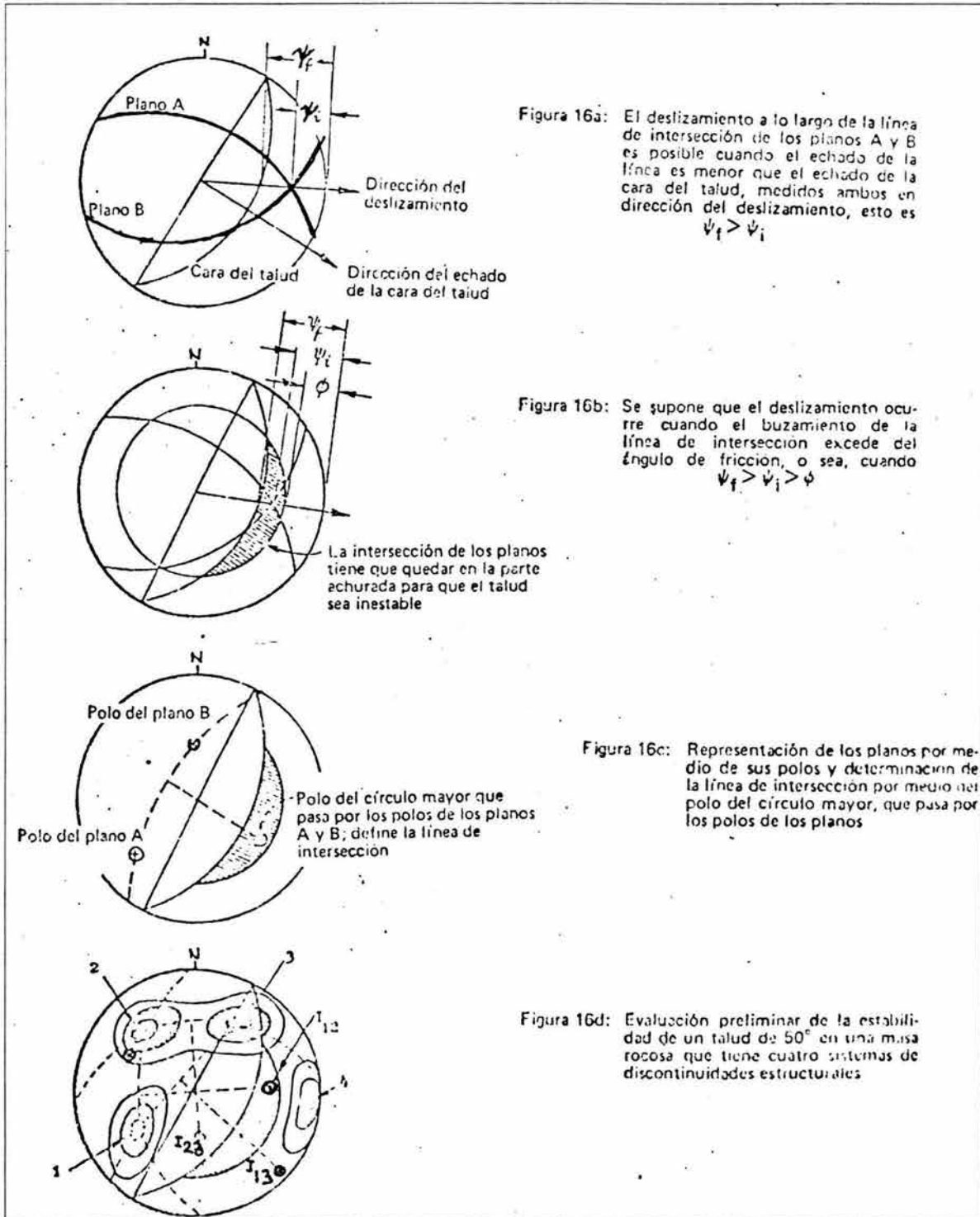


Figura A1.4: Principales tipos de fallas y apariencias de los estereodiagramas de condiciones estructurales que pueden ocasionarlos.



En un estudio típico de campo, en el cual se incluyen datos estructurales, trazados en estereorredes, bien puede ser que haya varias concentraciones importantes de polos; en estos casos es útil identificar las que representan planos de falla potenciales y eliminar las que representan estructuras que con toda probabilidad no tendrán fallas. John, Panet y McMahon han presentado métodos para identificar concentraciones importantes de polos, pero el autor prefiere un método reciente que se debe a Markland.

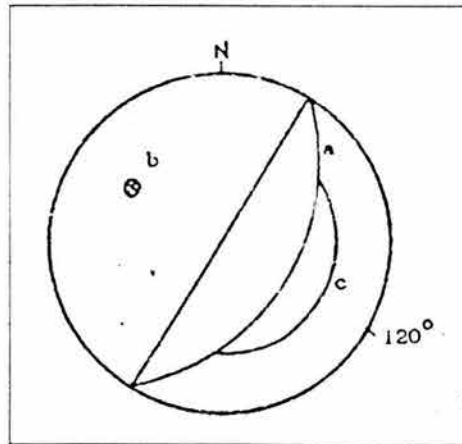
La prueba de Markland establece la posibilidad de una falla de cuña en la que el deslizamiento ocurre a lo largo de la línea de intersección de dos discontinuidades planares, como se ilustra en la Figura A1.4c. La falla de plano, Figura A1.4b, queda incluida en esta prueba pues es en realidad un caso especial de la falla de cuña. Si se mantiene el contacto en ambos planos, el deslizamiento sólo puede ocurrir a lo largo de la línea de intersección, que, por ende, debe tener salida libre a la cara del talud. En otras palabras, el echado de la línea de intersección debe ser menor que el echado de la cara del talud si se mide conforme a la dirección de la línea de intersección, como se muestra en la Figura A1.5a.

Como se mostrará en el capítulo que trata de las fallas de cuña, el factor de seguridad en un talud depende del echado de la línea de intersección, de la resistencia al corte de las superficies de discontinuidad y de la configuración geométrica de la cuña. El caso límite ocurre cuando la cuña degenera en un plano; esto es, cuando los echados y la dirección de echado de los dos planos son iguales, y cuando la resistencia al corte de ese plano se debe únicamente a la fricción. Como ya se ha establecido, el deslizamiento en estas condiciones ocurre cuando el echado del plano excede del ángulo de fricción ϕ ; Por ende, se obtiene una primera aproximación a la estabilidad de la cuña si el echado de la línea de intersección excede del ángulo de fricción para las superficies rocosas. La Figura A1.5b indica que el talud es potencialmente inestable cuando el punto que define la línea de intersección de los dos planos cae dentro del área incluida entre el círculo mayor que define la cara del talud, y el círculo que define una serie infinita de planos (un cono), con un echado igual al ángulo de fricción ϕ .

El lector familiarizado con el análisis de cuñas argüirá, por una parte, que esta área puede reducirse aún más si se permite un cierto margen por la influencia de "la cuña" entre los dos planos de discontinuidad, esto es, la influencia que ejerce la propia cuña sólo por estar ahí, y por otra, que la estabilidad podría verse disminuida si hay agua en el talud. La experiencia sugiere que estos dos factores tenderán a anularse entre sí en los problemas típicos de cuña y que la hipótesis burda utilizada para obtener la Figura A1.5b es adecuada para la mayoría de los problemas prácticos. Debe recordarse que esta prueba fue ideada para identificar discontinuidades críticas y que, habiéndolas identificado, será necesario un análisis minucioso con el fin de definir el factor de seguridad del talud.

Las figuras A1.5a y A1.5b muestran los planos de discontinuidad como círculos mayores, pero, como se ha explicado en las páginas anteriores, los datos tomados en el sitio de la obra se trazan normalmente en términos de polos. En la Figura A1.5c los dos planos de discontinuidad están representados por sus polos, y con el fin de hallar su línea de intersección, se usa el método ya descrito. El papel calca en el que están dibujados los polos se gira hasta que ambos polos queden en el mismo círculo mayor. El polo de este círculo mayor define la línea de intersección de los dos planos.

A1. Presentación Gráfica de los Datos Geológicos



Como ejemplo del uso de esta prueba, considérese el estereodiagrama de polos que se proporciona en la Figura A1.5d. Se requiere examinar la estabilidad de una cara del talud con un echado de 50° y una dirección de echado de 120° . Se supone un ángulo de fricción de 30° para este análisis. Se prepara un papel para superposición en el que se incluye la siguiente información:

- El círculo mayor que representa la cara del talud
- El polo que representa la cara del talud
- El círculo de fricción

Se coloca la superposición encima del estereodiagrama de contornos y ambos se giran sobre la estereorred para hallar cuáles círculos mayores pasan por las concentraciones de polos. Las líneas de intersección están definidas por los polos de estos círculos mayores, como se muestra en la Figura A1.5d. En esta figura se ve que la combinación más peligrosa de discontinuidades es la representada por las concentraciones de polos 1 y 2. Tanto la intersección I_{23} como la I_{13} caen fuera del área crítica y no es probable que intervengan para dar lugar a la inestabilidad. La concentración de polos con el número 4 no intervendrá en el deslizamiento, pero, como se indica en la Figura A1.5d, puede dar lugar a volcaduras o a la creación de grietas de tensión.

Según el ejemplo anterior, es necesario examinar el talud, en especial las discontinuidades 1 y 2, con mayor minuciosidad para dejar establecido si las condiciones críticas que sugiere el análisis preliminar existen o si hay otros factores que incrementen la estabilidad del talud.

En los casos en los que haya una sola concentración de polos importante, como la que se presenta en la Figura A1.4b, es posible la falla planar si la concentración queda cerca del polo de la cara del talud. En el ejemplo que se da en la Figura A1.5d, la concentración de polos 2 queda suficientemente cerca del polo de la cara del talud como para que se considere posible un deslizamiento bidimensional y se justifique un examen más detallado.

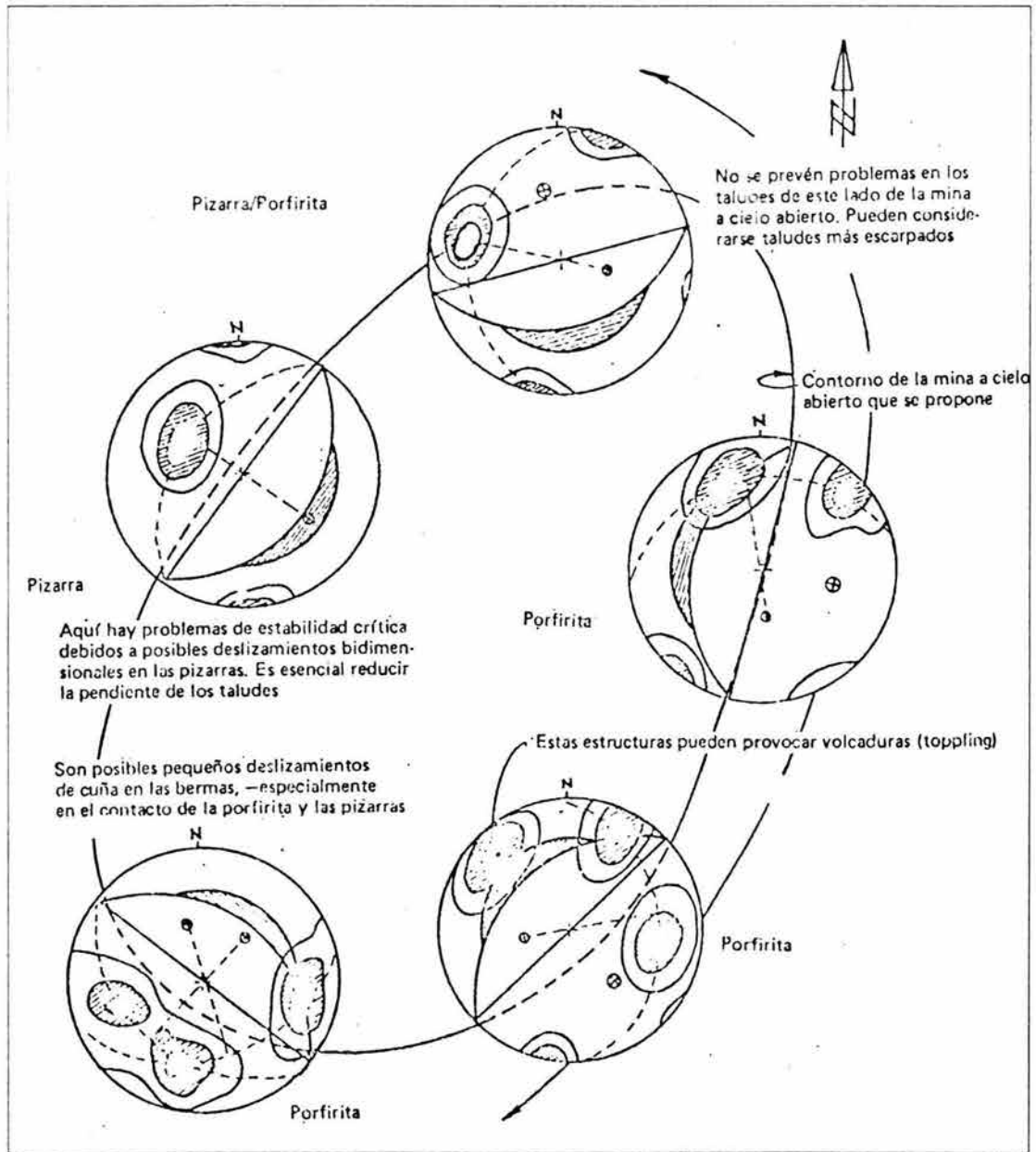


Figura A1.6: Presentación de los datos geológicos y análisis preliminar de la estabilidad en los taludes para un estudio de factibilidad de una mina hipotética a cielo abierto.

Método sugerido para presentar los datos y el análisis de planeación de una mina a cielo abierto.

Durante los primeros estudios de factibilidad de una mina a cielo abierto, se requiere estimar los ángulos de talud seguros para calcular las relaciones del mineral con los desperdicios de roca y para el trazo preliminar de la mina. Es probable que durante esa etapa sólo se tengan los datos estructurales obtenidos mediante los barrenos perforados con propósitos de evaluación del mineral y los de la elaboración de mapas de los afloramientos superficiales. Pese a lo escaso de la información, el hecho es que si proporciona una base

A1. Presentación Gráfica de los Datos Geológicos

para la primera estimación de los problemas potenciales en los taludes, y por ello el autor sugiere que se use como se muestra en la Figura A1.6.

En un plano se dibujan los estereodiagramas con los contornos de todos los datos estructurales existentes. Las gráficas se dibujan en el mismo lugar que las observaciones relativas al sitio de la obra, y deben, cuando es posible, espaciarse uniformemente en torno del perímetro de la mina. Es de especial interés que se hagan los mapas de las áreas de fallas importantes de aquellas en las que ocurren los cambios de tipo de roca. A continuación se prepara una transparencia para superposición como la descrita.

En la Figura A1.6 se ha supuesto que la estabilidad de los taludes de 45° queda sujeta a verificación. Ahí donde los datos geológicos indican la presencia de fallas o de lentes de arcilla se utiliza un ángulo de fricción de 20° para definir el círculo de fricción. En donde no parezcan existir estructuras así, resulta más realista un ángulo de fricción de 30° , valor utilizado en la Figura A1.6.

En el lado este de la fosa hipotética de pórfido de cobre, ilustrada en la Figura A1.6, se observa que no hay estructuras desfavorables para la estabilidad y, como la porfirita es una roca dura, cabe considerar la inclinación de los taludes.

Nótese que las estructuras de la parte suroriental del tajo pueden provocar fallas por volcadura si se dejan muy verticales los taludes (véase la Figura A1.4d). Esta posibilidad debe tenerse en mente a medida que avanza la planeación de la mina a cielo abierto y, si se necesita, debe realizarse un análisis más minucioso.

Las estructuras en la parte suroccidental de la fosa no son críticas pero casi seguramente habrá discontinuidades locales que provoquen pequeños deslizamientos de cuña en algunas bermas. Esto es particularmente cierto en el contacto de la porfirita y las pizarras. Puesto que reducir la pendiente de los taludes en la pizarra resulta esencial, sería prudente comenzar a hacerlo en la esquina suroccidental de la mina a cielo abierto.

El área más crítica en esta fosa en particular la constituyen los taludes occidentales, ahí donde las pizarras tienen un echado hacia dentro de la mina que casi es igual al de los taludes (nótese que la concentración de polos coincide con el polo de la cara del talud, condición límite crítica del deslizamiento bidimensional). Aquí sería esencial realizar investigaciones más minuciosas. Resulta obvia la necesidad de llevar a cabo barrenos adicionales para corroborar la extensión de las pizarras, así como estudiar las aguas freáticas y hacer pruebas de corte en los planos de discontinuidad. Habría que hacer un análisis detallado de la estabilidad, recurriendo a los métodos que se describen en capítulos posteriores, para establecer cuales son los ángulos de talud seguros en esta parte de la fosa.

A2. INYECCIONES EN ROCA

A2.1 Introducción

La inyección es el proceso por medio del cual se introduce un fluido a presión en el terreno con el objeto de sustituir el aire o el agua en las fisuras, grietas y oquedades con un producto, el cual reducirá el flujo de agua (impermeabilización) y en algunos casos incrementará la resistencia y el módulo de deformabilidad del medio en forma significativa (consolidación).

En las inyecciones en roca generalmente se requiere rellenar los planos de fracturas así como las cavidades de disolución y otras oquedades que están asociadas a las discontinuidades del macizo rocoso. Estas representan los principales conductos por los cuales el agua fluye y por lo tanto requieren de ser selladas. En contraste, la permeabilidad atribuible a la porosidad de una roca es insignificante y no requiere de ser tratada, excepto en algunas rocas muy porosas, como las areniscas no cementadas y los travertinos, en que se puede aplicar este tratamiento con el objeto de reducir las filtraciones.

A2.2 Tipo de tratamientos

Los tratamientos mediante inyecciones pueden ser de tres tipos:

a) **Pantallas impermeables:** su objetivo principal es el de reducir la permeabilidad del terreno y las filtraciones a través del macizo rocoso. Una pantalla impermeable es un plano formado por medio de la perforación de barrenos y su inyección con mezclas que dan como resultado una zona dentro del macizo rocoso donde la permeabilidad del terreno es muy baja. Fuera de esta zona prevalece la permeabilidad natural.

Una pantalla puede estar formada por varios planos de inyección, los cuales poseen una geometría definida (inclinación, profundidad y extensión lateral), acorde con la permeabilidad y las características estructurales del terreno y de la obra civil que se desea proteger.

b) **Tapetes de consolidación:** son inyecciones realizadas para mejorar las propiedades de deformabilidad de la masa rocosa. Generalmente la profundidad de inyección es de 5 a 10 m de profundidad y se realiza cubriendo una superficie que está determinada por la obra civil que se construirá sobre ella.

c) **Relleno:** algunas rocas poseen grandes cavidades formadas naturalmente, como los ductos de carsticidad en las rocas calizas o las oquedades que quedan entre distintos derrames de lava en las rocas ígneas extrusivas.

Para evitar su colapso es indispensable rellenar estas cavidades cuando la cimentación de una estructura se va a desplazar en este tipo de roca. La exploración previa juega un papel importante para la localización de las cavidades y la planificación de los trabajos por desarrollar.

d) **Inyecciones de contacto:** tienen por objetivo rellenar las oquedades que quedan entre el revestimiento de concreto de un túnel o una cimentación y la roca para garantizar la

adecuada transmisión de los esfuerzos de la estructura al terreno. Como en los casos anteriores, la inyección conlleva el efecto benéfico de la impermeabilización del terreno, ya que siempre se introduce parte de la mezcla inyectada a las fisuras de la roca.

En los tratamientos de impermeabilización y consolidación el papel de las exploraciones es vital para su adecuado diseño. Entendiendo por exploración tanto la parte geológica, rocas y discontinuidades y, la determinación de las propiedades mecánicas e hidráulicas del terreno.

A2.3 Productos empleados en la inyección

Las mezclas empleadas en la inyección de macizos de roca fisurados se pueden dividir en dos grandes grupos: las suspensiones y las soluciones.

Las suspensiones se fabrican con agua y cemento tipo Pórtland, también se adicionan con materiales inertes como la arena, ceniza volante o puzolana y aditivos químicos para mejorar sus propiedades reológicas. Las mezclas fabricadas con cemento se pueden dividir en:

Lechada: formada por agua, cemento y bentonita o aditivo químico para estabilizarla, fluidificarla y/o incrementar la velocidad de fraguado.

Mortero: formado por agua, cemento, bentonita y arena. También adicionada con aditivos químicos para estabilizarlo, fluidificarlo y/o incrementar la velocidad de fraguado.

Concreto: formado por agua, cemento, arena, grava y puede o no tener algún aditivo químico para fluidizarlo y mejorar su resistencia.

Las soluciones son productos químicos líquidos que reaccionan una vez inyectado en el terreno, las más empleadas son:

Silicato de sodio utilizando como reactivo el cloruro de calcio para formar un gel.

Polímeros que reaccionan al contacto con el agua.

Resinas que se polimerizan por medio de un catalizador.

La selección de la mezcla depende del ancho de las fisuras y del tamaño de los poros que se requieren rellenar. En la figura A.1.1 se muestra la relación entre tipo de mezcla y el ancho de fisuras o bien, en el caso de suelos, el tamaño granulométrico del material.

La gran mayoría de los trabajos de inyección en rocas fisuradas se logran terminar exitosamente empleando las mezclas elaboradas con cemento. Solo en casos muy especiales es necesario el uso de soluciones a base de silicatos de sodio y resinas. Los polímeros han dando buen resultado cuando se requieren inyectar fracturas grandes con agua en circulación, provocando un taponamiento temporal que permite entonces la inyección de las suspensiones de cemento, morteros y lechadas, más resistentes y con vida útil más prolongada.

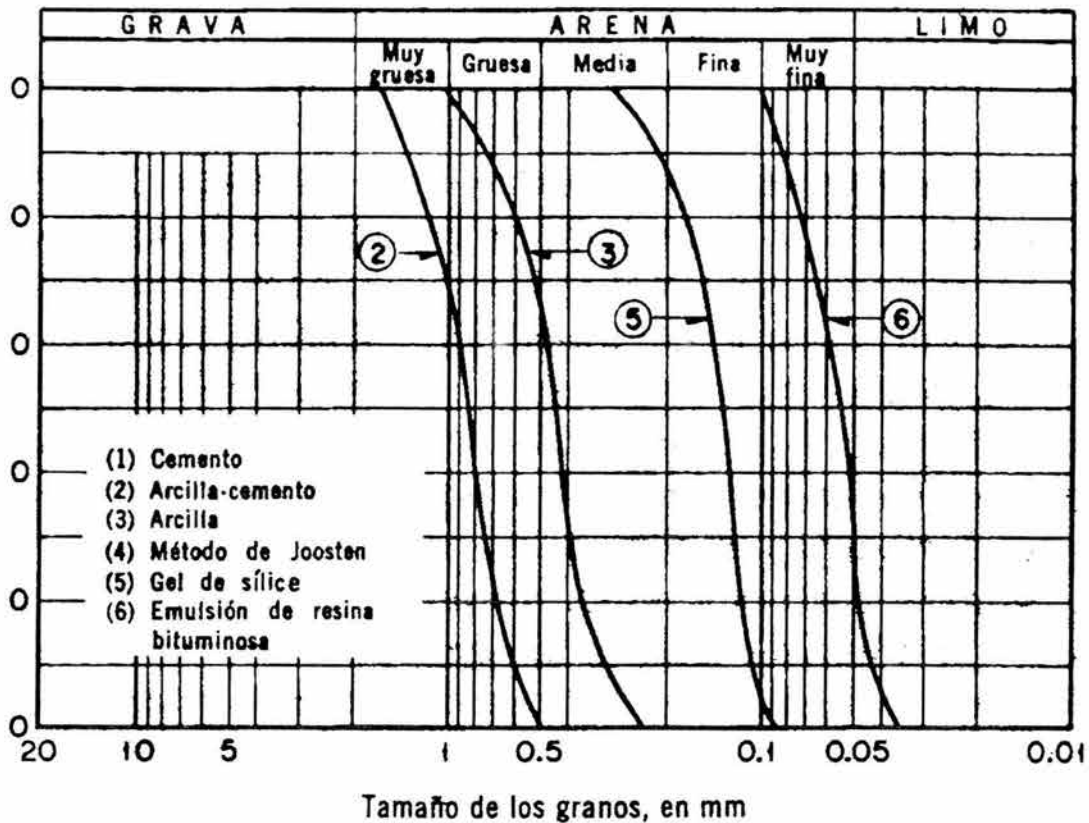


Figura A.1.1, Materiales empleados en la inyección de acuerdo con el tamaño de partículas en suelos, Bell (1978).

A2.3.1 Mezclas de inyección fabricadas con cemento

Las mezclas de inyección fabricadas con cemento pueden dividirse, dependiendo de su comportamiento reológico en:

Mezclas estables: son aquellas en que los granos de cemento se mantiene en suspensión por un periodo de tiempo prolongado.

La estabilidad de una mezcla se determina mediante la prueba de decantación. Esta prueba consiste en colocar 300 ml de lechada en una probeta de 500 ml de capacidad y medir durante 2 horas la cantidad de agua libre acumulada en la parte superior de la probeta. Se considera estable si el agua libre es menor o igual al 5%.

Mezclas inestables: son aquellas que durante la prueba de decantación tienen más del 5% de agua libre.

En la actualidad se emplean, en la mayoría de los tratamientos de inyección y consolidación, las mezclas estables debido a que poseen mejores características reológicas. Hasta antes de la introducción de los aditivos químicos las mezclas estables se elaboraban en proporciones de 2:1 a 3:1 (agua:cemento), utilizando bentonita en 1 o 2% para estabilizar y reducir la sedimentación y se caracterizaban por su bajo contenido de cemento

y baja resistencia final. Los aditivos modernos tipo superfluidizantes y estabilizadores permiten fabricar mezclas con mayor contenido de cemento empleando proporciones que van de 0.6: a 1:1 (agua:cemento), poseen mayor resistencia final y buena fluidez y alcanzan mayor penetrabilidad en el terreno fisurado, siempre que se tenga control continuo de su cohesión.

Las mezclas estables se comportan como un fluido tipo Bingham durante el flujo, el cual se caracteriza por tener viscosidad y cohesión que son parámetros de resistencia al flujo. La viscosidad controla la velocidad de flujo y la cohesión la distancia máxima de penetración.

La penetrabilidad de una mezcla es directamente proporcional a la presión aplicada y a la apertura de las fisuras y es inversamente proporcional a la cohesión, por lo que para un ancho de fisura dado, se puede manipular la presión de inyección o la cohesión de la mezcla. En la práctica es más conveniente manipular la presión de inyección y fabricar un solo tipo de mezcla pero de baja cohesión.

Debido a que existen diferentes marcas patentadas y de composición química de los aditivos, es necesario primero diseñar una mezcla base empleando los materiales que se utilizarán en obra (cemento y agua) y, posteriormente, durante el desarrollo de la inyección, llevar un control riguroso y continuo de sus propiedades reológicas para realizar los cambios necesarios. El laboratorio de campo es indispensable en estos casos, ya que las propiedades de la mezcla son afectadas por varios factores como: temperatura ambiente y del agua, composición química del agua, tipo de cemento y su grado de finura, proporcionamiento del aditivo, secuencia de preparación de la mezcla y equipo de fabricación (mezcladoras de alta y bajas revoluciones).

Una mezcla tiene un tiempo limitado útil, ya que desde el inicio de su preparación los componentes que la forman empiezan a reaccionar, en especial los aditivos que empiezan a perder efectividad. Las investigaciones desarrolladas hasta la fecha muestran que al volver a dosificar una mezcla con aditivos no se logra obtener las propiedades reológicas deseadas (cohesión y fluidez), por lo que es necesario desecharla. La vida útil se determina por medio de los ensayos de laboratorio, pero en general este tiempo oscila entre 1 y 2 horas.

Las mezclas al ser inyectadas pueden perder parte del agua de composición si la superficie de las fisuras está seca, incrementándose rápidamente la cohesión y reduciéndose su penetrabilidad. Por ello, cuando se inyectan tramos de barrenos localizados arriba del nivel freático siempre es necesario inyectar previamente agua para saturar las fisuras.

El comportamiento de las mezclas inestables durante la inyección es errático e impredecible por lo que se tratan de evitar al máximo en este tipo de tratamientos.

A2.3.2 Materiales empleados en la elaboración de mezclas de cemento

Agua: limpia y libre de materia orgánica, con bajo contenido de sales y sólidos disueltos. La alta temperatura influye en las propiedades de la mezcla por que es necesario tener una fuente de abastecimiento que proporcione agua a temperatura entre 15 y 25° C.

Cemento: tipo puzolánico con superficie específica Blaine de 4200 a 5100 cm^2/g como mínimo, de buena calidad, no hidratado, para lo cual se deberá almacenar bajo techo y colocado en tarimas de madera.

La cantidad de cemento almacenado debe ser suficiente para que la inyección no se suspenda y se pueda desarrollar en forma continua. Cada lote de cemento nuevo debe estar verificado para que cumpla con la superficie específica seleccionada.

Los cementos con mayor superficie Blaine, dentro del rango señalado antes, permiten fabricar mezclas más estables y de mayor penetrabilidad, ya el tamaño del grano de cemento es menor y se pueden inyectar fisuras más finas. Solo en casos muy especiales se aconseja el uso de mezclas fabricadas con micro cementos ya que su costo es muy elevado y requiere de otro tipo de aditivos y forma de preparación.

Aditivos: Su presentación es líquida y se utilizan sobre todo los de tipo superfluidizante y estabilizadores de volumen. Son productos químicos sintéticos y generalmente libres de eloruros que producen mezclas de inyección fluidas de alta trabajabilidad y estables. El porcentaje de aditivo empleado en una mezcla estable es variable desde 0.25 a 1 %, los ensayos de diseño de la mezcla se inician utilizando el porcentaje recomendado por el fabricante.

El aditivo debe ser almacenado en un lugar cubierto ya que sus propiedades se pierden con los cambios constantes de temperatura.

Orden de preparación: la secuencia de preparación de la mezcla es muy importante en los resultados. Se emplea un turbo mezclador al cual se van adicionando los componentes en el orden siguiente: agua, cemento y finalmente los aditivos. El tiempo de mezclado en este equipo es corto, del orden de 1 a 3 minutos, posteriormente se traslada la mezcla a los agitadores de bajas revoluciones mientras se inyecta al terreno.

A2.3.3 Propiedades de las mezclas elaboradas con cemento

Las propiedades que se deben medir en una mezcla estable son:

- Decantación (estabilidad)
- Viscosidad al cono Marsh
- Cohesión con placa
- Coeficiente de filtración
- Resistencia a la compresión uniaxial

Las propiedades anotadas antes se verifican constantemente durante los trabajos de inyección, por ejemplo, 2 o 3 veces al día o bien, se puede establecer un volumen determinado de mezcla para llevar a cabo las pruebas de verificación. Se utilizan los siguientes métodos de ensayo para evaluarlas:

Decantación (estabilidad) consiste en colocar 300 ml de lechada en probeta de 500 ml de capacidad y medir durante 2 horas la cantidad de agua libre en la parte superior de la probeta, debiendo ser menor o igual al 5 %.

Viscosidad al cono Marsh. Se define como el tiempo, en segundos, que tardan en salir 946 ml de mezcla de un embudo de dimensiones estándar (denominado cono Marsh) cuando se pusieron en el embudo 1500 ml de mezcla. Es una medida de la fluidez de la mezcla. Con base en la experiencia, se prefieren mezclas cuya fluidez oscile entre 20 y 35 segundos. Con más de 35 segundos las mezclas son espesas y difíciles de bombear lo que además reduce su penetrabilidad.

Cohesión con placa. Se mide por medio de una placa de acero inoxidable cuadrada de 10x10 cm y espesor de 0.4 mm rayada en ambas caras (el rayado recomienda en cuadrícula a cada 0.5 cm), se procede de la siguiente forma: se pesa la placa seca, después se introduce totalmente en la mezcla, se saca, escurre y pesa nuevamente. Se obtiene la diferencia de los pesos seco y con mezcla y se divide entre el área de la placa obteniéndose así la cohesión en gr/cm^2 . Para una mezcla estable y de baja cohesión es conveniente que el valor sea menor o igual a 0.03 gr/cm^2 .

Coefficiente de filtración. Se obtiene a partir de la prueba de filtrado de la mezcla. Consiste en medir la cantidad de agua que se extrae de un volumen equivalente a 200 cm^3 de mezcla por medio de un filtro - prensa aplicando una presión de 7 kg/cm^2 durante un intervalo de 30 minutos. El coeficiente de filtración se obtiene utilizando la siguiente fórmula:

$$\text{Coeficiente de filtración} = (\text{Volumen de agua filtrada} \times \text{tiempo})^{-0.5} / \text{Volumen total inicial}$$

Los sólidos retenidos en el papel se denomina *cake* y su espesor se reporta en mm. El valor del cake debe ser menor o igual a 15 mm.

Resistencia a la compresión uniaxial. Consiste en aplicar un esfuerzo axial a una probeta no confinada con una velocidad de $10 \text{ kg/cm}^2/\text{min}$ hasta la falla.

La probeta debe ser cilíndrica con una relación de esbeltez de 2.0, se deben ensayar a las edades de 7 y 28 días. Las mezclas estables elaboradas con aditivos alcanzan resistencias mínimas de 100 kg/cm^2 a 28 días, mientras que las elaboradas con bentonita menos de 30 kg/cm^2 en igualdad de estabilidad y fluidez.

A2.4 Presión de inyección

La determinación de la presión de inyección es muy importante y debe tomar en cuenta las propiedades del macizo rocoso y el objetivo que se persigue con la inyección. Presiones de inyección incorrectas pueden ser la causa de sobrecostos, prolongado tiempo de ejecución e incluso, afectar las propiedades del terreno inyectado.

En las inyecciones de penetración, donde solo se desea rellenar los vacíos del terreno, no es deseable el hidrofracturamiento, el cual se produce al aplicar altas presiones en rocas blandas, alteradas o amplias zonas de fallamiento

En las inyecciones de remplazamiento el hidrofracturamiento es necesario y se produce en forma intencional para lograr que la mezcla penetre al terreno y mejore su rigidez, en estos casos se emplean presiones de inyección un poco superiores a la crítica del terreno.

Para el diseño inicial de una pantalla de impermeabilización se puede considerar una presión máxima equivalente a 1.5 a 2 veces la presión hidráulica del embalse, siempre que

el terreno permita aplicar estas presiones sin llegar al hidrofracturarse. Si la roca es débil se establecen presiones menores a la crítica pero se reduce el espaciamiento entre las perforaciones para que la mezcla alcance a cerrar todos los espacios.

En ocasiones es necesaria la construcción de más de un plano de impermeabilización cuando la roca es demasiado débil o muy fracturada y es imposible aplicar altas presiones.

A2.5 Equipo utilizado para la fabricación de mezclas e inyección

El equipo que se emplea para la fabricación de las mezclas elaboradas con cemento es el siguiente:

- Turbo mezclador de altas revoluciones, de 1250 rpm mínimo.
- Mezclador de bajas revoluciones de 60 a 80 rpm, se emplea para mantener en agitación la mezcla durante la inyección. Se puede adaptar para medir el volumen de mezcla inyectado.
- Bombas de tornillo sinfín o de doble pistón, accionadas por medio de un gato hidráulico o neumático con capacidad de inyección de lechada variable de 0 a 60 l/min y presión ajustable de 0 a 30 o 40 kg/cm², Figura A.2.2.



Figura A.2.2 Bombas de inyección: a) tipo pistón; b) de tornillo sinfín

- Obturadores mecánicos, neumáticos ó hidráulicos: de diámetro adecuado para obturar la perforación y de longitud y resistencia suficientes para las presiones de inyección especificadas. Figura A.2.3.
- Manómetros registradores de paso integral, con carátula de 6" de diámetro con glicerina, con capacidad para medir un tercio más de cada una de las presiones de inyección máxima especificadas.

En la Figura A.2.4 se presenta un arreglo típico del equipo de inyección.

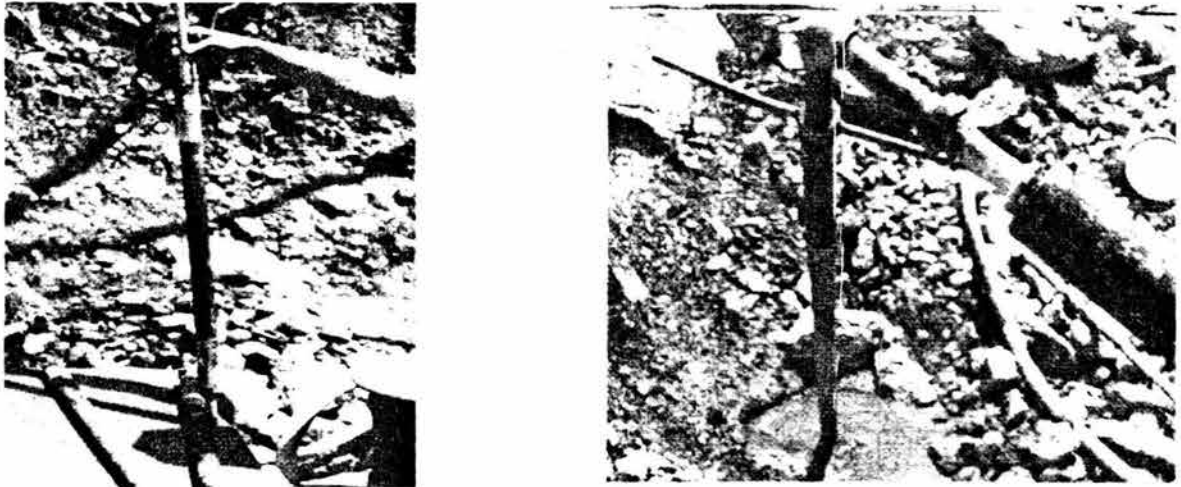


Figura A.2.3 Obturador neumático y manómetro con paso integral

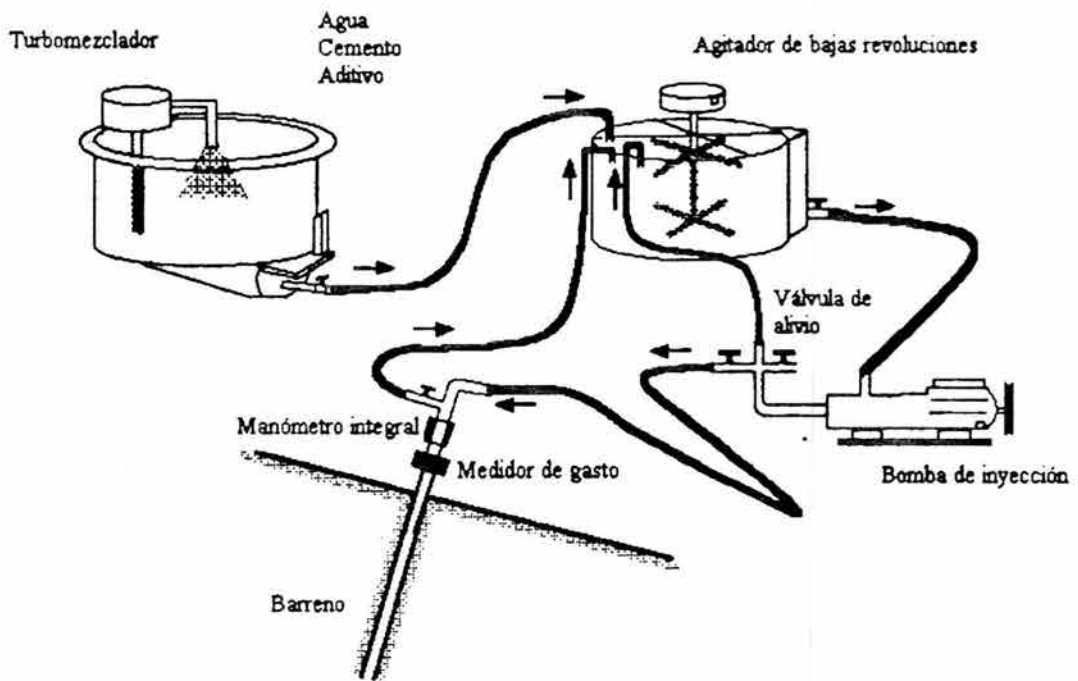


Figura A.2.4 Arreglo del equipo de inyección, Cambefort (1968)

A2.6 Diseño de tratamientos

A2.6.1 Pruebas de inyección

En ocasiones es necesario realizar pruebas de inyección in-situ para determinar la permeabilidad natural y las características de inyectabilidad de macizo rocoso. Estas pruebas también permiten realizar un diseño del tratamiento acorde con las condiciones de fracturamiento existentes en el sitio.

La prueba de inyectabilidad permite determinar la geometría más apropiada de la pantalla de impermeabilización y/o del tapete de consolidación, entendiendo por geometría la distribución, dirección, inclinación, separación y longitud de las perforaciones, así como definir el procedimiento y presiones de inyección más convenientes. En la prueba in-situ se utiliza la mezcla base diseñada inicialmente y que es elaborada con los componentes que se dispondrán durante el trabajo definitivo.

La ejecución de una prueba de inyectabilidad, requiere primero, de la revisión y análisis de la información geológica estructural, para seleccionar el sitio de prueba que sea representativo del macizo rocoso y segundo, establecer el procedimiento de ejecución más adecuado con base en las propiedades de permeabilidad y resistencia del mismo.

La prueba consiste, en términos generales, en los siguientes puntos:

- a) Determinación de la permeabilidad natural por medio de pruebas de agua tipo Lugeon, Lefranc o en general pruebas inyectando agua a presión.
- b) Inyección del terreno utilizando un cierto arreglo geométrico en las perforaciones y empleando la mezcla estable base. Las perforaciones se inyectan por etapas, a veces, es conveniente ensayar otras mezclas o realizar modificaciones conforme se obtienen los primeros resultados.
- c) Registro detallado de todos los datos de la prueba, como las presiones y consumos obtenidos en de cada tramo inyectado.
- d) Finaliza la prueba determinando la permeabilidad residual después de la inyección mediante pruebas con agua o bien perforando e inyectando nuevos barrenos en el área de prueba, de tal manera que se pueda verificar la penetrabilidad de la mezcla inyectada previamente, mediante comparación de consumos entre etapas.
- e) Finalmente se analiza la información obtenida, para ajustar los parámetros geométricos del tratamiento, el proporcionamiento de la mezcla de inyección y definir el procedimiento de inyección y control más acorde con el terreno. Dentro de estos parámetros uno de los más importantes es la presión máxima de inyección.

A2.6.2 Pantallas de impermeabilización

Tienen por objeto reducir la permeabilidad del macizo rocoso y las potenciales filtraciones a través de sus discontinuidades.

Una pantalla se forma por medio de la perforación e inyección de una serie de barrenos dispuestos en una o más líneas paralelas.

Las pantallas para presas se extienden por debajo el cuerpo de la cortina, desde el fondo del cauce hasta la parte alta de las laderas de apoyo o empotramiento de la estructura. Las características de una pantalla se definen por:

Número de líneas: es el número de líneas que forman la pantalla de impermeabilización, el cual depende de la resistencia mecánica, fracturamiento y permeabilidad del terreno.

Nociones Generales Para el Diseño de Cortinas de Enrocamiento con Cara o Chapa de Concreto en el Paramento Mojado

Cuando es difícil aplicar altas presiones para realizar la inyección por que el terreno es débil, se proyectan dos o más líneas paralelas.

Profundidad: depende generalmente de las condiciones geológicas del terreno. Existen casos extremos donde la roca presentó muy baja permeabilidad y no se requirió de pantalla, mientras que en otros las condiciones geológicas eran muy desfavorables e involucraban zonas profundas con alta permeabilidad que resultó la profundidad de pantalla mayor que la misma cortina.

Para definir esta característica, resultan imprescindibles las perforaciones exploratorias con ensayes de permeabilidad y/o las pruebas de inyectabilidad antes descritas.

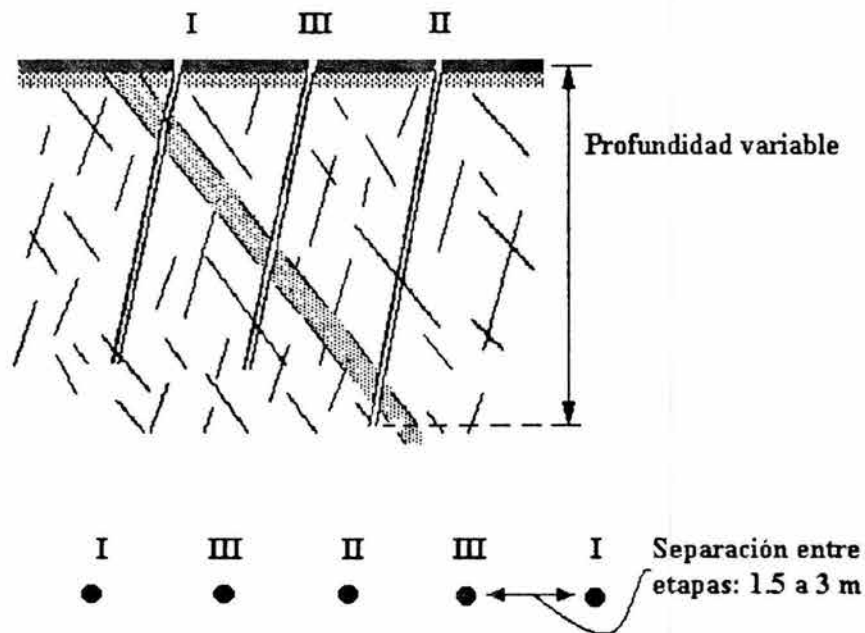


Figura A.2.5 Secuencia de perforación e inyección de barrenos de pantalla, Cambefort (1967)

Cuando existen dudas acerca de la permeabilidad del terreno a profundidad, se proyectan las pantallas de tal forma que las primeras perforaciones sean más profundas que las siguientes, con separación de 12 o 24 m entre ellas para que sirvan como barrenos exploratorios. En ellas se efectúan pruebas de permeabilidad antes de ser inyectadas y en caso necesario, los barrenos subsecuentes se profundizan hasta las zonas de alta permeabilidad.

Inclinación del plano de pantalla: la superficie hipotética que forma el conjunto de las perforaciones de inyección se denomina plano de pantalla. Sin salirse de este plano las perforaciones pueden tener una inclinación distinta, con el objeto de cruzar las principales discontinuidades. La inclinación del plano de pantalla generalmente varía desde la vertical hasta 5° o 10° con respecto a ésta y hacia aguas arriba. El objetivo de esta inclinación es que la resultante del empuje hidrostático sobre la pantalla tenga una dirección hacia el interior del macizo rocoso.

Inclinación y dirección de las perforaciones: Estas características de la pantalla dependen de la densidad, rumbo y echado de las discontinuidades.

La dirección de las perforaciones se proyecta de tal forma, que estas crucen el mayor número de discontinuidades y en la forma más apropiada, para que la mezcla de inyección penetre en los huecos con facilidad. El ideal sería que las perforaciones atravesaran los planos en forma normal, lo cual es poco factible de lograr en todos los casos, pero ángulos hasta de 60° entre la discontinuidad y el barreno, son aceptables.

Separación de barrenos: la separación entre las perforaciones se establece en función de la penetrabilidad de la mezcla y de la resistencia mecánica del macizo.

En rocas muy fracturadas la separación entre los barrenos se reduce, ya que no es posible aplicar presiones de inyección altas sin correr el riesgo de provocar su hidrofracturamiento.

Valores típicos de separación final de barrenos son de 2 a 3 m en rocas con fracturamiento regular (RQD entre 50% y 80%).

Durante la construcción, el consumo de mezcla inyectada en cada etapa, permite establecer la densidad de barrenos y la separación final entre ellos, para que se garantice el sellado total de las fracturas.

Etapas de inyección: la perforación e inyección de los barrenos se realiza por etapas con el objeto de lograr la impermeabilización progresiva de las fracturas en el terreno.

En la primera etapa la separación entre los barrenos es generalmente de 10 a 12 m, los barrenos se inyectan en toda su longitud en tramos de 5 m. En la segunda etapa, se perforan a 5 o 6 m de separación y se inyectan los barrenos que quedan situados al centro de los de primera etapa. La tercera etapa de barrenos se realiza colocándolos al centro de los de segunda etapa, o sea 2.5 o 3 m de separación. Por lo general esta etapa es la última que se realiza en forma sistemática. Solo se perforan e inyectan barrenos adicionales en aquellas zonas donde los consumos de mezcla hayan sido altos.

Se considera que un consumo es alto cuando se superan 20 kg de cemento por metro de perforación inyectada. Esta cifra es convencional ya que se han empleado en varios casos valores de hasta 50 kg/m, siempre tomando en consideración las propiedades mecánicas del terreno.

Las pruebas de inyectabilidad permiten establecer con más seguridad este límite de consumo. Su importancia estriba en que de él depende la ejecución de perforaciones de inyección adicionales, que se traducen en mayor tiempo y costo de la obra.

Forma de inyección: la inyección de los barrenos se puede realizar siguiendo el método de progresiones ascendentes o descendentes. Figura A.2.6.

El primer método se aplica cuando el terreno donde se ha realizado la perforación está muy fracturado y provoca que las paredes de la perforación no sean estables. Se perforan una progresión de 5 m de longitud, se inyecta y se vuelve a perforar el siguiente tramo inferior, avanzando en esta forma hasta que se encuentra roca más estable.

El segundo método se aplica cuando la perforación es estable y permite ser perforado a toda su longitud, entonces la inyección se realiza a partir del fondo hacia arriba, avanzando en tramos de 5 m de longitud.

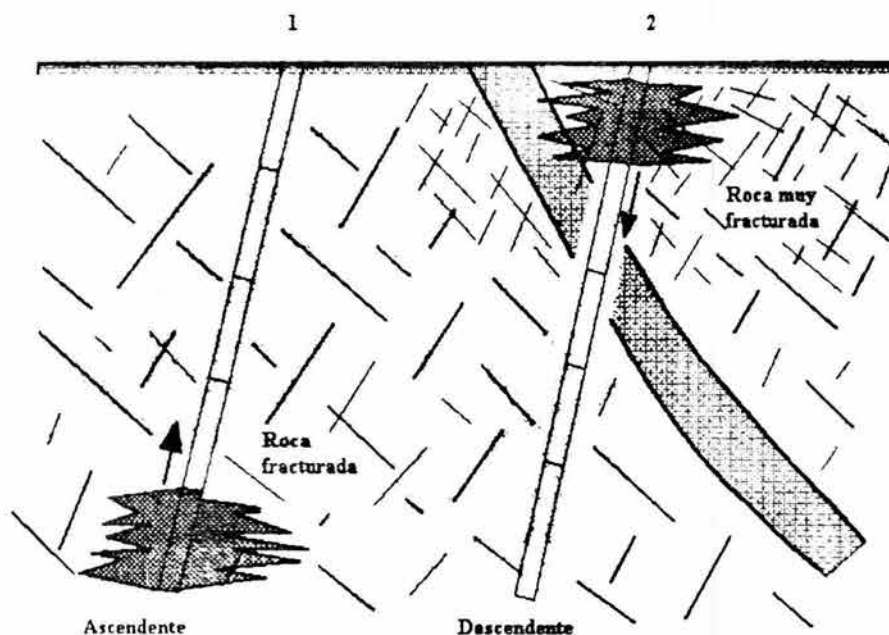


Figura A.2.6, Inyección por medio de progresiones ascendentes y descendentes

Durante la inyección de cada progresión se lleva un registro de la presión y del consumo de mezcla, también se elaboran gráficas de control que permiten conocer el comportamiento del terreno y decidir los cambios necesarios en la presión, con el objeto de evitar el hidrofracturamiento del terreno lograr el correcto inyectado del tramo.

A2.6.3 Tapetes de consolidación

Tienen por objeto mejorar las propiedades mecánicas de la roca bajo la cimentación de la estructura civil, con el objeto de reducir las deformaciones producidas por los esfuerzos transmitidos, además de mejorar la permeabilidad del terreno al sellar las fracturas. También se realiza la consolidación de la roca alrededor de túneles que trabajan a presión.

Cuando la roca es masiva y ocasionalmente presenta fracturas importantes, el tratamiento se limita al inyectado de éstas. Cada una se intercepta con barrenos perforados a ambos lados de la grieta y se inyectan.

En un macizo rocoso con fracturamiento sistemático se proyectan el tapete de consolidación en toda el área y a una profundidad máxima 10 m. Las perforaciones pueden ser verticales o inclinadas y dispuestas en una retícula cuadrangular o en tresbolillo, Figura A.2.7.

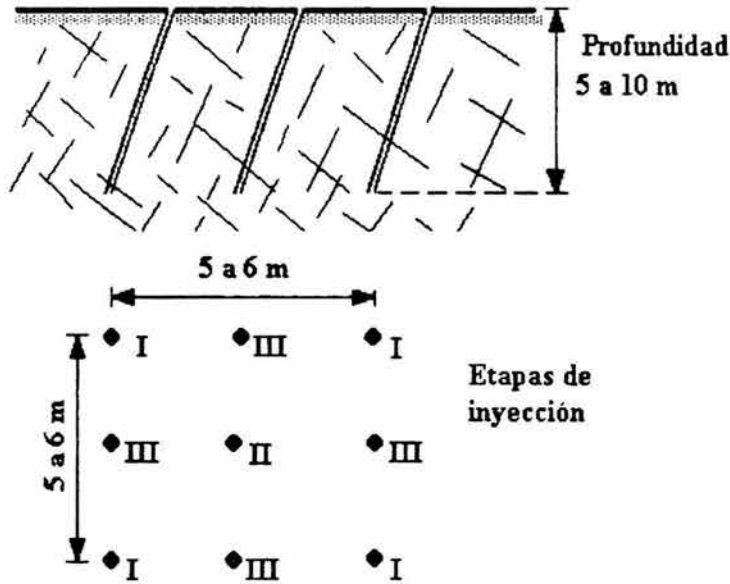


Figura A.2.7 Etapas de inyección de un tapete de consolidación, Canbafort (1967)

Las características de un tapete de consolidación se definen por:

Profundidad: la profundidad del tapete de consolidación depende de las condiciones geológicas del terreno. Por lo general este tratamiento se reduce a 5 m en terrenos poco fracturados y a 10 m donde el fracturamiento y la alteración de la roca son más intensos.

Inclinación y dirección de las perforaciones: estas características dependen de la densidad y del rumbo y echado de las discontinuidades. De la misma forma que en el caso de una pantalla de impermeabilización, la dirección de las perforaciones se proyecta de forma que crucen el mayor número de discontinuidades.

Separación de barrenos: los barrenos se disponen en una retícula cuadrangular, la separación entre las perforaciones también depende de las condiciones geológicas del terreno.

En macizos rocosos muy fracturados la separación entre los barrenos se reduce a 2 o 3 m, ya que no es posible aplicar presiones de inyección elevadas, mientras que en terrenos menos fracturados la separación puede ser de 5 a 6 m.

Etapas de inyección: la inyección también se realiza por etapas. En la primera se inyectan los barrenos de las esquinas de cada cuadrado de la retícula, los barrenos se inyectan en tramos de 5 m de longitud. En la segunda etapa, se perforan e inyectan barrenos situados al centro de cada cuadrado y en la tercera etapa los barrenos situados en la parte media entre los barrenos de primera etapa. Esta etapa es la última que se realiza en forma sistemática, solo se perforan e inyectan barrenos adicionales en aquellas zonas donde los consumos de mezcla hayan sido altos, utilizando el mismo criterio aplicado para las pantallas impermeables.

A2.6.4 Inyecciones de relleno

Cuando en el macizo rocoso existen grandes cavidades, como las producidas por la disolución en rocas calizas o las cavernas que presentan muchos derrames de lava en rocas ígneas extrusivas, el relleno es indispensable si se quiere construir sobre ellas una estructura civil.

Por lo general una vez rellenadas en su mayor volumen estas cavidades, se realizan inyecciones adicionales para impermeabilizar o consolidar el terreno así como para sellar los contactos y límites de la cavidad.

El relleno de cavidades grandes y cuya geometría es bien conocida con anticipación, se pueden realizar introduciendo directamente en la cavidad materiales granulares, los cuales son cementados posteriormente por medio de la inyección de una mezcla fluida introducida por medio de tubos dejados ex profeso.

Cuando este no es el caso, el relleno se realiza empleando una mezcla gruesa, tipo mortero de cemento fabricada con agregados de arena y gravilla. También se han utilizado, en muchas ocasiones, concreto pobre para lograr el relleno más voluminoso y después empleando mezclas tipo lechada para el sellado final.

Si hay flujo de agua a través de fracturas grandes y de las cavidades el relleno y sellado es muy difícil, ya que la mayoría de las mezclas normales son deslavadas, erosionadas o arrastradas antes de que logren depositarse y alcanzar cierta resistencia.

En estos casos es necesario recurrir a mezclas especiales de cemento, o al uso de asfalto caliente introducido al terreno en forma aún líquida o bien a productos químicos del tipo polímeros que reaccionan y se expanden al contacto con el agua. La técnica consiste en lograr un taponamiento local de la cavidad o fractura disminuyendo el flujo de agua a tal grado, que permita la inyección de mezclas de cemento gruesas para realizar el relleno principal sin que sean arrastradas o erosionadas, posteriormente se inyectan y sellan los contactos con mezclas normales tipo lechada.

En la Figura A.2.8 se muestra un proceso de relleno de cavidades donde el flujo de agua es mínimo o nulo. Para que la mezcla no se desplace más allá de la zona de importancia, la mezcla se introduce por etapas y volumen definido. Entre cada etapa se deja pasar tiempo suficiente para que la mezcla colocada previamente endurezca y así limitar el desplazamiento lateral excesivo.

A2.6.5 Inyecciones de contacto

Es un tipo particular de inyecciones de relleno. El objetivo son las oquedades o fisuras que han quedado entre el concreto o placas metálicas y la roca. Estos casos se presentan frecuentemente en los revestimientos de túneles (Figura A.2.9) o lumbreras, losas o zapatas de cimentación de edificios y puentes, plinto de presas de cara de concreto, cimentación de presas de tipo rígido y en los tapones de concreto para el cierre definitivo de túneles de desvío.

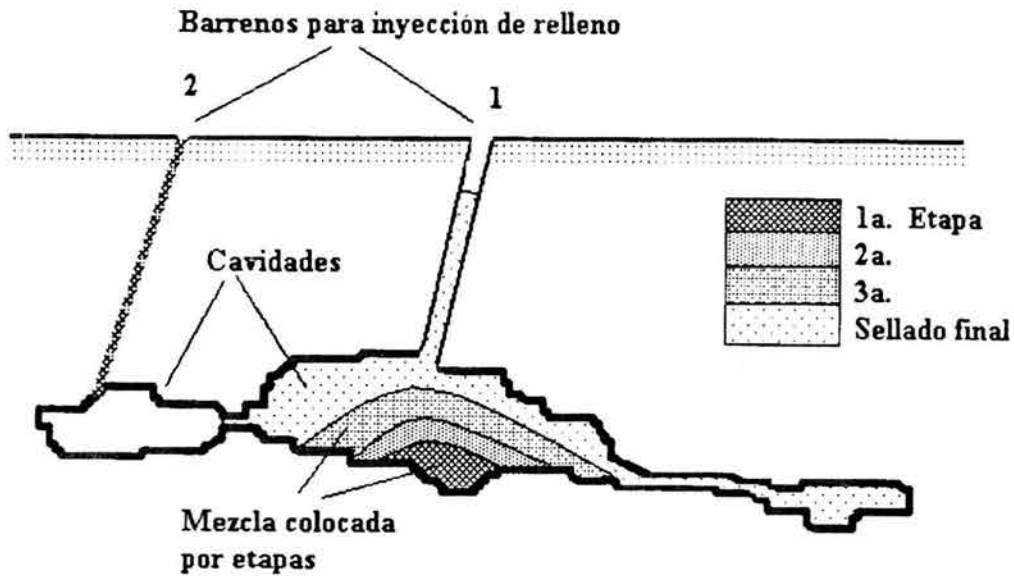


Figura A.2.8 Inyección de relleno de oquedades de grandes, Cambefort (1967)

Las inyecciones de contacto tienen como objetivo el evitar o reducir flujo de agua o bien asegurar la transmisión de esfuerzos entre la estructura y la roca.

Las presiones de inyección se limitan generalmente para que no se levante, mueva o dañe la estructura de concreto y también para evitar el hidrofracturamiento de la roca que ocasionaría la inyección de mezcla al terreno en forma innecesaria.

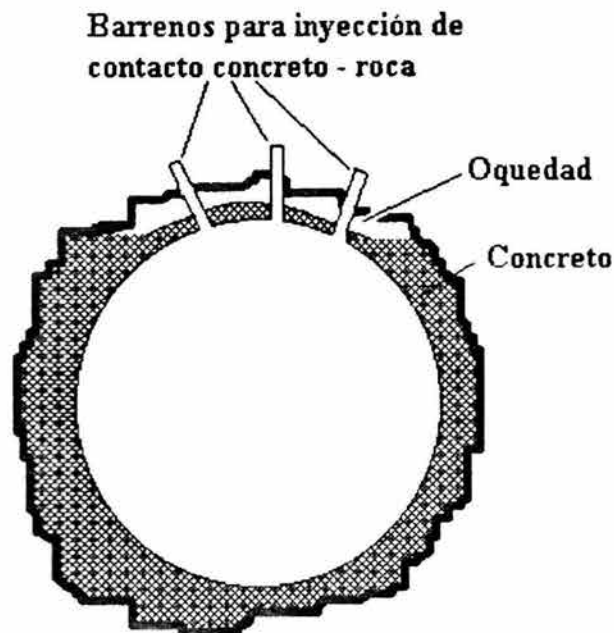


Fig. A.2.9 Inyección de contacto concreto - roca en la bóveda de un túnel

A2.7 Métodos de inyección y control del proceso

A2.7.1 Método de inyección convencional

Consiste en definir una presión máxima de inyección o también llamada de rechazo y el empleo varias mezclas tipo lechada con un proporcionamiento cada vez menor de agua (4:1, 3:1, 2:1, etc.), que se cambian conforme el consumo de mezcla en el tramo inyectado alcanza un volumen especificado.

La cohesión de estas mezclas va aumentando de una a la siguiente y en algún punto la resistencia al flujo por cohesión detendrá el proceso de inyectado. Una vez alcanzada la presión de rechazo, se mantiene el tiempo necesario hasta que el consumo de mezcla sea muy bajo, si esto no ocurre durante la inyección de una mezcla delgada se procede a cambiar a una más espesa, llegando inclusive a la inyección de morteros.

En las inyecciones de penetración la presión de rechazo es un parámetro crítico ya que un valor mal establecido puede provocar el hidrofracturamiento sistemático del terreno, con desventajas económicas y de tiempo.

Al emplear varias mezclas de inyección con diferente proporcionamiento, además de los problemas asociados a su comportamiento Teológico, se pierde más tiempo en preparación.

A2.7.2 Método GIN (presión y volumen constante)

Este método permite reducir y evitar casi totalmente el problema de hidrofracturamiento si se establecen adecuadamente los parámetros de control. Las pruebas de inyectabilidad permiten conocer aproximadamente estos parámetros, junto con la información geológica y de mecánica de rocas del sitio, para asegurar que los límites de presión y volumen de la curva GIN sean apropiados a las características del terreno y también para evaluar la necesidad de diferentes curvas GIN en diferentes partes de la obra.

Mediante las gráficas Presión - Volumen (curva GIN), Gasto - Tiempo y Presión - Tiempo, que se elaboran en tiempo real, es posible llevar un registro de todo el proceso de inyectado y controlarlo manipulando la presión.

Se controla el proceso por medio de una computadora de campo, para seguir en tiempo real la trayectoria de la curva P-V sobre la curva GIN seleccionada y para indicar la terminación del inyectado, utilizando además las curvas Gasto - Tiempo y Presión - Tiempo.

Durante toda la inyección se procura emplear una sola mezcla de tipo estable y de baja cohesión.

Antes de dar inicio a la inyección es conveniente asegurar que el terreno tenga suficiente humedad para evitar que este absorba el agua de la mezcla, de lo contrario se provocarían deficiencias en el tratamiento del terreno. Se satura solo la roca localizada arriba del nivel freático.

La saturación se hace a través del propio barreno antes de ser inyectado con mezcla y en tramos de longitud variable.

La inyección se suspende cuando la trayectoria de la curva de inyectado alcanza la curva GIN o cuando se alcanza la presión máxima preestablecida, en ambos casos, el consumo de mezcla debe ser bajo (menos de 5 l/min) o nulo. También se suspende la inyección cuando se alcanza un volumen máximo de inyección, que es indicador de una fractura abierta, en este caso, se suspende temporalmente la inyección para reiniciarla posteriormente, Figura A.2.10.

Los resultados del tratamiento se presentan en forma estadística para asegurarse de un cierre progresivo de las fisuras de la roca.

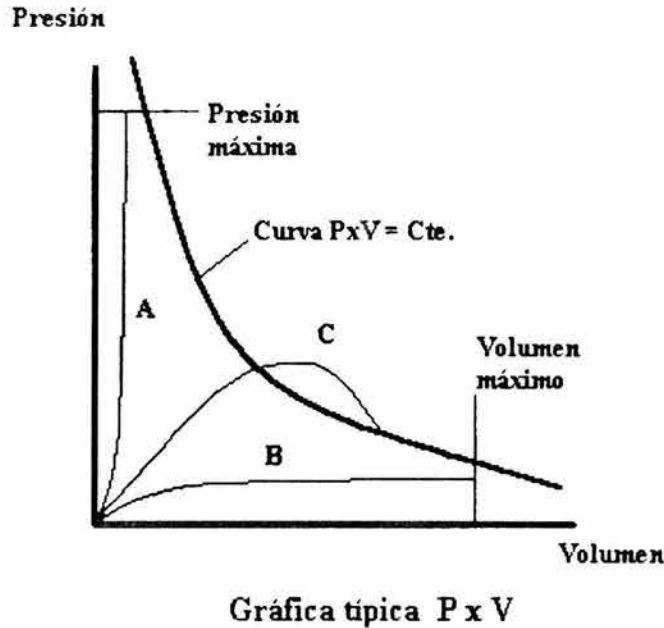


Figura A.2.10, Gráficas de control empleadas en el procedimiento de Presión - Volumen constante, Cambefort (1967)

A2.8 Verificación del tratamiento

En las zonas tratadas por medio de inyecciones y en especial aquellas en donde se tuvieron muy altos consumos de mezcla (más de 50 kg de cemento por metro), es necesario realizar ensayos de inyección de agua para verificar el grado de impermeabilización alcanzado. Pruebas tipo Lugeon o Lefranc se pueden ejecutar en esos sitios para medir la permeabilidad residual.

La verificación se realiza también perforando e inyectando barrenos adicionales, cuidadosamente localizado y orientados para atravesar la zona donde hubo alto consumo. En la actualidad, es la forma de verificación más empleada.

A2.9 Caso práctico

Presas Aguamilpa. Esta presa de 180 m de altura, propiedad de la Comisión Federal de Electricidad, es la más alta de tipo enrocamiento con cara de concreto en el mundo. Su llenado se inició en el año de 1993, Figura A.2.11.

En esta presa se aplicó por primera vez en México el método de inyección GIN, con resultados muy exitosos, ya que las filtraciones a través de la pantalla impermeable escasamente alcanzan los 5 l/s en total.

La roca de cimentación es una ignimbrita de edad terciaria de alta resistencia. Localmente se dividió en dos unidades litológicas, la más extendida en la boquilla es la unidad Aguamilpa, mientras que la unidad Colorines solo aflora en la parte alta de la margen derecha. La unidad Aguamilpa presenta una alteración de 6 m de espesor, RQD de 80% y permeabilidad Lugeon de 5 a 29 unidades, valores promedio. La unidad Colorines tiene una alteración mayor, cercana a los 30 m, RQD de 50% y permeabilidad mayor a 20 unidades Lugeon.

Además la masa rocosa en general presenta fracturas con mayor continuidad, tanto perpendiculares como paralelas al río, que con frecuencia están rellenas de arcilla o rocas intrusivas de composición diabásica alteradas.

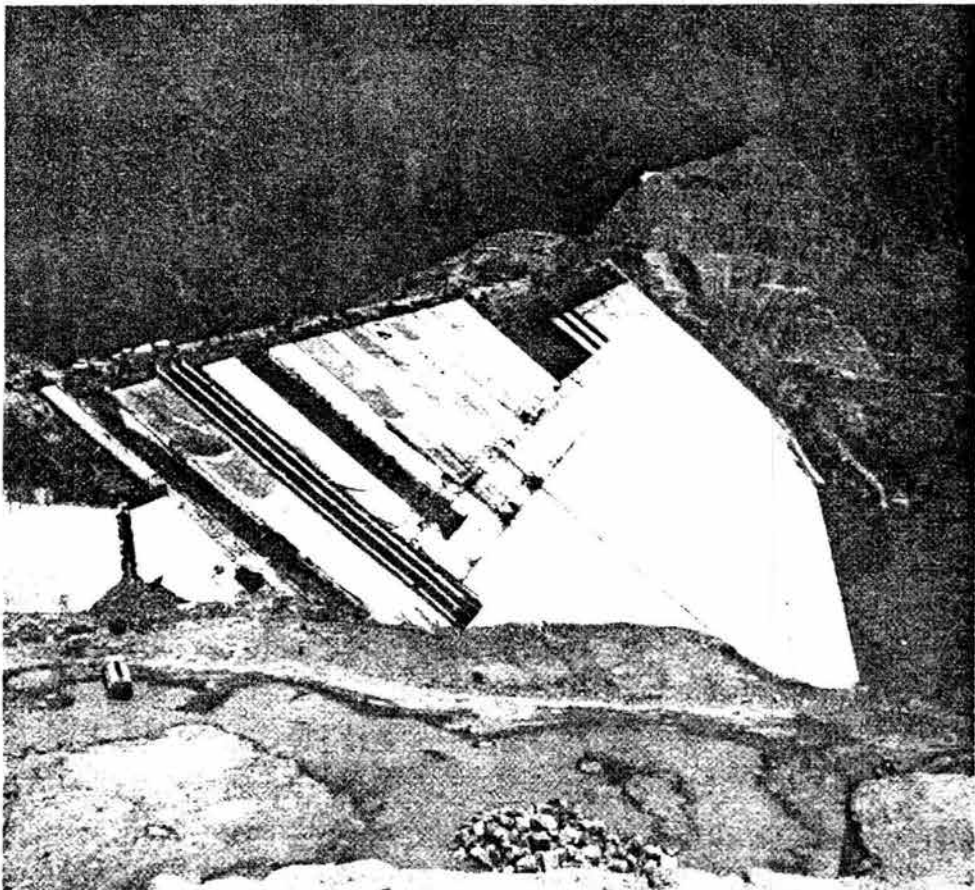


Figura A.2.11 Presa Aguamilpa, en la última etapa de construcción de la cara de concreto

La pantalla impermeable comprende un área total de 66000 m² aproximadamente para proteger la cortina, la estructura vertedera en la margen izquierda y las obras subterráneas para generación en la margen derecha. Para la construcción de esta pantalla se emplearon aproximadamente 56 km de perforaciones en la roca, distribuidos en forma variable dependiendo de las condiciones del terreno y de localización de cada obra.

La profundidad de la pantalla tiene en promedio 50 m, sin embargo se realizaron sistemáticamente exploraciones hasta los 70 m empleando las perforaciones de primera etapa a cada 24 m de separación.

Bajo el plinto de la cara de concreto se creó una zona de consolidación e impermeabilización perforando e inyectando barrenos de 10 m de profundidad.

En ambos casos, pantalla impermeable como tapete de consolidación bajo el plinto se realizó el tratamiento en forma de cierre progresivo, empleando tres etapas sistemáticas y, cuando aún se tenían altos consumos en la última, se recurrió a una cuarta etapa. El consumo de cemento para pasar a la etapa adicional se fijó en 20 kg/m en las zonas superiores de las perforaciones y de 50 kg/m en las inferiores.

La separación mínima de los barrenos de pantalla en tercera etapa fue de 3 m. Esta separación se estableció desde los estudios de campo previos realizados en la margen izquierda mediante una prueba de inyectabilidad.

Todo el tratamiento se realizó empleando una mezcla estable, de cohesión baja, elaborada con cemento tipo Portland puzolánico con superficie Blaine de $4500 \text{ cm}^2/\text{g}$, agua de pozo y aditivo superfluidizante. La mezcla se diseñó para tener una fluidez del orden de 30 a 32 segundos en cono Marsh y resistencia final de más de 100 kg/cm^2 .

Se emplearon aproximadamente 1350 toneladas de cemento en todo el tratamiento, con un consumo promedio de cemento de 24 kg por metro lineal de perforación o 20 kg de cemento por m^2 de pantalla.

La presión de inyección máxima se estableció como 1.5 veces la carga hidráulica en el punto en consideración, excepto en los primeros 10 m de profundidad de cada barreno donde la presión se redujo a 5 y 10 kg/cm^2 para evitar levantamiento del terreno por la poca cobertura.

Para el control de todo el proceso de inyectado se empleó el método GIN (Grout intensity number) y se utilizó la curva correspondiente a $PxV = 2000 \text{ kg/cm}^2/\text{l/m}$ en la mayor parte de la cimentación sobre la unidad Aguamilpa y se redujo este valor en la unidad Colorines por presentar menores propiedades mecánicas.

El control del proceso se realizó instalando una computadora de campo en la margen izquierda con intercomunicación directa con cada sitio de inyección. Por medio del programa diseñado por la CFE para este caso especial, se llevaban cuatro gráficas de control en tiempo real por cada tramo en proceso de inyección, se podían controlar en forma simultánea hasta cinco tramos de inyección, lo que era suficiente dada las condiciones en que progresaba esta actividad en forma normal. El control lo realizaba un ingeniero entrenado en esta actividad el cual, con base en el comportamiento que observaban las curvas, decidía cuando debía continuar o suspenderse el proceso.

En esta forma se controlaron los más de once mil tramos de inyección que se requirieron para completar todo el tratamiento.

Los resultados de cada tramo eran graficados general del área de pantalla inyectada y eran cierre progresivo y determinar la necesidad de profundidad.

Las filtraciones que se han medido a través de la roca son del orden de 2 a 3 litros por segundo en el área de la cortina, mientras que en la obra de excedencias y de generación prácticamente son nulas.

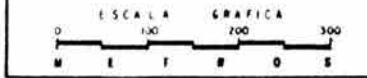
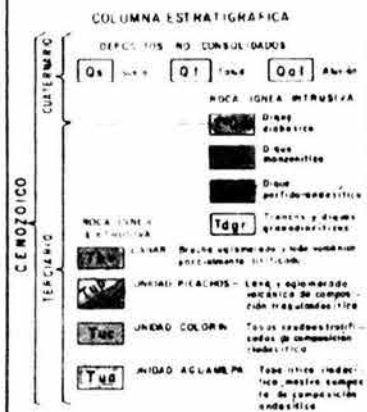
BIBLIOGRAFÍA

- 1 Castro J. y Schroeder F. (1992) "Overtopping of the safety fuse plug built at the Aguamilpa Project Cofferdam", *International Symposium on Dams and Extreme Floods*, Granada, España.
- 2 Castro J. y Monañez L. (1993) "Behavior of Aguamilpa Dam and Diversion Works during the January 1992 Floods", *International Symposium on High Earth-rockfill Dams*, Pekín, China. Vol. 2, pp. 679-715.
- 3 Herrera, S. Cañete, L. y Bahena, J.A. (1992) "Hidroeléctrica Aguamilpa, aspectos de mecánica de rocas", *Towards New Worlds in Tunneling*, Ed. A.A. Balkema, Holanda, Vol. 1, pp. 401-407.
- 4 Montañez, L. (1990) "Presa Aguamilpa - Criterios de Diseño", *XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, San Luis Potosí, S.L.P., Vol. 1, pp. 255-266.
- 5 Montañez, L. (1991) "Properties of the Aguamilpa Dam Alluvial Materials", *IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*, Viña del Mar, Chile, Vol. 3 pp. 1245-1255.
- 6 Montañez, L. (1992) "The Perimetric Join Design for Aguamilpa Dam", *Water Power and Dam Construction*, Reed Business Publ., Inglaterra, Vol. 44, No. 4, abril pp. 22-28.
- 7 Materón, B. "Evolution on Slab Construction for the Highest CFRD's", *Water Power and Dam Construction*; Abril 1992.
- 8 Montañez, L., Hacas, J., Castro, J. (1993) "Design of Aguamilpa Dam", *International Symposium on High Earth - rockfill Dams*, Pekín, China, Vol. 1, pp. 337-364.
- 9 Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (1991) "Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Mesa Redonda en Homeraje al Profr. Raúl J. Marsal (1915-1990)", autores varios, 66 pág.
- 10 González F. (1994) "Deformabilidad de la Presa Aguamilpa", *XVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*. Xalapa, Ver., Vol. 1.
- 11 Marsal, Raúl J. "Presas de Tierra y Enrocamiento"
- 12 Dimitri P. Krynine & William R. Judd "Principios de Geología y Geotecnia para Ingenieros" Ediciones Omega, S.A. Barcelona, 1961.
- 13 Lombardi, G.; Deere, D. "Grouting Design and Control Using the Gin Principle", *Water Power and Dam Construction*, U.K. Junio 1993.
- 14 Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C. "Manual de Construcción Geotécnica" Tomo II, México 2002, pp. 563-581
- 15 Comisión Federal de Electricidad "Monografía Geológica Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay."



LEYENDA

SÍMBOLOS GEOLÓGICOS	SÍMBOLOS TOPOGRÁFICOS
----- CONTACTO GEOL.	1 CORDENADAS
— FALLA	15 CURVA DE NIVEL
— FRACCIÓN IMPORTANTE	— CAUCE ANTIGUO DEL RÍO
— LÍNEA INTRUSIVA	— ARROYO
— SEQUENCIA TECTÓNICA	
— ZONA DE CIZALLA	

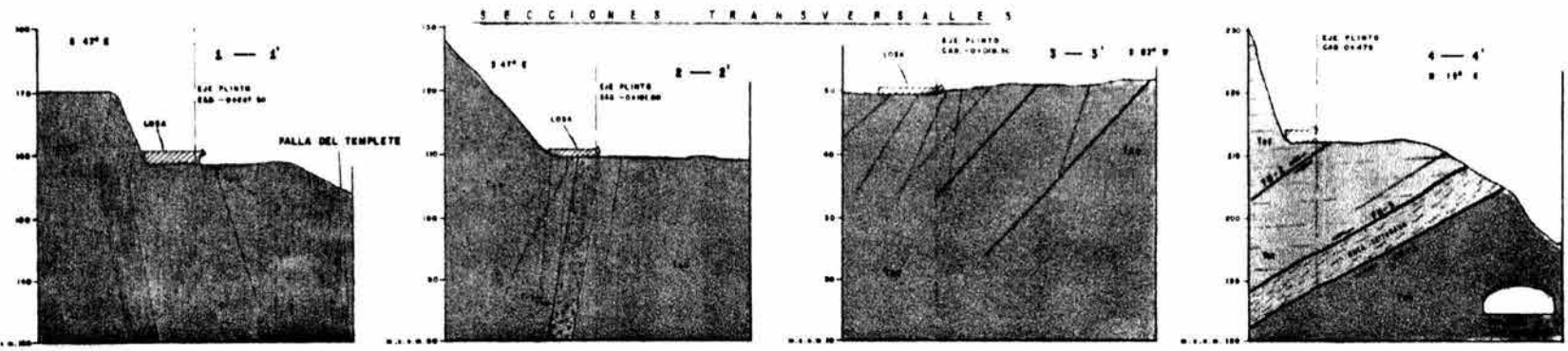
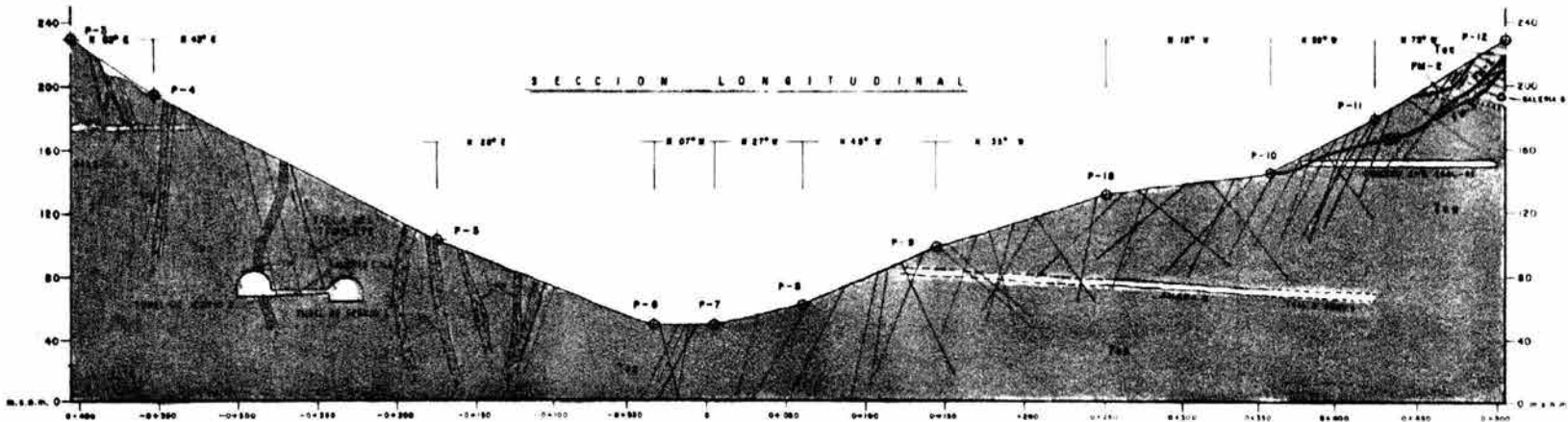


CGE

PLANO GEOLOGICO DEL SITIO DE LA PLANTA HIDROELECTRICA AGUAMILPA

LAMINA No. 1

FECHA: JUNIO / 94.



SIMBOLOGIA

- CONTACTO REFLEJO
- FALLA
- FRACTURA IMPORTANTE
- SEÑAL INTERRUPCION
- RECONSTRUCCION
- LOSA DE CONCRETO

SECCION LONGITUDINAL

SECCIONES TRANSVERSALES

COLUMNA ESTRATIGRAFICA
 DEPOSITO DE CONCRETO

0+1 0+2 0+3 0+4 0+5 0+6 0+7 0+8 0+9 0+10 0+11 0+12 0+13 0+14 0+15 0+16 0+17 0+18 0+19 0+20 0+21 0+22 0+23 0+24 0+25 0+26 0+27 0+28 0+29 0+30 0+31 0+32 0+33 0+34 0+35 0+36 0+37 0+38 0+39 0+40 0+41 0+42 0+43 0+44 0+45 0+46 0+47 0+48 0+49 0+50 0+51 0+52 0+53 0+54 0+55 0+56 0+57 0+58 0+59 0+60 0+61 0+62 0+63 0+64 0+65 0+66 0+67 0+68 0+69 0+70 0+71 0+72 0+73 0+74 0+75 0+76 0+77 0+78 0+79 0+80 0+81 0+82 0+83 0+84 0+85 0+86 0+87 0+88 0+89 0+90 0+91 0+92 0+93 0+94 0+95 0+96 0+97 0+98 0+99 0+100

NOVA INGENIERIA

TEL: 4121

CEMEDICO

SECCIONES GEOLOGICAS DEL PLINTO

LAMINA No 5

FECHA: JUNIO / 94