

# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

## FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

### DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE MUROS DE CONTENCIÓN CON SUELO CEMENTO FLUIDO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A

MIGUEL ANGEL SANCHEZ ZUÑIGA



ASESOR: DR. HUGO HERNÁNDEZ BARRIOS

JUNIO 2005

m. 345580



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.

## AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por brindarme la oportunidad de tener una profesión tan importante: la Ingeniería Civil.

A la Facultad de Estudios Superiores Acatlán, por haberme dado la oportunidad y las herramientas para formarme como profesional.

Al Dr. Hugo Hernández Barrios, por haber aceptado dirigir esta tesis, pero sobre todo por el apoyo incondicional, la confianza y la amistad brindados hasta este momento.

Al equipo de Profesores sinodales integrado por el Ing. Carlos Arce León, Ing. Manuel Gómez Gutiérrez, Ing. Pablo Miguel Pavía Ortiz, Ing. Carlos González Rigel y Dr. Hugo Hernández Barrios, por su apoyo, amistad y recomendación para el buen término de esta tesis.

A todos mis demás Profesores que contribuyeron a formarme académicamente y por su amistad.

A los compañeros y amigos con los que disfrutamos buenos y malos momentos

## DEDICATORIAS

A Dios...

Por darme la oportunidad de vivir y haberme permitido concluir esta etapa de mi vida, por darme el regalo más hermoso mi familia, solo puedo decirte Gracias Señor.

A mi esposa e hijo  
Isabel y José Miguel

Amor, gracias por haber llegado a mi vida y estar junto a mi a hora, por tu amor, confianza, comprensión, apoyo, cariño y motivación incondicional recibidos por ti y por mi hijo he logrado alcanzar una meta mas en mi vida profesional.

A mi padre  
Emigdio

Por su apoyo incondicional, su confianza, su amor tan grande que tiene hacia mi y por la oportunidad que me brindo para lograr la realización de mis aspiraciones.

A la memoria de mi madre  
Guadalupe

Por que me enseñó a fijarme una meta desde niño "tener una carrera profesional".

A mis hermanos  
Juana y José

Por su comprensión y respeto.

# “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE MUROS DE CONTENCIÓN CON SUELO CEMENTO FLUIDO”

## CONTENIDO

### INTRODUCCIÓN

<b>CAPÍTULO I PROPIEDADES DEL SUELO CEMENTO FLUIDO</b>	<b>1</b>
1.1. Antecedentes Históricos	1
1.2. Composición del suelo cemento fluido	2
1.2.1. Cemento	3
1.2.2. Agregado	4
1.2.3. Agua	5
1.2.4. Aditivos	5
1.3. Características del suelo cemento fluido	7
1.4. Clasificación	11
1.5. Propiedades del suelo cemento fluido	12
1.5.1. Propiedades plásticas	13
1.5.2. Propiedades en servicio	14
1.6. Pruebas de laboratorio	15
<b>CAPÍTULO II FACTIBILIDAD</b>	<b>22</b>
2.1. Introducción	22
2.2. Rendimiento y costo de la mezcla de suelo cemento compactado y fluido	26
<b>CAPÍTULO III APLICACIÓN DE MEZCLAS DE SUELO CEMENTO FLUIDO</b>	<b>28</b>
3.1. Reseña Histórica	28
3.2. Aplicación a cavernas	29
3.3. Aplicación a bases y subbases	31
3.4. Aplicación en nivelaciones de terrenos	35
3.5. Aplicación en zanjas para instalaciones	37
3.6. Aplicación en Muros	40
<b>CAPÍTULO IV PROCEDIMIENTO DE DISEÑO</b>	<b>43</b>
4.1. Comportamiento estático de muros de contención	43
4.1.1. Teorías de diseño de muros de contención	46

4.1.2. Deformaciones planas y esfuerzos planos	52
4.1.3. Diseño estático de un muro de contención con suelo cemento fluido	54
4.2. Comportamiento dinámico de muros de contención	71
4.2.1. Recomendaciones del Manual de Diseño de Obras Civiles	77
4.2.2. Recomendaciones del RCDF	82
4.2.3. Estudios Recientes	84
4.3. Diseño dinámico de un muro de contención con suelo cemento fluido	84
<b>CAPÍTULO V PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN</b>	<b>88</b>
5.1. Preparación del terreno	88
5.1.1. Trazo y nivelación	89
5.1.2. Desmonte y despirme	98
5.1.3. Excavación	101
5.2. Cimbrado	104
5.2.1. Drenaje	108
5.3. Colado	113
5.4. Protección contra el intemperismo	121
5.5. Juntas de dilatación	125
<b>CONCLUSIONES</b>	<b>126</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	<b>128</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	<b>132</b>
<b>REFERENCIAS</b>	<b>133</b>

# INTRODUCCIÓN

En la actualidad para cualquier obra de Ingeniería se requieren materiales que sigan dando la mayor satisfacción de las necesidades del cliente o constructor. De ahí el desarrollo tecnológico alcanzado por las sociedades modernas en las últimas décadas ha brindado la posibilidad de producir continuamente toda una serie de nuevos materiales que permiten satisfacer los requerimientos y necesidades de construcción. Uno de esos materiales que está comenzando a tener un amplio uso a partir de finales de los noventa es el producto endurecido de la mezcla de cemento, agregado y agua, llamado suelo cemento fluido, cuyas bondades ingenieriles se están demostrando en la construcción de pequeñas y grandes obras en algunos países.

En este trabajo se establece el procedimiento de diseño y construcción de muros de contención de suelo cemento fluido.

En el capítulo uno se presentan los antecedentes de la mezcla de suelo cemento fluido tanto nacionales como internacionales; así mismo se dan a conocer sus principales componentes.

Actualmente existe un material semejante al suelo cemento fluido al que se le llama suelo cemento compactado, los componentes de ambos son relativamente parecidos, en el capítulo dos se definen las diferencias entre ambos.

El capítulo tres presenta una reseña histórica de las aplicaciones que a tenido el suelo cemento fluido desde sus inicios hasta la fecha. En la actualidad tiene gran empleo en la construcción de carreteras, avenidas y calles, específicamente en bases, subbases, rellenos de zanjas, relleno de cavernas, nivelación de terrenos y azoteas, etc., y por primera vez en México se aplica en la construcción de muros de contención; lo que es de gran utilidad ya que como es conocido, en las vías terrestres se usan muchas estructuras de contención para mantener a diferente nivel dos masas de tierra vecinas.

En el capítulo cuatro se establece el procedimiento de diseño, el cual consiste en obtener las dimensiones del muro y analizar su estabilidad del mismo, frente a las fuerzas que lo solicitan. Para llevar a cabo el análisis es necesario determinar las magnitudes de las fuerzas que actúan por encima de su base, como son el empuje de tierra, sobrecarga, peso propio del muro, peso de la tierra y posteriormente determinar su estabilidad con respecto a volteo, deslizamiento, etc.

Finalmente en el capítulo cinco se establece el procedimiento de construcción de un muro de contención, construido en la zona metropolitana de la Ciudad de México.

# CAPÍTULO I

## PROPIEDADES DEL SUELO CEMENTO FLUIDO

### 1.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS

El desarrollo de la actividad humana requiere vías de comunicación que promuevan la vida comunitaria y el desarrollo económico con bajos costos de construcción y mantenimiento, que no causen molestias para el ciudadano y que apliquen los avances tecnológicos en beneficio del usuario.

Las empresas proveedoras de concreto en nuestro país, como en otros países, han desarrollado los denominados Rellenos de Densidad Controlada (Controlled Low Strength Materials, CLSM), es decir, Materiales Controlados de Baja Resistencia. El suelo cemento fluido es uno de esos materiales, siendo conocido también como relleno fluido, relleno de densidad controlada, lechada de suelo cemento, suelo cemento autocompactado, suelo cemento plástico, rellenos líquidos, suelos líquidos y relleno sin contracción.

El suelo cemento fluido es muy poco usado en nuestro país, principalmente por confundirlo con el suelo cemento tradicional de materiales compactados.

Los Materiales Controlados de Baja Resistencia se realizan teniendo en cuenta los mismos parámetros del concreto de la American Concrete Institute (ACI 229R-99). La colocación del suelo cemento fluido es similar a la del concreto, pero su uso y el poder ser excavado muestran características propias de los suelos. No se le considera un concreto de baja resistencia, sino un material que se utiliza para relleno y nivelación; por definición tampoco se le considera un suelo cemento ya que no requiere compactación ni colocación en capas, ni curado. No está diseñado para resistir la acción de esfuerzos erosivos, abrasivos y químicos altamente agresivos. Cuenta con capacidad muy buena de resistencia al fuego, permite ser cortado, perforado, taladrado y aún clavado con herramientas ordinarias. Tiene alta durabilidad ya que su contracción es mínima.

El suelo cemento fluido es una mezcla de agregado, cemento Pórtland, agua y en algunos casos se le integra un aditivo, de tal forma que la mezcla tenga la consistencia líquida. De esta forma, este material fluye fácilmente dentro de aberturas, grietas, vacíos y suministra un material endurecido que tiene una resistencia mayor que la de un suelo no tratado.

El uso del suelo cemento fluido en Estados Unidos, Canadá, Suiza, Italia y Francia cuenta ya con más de treinta años de experiencia con resultados satisfactorios. Durante los últimos diez años en algunos países de América Latina y Sudamérica, como son Colombia, Argentina, Perú y El Salvador, por citar algunos, esta mezcla se encuentra en franca expansión y ha tenido su mayor difusión en obras en las que se aprecia un nivel de calidad y seguridad.

En México, el Centro de Tecnología del Cemento y Concreto de Cemex desarrolló en 1997 el suelo cemento fluido, material sustituto de suelo que ha destacado por su versatilidad de aplicaciones y las facilidades constructivas que ofrece a los usuarios. Este material ha sido catalogado como un "supersuelo" debido a las propiedades mecánicas que tiene. Durante el desarrollo de esta mezcla en la República Mexicana se han realizado una serie de pruebas en diferentes lugares para observar y analizar su comportamiento, utilizando en su producción diferentes materiales y buscando emplear siempre el que exista en la región. Así se han obtenido resultados que permiten el desarrollo de las formulaciones adecuadas para cada material en donde se ha ensayado.

Aunque los primeros usos del suelo cemento fluido han sido en atraques de tuberías, éste también ha sido usado como relleno de canalizaciones, zanjas, rellenos estructurales, bases para pavimentos y andenes (camellón); en la actualidad la mezcla está revolucionando la construcción de las obras de infraestructura tanto en los grandes centros urbanos como en las comunidades en desarrollo utilizándose en la construcción de carreteras, avenidas y calles, así como en la instalación de la tubería que permite modernizar la comunicación y dotar de servicios de iluminación, drenaje y agua potable.

## **1.2 COMPOSICIÓN DEL SUELO CEMENTO FLUIDO**

El suelo cemento fluido es un material de origen cementoso, homogéneo que en estado fresco fluye como si fuera un líquido, sin segregarse ni exudar, transformándose una vez endurecido en una estructura estable que soporta cargas como si fuera un sólido; presentando propiedades de un suelo mejorado, cuyas características mecánicas y volumétricas son estables con el tiempo.

Su composición es principalmente por un agregado fino, que mediante una relación agua-cemento determinada, da a la mezcla la característica de fluidez y en algunos casos se le integra aditivo para perfeccionar su manejabilidad y conservar o establecer la fluidez que se requiera. Su estructura celular permite que pueda ser empleado sin ningún problema de segregación. La selección de los materiales está regida principalmente por la disponibilidad, costo, tipo de aplicación y características deseables como fluidez, resistencia, densidad y facilidad para la excavación.

### 1.2.1 CEMENTO

Es el material cementante empleado en la preparación de morteros, concretos y otras mezclas como es el caso del suelo cemento fluido, ya que proporciona una elevada resistencia a la compresión y excelentes atributos hidráulicos.

El cemento Portland se clasifica en:

1. Tipo I: Cemento Portland común o normal.

Es el cemento común u ordinario para construcciones en las que no se requiere un cemento con características especiales. Se caracteriza por tener altas resistencias mecánicas y alto calor durante su hidratación.

2. Tipo II: Cemento Portland modificado.

Presenta características intermedias entre el cemento normal y el de alta resistencia a los sulfatos, presenta menor calor de hidratación, mayor resistencia a las aguas y sulfatos.

3. Tipo III: Cemento Portland de alta resistencia.

Se le conoce así por su característica básica de producir mayores resistencias en las primeras edades.

4. Tipo IV: Cemento Portland de bajo calor de hidratación.

Es un cemento de fabricación especial cuya particularidad consiste en desarrollar muy bajo calor durante su hidratación.

5. Tipo V: Cemento Portland de alta resistencia a los sulfatos.

Es un cemento definido como resistente al ataque de sulfatos.

6. Cemento Portland blanco.

Tiene las mismas propiedades que el Tipo I, la diferencia es el bajo contenido de óxido férrico.

7. Cemento Portland puzolánico.

Este cemento resulta de la molienda simultánea de clinker Portland y un material puzolánico (que puede ser un material natural como ceniza volcánica o artificial como ceniza industrial).

- a) Puzolánico Tipo 1, con características similares a las del Tipo I con la diferencia de que la resistencia proyectada la adquiere a un período superior de 28 días.

- b) Pozolánico Tipo 2, con característica tal, que ofrece una mayor resistencia a la acción agresiva de los sulfatos y sales, obteniéndose con este cemento una mayor plasticidad.

#### 8.- Cemento de albañilería.

Este cemento se obtiene por la molienda del clinker, yeso y caliza, se caracteriza por tener mayor cohesión y plasticidad que otros cementos; es de un solo tipo y grado de calidad.

El cemento proporciona la cohesión y resistencia de la mezcla de suelo cemento fluido, en la mayoría de las aplicaciones se usa normalmente el cemento Portland del Tipo I ó del Tipo II conforme con la especificación de la norma ASTM C 150 ó norma nacional NOM-C-1. Pueden ser utilizados otros tipos de cemento, siempre y cuando que las pruebas previas demuestren resultados aceptables.

Típicamente el suelo cemento fluido contiene aproximadamente del 5% al 10% del cemento, aunque puede llegar a ser mayor o menor el porcentaje, dependiendo de la resistencia requerida para el proyecto.

### 1.2.2 AGREGADO

El agregado es un material natural o procesado que se mezcla con un cementante hidráulico para elaborar concreto, mortero y actualmente suelo cemento fluido, se clasifica en agregado fino y en grueso.

El agregado grueso es el material conocido como grava y que es retenido por la criba de 4.75 mm.

El agregado fino, es el material comúnmente conocido como arena, que pasa la criba de 4.75 mm (NOM G 4.75), es el mayor constituyente y el componente principal del suelo cemento fluido. En principio, se puede usar todo el material que cumpla con la especificación ASTM C33, sin embargo, también se pueden utilizar los materiales marginales (no apropiados) para la elaboración del concreto normal y todos los materiales obtenidos de las propias excavaciones, incluyendo arenas limosas con un máximo del 20% pasando por la malla No. 200 y subproductos de voladuras con un tamaño máximo de 3/8" (Vivar, 2001). Los suelos arcillosos presentan problemas de reacciones expansivas, fraguado, contracciones y resistencias variables, por lo que no es recomendable su uso.

La selección de los materiales está regida principalmente por la disponibilidad, costo, tipo de aplicación y características deseables de la mezcla como fluidez, resistencia, densidad y facilidad para la excavación.

Una de las ventajas del suelo cemento fluido es que puede ser producido utilizando materiales locales o del sitio (mismo suelo de excavación), lo que lleva a producir la mezcla tanto en la obra (in situ) o en empresas premezcladoras (NTC 273-01). Contrariamente a una lechada de concreto, el material para el suelo cemento fluido puede contener arriba del 20% al 25% de finos plásticos. Las arenas lavadas también han sido utilizadas, ya que la presencia de finos puede ayudar a mantener el tamaño de partículas de arena en suspensión. Esto permite que la mezcla pueda fluir más fácil y ayuda a prevenir la segregación. Los materiales que básicamente son de tamaños de arena, trabajan mejor por su tamaño de la partícula compatible con el espacio para ser llenado.

### 1.2.3 AGUA

El agua que se utilice en la elaboración de la mezcla de suelo cemento fluido debe ser agua limpia con calidad de potable, libre de impurezas como: sales, aceites, ácidos, azúcar, agentes alcalinos, materia vegetal o cualquier otra sustancia que perjudique los resultados de la mezcla.

Los requisitos que establecen para el agua las normas NMX C 122 ó ASTM C 94 para concreto, deben aplicarse para el suelo cemento fluido. Si el agua contiene sustancias en solución o en suspensión que le produzcan olor o sabor fuera de lo común y contiene sustancias minerales u orgánicas que afecten el fraguado de la mezcla u alguna otra propiedad no deberá emplearse.

El agua potable sirve para mezclarse con cemento, pero si presentara cantidades excesivas de sulfatos debe evitarse aunque sea potable, ya que resultará una pasta débil. El agua con características desconocidas puede emplearse si la prueba de resistencia a los 7 y 28 días es igual por lo menos al 90% de los elementos similares hechos con agua potable.

### 1.2.4 ADITIVOS

El aditivo es un material que se usa como ingrediente en concretos, morteros y actualmente en materiales controlados de baja resistencia para modificar sus propiedades en tal forma que las hagan más adecuadas para las condiciones de trabajo que se requieran; se añaden antes o durante el mezclado.

Los aditivos se deben emplear, como se mencionó anteriormente, cuando se desee producir un cambio específico en las propiedades de las mezclas en estado fresco o endurecido. Existe en el mercado un gran número de productos recomendados como aditivos.

Algunos aditivos producen efectos más o menos proporcionales a las cantidades que se emplean, pero otros no. Además, un aditivo puede manifestar efectos secundarios que no siempre son deseables. De aquí, surge la conveniencia de recomendar el ensayo de cualquier aditivo antes de su aplicación en obra.

A continuación se presenta una relación de distintos tipos de aditivos que se pueden emplear en la elaboración de mezclas:

a) Acelerantes.

Aceleran el tiempo de fraguado y/o de la velocidad de adquisición de resistencia en las primeras edades.

b) Retardantes.

Retardan el tiempo de fraguado.

c) Fluidizantes.

Reducen el agua de mezclado (aumentan la resistencia o la fluidez o reducen el contenido de cemento).

d) Inclusores de aire.

Aumentan la durabilidad en condiciones de congelación y deshielo, aumentan la manejabilidad y reducen el agua de sangrado.

e) Estabilizadores de volumen.

Producen una expansión ajustada para contrarrestar la contracción y obtener un volumen estabilizado en espacios abiertos.

f) Expansores.

Producen una expansión incrementada para favorecer el empaque a presión en espacios confinados o para reducir el peso volumétrico.

Los aditivos pueden ser usados cuando las condiciones ambientales en la que se efectuará el colado y el tipo de equipo que se disponga para consolidarlo, dificulten los trabajos y los resultados de los mismos.

Frecuentemente, un aditivo permite la aplicación de métodos de construcción o de diseño menos costosos, para compensar cualquier incremento en el costo debido al uso de un aditivo.

Los aditivos deben de usarse de acuerdo como lo establecen las especificaciones de la Norma Oficial Mexicana (NOM) o la American Society of Testing Materials (ASTM). Deben seguirse las instrucciones proporcionadas por el fabricante. Un aditivo debe de usarse en la obra después de haber evaluado apropiadamente sus

efectos en el laboratorio; hay que probarlo con los materiales a utilizar y las condiciones del sitio de trabajo.

El amplio campo de aplicación de los aditivos, la introducción continua de materiales nuevos o modificados, las variaciones de efectos con diferentes materiales y condiciones de colado, impiden presentar una lista detallada de los aditivos comerciales; estos pueden contener materiales que, separadamente, podrían pertenecer a dos o más grupos. Un ejemplo es la combinación de un aditivo inclusor de aire con un aditivo reductor de agua.

Los aditivos aplicados al concreto son de la misma naturaleza que los usados para el mortero, y alguno de ellos, como el aditivo inclusor de aire a sido utilizado en el suelo cemento fluido en cantidad que la mezcla adquiera una alta fluidez, estabilidad de volumen y aligeramiento.

El aditivo usado para proveer de la característica notoria del suelo cemento fluido, "la fluidez", son las cenizas volantes que ayudan a incrementar la resistencia, reducir la exudación, la contracción y la permeabilidad. Otros aditivos comúnmente usados, son los incorporadores de aire y los agentes espumantes. La incorporación de aire, además de controlar las propiedades térmicas, puede mejorar la trabajabilidad, reducir la contracción, anular la exudación, minimizar la segregación, reducir el peso unitario y controlar el desarrollo de la resistencia; pero no es absolutamente necesario el uso de aditivos, depende del material y el lugar de aplicación, se puede usar cualquier otro aditivo, en cuyo caso se requiere hacer ensayos previos para su aceptación.

Uno de los aditivos que se ha estado aplicando en obras que emplean la mezcla de suelo cemento fluido, es un fluidificante inclusor de aire llamado Darafill, en proporción tal que la mezcla obtenga su característica más notoria, la alta fluidez, y algunas otras como el aligeramiento y estabilidad de volumen.

Darafill es un aditivo fluidificante inclusor de aire extraordinariamente potente, elaborado a partir de productos orgánicos de síntesis; su apariencia es la de un líquido viscoso que se suministra encapsulado en un material inerte, dispersando su contenido durante el proceso de mezclado de los materiales. Dicho producto se lanzó al mercado en 1992 en Barcelona, España, por la división de productos para la construcción de W.R. Grace (Rodríguez, 1997 y Matallana, 1998).

### **1.3 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO CEMENTO FLUIDO**

Las principales características que presenta el suelo cemento fluido son las siguientes:

## a) Características en estado fresco o fluido:

- La fluidez que presenta permite una fácil colocación sin requerimientos de vibrado y compactación.
- Exhibe gran trabajabilidad.
- Es prácticamente autonivelante, lo que reduce los costos de mano de obra y alquiler de maquinaria.
- Presenta autocompactación.
- Es bombeable.
- No presenta limitaciones en cuanto al espesor de relleno.
- Mantiene gran capacidad de desplazamiento longitudinal.
- No produce vacíos durante su puesta en obra.
- Accede a todos los vacíos de una excavación en forma homogénea, ya que no produce vacíos, por lo cual no pierde volumen.
- Comportamiento en estado fresco similar al de un concreto.
- Se transporta en camión mezclador.

## b) Características en estado endurecido o fraguado:

- No presenta contracción por secado, por lo que no se requiere de juntas.
- No requiere curado.
- Pueden ser excavados si se requiere.
- Comportamiento en estado endurecido como una base mejorada.
- Mejora la capacidad de carga de soporte del suelo, siendo normalmente mayor que la de un suelo compactado o relleno granular, es menos permeable, por lo tanto los efectos de erosión son menores.
- No presenta asentamientos futuros.
- No se erosiona con la humedad.
- Permite una rápida apertura al tráfico.

## c) Características mecánicas:

Se considera que el suelo cemento fluido no tiene problemas de consolidación y presenta pequeñas deformaciones en el intervalo elástico. A continuación se presentan varias graficas y expresiones analíticas de las características mecánicas:

- Módulo de elasticidad

En la Figura 1.1 se presenta la variación del módulo de elasticidad  $E_{SCF}$  del suelo cemento fluido (Cementos Mexicanos, 2003).

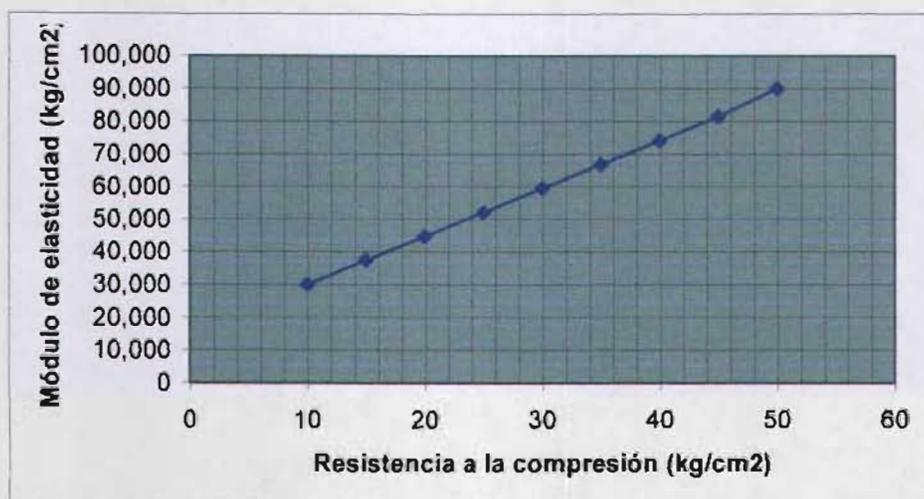


Figura 1.1 Gráfica módulo de elasticidad – resistencia a la compresión.

- Valor relativo de soporte (VRS)

La correlación entre el valor relativo de soporte y la resistencia a la compresión del suelo cemento fluido se representa con la ecuación siguiente (Figura 1.2).

$$\text{VRS} = 2.377 f_c + 30.25 \quad (1.2)$$

donde VRS es el valor relativo de soporte (%) y  $f_c$  es la resistencia a la compresión del suelo cemento fluido ( $\text{kg/cm}^2$ ).

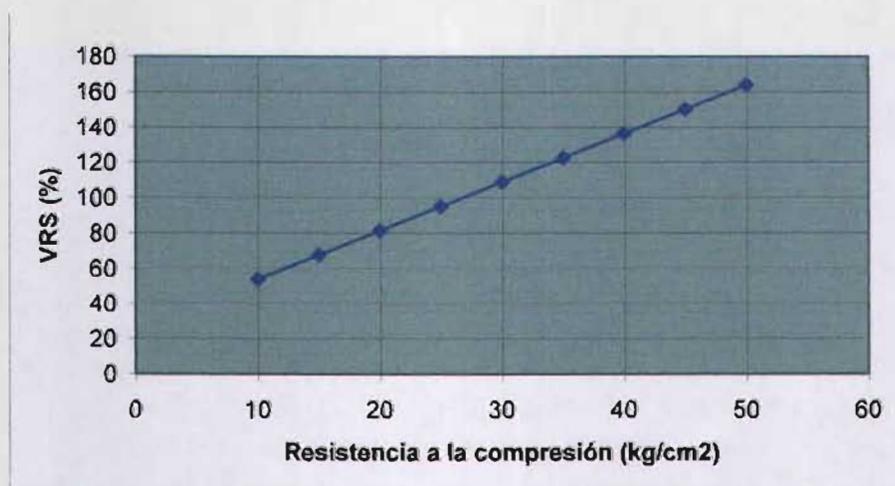


Figura 1.2 Gráfica valor relativo de soporte – resistencia a la compresión, (Cementos Mexicanos, 2003).

- Módulo de ruptura

Para la resistencia a la flexión del suelo cemento fluido, el módulo de ruptura de este material oscila entre 10 y 20% de la resistencia a la compresión. Mediante la ecuación (1.3) se obtiene el valor típico del módulo de ruptura para el suelo cemento fluido y en la Figura 1.3 se muestra gráficamente su variación.

$$M_R = 0.14 f_c \quad (1.3)$$

donde  $M_R$  es el módulo de ruptura del suelo cemento fluido ( $\text{kg/cm}^2$ ) y  $f_c$  es la resistencia a la compresión del suelo cemento fluido ( $\text{kg/cm}^2$ ).



Figura 1.3 Gráfica módulo de ruptura – resistencia a la compresión, (Cementos Mexicanos, 2003).

- Cohesión ( $c$ ) 2.3 a 5.3  $\text{kg/cm}^2$ .
- Ángulo de Fricción Interna ( $\phi$ ) 34 a 48 °
- Tamaño máximo nominal 4.75 mm.
- Revenimiento de 12 a más 25 cm.
- Peso volumétrico fresco 1600 a 1950  $\text{kg/cm}^3$ .
- Valor relativo de soporte del 50 a 100%.

## 1.4 CLASIFICACIÓN

Debido a las características propias del suelo cemento fluido se tienen las siguientes consideraciones para clasificarlo:

### a) Resistencia a la compresión

El suelo cemento fluido es un material que se mide por su resistencia a la compresión. Esta resistencia puede variar desde muy baja, en el caso de zanjas en las que no se requiere mucho soporte, hasta una base donde la capacidad de soporte debe ser mayor, ya que el suelo cemento fluido le aporta capacidad estructural al pavimento. Esto permite diseñar resistencias entre los 3.5 y 85  $\text{kg/cm}^2$ , que se deben utilizar de acuerdo con las necesidades del diseño. Para efectos comparativos, una subbase granular puede tener una resistencia estimada entre 3.5 y 5  $\text{kg/cm}^2$ , de igual manera, una base granular puede tener una resistencia estimada entre 7 y 8  $\text{kg/cm}^2$ .

En la Tabla 1.1 se muestra una clasificación de la resistencia del suelo cemento fluido recomendada con base a la necesidad de la obra.

Tabla 1.1 Clasificación de la resistencia para cada tipo de obra.

Resistencia $\text{kg/cm}^2$	Recomendado para:
5	Zanjas
10 15 20	Muros de contención Relleno de cavernas
40 60 85	Bases para pavimentos y usos estructurales

### b) Consistencia

Otra de las consideraciones a tener en cuenta para clasificar al suelo cemento fluido es su consistencia, que puede variar desde fluida hasta plástica. Estos tipos de consistencias se deben manejar cuando se necesite que el suelo cemento

fluido sea autonivelante o cuando se necesita colocar en pendientes como las bases para pavimentos. En la Tabla 1.2 se presenta el tipo de consistencia que debe mostrar el suelo cemento fluido, de acuerdo al lugar donde se utilizará.

Tabla 1.2 Clasificación de la consistencia para diferentes tipos de obra.

Consistencia	Utilización
Plástica	Colocación en pendientes
Fluida	Autonivelante

### c) Excavabilidad

Una de las características más importantes del suelo cemento fluido es que se puede excavar. Sin embargo, dependiendo de su resistencia a la compresión, se puede variar desde excavación manual hasta excavación con retroexcavadora o demolición, como se muestra en la Tabla 1.3.

Tabla 1.3 Clasificación de acuerdo al tipo de excavación, según la resistencia.

Equipo de excavación	Resistencia ( $\text{kg/cm}^2$ )
Excavación manual	Menos de 7
Excavación con retroexcavadora	Entre 7 y 21
Demolición	Entre 21 y 85

## 1.5 PROPIEDADES DEL SUELO CEMENTO FLUIDO

Las propiedades del suelo cemento fluido se encuentran entre las correspondientes a la de los suelos y a la de los concretos. Se prepara a partir de materiales similares a los empleados en el concreto tradicional y se coloca con un equipo semejante a la del mismo. Una vez en servicio, presenta las características propias de los suelos, por lo que sus propiedades están comprendidas entre ambos límites, dependiendo la edad a la que se evalúan. A tempranas edades prevalecen sus propiedades plásticas y luego sus propiedades en servicio.

### 1.5.1 PROPIEDADES PLÁSTICAS

#### a) Fluidéz

Es la propiedad que caracteriza al suelo cemento fluido, pues les permite autocompactarse y rellenar los vacíos inaccesibles a las herramientas y equipos de compactación convencionales de obra, no requiriendo ningún equipo especial. La fluidez se mide en los ensayos de flujo modificado (ASTM D 6103), en el cono estándar (ASTM C 143) y en el cono de flujo (ASTM C 939) el cual recomienda que el tiempo de fluidez debe ser de 10 a 26 s generalmente. La fluidez del suelo cemento fluido medida con el cono de Abrams (cono estándar), está comprendida entre los 15 cm y más de 20 cm de asentamiento. Un revenimiento sin segregación menor de 6" indica baja fluidez, entre 6" y 8" indica una fluidez normal y mayor de 8" una fluidez alta (Vivar, 2001). Una buena fluidez se logra cuando no se produce segregación.

#### b) Segregación

Si la mezcla no está correctamente dosificada, puede haber segregación, que es la separación de los constituyentes de la mezcla como consecuencia de una fluidez elevada, originada en el exceso de agua. La segregación se neutraliza con un apropiado diseño de la mezcla, el uso adecuado de cenizas volantes y/o aditivo o hasta un 20% de finos no cohesivos.

#### c) Subsistencia (pequeños cambios de volumen)

Subsistencia es la reducción de volumen debido a la pérdida del agua en exceso y del aire atrapado durante el proceso de consolidación (autocompactación) de la mezcla. Esta agua es normalmente absorbida por el suelo circundante o exudada hacia la superficie. Mezclas correctamente dosificadas presentan cambios de volumen despreciables (Quintanilla, 2000). Un valor típico reportado para mezclas con un alto contenido de agua es de 15 mm por metro de profundidad ó de 3 a 6 mm por cada 30 cm de espesor.

#### d) Tiempo de endurecimiento

Es el período de tiempo necesario para que el suelo cemento fluido pase de un estado plástico a un estado endurecido con suficiente resistencia para soportar a una persona. Depende directamente del tipo y cantidad del cementante utilizado. También depende de la permeabilidad y del grado de saturación del material circundante, así como del espesor del relleno. El tiempo de endurecimiento normal es de 3 a 5 horas y se puede medir según la norma ASTM C 403.

### e) Bombeabilidad

El suelo cemento fluido puede ser bombeado como el concreto, para lo cual es necesario tener cuidado con el diseño de la mezcla. Un relleno inadecuado de los vacíos puede provocar la segregación de la mezcla dentro de la tubería de conducción con el consiguiente bloqueo. La presión de la bomba también es un factor crítico, puesto que un incremento puede causar una pérdida en el contenido de aire y una reducción de la bombeabilidad (Vivar, 2001).

## 1.5.2 PROPIEDADES EN SERVICIO

### a) Resistencia

Normalmente se utiliza la resistencia a la compresión para medir la capacidad de carga de un suelo cemento fluido. La resistencia media a la compresión a 28 días, se encuentra entre 3.5 y 50 kg/cm<sup>2</sup>, también se pueden lograr resistencias a la compresión superiores a 85 kg/cm<sup>2</sup> con el aumento del contenido de cemento. El intervalo de 3.5 a 7 kg/cm<sup>2</sup> corresponde a un suelo bien compactado. La idea de usar esos niveles de resistencia es conseguir un material que posteriormente pueda ser fácilmente excavado. Cuando se utiliza el suelo cemento fluido en reemplazo de materiales de subrasante o como subbase o base de pavimentos, el valor de resistencia utilizado debe ser la del valor relativo de soporte (VRS).

### b) Densidad

La densidad de un suelo cemento fluido recién colocado normalmente está en el rango de 1800 a 2300 kg/cm<sup>3</sup>, equivalente al de suelos compactados. Sin embargo, se pueden obtener valores más bajos usando aditivo, agregados ligeros, elevados contenidos de aire incorporado y mezclas espumantes (Vivar, 2001).

### c) Asentamiento y agrietamiento

Los asentamientos después de endurecido del suelo cemento fluido son prácticamente nulos y los agrietamientos que se presentan en la superficie después de la fragua, son micrométricos y se resuelven retirando la capa superficial agrietada (Quintanilla, 2000 y Vivar, 2001).

### d) Resistencia a la excavación

Es la dificultad que se opone a la excavación. En general, un suelo cemento fluido con una resistencia de 7 kg/cm<sup>2</sup> ó menos, puede excavarse

manualmente. Cuando la resistencia es de 7 a 21 kg/cm<sup>2</sup>, se requiere de una retroexcavadora. Y cuando es mayor de 21 kg/cm<sup>2</sup> ya se requiere demolición (Jaramillo, 1999). La resistencia a la excavación también aumenta cuando la cantidad de piedras y gravas es mayor.

e) Permeabilidad

Es similar a la de los rellenos granulares compactados y está en el intervalo de 10<sup>-4</sup> a 10<sup>-5</sup> cm/s, pudiendo llegar a valores de 10<sup>-7</sup> cm/s (Vivar, 2001).

f) Retracción

La retracción del suelo cemento fluido es muy baja y no afecta su desempeño (Quintanilla, 2000).

## 1.6 PRUEBAS DE LABORATORIO

Las pruebas de laboratorio se presentan para conocer las propiedades del suelo cemento fluido. La prueba de mayor importancia sin tomar en cuenta cual sea su aplicación, es la de resistencia a la compresión; ya que ésta determina la dosificación de la mezcla para obtener la resistencia especificada, mediante el procedimiento de prueba y error. La prueba del valor relativo de soporte (VRS) se aplica cuando el suelo cemento fluido se utiliza en subbases y bases.

a) Dosificación “prueba y error”

La manera de dosificar un suelo cemento fluido es por el procedimiento de prueba y error (NTC 273-99), que consiste en preparar en el laboratorio varias series de probetas con mezcla de suelo cemento fluido, haciendo variar tanto la proporción de cemento como el revenimiento (o sea la proporción de agua) y realizando ensayos a compresión, hasta conseguir que la mezcla cumpla con las propiedades deseadas de flujo, densidad y resistencia. Esta mezcla varía dependiendo el uso al que se destine, disponibilidad de materiales y requisitos de colocación de cada proyecto. Las proporciones normalmente usadas son:

- Cemento: entre 30 y 120 kg.
- Agregado: Lo recomendable es usar solamente agregados finos en cantidades comprendidas entre 1500 y 1800 kg/m<sup>3</sup>. Cuando se llegue por alguna causa a utilizar agregado grueso, su contenido deberá ser aproximadamente igual al de los agregados finos, no obstante se pueden usar los materiales provenientes de las excavaciones propias, con tal que

su contenido de arcilla no sea elevado. El suelo cemento fluido se produce en la obra o en planta premezcladora.

- Agua: El contenido de agua normalmente está entre 190 y 340 kg/m<sup>3</sup> para suelo cemento fluido sin aditivos (cenizas volantes). Cuando se emplean cenizas volantes, el contenido de agua puede llegar hasta 590 kg/cm<sup>3</sup> para conseguir una buena fluidez (ACI 229R-99 y Vivar, 2001). En general, el contenido de agua será mayor cuanto mayor sea el contenido de finos.
- Aditivos: Normalmente se usan aditivos incorporadores de aire y se aplican según las especificaciones del fabricante. A veces se utilizan cenizas volantes, hasta 1200 kg/m<sup>3</sup> (Vivar, 2001).

#### b) Resistencia a compresión

La resistencia a compresión es la oposición que presenta un espécimen o elemento de mortero, concreto o suelo cemento fluido, bajo una carga axial expresada como la fuerza por unidad de área generalmente dada en kg/cm<sup>2</sup>. La prueba de resistencia a compresión del suelo cemento fluido sigue las recomendaciones de las normas ASTM D 4832 y NTC 273-01.

Esté método de prueba está basado en el ensayo de cilindros de suelo cemento fluido para determinar la resistencia a la compresión del material endurecido.

La determinación de la resistencia a la compresión se hace como ayuda en el “diseño, dosificación o proporcionamiento de mezclas” de suelo cemento fluido y como control durante la construcción. Generalmente la mezcla se diseña con base en determinada resistencia a 28 días.

En las etapas iniciales de diseño y elaboración del suelo cemento fluido, se recomienda la preparación de tres cilindros para determinar los resultados de la resistencia a compresión a edades determinadas. La muestra debe tener un mínimo de 0.03 m<sup>3</sup> por cada par de cilindros que se elaboren, para evaluar la resistencia mencionada para cada edad. En consecuencia, dos cilindros pueden ser usados para mantener los registros de resistencia y para verificar la calidad de la mezcla (NTC 273-01). Dada la fragilidad de los cilindros de suelo cemento fluido, que pueden ser dañados durante el transporte, la remoción del molde y el refrentado, la elaboración de un cilindro extra puede ser necesaria para proveer el número mínimo de especímenes de ensayo. Adicionalmente, éste puede ser útil para determinar la densidad del suelo cemento fluido. Este ensayo es un control de calidad que puede ser ejecutado sobre el suelo cemento fluido para realizar un control durante la construcción para verificar el cumplimiento de las especificaciones.

El proceso de preparación de los cilindros de suelo cemento fluido tiene muchas similitudes con el proceso de la preparación de cilindros de concreto para determinar la resistencia a compresión (ASTM C 31 y ASTM C 192). Sin embargo, son mucho más frágiles que los cilindros de concreto y se debe tener especial cuidado para su preparación, almacenamiento y manejo.

La resistencia a compresión del suelo cemento fluido se puede calcular mediante la siguiente ecuación (NTC 273-01):

$$C = \frac{408L}{\pi D^2} \quad (1.4)$$

donde C es la resistencia a la compresión ( $\text{kg/m}^2$ ), D es el diámetro nominal del cilindro (normalmente 0.15 m) y L es la carga máxima en kg.

En Colombia fue desarrollada una norma que suministra un método adecuado para la preparación y ensayo de cilindros de suelo cemento fluido. Basado en muchos casos, en ensayo y error (NTC 273-01).

#### c) Valor relativo de soporte (VRS)

Esta prueba tiene por objeto determinar la calidad de los suelos en cuanto a valor de soporte, la resistencia a la penetración del suelo compactado y sujeto a un determinado período de saturación.

Los pasos necesarios para verificar la prueba, en orden respectivo, son los siguientes:

1. Obtención de la humedad óptima de Porter por compactación de varios especímenes con la carga unitaria de  $140.6 \text{ kg/cm}^2$  a diversas humedades.
2. Saturación del espécimen compactado a humedad óptima hasta que cause su máxima expansión.
3. Determinar la expansión sufrida durante la saturación.
4. Determinación de las resistencias a la penetración.

Esta prueba fue desarrollada originalmente en el Estado de California, EUA. El valor relativo de soporte se obtiene de una prueba de penetración, en el cuál un vástago de  $19.4 \text{ cm}^2$  de área se hace penetrar en un espécimen de suelo a razón

de 0.127 cm/min; se mide la carga aplicada para penetraciones que varíen en 0.25 cm. El VRS se define como la relación expresada en porcentaje, entre la presión necesaria para penetrar los primeros 0.25 cm y la presión para tener la misma penetración en un material arbitrario adoptado como patrón, que es una piedra triturada, en la cual se tienen las presiones en el vástago para las penetraciones indicadas en la Tabla 1.4.

Tabla 1.4 Penetración en material patrón.

Penetración (cm)	Presión en el vástago (kg/cm <sup>2</sup> )
0.25	70
0.50	105
0.75	133
1.00	161
1.25	182

Este procedimiento no ha demostrado ser completamente satisfactorio para materiales como agregados gruesos, siendo necesario realizar varias pruebas con el fin de determinar un valor promedio razonable.

Con el resultado obtenido es esta prueba se clasifica el suelo usando la Tabla 1.5, que indica el empleo que puede darse al material.

Tabla 1.5 Clasificación del material según su valor relativo de soporte.

Zona	Valor relativo de soporte	Clasificación
1	0 – 5	Subrasante muy mala
2	5 – 10	Subrasante mala
3	10 – 20	Subrasante regular a buena
4	20 – 30	Subrasante muy buena
5	30 – 50	Subbase buena
6	50 – 80	Base buena
7	80 – 100	Base muy buena

La determinación del valor relativo de soporte en mezclas de suelo cemento fluido aún no se encuentran normalizada (De la Cruz, 2001), sin embargo, es preciso

señalar que las pruebas y documentos que han llevado a cabo esta prueba hacen referencia a la norma ASTM D 1883. A continuación se mencionan estas consideraciones:

1.- La prueba consiste en medir la resistencia a la penetración de un espécimen de suelo cemento fluido el cual no será vibrado para evitar que salga el aire incluido que tiene la mezcla, ya que es autocompactable al 100% y no requiere de equipo mecánico para compactarse.

2.- La muestra de volumen de mezcla se elabora para llevar a cabo también las otras pruebas como el revenimiento, la del cilindro de fluidez y los cilindros para determinar la resistencia a la compresión. Las mezclas se constituyen como se menciona en 1.2.

3.- La mezcla de suelo cemento fluido se coloca en moldes cilíndricos de un solo uso de 15.75 cm de diámetro y 8 cm de altura, el espécimen elaborado se descimbra hasta el cuarto día donde se mantienen húmedas las superficies expuestas por medio de jergas saturadas (ASTM D 4832). Después se lleva al cuarto de curado donde se saca a tres edades diferentes de prueba a partir de la fecha de elaboración las cuales corresponden a 7, 28 y 56 días.

En el caso de los suelos, la muestra deberá tener las condiciones de peso volumétrico seco máximo y humedad óptima, la cual se obtiene confinando la muestra y se presiona con una carga de 140 kg/cm<sup>2</sup> aplicada en la superficie superior de la muestra. Las muestras se introducen al tanque de saturación y se realizan cargas de expansión hasta que cesa.

4.- Los especímenes de suelo cemento fluido se retiran del cuarto de curado a la edad de prueba y se colocan en los moldes cilíndricos correspondientes. Para garantizar el confinamiento se recomienda usar un material no deformable (azufre) pueden dejarse descubierto a la temperatura ambiente de 1 a 4 horas para quitar el agua en exceso y con ello favorecer la manipulación sobre todo en mezclas con muy poco contenido de cemento.

Se colocan sobre la mezcla de suelo cemento fluido dos placas de carga y el cilindro de acero para la prueba de penetración, debe pasar a través de los orificios de las placas hasta tocar la superficie de la muestra, se aplica una carga inicial que no sea mayor de 10 kg (en éste caso se aplica la carga por medio de la prensa hidráulica con una velocidad tal que permita las lecturas de carga, ésta corresponde generalmente a una abertura de válvula del 50%) e inmediatamente después sin retirar la carga, se ajusta el extensómetro a la carátula para registrar el desplazamiento vertical del cilindro.

Se procede a la aplicación de la carga procurando que la velocidad de desplazamiento del cilindro sea tal que permita la lectura de las cargas y se anotan las cargas correspondientes a cada una de las siete penetraciones.

5.- Para el cálculo del valor relativo de soporte se debe expresar la carga de 2.54 milímetros (0.10") como un porcentaje de la carga estándar 1360 kg y si la prueba estuvo bien ejecutada, el porcentaje así obtenido es el valor relativo correspondiente a la muestra ensayada. Con el fin de saber si la prueba estuvo bien ejecutada, se grafica la curva carga – penetración. Se establece que para las curvas que empiezan con una pendiente pronunciada y se suaviza de tal forma que se cruzan zonas deberá repetirse la prueba.

6.- Con los resultados obtenidos en esta prueba se clasifica el suelo usando la Tabla 1.5 que indica el empleo que puede dársele al material de acuerdo con su valor relativo de soporte.

#### d) Revenimiento

La prueba de revenimiento no mide la trabajabilidad, aunque ACI 116 la describe como una medida de consistencia, pero la prueba es muy útil en la revelación de variaciones en la uniformidad de una mezcla.

Recordando que el suelo cemento fluido sigue los parámetros del concreto, la prueba se describe en la Norma Mexicana (NMX C 156) y ASTM C143. El molde para la prueba de revenimiento es un cono truncado de 30 cm de alto que se coloca sobre una superficie lisa, con la abertura menor en la parte superior, y se llena con la mezcla en tres capas. Cada capa se apisona 25 veces con una varilla de acero normal de 15 mm de diámetro, redondeada en el extremo, y la superficie superior se recorta por medio de un movimiento aserrar y rodar de la varilla de apisonar. El molde se debe sostener firmemente contra su base durante toda la operación, esto se facilita por manijas y apoyos de los pies soldados al molde.

Inmediatamente después de llenado, el cono se levanta lentamente y la mezcla sin soporte se va a revenir, de aquí el nombre de la prueba. La disminución en la altura de la mezcla revenida se llama revenimiento que se determina midiendo la diferencia vertical entre la parte superior del molde y el centro original desplazado de la parte superior del espécimen; se mide hasta los 5 mm más cercanos. Para reducir la influencia que sobre el revenimiento tiene la variación en la fricción superficial, el interior del molde y su base se deberán humedecer al comienzo de cada prueba y antes de levantar el molde, el área que está inmediatamente alrededor del cono debe estar limpia de mezcla que pudo haber caído por

accidente. La prueba debe estar dentro de un tiempo de 2.5 minutos desde el inicio de llenado hasta la extracción del molde.

## CAPÍTULO II

### FACTIBILIDAD

#### 2.1 INTRODUCCIÓN

El suelo cemento compactado (SCC) es simplemente una mezcla bien compactada de suelo, cemento y agua; conforme el cemento se hidrata la mezcla endurece y las partículas se ligan; fue desarrollado en 1920 como un material económico para la construcción de carreteras utilizando suelos locales. En la década de 1940 se inicio el desarrollo de pruebas estandarizadas para el mejor control de las mezclas.

En la década de 1960 se inició en Estados Unidos la construcción de taludes de protección de suelo cemento para presas de tierra, en los sitios donde los materiales para enrocamiento no existen o pueden ser obtenidos a gran costo. Así continuando en 1970 y principios de 1980 se construyen obras hidráulicas mostrando un excelente comportamiento, requiriendo un poco o ningún mantenimiento (Holtz y Hansen, 1976).

Actualmente se proyectan estructuras con suelo cemento compactado como muros de contención, protección de cortes inestables, caminos, terminales portuarias, de ferrocarriles, de vehículos pesados, etc; esto debido a las ventajas económicas y constructivas (Tayabji, Nussbaum y Ciolko, 1982).

El tipo de suelo más adecuado para formar estructuras de suelo cemento son los arenosos o arenas con gravas que contengan de 10 a 25% de finos de baja plasticidad e inorgánicos; se pueden llegar a usar hasta 35% de finos. Con menos de 10% de finos requieren una mayor proporción de cemento para obtener resistencias similares respecto a los primeros. Para determinar el porcentaje de cemento adecuado para cada suelo y para un determinado proyecto, se realizan ensayos de especímenes preparados primero en laboratorio y ya durante la construcción, en muestras de la mezcla preparada en la obra.

El proporcionamiento de cemento normalmente corresponde a un porcentaje en peso, respecto al peso de suelo seco; ya en obra, se convierte en una proporción en volumen. La cantidad de agua en la mezcla se especifica como un porcentaje respecto a la mezcla de suelo y cementos secos.

El ACI 229R-99, trata sobre los materiales controlados de baja resistencia (CLMS) como aquellos materiales cementados, autocompactados, que es el grupo al que pertenecen los suelos cemento fluidos usados principalmente en terraplenes, como alternativa a los rellenos compactados y otras obras que se mencionan en el subcapítulo 1.3. De un modo más amplio, el ACI 116R define a los CLMS como aquellos que tienen una resistencia a la compresión máxima de  $85 \text{ kg/cm}^2$ , estando varias aplicaciones menores o iguales a dicha resistencia, lo que constituye un requisito necesario para poder efectuar excavaciones futuras. De lo anterior, se distinguen dos productos que sin llegar a ser un concreto, buscan claramente cumplir con ciertas funciones específicas:

- a) Los suelos cementos compactados (SCC), requieren de materiales con contenidos de humedad cercanos al óptimo y se utilizan principalmente en una sola capa, como base o subrasante estabilizadas; y
- b) Los suelos cementos fluidos (SCF) o suelo cemento autocompactado (SCA), conocidos también con otros nombres ya mencionados, que en nuestro país han tenido muy pocas aplicaciones en Ingeniería Civil.

La mezcla de suelo cemento fluido se prepara utilizando el mismo método empleado habitualmente para concreto y mortero (Rodríguez, 2000 y Vivar, 2001); esto ya sea en obra con olla revolvedora autocargable, camión revolvedor y planta (Figuras 2.1 a 2.3); ó en planta premezcladora suministrando a la obra en camión revolvedora. Se mezcla el agregado y el cemento, enseguida se añade agua suficiente para obtener la consistencia adecuada. La colocación se realiza con los medios comunes empleados en obra, se vierte desde la canaleta del camión al sitio de trabajo directamente o en caso de no poder llegar al sitio de trabajo se realiza la colocación con canalones o mediante bombas de baja presión.

Para las estructuras de suelo cemento compactado es posible efectuar la mezcla en el lugar, sobre todo si se tienen espacios amplios y disponibles para las maniobras de los equipos de construcción.

El suelo cemento compactado se realiza colocando el suelo disgregado y extendido uniformemente en el área de elaboración o colocación, se aplica el cemento repartiéndolo uniformemente en el suelo extendido, se agrega el agua y se comienza el mezclado comúnmente con una motoconformadora (Figura 2.4) o con otro equipo de mezclado (De la Fuente, 1995), hasta que el producto tenga un color uniforme y la humedad adecuada en toda la mezcla; ya puesta la mezcla en el lugar adecuado se compacta con rodillos pata de cabra o rodillos neumáticos, siendo necesario para este último caso, la escarificación de la parte superior de cada capa terminada, para evitar planos lisos superficiales.



Figura 2.1 Elaboración de suelo cemento fluido en obra, con olla revolvedora autocargable.



Figura 2.2 Elaboración de suelo cemento fluido en obra, con camión revolvedor.



Figura 2.3 Elaboración de suelo cemento fluido en obra, con planta.



Figura 2.4 Colocación de suelo y cemento para formar la mezcla de suelo cemento con motoconformadora y compactador (De la Fuente, 1995).

La diferencia más destacable es que los suelos cemento compactables se colocan como suelo y se comportan como concreto, esta mezcla se prepara con equipo pesado y en algunos casos con equipo ligero (bailarinas) según el lugar de trabajo, dicha mezcla debe curarse; mientras que los suelos cemento fluidos se colocan como concreto y posteriormente se comportan como suelo.

## 2.2 RENDIMIENTO Y COSTO DE LA MEZCLA DE SUELO CEMENTO COMPACTADO Y FLUIDO

El precio de la mezcla de suelo cemento fluido cuesta más por metro cúbico que el suelo cemento compactado, pero el ahorro en maquinaria, tiempo y mano de obra compensan con creces ese mayor costo unitario y puede llegar a generar ahorros de más del 50%.

El precio de la mezcla del suelo cemento fluido (zona metropolitana y DF 2004) producido in situ con 63.0 kg de cemento por  $m^3$  es de \$ 239.00  $m^3$ , con rendimiento de 275.0  $m^3$ /jor; si se compara con el suelo cemento compactado elaborado in situ con 60.0 kg de cemento por  $m^3$  es de \$ 188.96  $m^3$ , con un rendimiento de 125  $m^3$ /jor. El rendimiento del suelo cemento fluido suministrado

por una empresa premezcladora llega hacer mayor que el del sitio, teniendo aproximadamente el mismo precio.

El suelo cemento fluido puede ejecutarse en cualquier época del año, por ejemplo, éste puede desplazar del fondo de una excavación el agua acumulada por lluvia sin necesidad de bomba y sin que se altere la mezcla (disponible en línea en [http://www.sika.com.ar/tecnologia/tecno\\_rincon\\_relleno.html](http://www.sika.com.ar/tecnologia/tecno_rincon_relleno.html)) (revisado en línea el 25 de noviembre de 2004), no así el suelo cemento compactado; de ahí la factibilidad que se refleja en sustanciales ahorros en equipo, mano de obra y sobre todo de poder trabajar en cualquier condición climática.

## CAPÍTULO III

# APLICACIÓN DE MEZCLAS DE SUELO CEMENTO FLUIDO

### 3.1 RESEÑA HISTÓRICA

La primera aplicación conocida del suelo cemento fluido fue como material no estructural; este material resulta ideal para el relleno de todo tipo de zanjas de servicio, siendo muy ventajoso frente al relleno tradicional con materiales granulares. Actualmente tanto en Estados Unidos como en Francia, las compañías de servicios especifican el suelo cemento fluido en lugar de los suelos compactados, para el relleno de los espacios alrededor de las conducciones. Ya con la práctica y el paso del tiempo se determinó que mediante una dosificación adecuada de la mezcla, se puede obtener un suelo cemento fluido de características estructurales, que se aplica en rellenos estructurales, bases y subbases.

Aunque las primeras aplicaciones del suelo cemento fluido han sido en atraques de tuberías, éste también ha sido usado, como material de relleno alrededor de estructuras, especialmente en espacios confinados o de difícil acceso o en reemplazo de rellenos granulares compactados. Teniendo gran desarrollo actualmente en la construcción de carreteras, avenidas y calles.

En Mecánica de suelos, las resistencias a la compresión de  $50 \text{ kg/cm}^2$  se consideran elevadas ya que en términos de la capacidad de un suelo para soportar carga, requiere de resistencias de  $6$  a  $8 \text{ kg/cm}^2$  que corresponden a un material bien compactado y de suficiente capacidad de carga, de ahí que la aplicación del suelo cemento fluido sea muy variable en la Ingeniería Civil.

Teniendo en cuenta las propiedades que tiene el suelo cemento fluido y considerando que no solamente reemplaza los materiales granulares compactados, sino que mejora su desempeño, las aplicaciones del suelo cemento fluido son muy amplias, siendo actualmente más frecuentes las siguientes:

- a) Bases y subbases para pavimentos con carpeta asfáltica o hidráulica en carreteras.

- b) Relleno de zanjas para instalación de toda clase de tuberías, utilizadas para la conducción de servicios públicos como son: las líneas telefónicas, eléctricas, hidráulicas, sanitarias y de gas.
- c) Relleno de cavernas.
- d) Relleno y/o nivelación de terrenos en sustitución de suelo cemento compactado.
- e) Construcción de plataformas para el desplante de viviendas.
- f) Construcción de terraplenes.
- g) Nivelación de azoteas y entrepisos.
- h) Relleno para la construcción de pendientes en azoteas.
- i) Renovación y reemplazo de suelos contaminados.
- j) Reparación de calles con problemas de asentamientos.
- k) Obras de bacheo.
- l) Relleno de canalizaciones.
- m) Relleno de muros de contención.

En Italia se tiene la aplicación más reciente y novedosa con suelo cemento fluido: el relleno de microtúneles realizados para las conducciones de gas, esta nueva aplicación ha permitido realizar rellenos de una longitud de más de 600 m con total éxito (Martínez, 2000).

En términos generales, el suelo cemento fluido es ideal para aplicarse en áreas reducidas o restringidas donde la colocación del suelo compactado es difícil, aclarando que esto no es una restricción para aplicarlo en sitios donde se tengan áreas grandes o libres, tomando en cuenta que la velocidad del proyecto es importante y se requiere una mejor calidad de la que un suelo compactado puede dar.

### **3.2 APLICACIÓN A CAVERNAS**

Al suelo cemento fluido se le considera una opción para rellenar cavernas, tanques subterráneos abandonados, túneles cerrados y alcantarillados

clausurados. La característica de no hundirse ni asentarse es explotada con mucha ventaja para el cierre de cavernas ya que llena perfectamente los espacios vacíos entre el suelo o roca y el revestimiento de la caverna u obra de relleno similar (Rodríguez, 2000). La Figura 3.1 muestra el relleno de un tanque con suelo cemento fluido, el cual tiene dos perforaciones por donde se coloca el material y sale el aire del interior.

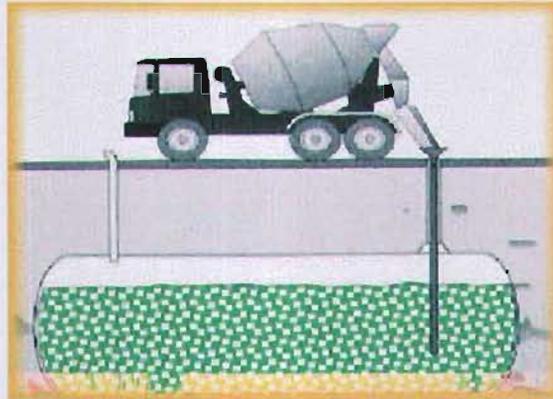


Figura 3.1 Relleno de un tanque subterráneo con suelo cemento fluido.

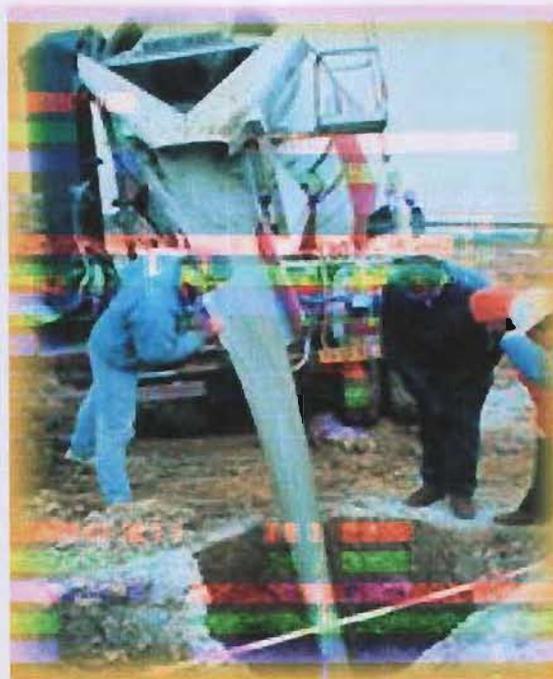


Figura 3.2 Relleno de una caverna con suelo cemento fluido.

El relleno de una caverna se lleva a cabo por medio de aberturas realizadas por medio de la barrenación del terreno que se encuentra sobre de ella, tanto para colocar el suelo cemento fluido por una abertura y/o por otras salga el aire, ya que la boca de la caverna debe estar cerrada (Figura 3.2); cabe aclarar que no es una regla y depende del proceso que se lleve a cabo (Figura 3.3).



Figura 3.3 Relleno de la boca de una caverna con suelo cemento fluido, con acceso a su interior.

### 3.3 APLICACIÓN A BASES Y SUB-BASES

Los métodos convencionales de construcción de pavimentos y superficies de tránsito pesado y liviano siempre han utilizado los materiales granulares como bases y subbase. Mediante un diseño de espesores, una buena calidad del material y una adecuada compactación, brindan capacidad de soporte a la estructura del pavimento que se coloque encima. Lo más importante es que estos materiales tengan una estabilidad en calidad y volumen durante toda la vida útil del pavimento. Cuando esto no se cumple, se presentan asentamientos en la superficie de rodamiento, que degradan la calidad del pavimento y reducen dramáticamente el índice de servicio de la vía (Jaramillo, 1999).

El suelo cemento fluido resulta ser importante en la aplicación como sustituto del material granular usado frecuentemente en las bases y subbases de pavimentos. Este material granular conforma junto con el asfalto o el concreto hidráulico la estructura del pavimento.

La problemática considerada normal por su frecuente incidencia que presenta la utilización del material granular es que en algunas ocasiones no posee de manera natural las condiciones óptimas para cumplir con las especificaciones aplicables. Lo que obliga a estabilizarlo por medios químicos (Figura 3.4) (cemento, cal, asfalto) o por medios mecánicos (Figura 3.5) (roca, grava, arena, compactación), lo cual implica a veces situaciones difíciles de sortear dada la dificultad que se tiene para lograr que el porcentaje de compactación alcance 100% del valor especificado; por lógica, todo esto encarece y retrasa el desarrollo de la obra; lo que hace que el suelo cemento fluido sea más adecuado para ser aplicado en subbases y bases en lugar del material granular comúnmente aplicado.



Figura 3.4 Estabilización de material granular para subbase por medios químicos.



Figura 3.5 Estabilización de material granular para base por medios mecánicos.

Como la subbase y base se realizan por capas para soportar la carpeta en un pavimento, cada una de las capas de soporte requiere un tratamiento para preparar el material de forma tal que resulte apto para la función que deberá desempeñar en su vida de servicio.

Se debe tomar en cuenta que para aprobar el material granular toda vez que ha sido colocado en el lugar que ocupará en el pavimento, se verifica su porcentaje de compactación, para base como para subbase debe ser de 100% del valor especificado.

Lograr que el resultado determinado en la prueba de compactación arroje resultados dentro de la especificación implica exigir la utilización de maquinaria pesada y un número importante de personas para realizar los trabajos necesarios.

El suelo cemento fluido es útil en sustitución del material granular inmediatamente unido a la capa de rodamiento (Figura 3.6). Cuando se utiliza el suelo cemento fluido como material de base o subbase, el rango de resistencias puede variar según se quiera igualar o superar la resistencia que se obtenía con una base o subbase granular. En el caso que se requiera mantener el espesor de diseño, se coloca un suelo cemento fluido de resistencia, que iguale la del suelo granular que se pretende cambiar. Con base a esto, se están diseñando vías en pavimento

compuesto, que es una combinación de suelo cemento fluido de base y una sobrelosa de concreto.



Figura 3.6 Formación de una base con suelo cemento fluido.

Es aquí donde se observan las ventajas del suelo cemento fluido por su sencillez de colocación y la seguridad que brinda de obtener los resultados requeridos, ya que por su proceso de producción y los materiales que se utilizan en su elaboración, se asegura un comportamiento uniforme y constante. Además, los recursos humanos que se destinan para el tendido son mínimos. El éxito que ofrece el suelo cemento fluido en pavimentos son los siguientes:

- Gran capacidad de soporte estructural.
- Estabilidad del volumen, eliminando los asentamientos futuros.
- Fácil colocación y manejo.

Entre las pruebas más importantes en la utilización y construcción de bases y subbases se encuentra la de valor relativo de soporte. Para aprobar esta prueba, la subbase debe arrojar valores por encima de 50 por ciento, en tanto la base debe cumplir con 80 por ciento de VRS; dependiendo de las condiciones de tránsito, esta exigencia puede llegar a 100% (Jaramillo, 1999).

### 3.4 APLICACIÓN EN NIVELACIONES DE TERRENOS

En algunos casos en la práctica las condiciones exigidas para los suelos no se realizan, debido a las propias dificultades de conseguir el material adecuado, lograr el nivel de compactación suficiente y uniforme en todas las capas producto del ineficiente control de ejecución, dando como resultado asentamientos importantes y deformaciones que pueden ocasionar el hundimiento de los pavimentos superiores, si se hablara de terraplén de una carretera o calle como nivelación de terreno, con los consiguientes problemas al tránsito circulante y los altos costos de reparación necesarios.

Una de las condiciones para los suelos, que se utilizan frecuentemente para la nivelación de terrenos es la de ser compactados en capas en forma adecuada, para evitar asentamientos consecutivos a su realización, mediante una energía mecánica de compactación y de humedad óptima; sin embargo el suelo cemento fluido presenta una fluidez específica diseñada para permitir el relleno total en la nivelación de terrenos, logrando por sus características específicas, las mejores condiciones sin necesidad de compactación alguna, especialmente en áreas de difícil acceso donde los suelos no pueden ser compactados debidamente.

El suelo cemento fluido aplicado a nivelación de terrenos abarca, a aquellos lugares que requieran de nivelación en su superficie ya sea con o sin pendiente (Figuras 3.7 y 3.8); la subbase y base pueden quedar dentro de ésta aplicación pero para evitar alguna confusión no se consideran en este punto.

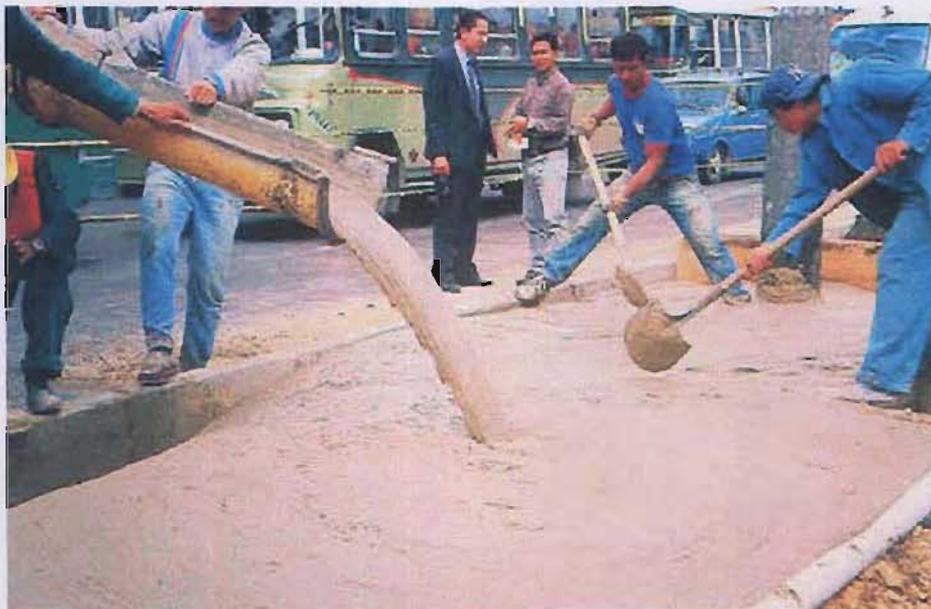


Figura 3.7 Nivelación de terreno para camellón con suelo cemento fluido.



Figura 3.8. Suelo cemento fluido aplicado para nivelación del terreno en un camellón que tiene tubería de la red de agua potable.

La aplicación del suelo cemento fluido a nivelación de terrenos, evita el relleno convencional de colocar por capas el material granular hasta alcanzar la compactación requerida para poder colocar la siguiente capa, ya que por la continuidad y rapidez de colocación la mezcla queda con una manejabilidad tal que lo único que requiere es la labor de nivelación que se facilita en gran medida por la fluidez de la mezcla, al fraguar proporciona un soporte uniforme y la resistencia requerida sin vacíos (Martínez, 2000). En la Figura 3.9 se muestra el relleno de una excavación con suelo cemento fluido la cual debe alcanzar el nivel del terreno que se observa.



Figura 3.9 Nivelación de un terreno con suelo cemento fluido.

### 3.5 APLICACIÓN EN ZANJAS PARA INSTALACIONES

Los suelos, que son utilizados habitualmente para el relleno de zanjas deben ser compactados en capas en forma adecuada, para evitar los continuos asentamientos posteriores a su ejecución, a través de una energía mecánica de compactación y de humedad óptima; en cambio el suelo cemento fluido presenta una fluidez específicamente diseñada para permitir el relleno total de las cavidades de una excavación (Figura 3.10), logrando por sus características específicas, las mejores condiciones de valor soporte sin necesidad de compactación alguna, especialmente en las áreas de difícil acceso donde los suelos no pueden ser compactados debidamente.

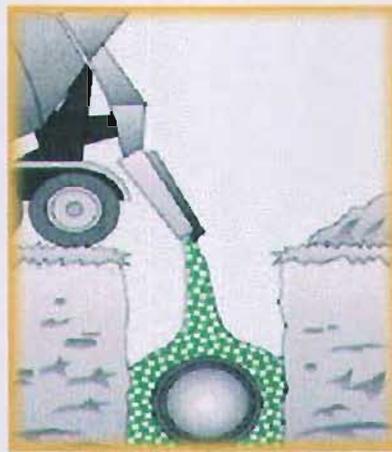


Figura 3.10 Sección transversal de una zanja con tubo en proceso de relleno con suelo cemento fluido.

El problema más dramático en el relleno de zanjas es el caso de reparaciones de tuberías en las vialidades, ya que normalmente las bases granulares que se colocan en el sitio no se compactan adecuadamente, lo que ocasiona un asentamiento futuro del material de base, presentando hundimientos en algunos casos; estos se presenta en todos los sitios en donde se han realizado conexiones a la red de acueducto, alcantarillado, teléfono y gas. Para evitar este tipo de problemas, existen dos alternativas. La primera es trabajar con bases granulares de excelente calidad compactadas adecuadamente, alcanzando el nivel de compactación esperado en el diseño y protegiéndolas contra condiciones de humedad que les generen erosión y degradación. La segunda es la utilización de nuevas tecnologías en materiales de base y subbase, que utilizados de manera adecuada resuelven todos los problemas citados y que además mejoran la capacidad de soporte del pavimento (Figura 3.11).

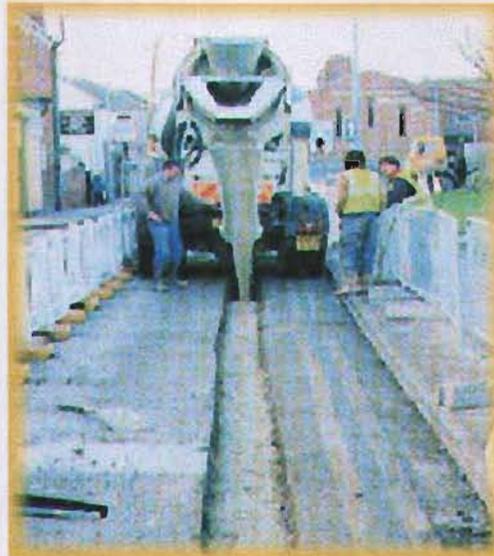


Figura 3.11 Colocación de suelo cemento fluido para base en una zanja.

El suelo cemento fluido es un material de nueva tecnología que es excelente para recibir y cubrir la conducción de líneas telefónicas, eléctricas, hidráulicas, sanitarias y de gas; llena las cavidades inferiores de las tuberías y proporciona un soporte uniforme a su alrededor (Figura 3.12).



Figura 3.12 Suelo cemento fluido aplicado a una zanja con tubería.

La aplicación del suelo cemento fluido como atraque de tubería muestra la relación entre los requisitos de ensayo y una aplicación típica. Para la instalación de tubería el suelo cemento fluido es usado para llenar la cavidad entre la tubería y la zanja excavada. El suelo cemento fluido transfiere la carga de la tubería al material in situ. De tal forma que el suelo debe ser capaz de suministrar el soporte necesario para la tubería. La forma circular inferior de la excavación es ventajosa porque reduce las cantidades de excavación y de esta forma reduce el manejo de materiales del suelo. El suelo cemento fluido elimina el problema de tratar de formar una cama en el fondo de la trinchera para ajustar el tubo (Martínez, 2000). Una cama de material de excavación requiere trabajo intensivo de colocación y compactación y puede no suministrar completo apoyo entre el suelo y la tubería. El suelo cemento fluido asegura soporte uniforme para la tubería. La colocación del suelo cemento fluido es mucho más rápida que la compactación del suelo en capas a lo largo de la tubería y se elimina el daño potencial a la tubería que pudiera causar el equipo de compactación (Figura 3.13). También más rápido que la inyección o lanzamiento del concreto, o los métodos de vibración y saturación para compactar materiales granulares de cama. Esta rápida colocación es una ventaja en la construcción de atraque de tuberías en áreas pobladas o en calles.

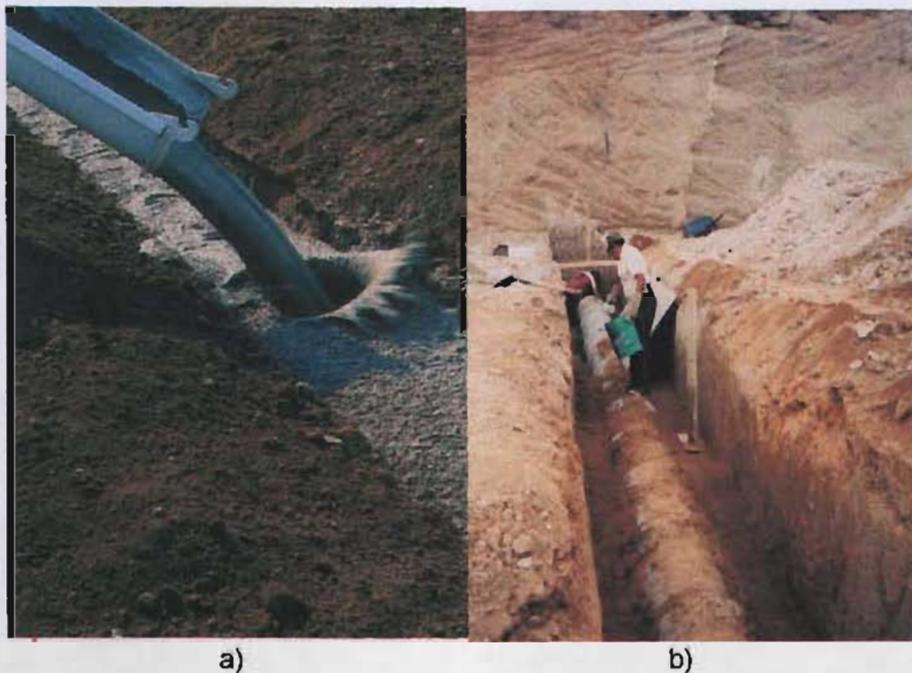


Foto 3.13 Relleno de zanjas, a) facilidad de colocación del suelo cemento fluido, b) relleno de zanjas con material tradicional.

Cuando el suelo cemento fluido se aplica para el relleno de zanjas se puede tener un ahorro de hasta 30%, en el volumen que se debe excavar, lo que significa una reducción del tiempo requerido, menor cantidad de mano de obra y sobre todo la seguridad de la calidad de la mezcla que se utiliza. Para el caso de que el relleno con esta mezcla ejerza una presión lateral de consideración, en función de la profundidad de excavación, se recomienda colocarlo en capas, lo cual permite que la mezcla se endurezca para recibir adecuadamente la capa subsiguiente. Otra alternativa en esta situación es lastrar la tubería para evitar la flotación.

La verificación de la calidad del suelo cemento fluido para relleno de zanjas debe ser visual, la calidad de la mezcla debe comprobarse mediante pruebas de revenimiento, lo mismo que la resistencia a la compresión o bien el valor relativo de soporte.

### 3.6 APLICACIÓN EN MUROS

La aplicación de muros es frecuente en todo tipo de obras, para este caso nos enfocaremos a muros de contención.

Se les nombra muros de contención, aquellos muros que están diseñados con el objeto de mantener una diferencia en los niveles del suelo de sus dos lados, a la tierra que produce el mayor nivel, se le llama relleno y este es un elemento generador de presión, el cual, los muros de contención son los encargados de soportarla. En la Figura 3.14 se hace referencia a la nomenclatura de muros de contención.

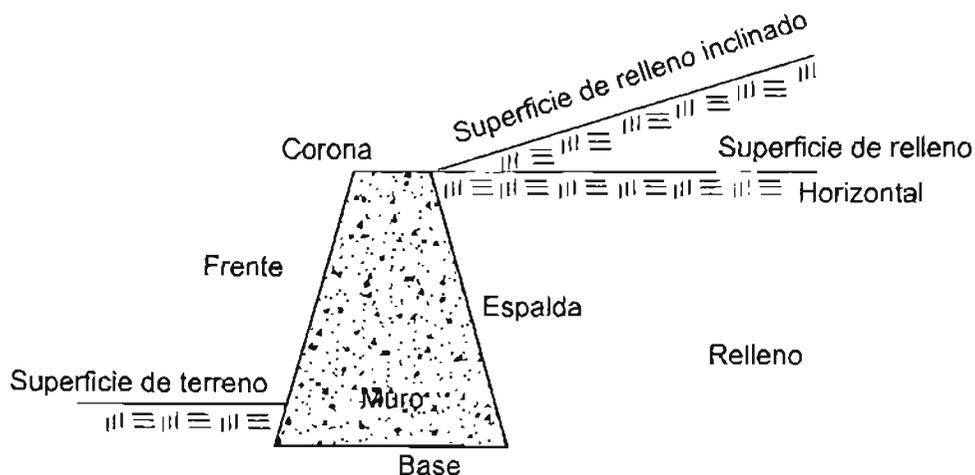


Figura 3.14 Sección de un muro de contención.

Los muros de contención se construyen de mampostería, concreto simple o reforzado y por primera vez en México con suelo cemento fluido.

Existe gran diversidad de utilización de muros de contención algunos de los más usuales se muestran en la Figura 3.15.

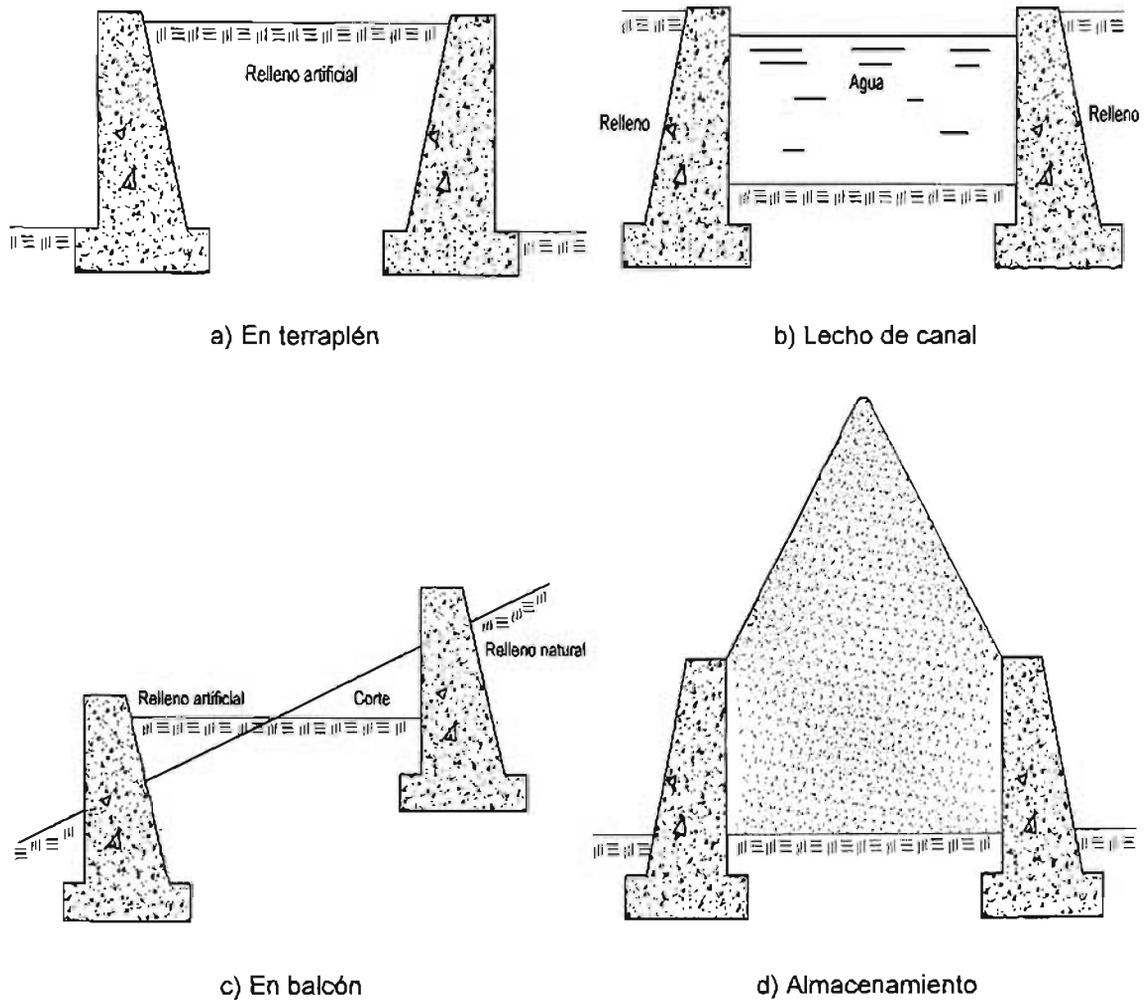


Figura 3.15 Utilización de muros de contención.

Los muros de contención sirven para dar estabilidad a los suelos cuando el terreno cambia de elevación, es decir, son obras destinadas a la contención de tierras en general.

Resulta evidente en los muros que se encuentran a la intemperie, la lluvia se filtra a través de la tierra y entonces el muro pasa a sostener los efectos de empuje dados por la tierra y por el agua, por lo que se debe tener en cuenta ese factor en su cálculo; si se le pone drenaje no es necesario tomar en cuenta dicho factor. La utilización de muros es frecuente en todo tipo de obras. El peso muerto en estos muros es de importancia, tanto para resistir el volteo por las presiones laterales, como para resistir el resbalamiento horizontal provocado por las mismas fuerzas; lo que lleva a adoptar diversas formas de construir un muro, ya que resulta potestativo del proyectista el adoptar la forma de muro que sea necesario (Barros, 1980) (Figura 3.16).

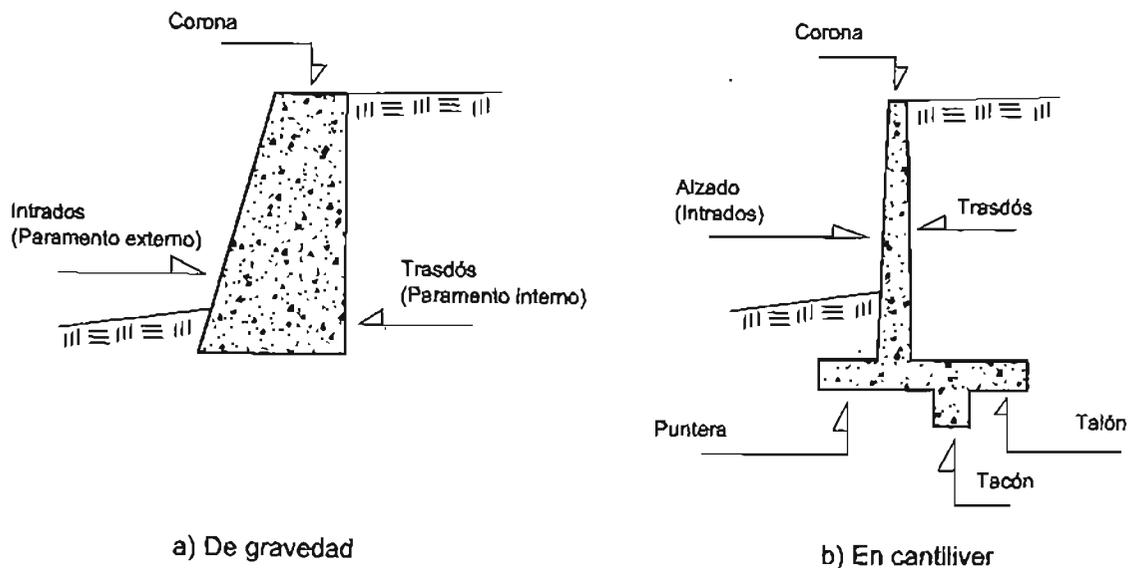


Figura 3.16 Clasificación y elementos de muros.

El concepto de muros de contención con suelo cemento compactado tiene varios antecedentes en la bibliografía, pero no se tenía experiencia previa correspondiente a la aplicación de una mezcla de suelo cemento fluido para la realización de muros de contención.

# CAPÍTULO IV PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

## 4.1 COMPORTAMIENTO ESTÁTICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención se clasifican en términos de su masa relativa, flexibilidad y condiciones de anclaje o refuerzo (Figura 4.1). Los muros de gravedad son de las más viejas y simples estructuras de contención que se conocen, su característica principal es su volumen debido a que son gruesos y bastante rígidos lo que impide que su cuerpo se flexione, por lo que su movimiento ocurre esencialmente por traslación y/o rotación del cuerpo rígido. Los muros en cantiliver pueden sufrir deformación en ellos mismos así como movimientos por traslación y/o rotación. La distribución de las presiones laterales en este tipo de muros depende de la rigidez relativa y la deformación tanto del muro como del suelo. Los muros reforzados son limitados contra ciertos tipos de movimientos por la presencia de elementos externos de refuerzo. Por ejemplo, en el caso de muros de sótano y muros de lindero de puentes, los movimientos laterales del extremo superior del muro pueden ser restringidos por la estructura que soportan.

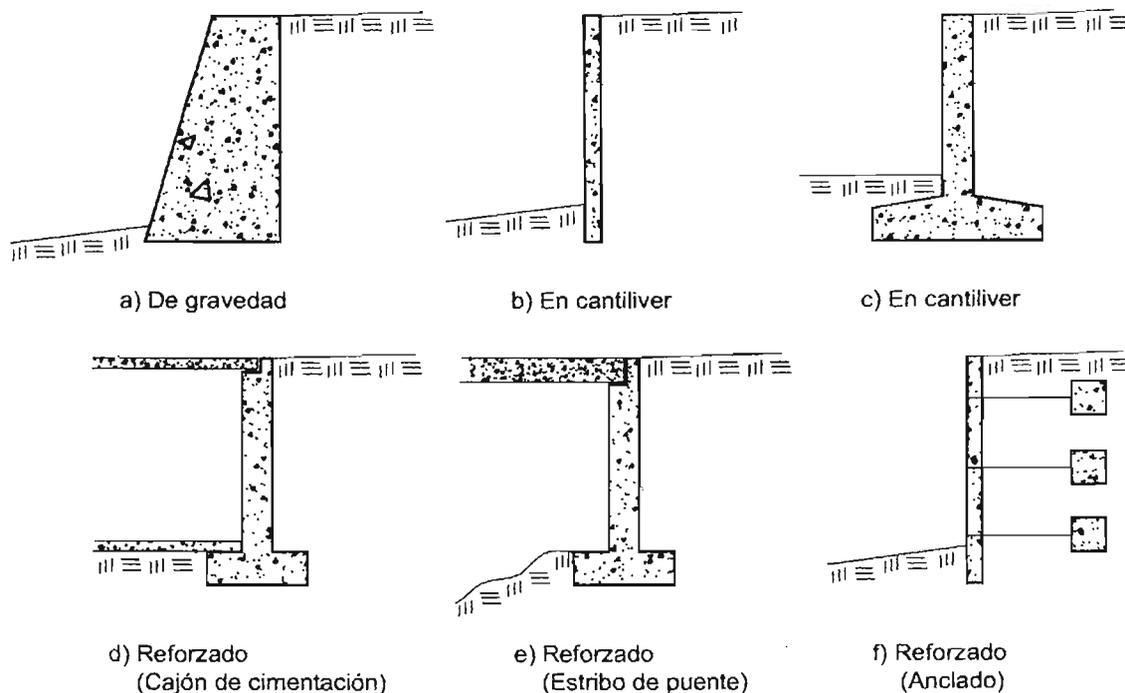


Figura 4.1 Modelos comunes de muros de contención.

Los muros de gravedad fallan generalmente por mecanismos de cuerpo rígido tales como deslizamiento, volteo o por inestabilidad total (Figura 4.2). La falla por deslizamiento ocurre cuando las fuerzas horizontales no se mantienen en equilibrio (es decir, cuando las presiones laterales en el relleno del muro producen contra el muro fuerzas que exceden la resistencia por deslizamiento de la base del muro). La falla por volteo ocurre cuando el equilibrio de momentos no se satisface; involucrándose conjuntamente también la falla por capacidad de carga en la base del muro. Los muros de gravedad también pueden ser dañados por inestabilidad total del relleno y terreno de cimentación, tales fallas pueden ser tratadas como fallas en estabilidad de taludes o laderas que abarcan el muro.

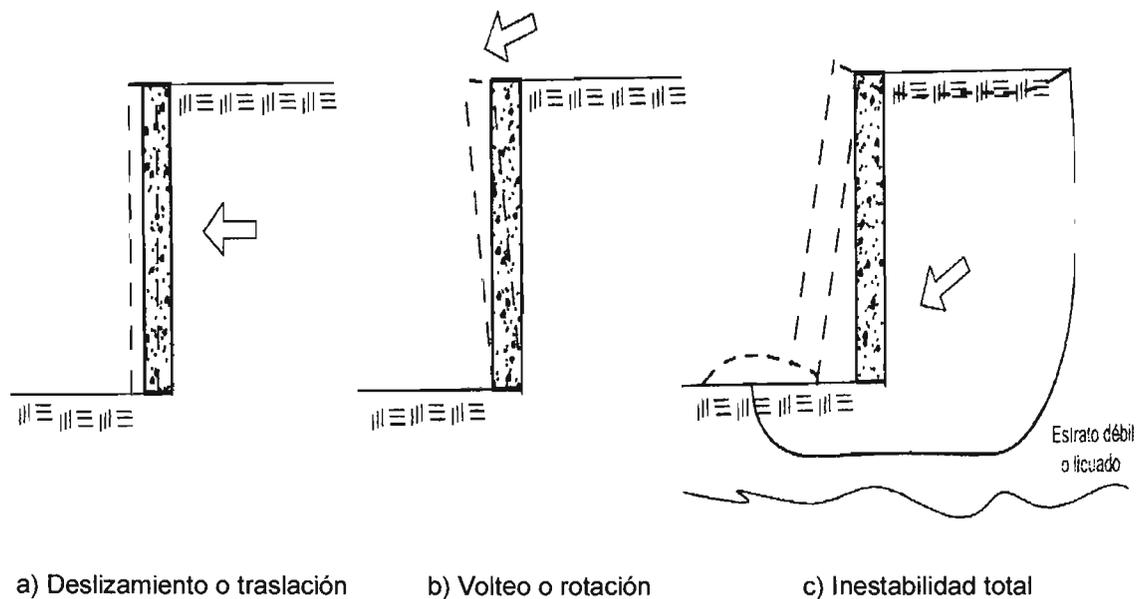


Figura 4.2 Mecanismos típicos de falla en muros de gravedad.

Los muros en cantiliver están sujetos a mecanismos de falla iguales que los muros de gravedad y además a la falla por flexión. Las presiones del suelo y los momentos flexionantes en este tipo de muros depende de su geometría, rigidez y resistencia del sistema muro-suelo (Figura 4.3 a y b). Si el momento flexionante excede la resistencia a la flexión del muro ocurre la falla por flexión (Figura 4.3 c).

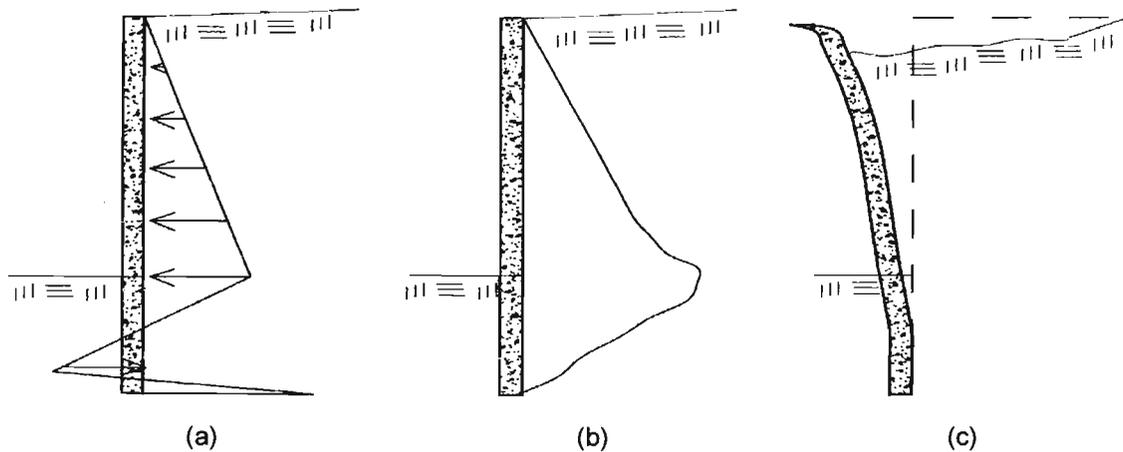


Figura 4.3 (a) Presiones del suelo, (b) momentos flexionantes, (c) mecanismo de falla por flexión en muros en cantiliver.

Los muros reforzados fallan generalmente por inestabilidad total, volteo, flexión y/o por la falla de los elementos de refuerzo. El volteo de estos muros comúnmente involucra la rotación con respecto al punto en que los refuerzos actúan sobre el muro (continuamente en la parte alta en el caso de estribos en puentes, Figura 4.4 a). Los muros anclados con una penetración inadecuada pueden voltearse "pateando" la base (Figura 4.4 b). Asimismo, como en el caso de los muros en cantiliver, los muros anclados también pueden fallar por flexión (Figura 4.4 c). Actualmente, existen un gran número de aproximaciones simplificadas para evaluar cargas estáticas en muros de contención, como las teorías de Rankine, Coulomb, etc.

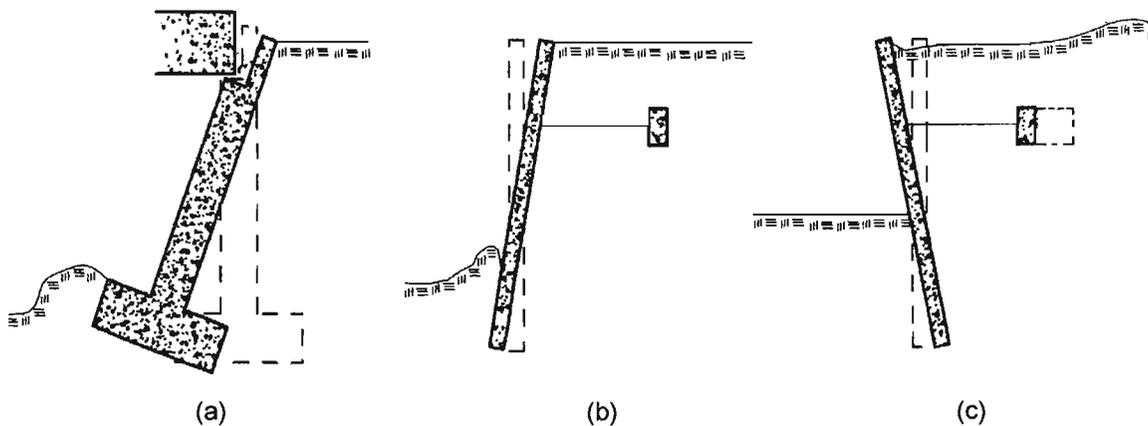


Figura 4.4 Modos de falla potencial de muros reforzados: (a) rotación del estribo del puente en torno a la superior, (b) rotación de la tablaestaca anclada debido a la falta de resistencia pasiva (pateo), (c) capacidad de anclaje inadecuado.

### 4.1.1 TEORÍAS DE DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

En realidad no existe una teoría que se pueda definir como exacta, ni de aplicación universal, todas se aproximan más o menos a la realidad y cualquiera arroja la suficiente seguridad para poder ser utilizada. A continuación se mencionan las más comunes:

#### 1) Teoría de Coulomb.

Esta teoría supone la existencia de un plano de rotura, es decir, una superficie de deslizamiento del terreno, desde la arista interior del trasdós del muro a la superficie del terreno (Figura 4.5).

En la Figura 4.5,  $\varphi$  es el ángulo del talud natural,  $E_a$  es la reacción del muro al empuje activo de las tierras,  $R_t$  es la resultante de las reacciones del terreno a la acción producida por el volumen ABC,  $P$  es el peso del macizo ABC,  $\delta$  es el ángulo de rozamiento entre paramento y terreno.

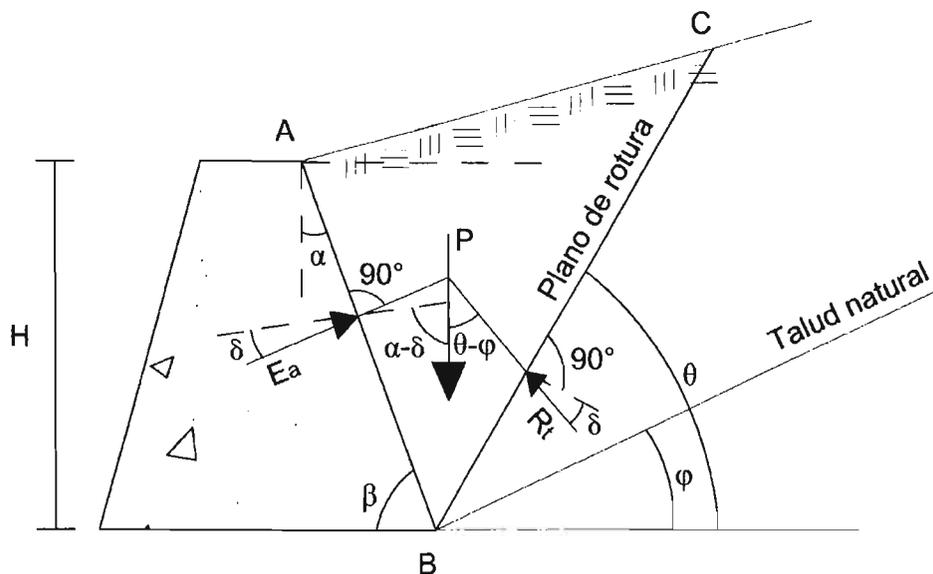


Figura 4.5 Sección transversal de un muro de contención que presenta en la parte trasera el plano de rotura.

En esta teoría Coulomb supone que el empuje activo es producido por el macizo  $ABC$ , cuya fuerza  $P$  es el peso propio del mismo; la fuerza está equilibrada por las

reacciones del terreno  $R_t$  y la del muro  $E_a$ , lo que produce que el sistema de fuerzas esté equilibrado (Figura 4.5). Las magnitudes conocidas en principio son el peso del terreno  $P$  y los ángulos de la poligonal dados por el gráfico dibujado; pero para conocer los ángulos se requiere conocer el plano de rotura, ya que el talud natural se conoce al saber la naturaleza del terreno. Todos los planos como el BC que pasen por la arista del trasdós del muro, debe tomarse el que produzca mayor empuje activo  $E_a$ . Esta teoría requiere de iteraciones con diversos planos para lograr el empuje máximo de ahí que es laborioso, poco práctico y puede dar resultados que no concuerden con la realidad, a pesar de suponer empujes máximos que merman el coeficiente de seguridad de la obra, sobre todo cuando se refiere al empuje pasivo  $E_p$  (Barros, 1980; Juárez y Rico, 2000).

## 2) Método de Culmann.

El empuje activo es el que gravita directamente sobre el muro y para cuyo fin se construye este, mientras que el empuje pasivo es la resistencia que ofrece el terreno a un muro próximo a él que está soportando otra acción y que transmite al terreno.

Este método consiste en encontrar el plano de deslizamiento que según la teoría de Coulomb proporcione el empuje activo máximo; con el apoyo de la Figura 4.6 se menciona el proceso siguiente:

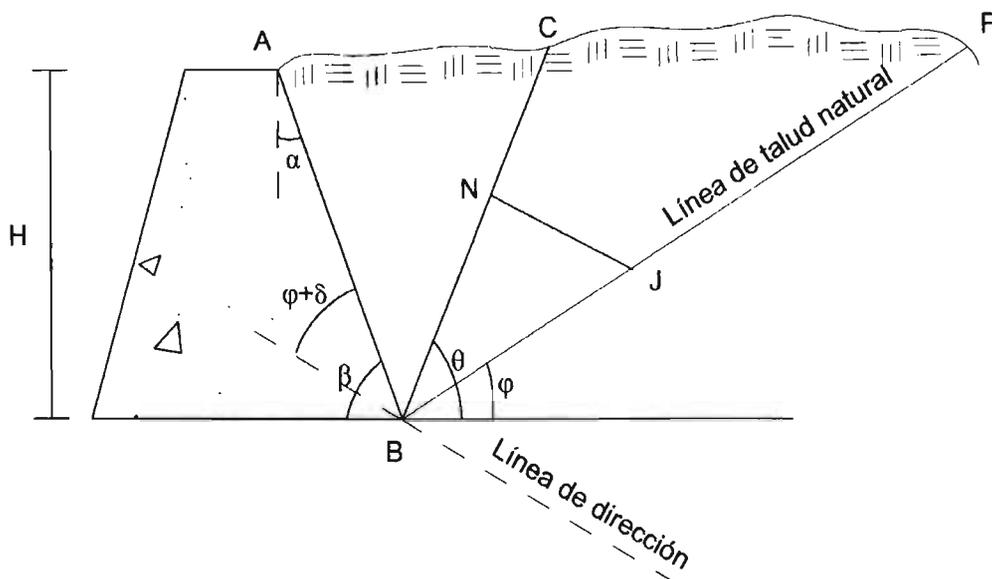


Figura 4.6 Sección transversal de un muro de contención que muestra en su parte trasera la línea de talud natural para encontrar el plano de deslizamiento.

- a) Define la línea de talud natural que parte del vértice B del trasdós del muro, que forma un ángulo  $\varphi$  (que es el rozamiento interno del terreno) con la horizontal.
- b) Define la línea de dirección que pasa por B formando un ángulo  $(\varphi+\delta)$  con el paramento del muro.

Si a partir del punto B (considerando como origen de coordenadas), llevamos sobre la línea de talud natural BP, la magnitud del peso del prisma ABC a una determinada escala, dará el punto J; continuando en JB se traza una paralela a la línea de dirección que corta a la línea BC llamado punto N. El valor JN representa a la escala indicada para la fuerza el valor del empuje activo producido por el prisma ABC. En la Figura 4.6, BJ es el valor del peso del prisma, JN es el valor del empuje sobre el muro producido por el prisma ABC.

Con esto se pretende determinar el empuje máximo  $E_a$  por lo que se consideran tantos puntos C como sean necesarios para describir una curva en la que se pueda determinar el  $E_a$  máximo (Barros, 1980).

### 3) Método de Poncelet.

Está basado en los valores de  $\varphi$  y  $\delta$ , para obtener el plano de deslizamiento y consecutivamente el empuje activo  $E_a$ .

- a) Teniendo los valores de  $\varphi$  y  $\delta$  dados por las características del terreno y del muro, se trazan las líneas OB y DA formando con la línea horizontal y con el paramento los ángulos  $\varphi$  y  $(\delta+\varphi)$  (Figura 4.7).
- b) Obtenido el punto A se halla el punto C mediante la relación siguiente:  

$$OC = \sqrt{(OA)(OB)}$$
- c) Conocido C se traza por este punto una paralela a DA por lo que se obtiene  $C_1$ , uniendo  $C_1$  con O se obtiene el plano de deslizamiento.
- d) Llevando la distancia  $CC_1$  sobre la recta OB a partir de C se obtiene  $C_2$ .

El triángulo formado por C,  $C_1$ ,  $C_2$  define el empuje activo de las tierras sobre el muro.

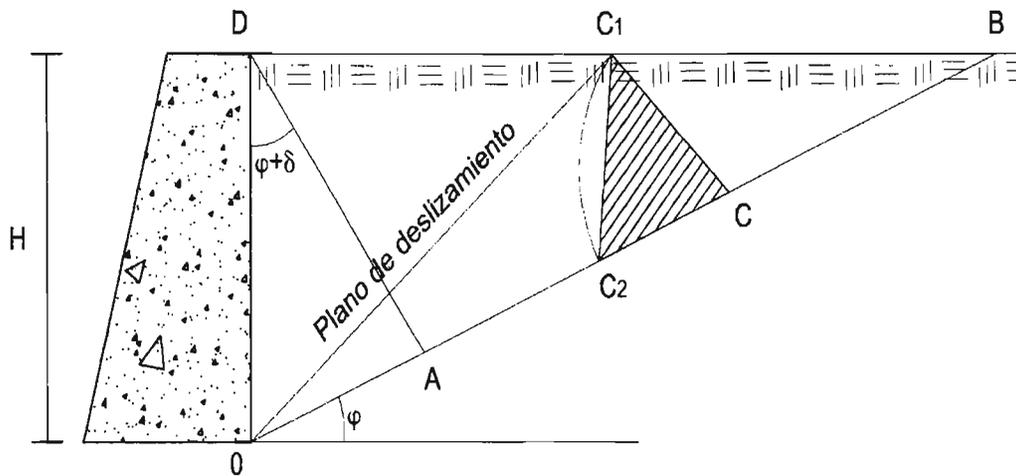


Figura 4.7 Plano de deslizamiento de la parte trasera de un muro de contención en sección transversal.

#### 4) Teoría de Rebhan.

Ésta se basa en ir aproximando mediante diferentes indicaciones de una recta al área de dos triángulos hasta que llegado el momento en que coincidan será cuando por un sistema similar al método de Poncelet se obtiene el valor del empuje, dado también por el valor de un prisma de terreno de base triangular (Figura 4.8 ).

- a) Con los valores de  $\delta$  y  $\varphi$  se construye a partir de C una recta cuya inclinación respecto a la horizontal es  $\varphi$ , otra a partir de A con el valor  $(\varphi + \delta)$ .
- b) Se traza una recta con cualquier inclinación, por ejemplo en la figura se tiene  $\theta_1$ , está recta corta a la superficie del terreno en el punto  $E_1$ , a partir de este punto se traza una paralela a la recta definida por la inclinación  $(\varphi + \delta)$  que corta a  $D_1$  a la recta definida por la inclinación  $\varphi$ . Se comprueba si los triángulos  $CAE_1$  y  $CE_1D_1$  tienen la misma área; para lo cual se efectúa la medición de las alturas, ya que tienen un lado en común  $CE_1$ . Estas alturas son  $h_1$  y  $h_1'$ , para este caso se tiene  $h_1' > h_1$  por lo que son triángulos diferentes. Lo que lleva a trazar una o más rectas con una inclinación diferente a  $\theta_1$  y seguir el proceso mencionado en este punto hasta lograr que las alturas del triángulo sean iguales.

- c) Teniendo las alturas iguales ( $h_3' = h_3$ ) se define el empuje activo sobre el muro. Se lleva sobre la recta  $CD_1$  el valor de la distancia  $D_3E_3$ , lo que forma un triángulo, el cual define el empuje activo determinando su área.

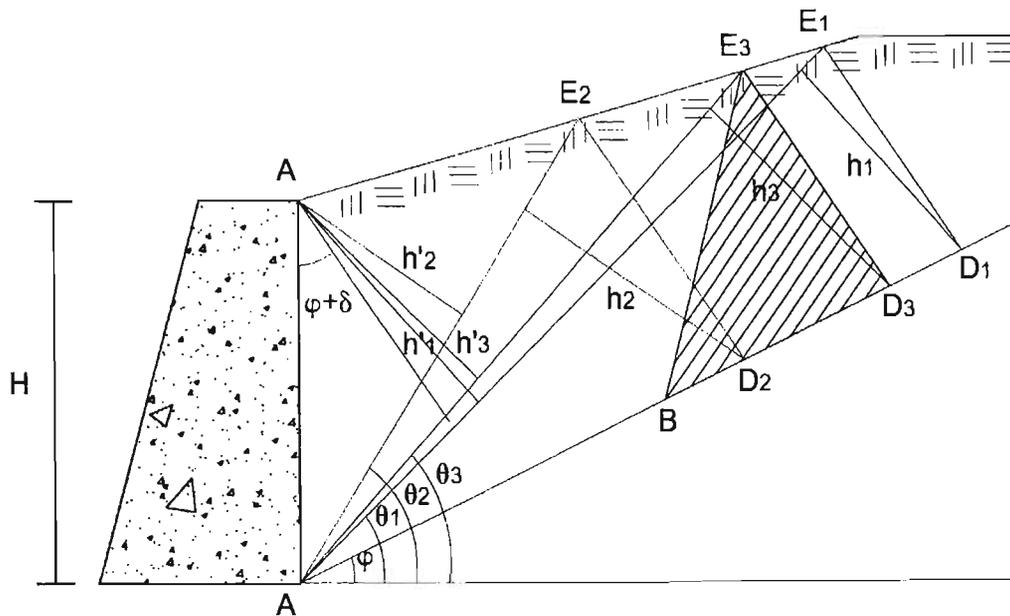


Figura 4.8 Sección de un muro de contención que muestra el procedimiento para hacer coincidir la altura de dos triángulos para encontrar el empuje activo.

- d) Área por metro lineal de muro.

d1) Sin existencia de sobrecarga:  $E_a = \gamma(BD_3E_3)$

d2) Existencia de sobrecarga:  $E_a = \gamma(BD_3E_3)\left(1 + \frac{2h_o}{H}\right)$

donde  $\left(1 + \frac{2h_o}{H}\right)$  Coeficiente. H es la altura del muro;  $h_o$ , la altura de sobrecarga  $h_o$

$= \frac{P}{\gamma}$ ; P el peso de la sobrecarga por unidad de superficie en  $t/m^2$  y  $\gamma$  el peso específico de las tierras (Figura 4.9).

El empuje de la sobrecarga se aplica en el centro del muro.

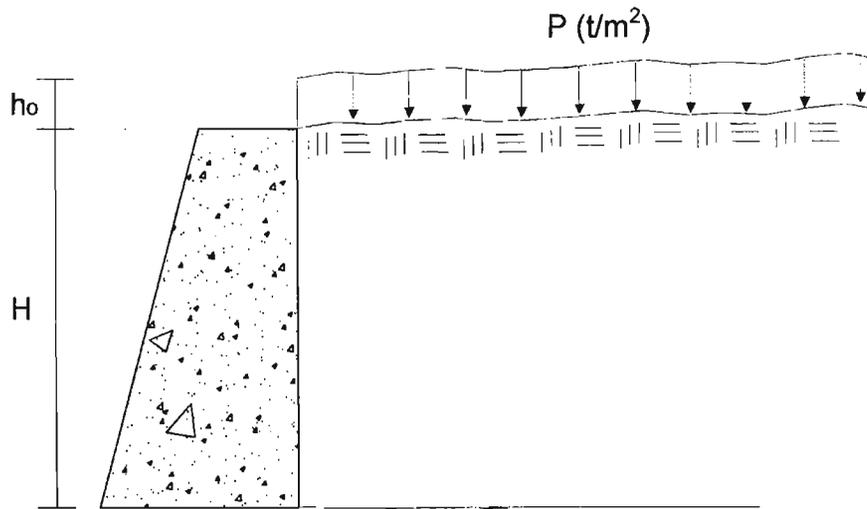


Figura 4.9 Sección de un muro de contención con relleno de tierras y sobrecarga en su respaldo.

### 5) Teoría de Rankine.

Considera que el empuje pasivo entra en función y aparece cuando el muro ha sufrido un pequeño desplazamiento. Cabe mencionar que todo muro se diseña para evitar el desplazamiento del muro por acción del empuje activo, pero por más que se diseñe un muro siempre sufre un desplazamiento de orden muy pequeño y que no afecta en absoluto a la estabilidad del muro. Dicho desplazamiento por pequeño que sea hace que aparezca el empuje pasivo (Barros, 1980, Juárez y Rico, 2000).

Para empujes pasivos considera un terreno homogéneo, isótropo, continuo y elástico. El empuje pasivo para un muro de paramento vertical y terreno horizontal se obtiene con la ecuación siguiente:

$$E_p = \gamma \frac{H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2} \quad (4.1)$$

donde  $E_p$  es el empuje pasivo,  $\gamma$  es el peso específico del terreno,  $H$  es la altura del muro,  $\phi$  es el ángulo de fricción interna y  $\pi$  tiene el valor de  $180^\circ$ .

La fórmula de Rankine para empujes activos da inmediatamente el valor del empuje de tierras sobre un muro cuando tiene el trasdós vertical (Figura 4.10); aplicando la ecuación siguiente:

$$E_a = \gamma \frac{H^2}{2} \cos\lambda \frac{\cos\lambda - \sqrt{\cos^2\lambda - \cos^2\varphi}}{\cos\lambda + \sqrt{\cos^2\lambda - \cos^2\varphi}} \quad (4.2)$$

donde  $E_a$  es el empuje activo,  $\lambda$  es el ángulo que forma la superficie del terreno con la horizontal. Las demás variables son las que se mencionan en el empuje pasivo.

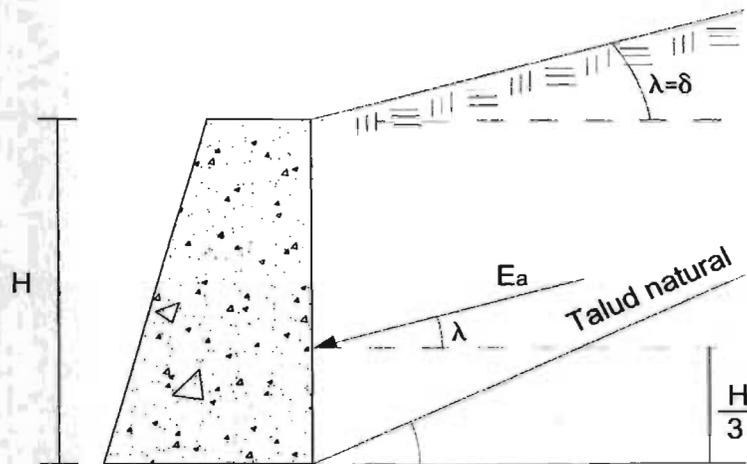


Figura 4.10 Parte trasera del muro de contención es sección transversal con sobrecarga que muestra la altura y el ángulo del empuje activo.

#### 4.1.2 DEFORMACIONES PLANAS Y ESFUERZOS PLANOS

Las fuerzas inducidas en la masa de suelo por los movimientos del terreno generan incrementos de esfuerzos y rotación de direcciones principales de esfuerzos y deformaciones, cuyos efectos llevan a considerar explícitamente la degradación de las propiedades mecánicas del suelo.

Para poder estudiar el comportamiento de las estructuras es necesario establecer su modelación, ya sea experimental o matemáticamente. Toda estructura queda definida por los conceptos siguientes:

- Geometría
- Material
- Cargas

Las leyes que gobiernan los conceptos anteriores son las leyes de la Mecánica y en especial las correspondientes a la mecánica del medio continuo. Las

estructuras que se estudian en este tema son las que se construyen con material sólido, elástico, lineal e isótropo. Las leyes que gobiernan a tales estructuras forman la base de la Teoría de la elasticidad lineal.

a) Estado plano de deformaciones.

Algunas estructuras como son los muros de contención y otras (Figura 4.11) poseen las siguientes características:

- 1) La geometría corresponde a un cuerpo alargado y prismático, de tal manera que para definirla basta especificar la sección correspondiente a un plano perpendicular al eje.
- 2) Las cargas que actúan a lo largo del eje son tales que basta con definir las, también, en un plano perpendicular al eje.

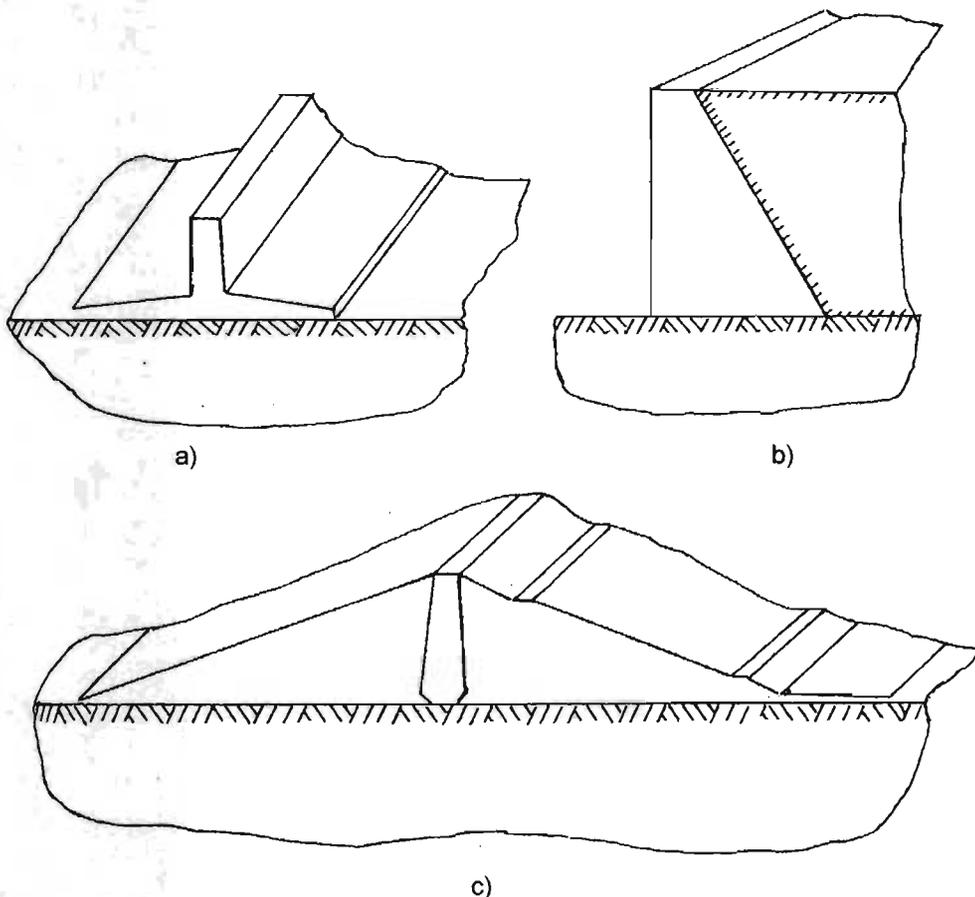


Figura 4.11 Ejemplos de estados planos de deformación; a) zapata corrida, b) muro de contención, c) presa de tierra.

## b) Estado plano de esfuerzos.

Si las estructuras descritas en el estado plano de deformaciones, en vez de ser alargadas, son extraordinariamente delgadas (figura 4.12), se puede aseverar que las componentes del esfuerzo, asociado a la dirección del espesor son nulas (Garnica y Rodríguez, 1987).

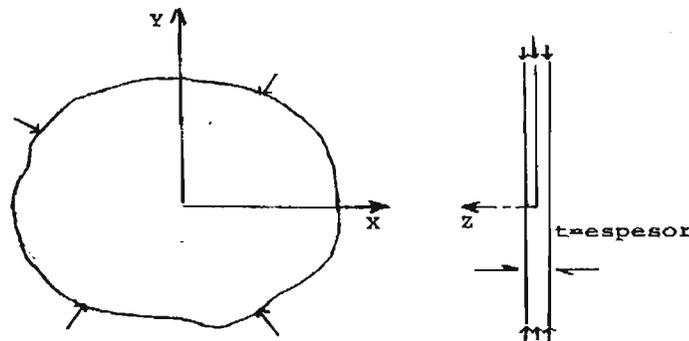


Figura 4.12 Placa delgada en el plano.

### 4.1.3 DISEÑO ESTÁTICO DE UN MURO DE CONTENCIÓN CON SUELO CEMENTO FLUIDO

En el diseño del muro se considera una sección de gravedad, cuya estabilidad se debe a su peso propio y utiliza la acción del empotramiento para retener la masa del suelo situada por detrás de éste.

Las fuerzas actuantes sobre el muro se consideran por unidad de longitud; las acciones a tomar en cuenta son: el peso propio, empuje de tierras, fricción entre el muro y el suelo de relleno, sobrecargas en la superficie y fuerzas de filtración.

Para la evaluación de los empujes de suelo a considerar como acciones en el muro, no se considera para éste trabajo el efecto de la cohesión que pudiera tener el relleno del cuerpo de terraplén, así mismo, se está despreciando el efecto de las fuerzas de filtración, ya que se colocará un eficiente drenaje tras el respaldo del muro (Rico y Del Castillo, 2001).

Los parámetros a considerar para el diseño de muros de contención son:

- El peso volumétrico húmedo a 28 días de la mezcla de suelo cemento fluido escogida,  $\gamma_{scf}$ .
- El peso volumétrico húmedo de los rellenos (terraplén) que se colocarán detrás del muro,  $\gamma_r$  así como las características intrínsecas (cohesión,  $C_u$  y el ángulo de fricción interna,  $\phi_u$ , según el material de banco seleccionado y las especificaciones de obra.
- La altura  $H$  del paramento correspondiente a la sección transversal a diseñar, con la base de  $0.7 H$  (Braja, 2001).
- La sobrecarga de los rellenos (terraplén).

A continuación se determinan las cargas estáticas y los momentos; por medio de la Teoría de Rankine y Coulomb (Braja, 2001, Rico y Del Castillo, 2001).

### 1) Por la Teoría de Rankine:

Se tienen los datos siguientes:

- Peso específico del relleno  $\gamma_r = 1.80 \text{ t/m}^3$
- Ángulo de fricción interna del terreno  $\phi = 50^\circ$ .
- Ángulo del Terreno Natural Sano con respecto a horizontal:  $15^\circ$  (por lo que la altura de aplicación de empujes es  $h = 16.8 \text{ m}$ ).
- Peso específico del suelo cemento fluido  $\gamma_{scf} = 1.65 \text{ t/m}^3$
- No hay empujes hidrostáticos (pantalla permeable detrás del muro y tubos de P.V.C. para evacuar las aguas infiltradas).

El muro presenta las siguientes dimensiones mostradas en la Figura 4.12.

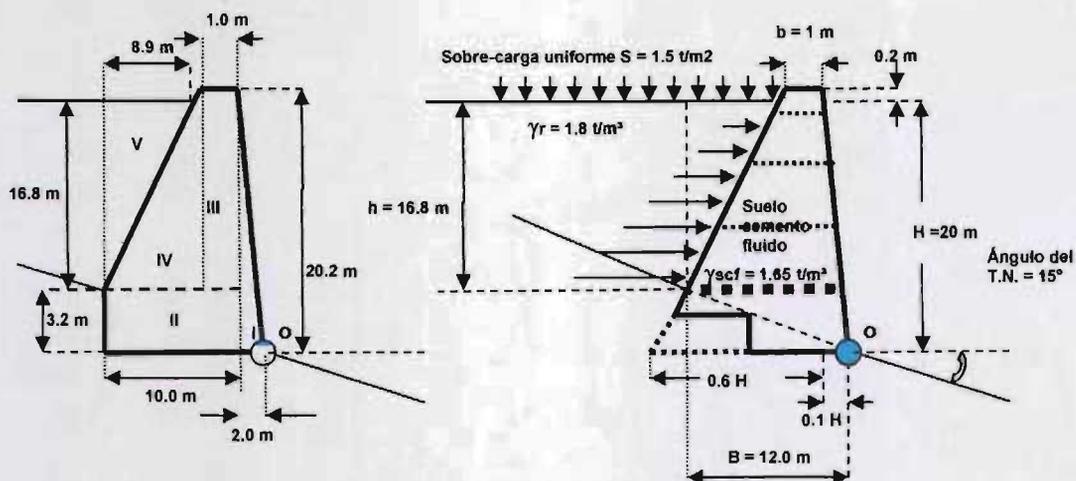


Figura 4.13 Dimensiones del muro de contención para su análisis.

Hipótesis de cálculo:

Para este caso se toman 2 presiones, una debida al relleno y otra a la sobrecarga.

Para poder determinar la presión se requiere conocer el coeficiente de presión activa, el cual se obtiene:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \Phi}{1 + \text{sen } \Phi} \quad (4.3)$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } 50^\circ}{1 + \text{sen } 50^\circ} = 0.132$$

Al tener el coeficiente se obtiene la presión activa con la siguiente ecuación:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 K_a \quad (4.4)$$

$$P_a = \frac{1}{2} (1.80)(20^2)(0.132) = 47.691 \text{ t/m}$$

Debido a la sobrecarga que se tiene, se genera una presión por sobrecarga y se calcula con:

$$P_w = q_s H K_a \quad (4.5)$$

$$P_w = (1.5)(20)(0.132) = 3.974 \text{ t/m}$$

Las presiones se muestran en la Figura 4.14.

La distancia al centro de gravedad de la presión total "y" se obtiene:

$$y = \frac{P_a \frac{H}{3} + P_w \frac{H}{2}}{P_a + P_w} \quad (4.6)$$

$$y = \frac{47.631 \left[ \frac{20}{3} \right] + 3.974 \left[ \frac{20}{2} \right]}{47.631 + 3.974} = 6.923 \text{ m}$$

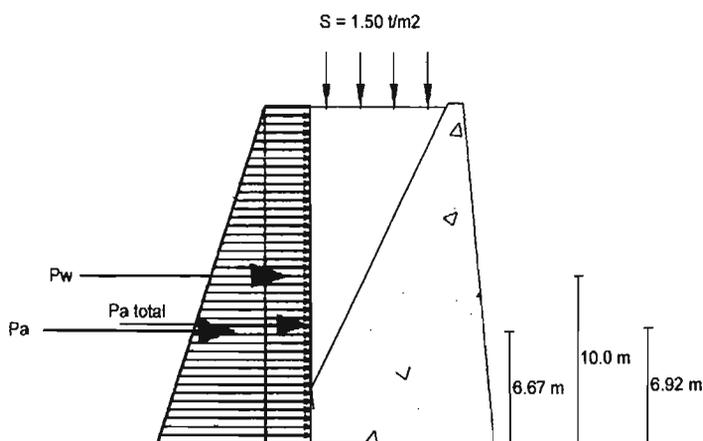


Figura 4.14 Presión activa total actuante sobre el muro de contención.

Obtenidas ambas presiones se determina el momento de volteo total de la forma siguiente:

$$Mo = Mo_1 + Mo_2 = Pa \frac{H}{3} + Pw \frac{H}{2} \tag{4.7}$$

$$Mo = 47.631 \left[ \frac{20}{3} \right] + 3.974 \left[ \frac{20}{2} \right] = 357.68 \text{ t/m}$$

Para determinar el factor de seguridad se calcula el momento resistente con los cálculos mostrados en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Momento resistente por elementos de una sección del muro de contención, para obtener el factor de seguridad por volteo aplicando la Teoría de Rankine.

No. del elemento	Área (m <sup>2</sup> )	Peso del elemento por unidad de longitud (t)	Brazo de palanca (m)	Momento estabilizador (t-m)
I	$\frac{1}{2}(2)20.2 = 20.20$	33.330	1.333	44.429
II	$10(3.2) = 32.00$	52.800	7.000	369.600
III	$1(17) = 17.00$	28.050	2.500	70.125
IV	$\frac{1}{2}(9)17 = 76.50$	126.225	6.000	757.350
V	$\frac{1}{2}(8.9)16.8 = 74.76$	134.568	9.033	1215.553
Sobrepeso	$1.5(8.9)$	13.350	7.550	100.792
$\Sigma V = 388.323$ por ml			$MR = 2557.849$ por ml	

El factor de seguridad contra volteo debe cumplir con  $FS_v > 2$ , se obtiene:

$$FS_v = \frac{MR}{M_o} \quad (4.8)$$

$$FS_v = \frac{2557.849}{357.68} = 7.15$$

$FS_v = 7.15 > 2$  por lo tanto no tiene falla por volteo

El factor de seguridad contra deslizamiento debe cumplir con  $FS_d > 1.5$ , se obtiene:

$$FS_d = \frac{(\Sigma V) \operatorname{tg}(K_1 \Phi_2) + BK_2 C_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (4.9)$$

Para este caso la presión pasiva se considera  $P_p = 0$

$K_1 = K_2 = \frac{2}{3}$  Recomendado (Braja, 2001) (fricción entre el muro y relleno).

$\Phi_2 =$  (del terreno) tomamos el mismo que del relleno  $50^\circ$

$C_2 = 0$

La presión activa  $P_a$  es la total obtenida de las ecuaciones 4.4 y 4.5:

$$FS_d = \frac{(388.323) \operatorname{tg}\left(\frac{2}{3} * 50^\circ\right) + 0 + 0}{(3.974 + 47.691) \cos 0^\circ} = 4.94$$

$FS_d = 4.94 > 1.5$  por lo tanto no falla por deslizamiento

## 2) Por la Teoría de Coulomb:

Los datos son los mismos que se presentan para la Teoría de Rankine.

Para considerar la carga se utiliza un peso específico modificado  $\gamma_e$  el cual se calcula con la siguiente fórmula:

$$\gamma_e = \gamma + \left( \frac{\operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen} \beta + \alpha} \right) \left( \frac{2q}{H} \right) \cos \alpha \quad (4.10)$$

Los ángulos  $\beta$  se muestran en la Figura 4.15.

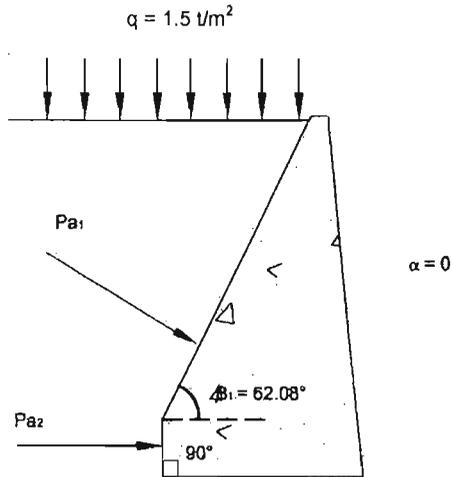


Figura 4.15 Ángulo del paramento interior del muro de contención con respecto a la horizontal.

$$\beta_1 = \text{tg}^{-1} \frac{16.8}{8.9} = 62.08^\circ$$

$$\beta_2 = 90^\circ$$

También se utiliza un ángulo  $\delta$  que puede variar de:

$$\frac{\Phi}{2} < \delta < \frac{2\Phi}{3} \quad (4.11)$$

Tomamos:

$$\frac{\Phi}{2} = \frac{50}{2} = 25^\circ$$

Se calcula  $K_a$  con:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \Phi)}{\text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta) \text{sen}(\Phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (4.12)$$

La presión  $Pa_1$  se calcula con:

$$Pa_1 = \frac{1}{2} Ka_1 \gamma_e H^2 \quad (4.13)$$

La presión  $Pa_2$  se calcula como la parte correspondiente a la parte lineal de presiones actuando sobre AV que cubre la parte del respaldo; la teoría dice que podemos dividir las resultantes como se muestra en la Figura 4.16.

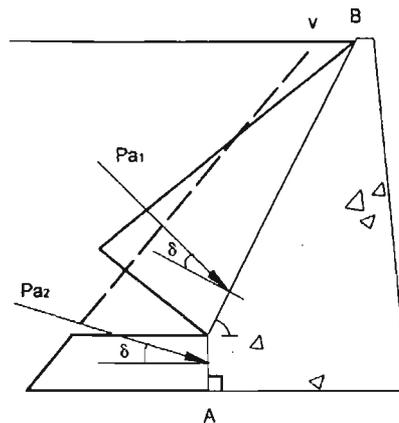


Figura 4.16 Presiones actuantes sobre el muro de contención en base al ángulo del paramento.

Para  $Pa_1$  con:  $\beta_1 = 62.08^\circ$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $H = 16.80$  m,  $\phi = 50^\circ$ ,  $\delta \left[ \frac{\Phi}{2}, \frac{2\Phi}{3} \right]$ .

Tomamos:

$$\delta = \frac{\Phi}{2} = \frac{50^\circ}{2} = 25^\circ$$

Se determina  $Ka_1$  con la ecuación 4.12:

$$Ka_1 = \frac{\text{sen}^2(62.08^\circ + 50^\circ)}{\text{sen}^2 62.08^\circ \text{sen}(62.08^\circ - 25^\circ) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(50^\circ + 25^\circ) \text{sen}(50^\circ - 0^\circ)}{\text{sen}(62.08^\circ - 25^\circ) \text{sen}(0^\circ + 62.08^\circ)}} \right]^2}$$

$$Ka_1 = 0.384$$

Se determina  $\gamma_{e1}$  con la ecuación 4.10:

$$\gamma_{e1} = 1.8 + \left[ \frac{\text{sen } 62.08^\circ}{\text{sen}(62.08^\circ + 0^\circ)} \right] \left( \frac{2(1.5)}{16.8} \right) \cos 0^\circ = 1.978 \text{ t/m}^3$$

Se determina  $Pa_1$  con la ecuación 4.13:

$$Pa_1 = \frac{1}{2} (0.384)(1.978)(16.8)^2 = 107.19 \text{ t/m}$$

Para  $Pa_2$  con:  $\beta_2 = 90^\circ$ ,  $\alpha = 0^\circ$ ,  $H = 20.00 \text{ m}$ ,  $\phi = 50^\circ$ ,  $\delta = 25^\circ$ .

Se determina  $Ka_2$  con la ecuación 4.12:

$$Ka_2 = \frac{\text{sen}^2(90^\circ + 50^\circ)}{\text{sen}^2 90^\circ \text{sen}(90 - 25^\circ) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(50^\circ + 25^\circ) \text{sen}(50^\circ - 0^\circ)}{\text{sen}(90^\circ - 25^\circ) \text{sen}(0^\circ + 90^\circ)}} \right]^2} = 0.125 \text{ t/m}^3$$

Se determina  $\gamma_{e2}$  con la ecuación 4.10:

$$\gamma_{e2} = 1.8 + \left[ \frac{\text{sen} 90^\circ}{\text{sen}(90^\circ + 0^\circ)} \right] \left( \frac{2(1.5)}{20} \right) = 1.95 \text{ t/m}^3$$

Para determinar la presión  $Pa_2$ , se debe obtener el área de proyección, como se muestra en la Figura 4.17.

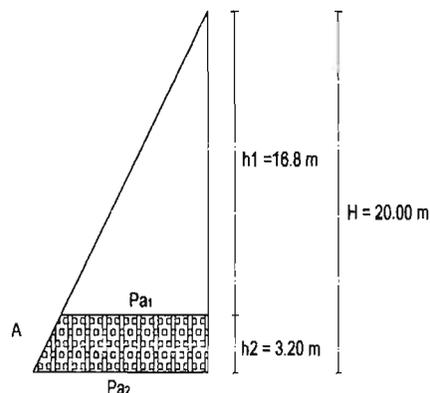


Figura 4.17 Área de proyección para una presión a una altura establecida del muro de contención.

La presión 1 se obtiene con un  $H = 16.8$  m de la siguiente forma:

$$P1 = Ka_2 \gamma_e H \quad (4.14)$$

$$P1 = 0.125(1.978)16.8 = 4.154 \text{ t/m}$$

La presión 2 se obtiene con un  $H = 20.0$  m de la siguiente forma:

$$P2 = Ka_2 \gamma_e H \quad (4.15)$$

$$P2 = 0.125(1.978)20.0 = 4.945 \text{ t/m}$$

Así la presión  $Pa_2$  se obtiene con:

$$A = Pa_2 = \frac{P1 + P2}{2} h \quad (4.16)$$

$$Pa_2 = \frac{4.154 + 4.945}{2} (3.2) = 14.558 \text{ t/m}$$

El cálculo del momento resistente se obtiene de manera similar al método de Rankine, pero no se toma el área de sobrecarga.

Teniendo las presiones activas  $Pa_1$  y  $Pa_2$ , se determina la presión vertical para cada una, es decir,  $P1v$  y  $P2v$  como se muestra en la Figura 4.18.

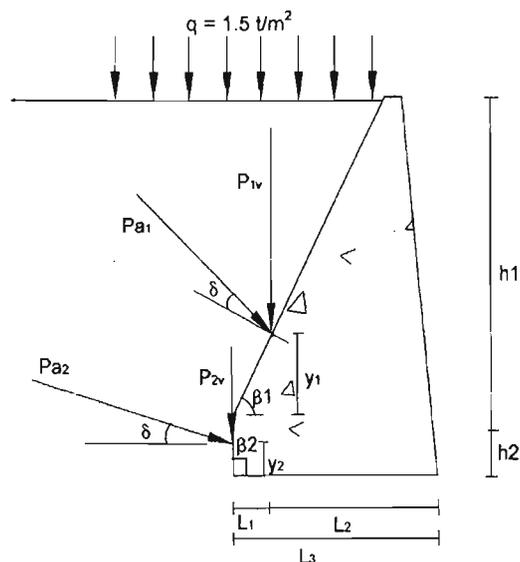


Figura 4.18 Presiones verticales en el muro de contención.

Las alturas  $y_1$  y  $y_2$  se obtienen con:

$$y_1 = \frac{h_1}{3} \quad (4.17)$$

$$y_1 = \frac{16.8}{3} = 5.60 \text{ m}$$

$$y_2 = \frac{h_2}{3} \left[ \frac{P_2 + 2P_1}{P_2 + P_1} \right] \quad (4.18)$$

$$y_2 = \frac{3.2}{3} \left[ \frac{4.945 + 2(4.154)}{4.945 + 4.154} \right] = 1.554 \text{ m}$$

La distancia  $L_2$  es en función de  $L_1$ :

$$L_2 = 12 - L_1 \quad (4.19)$$

Se determina  $L_1$  mediante el triángulo que incluye  $\beta_1$  de la Figura 4.18, como se muestra en la Figura 4.19.

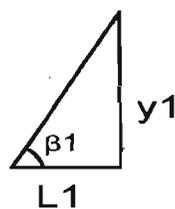


Figura 4.19 Triángulo para obtener una distancia.

$$\text{tg } \beta_1 = \frac{y_1}{L_1} \quad (4.20)$$

$$L_1 = \frac{y_2}{\text{tg } \beta_1} = \frac{5.6}{\text{tg } 62.08^\circ} = 2.967 \text{ m}$$

L2 se determina con la ecuación 4.19 y L1:

$$L2 = 12 - L1 = 12 - 2.967 = 9.033 \text{ m}$$

Para calcular la carga P1v se requiere obtener el ángulo  $\theta$  formado entre  $Pa_1$  y P1, como se muestra en la Figura 4.20.

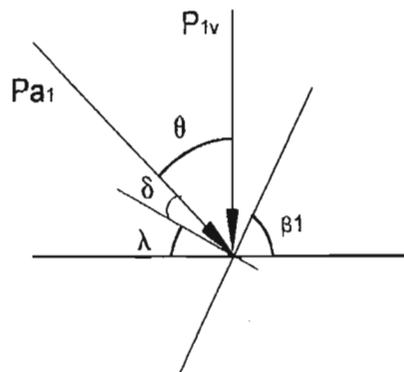


Figura 4.20 Diagrama para obtener una carga.

Para obtener  $\theta$  se determina  $\lambda$  mediante  $\beta_1$ :

$$\lambda = 90^\circ - \beta_1 \quad (4.21)$$

$$\lambda = 90^\circ - 62.08^\circ = 27.92^\circ$$

$$\theta = 90^\circ - \lambda - \delta \quad (4.22)$$

$$\theta = 90^\circ - 27.92^\circ - 25^\circ = 37.08^\circ$$

Establecido  $\theta$  se obtiene P1v:

$$P1v = Pa_1 \cos \theta \quad (4.23)$$

$$P1v = 107.19 \cos 37.08^\circ = 85.515 \text{ t/m}$$

La P2v se determina:

$$P2v = Pa_2 \sin \delta \quad (4.24)$$

$$P2v = 14.558 \sin 25^\circ = 6.152 \text{ t/m}$$

El momento se determina con base a P1v y P2v, por lo que se determina M1 y M2 respectivamente como sigue:

$$M1 = P1v L2 \quad (4.25)$$

$$M1 = 85.515 (9.033) = 772.457 \text{ t-m}$$

$$M2 = P2v L3 \quad (4.26)$$

$$M2 = 6.152 (12) = 73.824 \text{ t-m}$$

Para determinar el momento resistente se realiza con los cálculos mostrados en la Tabla 4.2, que incluye el muro por secciones con áreas, los M1 y M2:

Tabla 4.2 Momento resistente por elementos de una sección del muro de contención, para obtener el factor de seguridad por volteo aplicando la Teoría de Coulomb.

No. Del elemento	Área (m <sup>2</sup> )	Peso del elemento por unidad de longitud (t)	Brazo de palanca (m)	Momento estabilizador (t-m)
I	$\frac{1}{2}(2)20.2 = 20.20$	33.330	1.333	44.429
II	$10(3.2) = 32.00$	52.800	7.000	369.600
III	$1(17) = 17.00$	28.050	2.500	70.125
IV	$\frac{1}{2}(9)17 = 76.50$	126.225	6.000	757.350
M1				772.457
M2				73.824
MR = 2087.785 por ml				

El momento motor se determina con:

$$Mo = Pa_1 \cos (\delta \lambda) (h_1 + y_1) + Pa_2 \cos \delta y_2 \quad (4.27)$$

$$Mo = 107.19 \cos (25^\circ + 27.9^\circ) (3.2 + 5.6) + 14.558 \cos 25^\circ (1.554)$$

$$Mo = 589.493 \text{ t-m}$$

Se determina el factor de seguridad por volteo, el cual debe cumplir con FSv > 2, con la ecuación 4.8:

$$FSv = \frac{MR}{Mo} = \frac{2087.785}{589.493} = 3.54$$

$FSv = 3.54 > 2$  por lo tanto no tiene falla por volteo

### 3) Cálculo de estabilidad (caso estático):

Hipótesis de cálculo:

Los datos son los mismos que se aplican en la Teoría de Rankine.

Se determina el momento estabilizador con los cálculos mostrados en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 Peso y momento estabilizador de elementos de una sección del muro de contención.

No. del elemento	Altura del elemento (m)	Ancho del elemento (m)	Factor de forma (%)	Volumen del elemento (m <sup>3</sup> )	Peso del elemento (t)	Distancia entre O y C. de G. (m)	Momento entre O estabilizador (t-m)
I	20.20	2.00	50	20.20	33.33	1.33	44.33
II	3.20	10.00	100	32.00	52.80	7.00	369.60
III	17.00	1.00	100	17.00	28.05	2.50	70.13
IV	17.00	9.00	50	76.50	126.23	6.00	757.35
V	16.80	8.90	50	74.76	134.57	9.03	1215.17
P = 374.98 por ml						M = 2456.58 por ml	

Se determina el coeficiente de empuje activo con la ecuación 4.8:

$$Ka = \frac{1 - \text{sen } 50^\circ}{1 + \text{sen } 50^\circ} = 0.132$$

El momento de volteo estático se determina con la siguiente ecuación:

$$Me = K \times \left\{ S \times h \times \left[ (H - h) + \frac{h}{2} \right] \right\} + K \times \left\{ g \times h \times \left( \frac{h}{2} \right) \times \left[ (H - h) + \left( \frac{h}{3} \right) \right] \right\} \quad (4.28)$$

$$Me = 0.13 \times \left\{ 1.5 (16.8) \left[ (20.0 - 16.8) + \frac{16.8}{2} \right] \right\} + 0.13 \times \left\{ 1.8 (16.8) \left( \frac{16.8}{2} \right) \times \left[ (20.0 - 16.8) + \left( \frac{16.8}{3} \right) \right] \right\}$$

$Me = 328.6$  t.-m por cada metro lineal de muro

El factor de seguridad en caso estático se obtiene con la ecuación 4.8:

$$FSv = \frac{M}{Me} = \frac{2456.58}{328.60} = 7.48$$

La distancia del punto de aplicación de la resultante con respecto al punto O se determina:

$$D = \frac{M - Me}{P} \quad (4.29)$$

$$D = \frac{2456.58 - 328.60}{374.98} = 5.67 \text{ m}$$

La excentricidad de la resultante se obtiene:

$$e = \frac{B}{2} - D \quad (4.30)$$

$$e = \frac{12}{2} - 5.67 = 0.33 \text{ m} (< B/6 = 2.0 \text{ m, resultante dentro del tercio central})$$

La presión de contacto en el punto O es  $\sigma$  (máx.), el cual se determina como:

$$\sigma (\text{max}) = \left( \frac{P}{B} \right) \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (4.31)$$

$$\sigma (\text{max}) = \left( \frac{374.98}{12} \right) \left( 1 + \frac{6(0.33)}{12} \right) = 36.56 = \text{t/m}^2$$

4) En este punto se determina el empuje activo a diferentes niveles, partiendo de la base más desfavorable (mayor altura) de una sección de proyecto.

Los datos para análisis del muro de contención con suelo cemento fluido son los siguientes:

q =	1.50	t/m <sup>2</sup>	Sobrecarga.
Y <sub>scf</sub> =	1.65	t/m <sup>3</sup>	Peso específico húmedo del muro suelo cemento.
Y <sub>relleno</sub> =	1.80	t/m <sup>3</sup>	Peso específico del relleno.
Ø =	50.00	°	Ángulo de fricción interna.
C =	0.00	t/m <sup>2</sup>	Cohesión.
f'c =	12.00	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresión.
E =	33000.00	kg/cm <sup>2</sup>	Módulo de elasticidad.

La sección base se muestra en la Figura 4.21, se aprecia la altura del relleno compactado, el cual ejercerá la presión sobre el muro.

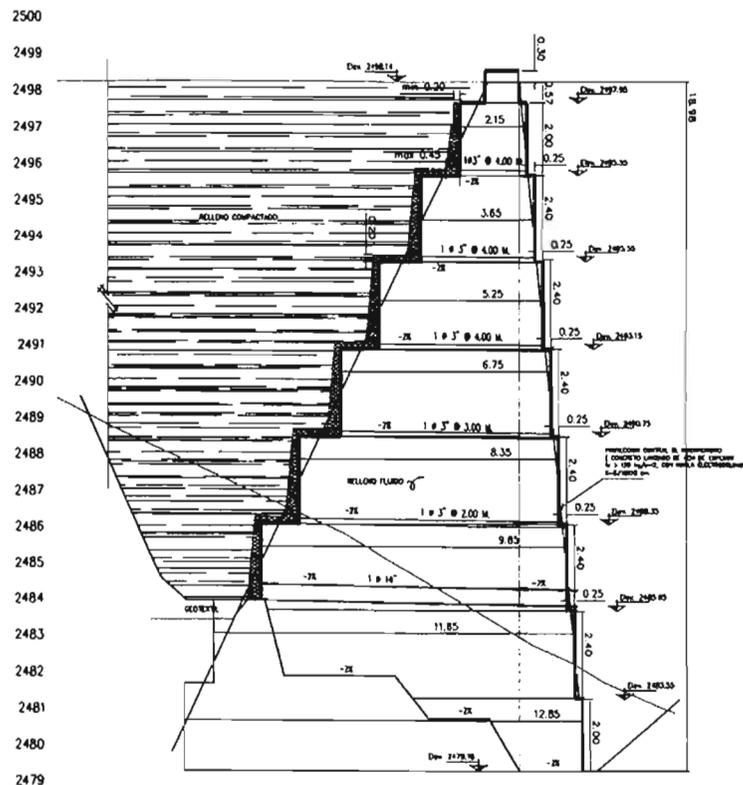


Figura 4.21 Diseño de una sección transversal del muro de contención.

En la Figura 4.22 se establece la distribución de presiones por incremento de alturas:

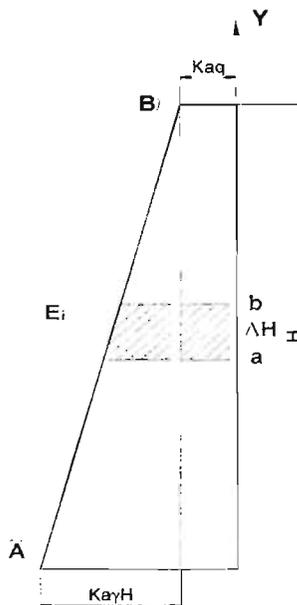


Figura 4.22 Presión del muro de contención a incrementos de altura ubicado en el plano.

donde  $H = 14.87$  m (obtenido por diferencia de altura de la Figura 4.21) y  $K_a = 0.13$  (obtenido por la ecuación 4.3)

Se determina la coordenada (presión) en los puntos A y B (Figura 4.22), de la siguiente forma:

Punto A:

$$X = K \gamma_{\text{relleno}} H + K q$$

Coordenada en el punto A:		
X =	-3.74	t/m <sup>2</sup>
Y =	0.00	m

Punto B:

$$X = K S$$

Coordenada en el punto B:		
X =	-0.20	t/m <sup>2</sup>
Y =	14.87	m

El empuje se calcula en los puntos que se muestran en la Figura 4.23, basada en la Figura 4.21.

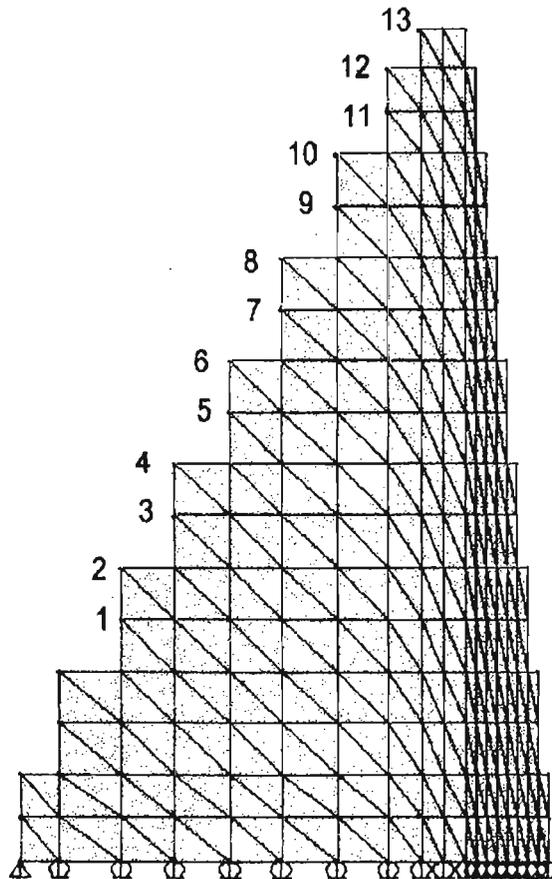


Figura 4.23 Sección del muro de contención modelado y ubicación de puntos considerados para el empuje a incrementos de altura.

El empuje se determina con la ecuación siguiente, siendo  $a$  el nivel  $n_p$  y  $b$  el nivel  $n_{p+1}$ .

$$E_i = 0.2391 \left( \frac{1}{2} b^2 - \frac{1}{2} a^2 \right) - 3.74 (b - a) \quad (4.32)$$

La Tabla 4.4 muestra el empuje del muro a diferentes niveles, determinados por la ecuación 4.

Tabla 4.4 Empuje a diferentes alturas del muro de contención.

Punto	Elevación (m)	Nivel (m)	Empuje (t/m)
1	2486.55	0.60	4.23
2	2487.75	1.80	3.88
3	5488.95	3.00	3.54
4	2490.15	4.20	3.20
5	2491.35	5.40	2.85
6	2492.55	6.60	2.51
7	2493.75	7.80	2.17
8	2494.95	9.00	1.82
9	2496.15	10.20	1.48
10	2497.35	11.40	0.97
11	2498.35	12.40	0.73
12	2499.35	13.40	0.44
13	2500.22	14.27	0.00

#### 4.2 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

El comportamiento sísmico de los muros de contención depende de las presiones totales del suelo que se desarrollan durante un movimiento telúrico. Estas presiones totales incluyen tanto las presiones gravitacionales estáticas que existen antes de que ocurra un sismo, como las presiones dinámicas transitorias inducidas por el sismo.

Las presiones de suelo estáticas sobre muros de contención son afectadas tanto por los movimientos del muro como del suelo. De esta forma, cuando el movimiento del muro es de tal magnitud que permite que se desarrolle la resistencia al esfuerzo cortante del suelo de relleno, se presentan presiones activas sobre el muro. Ya que se requiere un movimiento del muro muy pequeño para desarrollar presiones de suelo mínimas (para el caso usual de materiales de relleno no-cohesivo), de esta manera los muros son diseñados, usualmente, sobre bases de presiones de suelo activas mínimas. En el caso de presiones de suelo pasivas desarrolladas por un muro de contención que se mueve hacia el suelo, produce este un esfuerzo lateral de compresión sobre el suelo. En este caso, cuando la fuerza del suelo es completamente movilizada, presiones de suelo pasivas actúan en el muro. La inestabilidad de muchos muros de contención depende del balance entre las presiones activas actuando predominantemente de un lado del muro y presiones pasivas actuando en el otro.

Aún bajo condiciones estáticas la predicción de las fuerzas que actúan sobre los muros de contención, así como de las deformaciones, es un problema de

interacción suelo-estructura complicado. Las deformaciones raramente son consideradas explícitamente en el diseño, la aproximación típica es estimar las fuerzas en el muro y entonces diseñar el muro para resistir esas fuerzas con un factor de seguridad suficientemente grande para producir deformaciones aceptablemente pequeñas.

Un problema importante en el análisis y diseño en regiones sísmicas es debido al incremento de las presiones laterales ocasionando la posibilidad de que haya movimiento en estructuras de contención. Debido a las presiones y fuerzas asociadas inducidas por el movimiento del subsuelo, bajo condiciones de respuesta elástica sobre un muro de contención; teniendo un relleno estratificado horizontalmente en el que se propagan ondas de tipo armónico generadas por la excitación, horizontal o vertical, en su base, dicho relleno es isótropo y puede no ser homogéneo, con comportamiento viscoelástico lineal y con continuidad de esfuerzos y deformaciones en el contacto entre estratos.

La respuesta dinámica de un muro de contención, aún del tipo más simple, es bastante compleja. Los movimientos del muro y las presiones inducidas en este, dependen de la respuesta del suelo de cimentación, de la respuesta del relleno, de la respuesta inercial y de la flexión del mismo muro, sin olvidar la naturaleza de los movimientos de entrada. Ya que existen pocos casos históricos bien documentados que incluyan mediciones de campo de respuesta de muros de contención, la mayoría de los conocimientos actuales de las respuestas dinámicas de los muros de contención han venido a partir de pruebas de modelos y análisis numéricos. Estos ensayos y análisis, la mayoría de los cuales ha incluido los muros de gravedad, indican que:

- 1.- Los muros pueden moverse por rotación y/o traslación. Las cantidades de traslación y rotación dependen del diseño del muro; el uno u otro pueden predominar para algunos muros.
- 2.- La magnitud y distribución de las presiones de muro dinámicas dependen del modo de movimiento del muro (traslación, rotación sobre la base, etc).
- 3.- El máximo empuje de suelo actuante sobre un muro generalmente ocurre cuando el muro se ha trasladado o rotado hacia el relleno, cuando la fuerza de inercia sobre el muro esta dirigida hacia el relleno. El mínimo empuje del suelo ocurre cuando el muro se ha trasladado o rotado hacia fuera del relleno.
- 4.- La forma de la distribución de la presión del suelo en la espalda del muro cambia a medida que el muro se mueve. El punto de aplicación del empuje del suelo por tanto se mueve hacia arriba y abajo a lo largo de la espalda del muro. La posición del empuje del suelo es más alta cuando el muro se ha movido hacia el suelo y más baja cuando el muro se mueve hacia afuera.

5.- Las presiones dinámicas del muro están influenciadas por la respuesta dinámica del muro y relleno y pueden incrementarse significativamente cerca de la frecuencia natural del sistema muro-relleno. Los desplazamientos permanentes del muro también se incrementan en una frecuencia cerca de la frecuencia natural del sistema muro-relleno. Los efectos de respuesta dinámica pueden también causar deflexiones fuera de fase de diferentes partes del muro. Este efecto puede ser particularmente significativo para muros que penetran dentro del suelo de cimentación cuando los rellenos de suelo se mueven fuera de fase con el suelo de cimentación.

6.- Las presiones residuales permanecen en el muro después de haber terminado un sismo.

Al analizar el comportamiento dinámico de los muros de contención se debe estimar la manera en que las propiedades de los suelos se ven afectadas por vibraciones. Este problema sigue siendo objeto de estudio y hasta la fecha no se tienen conclusiones de validez general.

En suelos cohesivos se ha observado que la rigidez y la resistencia aumentan con la velocidad de deformación y que la aplicación de cargas alternantes las disminuye. Los aumentos pueden exceder a las disminuciones o viceversa dependiendo del nivel de esfuerzos y de la sensibilidad del suelo. En el caso de excitaciones sísmicas la combinación de estos efectos es despreciable para la mayoría de los suelos cohesivos exceptuando a las arcillas. En estas últimas, en general, se tiene un decremento neto de resistencia bajo un número relativamente bajo de ciclos de carga (Newmark, 1971 y Rosenblueth, 1977).

Suele ocurrir que los muros de contención se desplanten sobre medios estratificados. Si bajo el muro subyace un estrato blando conviene examinar la estabilidad global del sistema muro-relleno-estrato y prever las distorsiones inducidas por asentamientos del estrato compresible.

La existencia de estratos superficiales blandos puede dar lugar al fenómeno de amplificación dinámica. En suelos blandos suelen tenerse mayores intensidades que en los lugares cercanos de suelo firme. En topografías muy irregulares o en las que la profundidad de los estratos blandos sea muy variable, los efectos de amplificación son del orden de dos (Sanchez-Sesma y Esquivel, 1979 y Sanchez-Sesma y Rosenblueth, 1979). En depósitos de espesor variable el suponer una estratigrafía horizontal conduce a estimaciones erróneas de la amplificación.

Los problemas de amplificación modifican la respuesta sísmica esperada de un sistema de retención. Sin embargo, para fines de diseño el uso de procedimientos empíricos es aceptable en la mayoría de los casos a menos que existan grandes

incertidumbres sobre la naturaleza y magnitud de las amplificaciones. En tal caso, será necesario realizar un estudio mas refinado.

A continuación se presentan de manera general los métodos que han sido aplicados para el análisis dinámico de muros de contención.

#### a) Métodos elásticos.

En estos métodos se supone que el suelo de relleno es un medio elástico lineal homogéneo. Los primeros trabajos para estudiar el comportamiento dinámico de los muros de contención con este enfoque no consideraron la interacción entre el suelo de relleno y el muro. Se suponía que el muro era completamente rígido, sujeto a traslaciones y giros en su base. (Matsuo y Ohara, 1960 e Ishii y otros, 1960) hicieron formulaciones similares a partir de las ecuaciones de Navier. Tajimi (1974) empleó la teoría bidimensional de propagación de ondas. En todos estos casos las soluciones se presentan para excitaciones armónicas. Estos investigadores reportan semejanzas cualitativas con resultados experimentales. La aplicabilidad de estas técnicas en la práctica queda descartada por el hecho de que difícilmente se pueden presentar ocasiones en las que las hipótesis y simplificaciones implícitas en ellas se satisfacen cuando menos aproximadamente.

Scott (1974) utilizó un modelo de viga de cortante para representar el relleno y simuló la interacción suelo-muro con resortes tipo Winkler de rigidez variable más un resorte en la base para tomar en cuenta la rigidez al giro del muro. Sus resultados se basan en un análisis modal-espectral de dos casos: muro empotrado y muro articulado en la base. La aplicación práctica de este método requiere de un análisis cuidadoso con el objeto de asignar valores realistas de los parámetros involucrados en el modelo.

Así como los trabajos anteriores, existen algunos otros, pero todos ellos coinciden en el hecho de que la distribución de presiones dinámicas no es hidrostática. En algunos casos, cuando el muro es suficientemente rígido, la presión dinámica tiende a variar linealmente desde valores pequeños en la base hasta valores máximos cerca de la parte superior. Los factores que más fuertemente influyen en la distribución de presiones son la rigidez del muro y la del suelo de relleno.

#### b) Método pseudoestático o Método de Mononobe-Okabe.

Okabe (1926) y Mononobe et. al (1929), desarrollaron las bases de un análisis pseudo-estático para determinar la presión sísmica sobre estructuras de contención conocido comúnmente como método de Mononobe-Okabe (M-O).

Este método toma en cuenta las fuerzas de inercia debidas a los movimientos sísmicos como fuerzas estáticas equivalentes.

El método de M-O, desarrollado inicialmente para rellenos granulares secos, es una extensión del método de Coulomb para calcular empujes de tierra en la que se incluyen fuerzas de inercia adicionales debidas a las componentes horizontal y vertical de la aceleración. Este método supone que si el muro se desplaza suficientemente existirá un estado de falla incipiente en el relleno y una cuña de suelo en equilibrio límite. Dependiendo de la dirección del desplazamiento del muro se tendrán estados activos o pasivos aunque en el caso sísmico los estados de esfuerzos en el relleno son preponderantemente activos.

La ecuación presentada por Mononobe-Okabe para el empuje activo máximo es la siguiente:

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad (4.33)$$

donde  $\gamma$  es el peso volumétrico del relleno,  $H$  es la altura del muro,  $K_{ae}$  es el coeficiente y depende de las características geométricas del muro, de las propiedades mecánicas del relleno y del nivel de aceleración expresado en términos de los coeficientes sísmicos horizontal ( $k_h$ ) y vertical ( $k_v$ ).

Las objeciones que se pueden argumentar contra la aplicación de la fórmula de M-O son serias, entre ellas se tiene que no todos los muros de contención sujetos a empujes sísmicos garantizan un estado activo del suelo de relleno, se ha demostrado experimentalmente que la distribución de presiones no es hidrostática, sin olvidar la divergencia del método particularmente para aceleraciones grandes. A pesar de lo anterior, en los reglamentos que incluyen explícitamente el diseño sísmico de muros de contención es el método recomendado (Seed, 1970; Gakujutsu, 1973 y Nandakumaran, 1975). Las razones de ello son su sencillez y el hecho de que hasta el momento no se haya desarrollado otro que supere sus deficiencias esenciales y que sobre todo, sea de fácil aplicación (Aguilar, 1999).

### c) Método basado en desplazamiento limitado o método de Richards y Elms.

Es común observar que después de la ocurrencia de un sismo los muros de contención presentan desplazamientos permanentes. La magnitud de los desplazamientos tolerables en un muro de contención dependen de su tipo y de su función. A partir de la especificación de un límite para los desplazamientos permisibles en un muro se han desarrollado criterios de diseño sísmico.

Basados en una idea sugerida inicialmente por Newmark y Rosenblueth (1965) Richards y Elms (1979) propusieron un criterio de diseño a partir de la especificación de un desplazamiento límite. En el procedimiento se calcula el peso del muro necesario para evitar un desplazamiento mayor que el especificado. Esto implicó la utilización de un modelo rígido plástico no simétrico para representar el sistema muro-suelo (similar al modelo de falla progresiva de Newmark para describir el comportamiento de terraplenes), combinado con el análisis de M-O mencionado anteriormente. Newmark (1965) y posteriormente Franklin y Chang (1977) calcularon los desplazamientos de sistemas rígido-plástico no simétricos excitados por aceleraciones de diferentes temblores. Para comparar los resultados escalaron los registros a una aceleración máxima de 0.5 g y a una velocidad de 76.2 cm/s y obtuvieron graficas de desplazamiento normalizado. De los envolventes de las curvas de desplazamientos normalizados contra resistencias normalizadas Richards y Elms (1979) obtuvieron una expresión aproximada para calcular el desplazamiento normalizado en función del coeficiente sísmico, los niveles de aceleración y velocidad máxima. Ellos sugirieron invertir dicha expresión una vez determinado el nivel de desplazamientos permisibles para obtener el coeficiente de aceleración máxima. Obtenido éste, calculan el peso del muro (Aguilar, 1999).

La ecuación propuesta por Richards y Elms (1979), para el cálculo de los desplazamientos permanentes del muro es la siguiente:

$$d_{\text{perm}} = 0.087 \frac{v_{\text{max}}^2 a_{\text{max}}^3}{a_y^4} \quad (4.34)$$

donde  $v_{\text{max}}$  es la velocidad de la base,  $a_{\text{max}}$  es la aceleración máxima de la base y  $a_y$  es la aceleración de cedencia del sistema muro-relleno.

Todas las objeciones hechas al método de Mononobe-Okabe valen en este caso ya que se aplica para evaluar las fuerzas que producen los desplazamientos del muro. En rigor sólo puede emplearse este método en muros de gravedad que fallen por deslizamiento sin considerar la contribución de los giros al desplazamiento del muro. La normalización de los acelerogramas para el cálculo de desplazamientos conduce a resultados aproximados ya que al escalar los acelerogramas se introducen distorsiones en su contenido de frecuencias (Aguilar, 1999).

#### d) Método del elemento finito.

Las presiones y deformaciones inducidas por sismos a estructuras de retención también pueden evaluarse utilizando análisis de respuesta dinámica por medio del método del elemento finito.

Actualmente una forma de estimar las presiones dinámicas sobre un muro de contención incluyendo efectos no lineales y de intersección con el relleno, es aplicando el método del elemento finito. Una de las principales desventajas de este método es lo complejo de su funcionamiento, utilización y que sus resultados no son de fácil interpretación lo que lo hace en la mayoría de las veces inaplicable al diseño práctico de muros de contención.

#### **4.2.1 RECOMENDACIONES DEL MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES**

El Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC, 1993) recomienda que se debe llevar a cabo el análisis de muros de contención por medio de la aplicación del método estático para muros cuya función no sea del todo determinante para la estabilidad de la construcción principal; o por la aplicación del método dinámico cuando la altura del muro sea superior a 6.00 m. No importa el método empleado, se supone que es un problema plano y se realiza el análisis sísmico por unidad de longitud del muro.

A continuación se mencionan los análisis estático y dinámico con sus respectivas recomendaciones:

##### **a) Análisis estático**

Para estructuras de retención, los efectos dinámicos producidos por el sismo se simulan con empujes de tierra y fuerzas de inercia debido al relleno y a la masa del muro, cimiento y relleno con sobrecarga.

Se toma en cuenta a las masas de tierra y sobrecarga apoyada sobre el respaldo del muro y su cimiento para determinar las fuerzas de inercia.

El empuje sísmico depende del nivel de desplazamiento que presente el muro. Un estado de presión de tierra es cuando el desplazamiento resultante permite el desarrollo de la resistencia al corte del relleno; si el desplazamiento de la corona es restringido, el empuje sísmico se calcula adoptando la condición de tierra en reposo. Cuando el muro presenta tendencia a moverse hacia el relleno y el desplazamiento sea importante se genera un estado activo de presión de tierra.

Los empujes de tierra debido a las condiciones activa y pasiva se determinan tomando en cuenta el equilibrio límite del relleno limitada por la superficie libre, el muro y la superficie de falla sobre la que se desliza como cuerpo rígido; si fuese tierra en reposo, el relleno se supone como un medio seminfinito.

El empuje de tierra producido por la cuña de suelo que obra sobre el muro (Figura 4.24), se determina con la siguiente ecuación:

Para el estado activo:

$$E_a = \frac{W(\sin\psi + \tan(\chi - \phi)\cos\psi) - Q(\cos\chi + \tan(\chi - \phi)\sin\chi) - F(\tan(\chi - \phi)\cos\theta - \sin\theta}{\cos(\delta + \theta) + \sin(\delta + \theta)\tan(\chi - \phi)} \quad (4.35)$$

donde  $W$  es la resultante de fuerzas de la cuña de suelo,  $\psi$  es el ángulo que forma  $W$  con la vertical,  $\chi$  es el ángulo que forma el plano de falla con la horizontal,  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del suelo a lo largo del plano de falla,  $0 \leq \delta \leq \phi/2$  es la fricción en la interfaz muro-suelo,  $\theta$  es el ángulo que forma el respaldo del muro con la vertical,  $Q$  es la fuerza de cohesión desarrollada en el plano de falla,  $F$  es la fuerza de adherencia desarrollada en la interfaz muro-suelo, que no debe ser mayor que el 40% de la cohesión del suelo.

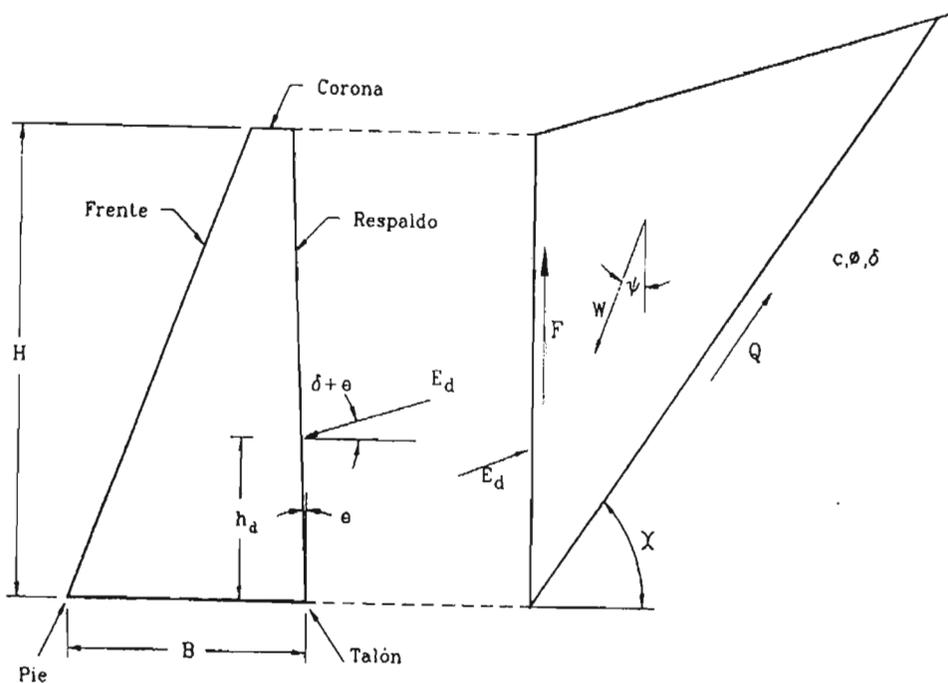


Figura 4.24 Diagrama de fuerzas que interviene en el cálculo del empuje activo.

Para el estado pasivo:

$$E_p = \frac{W(\tan(\chi + \varphi)\cos\psi - \text{sen}\psi + Q(\cos\chi + \tan(\chi + \varphi)\text{sen}\chi) + F(\tan(\chi + \varphi)\cos\theta - \text{sen}\theta)}{\cos(\delta - \theta) + \text{sen}(\delta - \theta)\tan(\chi + \varphi)} \quad (4.36)$$

donde  $\chi$  es el ángulo que maximiza el empuje pasivo. Las demás variables son las que se mencionan en el estado activo.

Cuando la magnitud de un muro no es suficiente para presentar una condición activa o pasiva de presión de tierra, se dice que tiene un desplazamiento limitado. Por lo que se calcula el empuje sísmico aplicando el concepto de coeficiente de tierra en reposo y suponiendo un relleno seminfinito.

En muros de gravedad la inclinación del empuje sísmico depende del estado de presión de tierra. El ángulo de inclinación con respecto a la horizontal es  $(\delta+\theta)$  para el caso activo y  $(\delta-\theta)$  para el caso pasivo; en caso de un estado de tierra en reposo, el empuje sísmico será horizontal. En muros de gravedad, la distancia entre el componente vertical del empuje sísmico y el pie del muro se calcula con la siguiente ecuación:

$$l_d = B - h_d \tan \theta \quad (4.37)$$

donde B es el ancho del cimiento del muro.

#### b) Análisis dinámico

Para este, es necesario determinar las respuestas modales del relleno en el muro de contención; se supone que el suelo se comporta en el intervalo elástico y que el muro es rígido. Con dichas condiciones, los desplazamientos de la estructura de retención son limitados, por lo que se presentan empujes de tierra conservadores.

Con el análisis modal, la presión de tierras máxima se calcula con la siguiente ecuación, para el n-ésimo modo natural de vibración ejercida sobre un muro vertical sometido a excitación normal a su eje.

$$p_n(z) = \frac{8\gamma\alpha_r H}{\pi^2 g \beta_r (2n - 1)^2} B(\omega_n, \zeta) \text{sen}\left(\frac{\omega_n z}{\beta}\right) \quad (4.38)$$

donde  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $\alpha_r$  y  $\beta_r$  son las velocidades de propagación de ondas P y S,  $\omega_n$  es la frecuencia del  $n$ -ésimo modo de cortante del relleno:

$$\omega_n = \frac{(2n-1)\pi r}{2H} \quad (4.39)$$

$B(\omega_n, \zeta)$  es el espectro de Bessel amortiguado,  $\zeta$  es el amortiguamiento dado un temblor (Arias, Sanchez-Sesma y Ríos, 1984 y Arias, Sanchez-Sesma y Ovando-Shelley, 1981).

La fuerza cortante basal máxima en el  $n$ -ésimo modo por la integración del diagrama de presión de tierras, se obtiene con la ecuación siguiente:

$$E_n = \frac{16\gamma_6^2 \alpha_r}{\pi^3 g \beta_r (2n-1)^3} B(\omega_n, \zeta) \quad (4.40)$$

El momento de volteo basal máximo en el  $n$ -ésimo modo, obtiene con la ecuación siguiente:

$$M_n = \frac{32\gamma_2^3 \alpha_r (-1)^{n+1}}{\pi^4 g \beta_r (2n-1)^3} B(\omega_n, \zeta) \quad (4.41)$$

La respuesta de diseño se calcula mediante la combinación de las respuestas modales máximas, mediante la siguiente ecuación:

$$S = \left( \sum_{n=1}^N S_n^2 \right)^{1/2} \quad (4.42)$$

donde  $S_n$  es la respuesta modal máxima  $E_n$  o  $M_n$ ,  $N$  significa el menor número de modos que se debe tener en cuenta. Para propósitos de diseño se tomarán los cinco primeros modos.

Durante un sismo se generan también fuerzas inerciales debidas a la masa del muro, que deberán sumarse a los empujes de tierra con su signo más desfavorable. Estas fuerzas se obtienen al analizar el muro como viga de cortante, aplicando los criterios de análisis dinámico definidos para estructuras de edificios.

## c) Presiones Hidrodinámicas

Deberá evitarse la generación de presiones hidrostáticas e hidrodinámica en los muros de contención. Esto mediante una selección adecuada del material de relleno en conjunto con la colocación de un drenaje en la interfaz muro-suelo e interior del relleno.

## d) Desplazamiento de la corona del muro

El desplazamiento necesario para desarrollar la resistencia al corte del relleno, en función del tipo de suelo y el estado de presión de tierras, se puede obtener de la Tabla 4.5. Si el cociente entre el desplazamiento y la altura del muro  $\Delta/H$ , es mayor o igual que el valor indicado, se satisfará la hipótesis de análisis; sino, deberá considerarse un estado de tierras en reposo.

Tabla 4.5 Cocientes entre el desplazamiento de la corona y la altura del muro para incluir la resistencia al corte del relleno, (MDOC-CFE, 1993)

Tipo de suelo	Estado activo $\Delta/H \geq$	Estado pasivo $\Delta/H \geq$
Arena o grava compactada	0.001	0.010
Arena o grava de compacidad media	0.002	0.020
Arena o grava suelta	0.004	0.040
Arena o grava compacta con fino plásticos	0.002	0.020
Arena o grava suelta con finos plásticos	0.008	0.020
Limo plástico o arcilla firmes	0.015	0.030
Limo plástico o arcilla blandos	0.025	0.050

El cálculo del desplazamiento en la corona del muro y la rotación de la base, se obtiene al considerar la rigidez de la cimentación en el modo de rotación, (Gazetas, 1991).

## e) Estabilidad de un muro de contención

Se debe cumplir con los factores de seguridad siguientes:

## e1) Falla por volteo

El factor de seguridad contra volteo debe ser mayor que 1.5 (calculado como el cociente entre el momento resistente y de volteo).

**e2) Falla por deslizamiento**

El factor de seguridad contra deslizamiento debe ser mayor que 1.2 (calculado como el cociente entre las fuerzas laterales resistente y de deslizamiento).

**e3) Falla por capacidad de carga**

El factor por seguridad por capacidad de carga debe ser mayor que 2 (calculado como el cociente entre la resistencia última del suelo y la presión máxima de contacto).

**e4) Falla generalizada**

El factor de seguridad por falla generalizada debe ser mayor que 1.5, si existe bajo el cimiento un estrato compresible.

**4.2.2 RECOMENDACIONES DEL RCDF-2004**

Los muros de contención construidos para dar estabilidad a desniveles del terreno, deben diseñarse de forma que no rebasen los estados de límite de falla como volteo, desplazamiento, ruptura estructural, falla de la cimentación o del talud que soporta al muro. Incluye la revisión de los estados de límite de servicio como asentamiento, giro o deformación excesiva del muro.

Se toma en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de relleno y el método de colocación del mismo para estimar los empujes. Además los muros deberán contar con un sistema de drenaje adecuado que disminuya los empujes superiores a los de diseño por efecto de la presión del agua.

En los muros de contención las fuerzas actuantes se consideran por unidad de longitud; tomando en cuenta las acciones como el peso propio del muro, el empuje de la tierra, la fricción entre el muro y el suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración, las sobrecargas de la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas.

A continuación se mencionan los aspectos que se toman en cuenta para los estados de límite mencionados:

## a) Límite de falla

- 1) Debe dotarse siempre a los muros de contención con un drenaje adecuado que incluya filtro atrás del muro con lloraderos y tubos perforados.
- 2) En muros con altura menor de 6.00 m y siempre que se satisfaga el requisito de drenaje, se acepta estimar los empujes actuantes en forma simplificada con base en el método semiempírico de Terzaghi. Si fuese el caso de tener una sobrecarga uniformemente repartida sobre el relleno, esta carga se podrá incluir como peso equivalente de material de relleno.
- 3) Para muros mayores de 6.00 m de altura, se realiza un estudio detallado de estabilidad tomando en cuenta lo siguiente:
  - 3.1) Restricciones del movimiento del muro. En los muros de contención se toma en consideración a los empujes de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base. En caso contrario, los empujes considerados deben ser por lo menos el del suelo en estado de reposo mas los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que puedan ser significativos.
  - 3.2) Tipo de relleno. El material de relleno no debe ser excesivamente compresible ni degradable, debe compactarse de manera que sus cambios volumétricos por peso propio, saturación y acciones externas a que es sometido, no causen daños a los pavimentos, instalaciones, estructuras alojadas o colocadas en o sobre ellos.
  - 3.3) Compactación del relleno. La prueba Proctor Estándar es el apoyo para controlar y especificar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, para la cual se debe controlar el espesor y la humedad del material que forma las capas colocadas. Para el caso de materiales no cohesivos, el control se lleva a cabo mediante el concepto de compacidad relativa. Tomando en cuenta que los rellenos se compactarán con el procedimiento que evite empujes superiores a los considerados en el diseño.
  - 3.4) Base del muro. Se desplantará la base del muro cuando menos a 1.00 m bajo la superficie del terreno que se encuentra enfrente del muro y debajo de la zona de cambios volumétricos. Se debe garantizar la estabilidad contra deslizamiento sin tomar en cuenta el empuje pasivo actuando sobre el pie del muro. En caso de que no sea suficiente la resistencia al desplazamiento, se debe pilotear el muro, profundizar o ampliar la base del

mismo. La capacidad de carga permisible en la base del muro se podrá revisar por los métodos indicados para cimentaciones superficiales.

b) Límite de servicio

Si el suelo de cimentación es compresible, debe calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformación instantánea y diferida del suelo.

#### 4.2.3 ESTUDIOS RECIENTES

Dada estas complejidades, fenómenos interactuantes y la variabilidad inherente e incertidumbre de las propiedades del suelo, no es actualmente posible analizar todos los aspectos de la respuesta sísmica de los muros de contención en forma exacta. Como resultado, modelos simplificados que hacen varias consideraciones sobre el suelo, estructura y movimientos de entrada son usados para el diseño sísmico de los muros de contención.

En la actualidad la mejor manera de estimar las presiones dinámicas sobre un muro de contención incluyendo efectos no lineales y de interacción con el relleno, es utilizando el Método del Elemento Finito (MEF). Sin embargo el MEF no es directamente aplicable al diseño práctico de muros de contención por lo complicado de la interpretación de sus resultados y funcionamiento.

#### 4.3 DISEÑO DINÁMICO DE UN MURO DE CONTENCIÓN FORMADO CON SUELO CEMENTO FLUIDO

Cálculo de estabilidad en el análisis sísmico:

Las hipótesis de cálculo, las mismas que se aplicaron en la Teoría de Rankine (caso estático), además de:

- Ángulo de la grieta de tensión con respecto a horizontal  $\alpha$
- Aceleración del terreno perteneciente a la zona de lomas con:
  - Aceleración horizontal  $\Gamma_h = 0.16$  g hacia el vacío
  - Aceleración vertical  $\Gamma_v = 0.08$  g hacia arriba

Las dimensiones del muro se observan en la Figura 4.25.

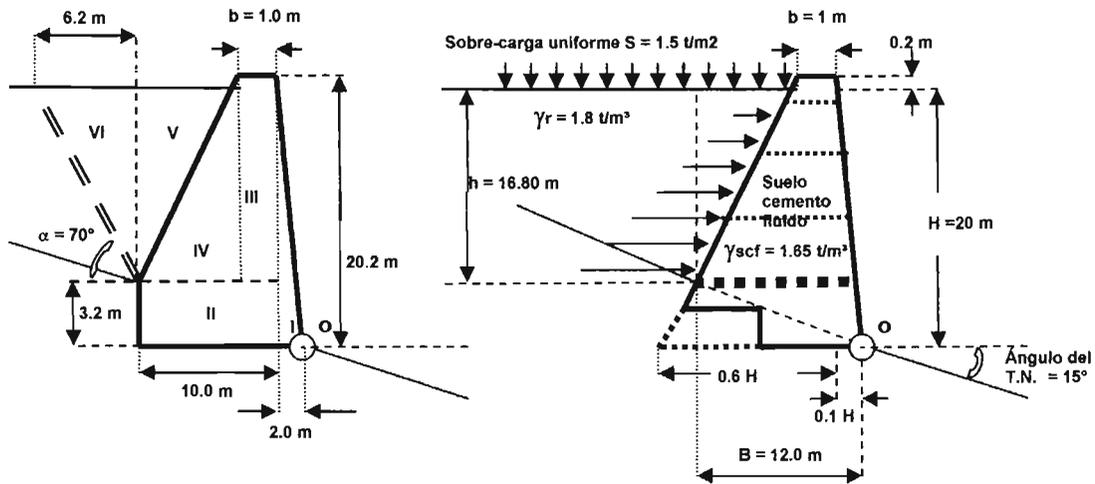


Figura 4.25 Dimensiones del muro de contención para el análisis sísmico.

Se determina el momento dinámico con los cálculos mostrados en la tabla 4.6.

Tabla 4.6 Momento dinámico por elementos de una sección del muro de contención.

No. del elemento	Altura del elemento (m)	Ancho del elemento (m)	Factor de forma (%)	Volumen del elemento (m³)	Peso del elemento (t)	Altura entre O y C. de G. (m)	Momento dinámico entre O (t-m)
I	20.20	2.00	50	20.20	33.33	6.73	35.89
II	3.20	10.00	100	32.00	52.80	1.60	13.52
III	17.00	1.00	100	17.00	28.05	11.70	52.51
IV	17.00	9.00	50	76.50	126.23	8.87	179.15
V	16.80	8.90	50	74.76	134.57	14.40	310.05
VI	16.80	6.20	50	52.08	93.74	14.40	215.98
Md = 807.10 por ml							

Se determina el ángulo de la grieta de tensión con respecto a la horizontal:

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2} \tag{4.42}$$

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{50^\circ}{2} = 70^\circ$$

El momento de volteo total (estático más dinámico) se determina con la siguiente ecuación:

$$M_t = 0.92 M_e + M_d \quad (4.43)$$

$$M_t = 0.92 (328.6) + 807.10 = 1109.41 \text{ t-m por cada metro lineal de muro}$$

El factor de seguridad considerando el sismo se obtiene con:

$$FS_v = \frac{0.92M}{M_t} \quad (4.44)$$

donde el momento estabilizador, M se obtiene de la Tabla 4.3.

$$FS_v = \frac{0.92(2456.58)}{1109.41} = 2.04$$

La distancia del punto de aplicación de la resultante con respecto al punto O se determinar con:

$$D = \frac{0.92M - M_t}{0.92P} \quad (4.45)$$

$$D = \frac{0.92(2456.58) - 1109.41}{0.92(374.98)} = 3.34 \text{ m}$$

La excentricidad de la resultante se obtiene con la ecuación 4.30:

$$e = \frac{12}{2} - 3.34 = 2.66 \text{ m (mayor } B/6 = 2.0 \text{ m, habra 18\% del apoyo en tensión)}$$

La presión de contacto en el punto O es  $\sigma$  (máx.), el cual se determina con:

$$\sigma \text{ (máx.)} = 2\left(\frac{0.92P}{3D}\right) \quad (4.46)$$

$$\sigma \text{ (máx.)} = 2\left(\frac{0.92(374.98)}{3(3.34)}\right) = 68.86 \text{ t/m}^2 \text{ (bajo solicitaciones sísmicas).}$$

Los resultados obtenidos en la revisión en condición estática y sísmica en los incisos 4.1.3 y 4.3 respectivamente, son satisfactorios en todos los casos; por lo que el diseño es bueno.

## CAPÍTULO V

### PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN

#### 5.1 PREPARACIÓN DEL TERRENO

Para llevar a cabo la urbanización de un fraccionamiento residencial con un área de 650 hectáreas en el municipio de Huixquilucan; después del levantamiento topográfico y vertidos esos datos en un plano, se determinó proyectar las vialidades con una extensión aproximadamente de 18 km a todo lo largo y ancho. Dada la topografía de la zona es necesaria la construcción de muros de contención de diferentes geometrías, en función de las cañadas que cruzan, esto con la finalidad de contener los terraplenes del camino. Dicha zona se encuentra constituida por un suelo areno-limoso, en la cual se realizarían gran cantidad de cortes, lo que llevó a tomar la decisión de realizar los muros de contención con suelo cemento fluido apoyado en las propiedades y características mencionadas.

Los muros de contención se conformarán con una mezcla de suelo cemento fluido debidamente proporcionada y mezclada de acuerdo con los procedimientos generales.

En el período de preparación de la obra, una vez que el anteproyecto define la necesidad de construcción de muros de contención, se realiza el estudio de los diversos bancos de materiales disponibles sobre la obra o en la proximidad de ésta en el caso que resulte económicamente conveniente.

Con la muestra de suelo de los diferentes bancos, se realizan en el laboratorio series de pruebas para la identificación a manera de escoger él o los bancos de materiales más favorables, dando la prioridad a los que presenten el mayor peso volumétrico y el menor contenido de finos.

Finalmente, se prepara en el laboratorio de control de calidad o de mecánica de suelos varias series de probetas con mezcla de suelo cemento fluido, haciendo variar tanto la proporción de cemento como el revenimiento. Se realizan ensayos a compresión junto con las mediciones de peso volumétrico a diferentes edades y se dibujan las curvas de estos resultados en función de la proporción del cemento y del revenimiento.

De manera paralela al estudio anterior, se realiza la determinación en laboratorio de los pesos volumétricos secos máximos con pruebas Proctor o Porter sobre las

muestras de suelos disponibles correspondientes a los diferentes bancos de material destinados a utilizarse en los rellenos controlados para terraplenes, subbase o bases de vialidad.

Determinando los datos anteriores se realiza el diseño de muros de contención con suelo cemento fluido y así se prosigue con su construcción.

Como punto de entrada a la construcción de muros de contención; se debe preparar el terreno, es decir, realizar los trabajos correspondientes para tener buen acceso al área de trabajo donde se desplatará el muro, partiendo desde conocer físicamente dicha área para así adecuar y establecer la forma de ataque, es decir, determinar el proceso constructivo del muro de contención; consecutivamente comenzar con el primer paso que es el trazo del lugar donde se ubicará el muro de contención.

### **5.1.1 TRAZO Y NIVELACIÓN**

El trazo es un paso necesario para llevar a cabo cualquier obra de Ingeniería Civil. Consiste en medir y delimitar perfectamente el terreno sobre el que se trabaja, es decir, plasmar sobre el terreno las medidas de proyecto y que se encuentran en el plano.

En la etapa de trazo es importante medir con precisión, para evitar problemas posteriores.

Por otro lado, la nivelación es la preparación de la superficie de un terreno para que siga un nivel determinado, esta nivelación se debe dar para la realización de cualquier construcción y debe estar plasmada en el proyecto, que por consecuencia debe encontrarse en los planos.

El trazo y nivelación estarán basados en el levantamiento topográfico efectuado con anterioridad. Teniendo ya proyectado el muro en planos los cuales deben mostrar la planta, perfil, secciones transversales del sitio donde se construirá el muro (Figura 5.1 y 5.2) y planta, perfil, secciones transversales de la geometría del muro, dibujada de conformidad con las dimensiones indicadas (Figura 5.3, 5.4 y 5.5). Dichos planos deben contar con todos los datos necesarios para poder trazar y construir el muro, algunos de los datos importantes son las coordenadas del eje, niveles, distancias.

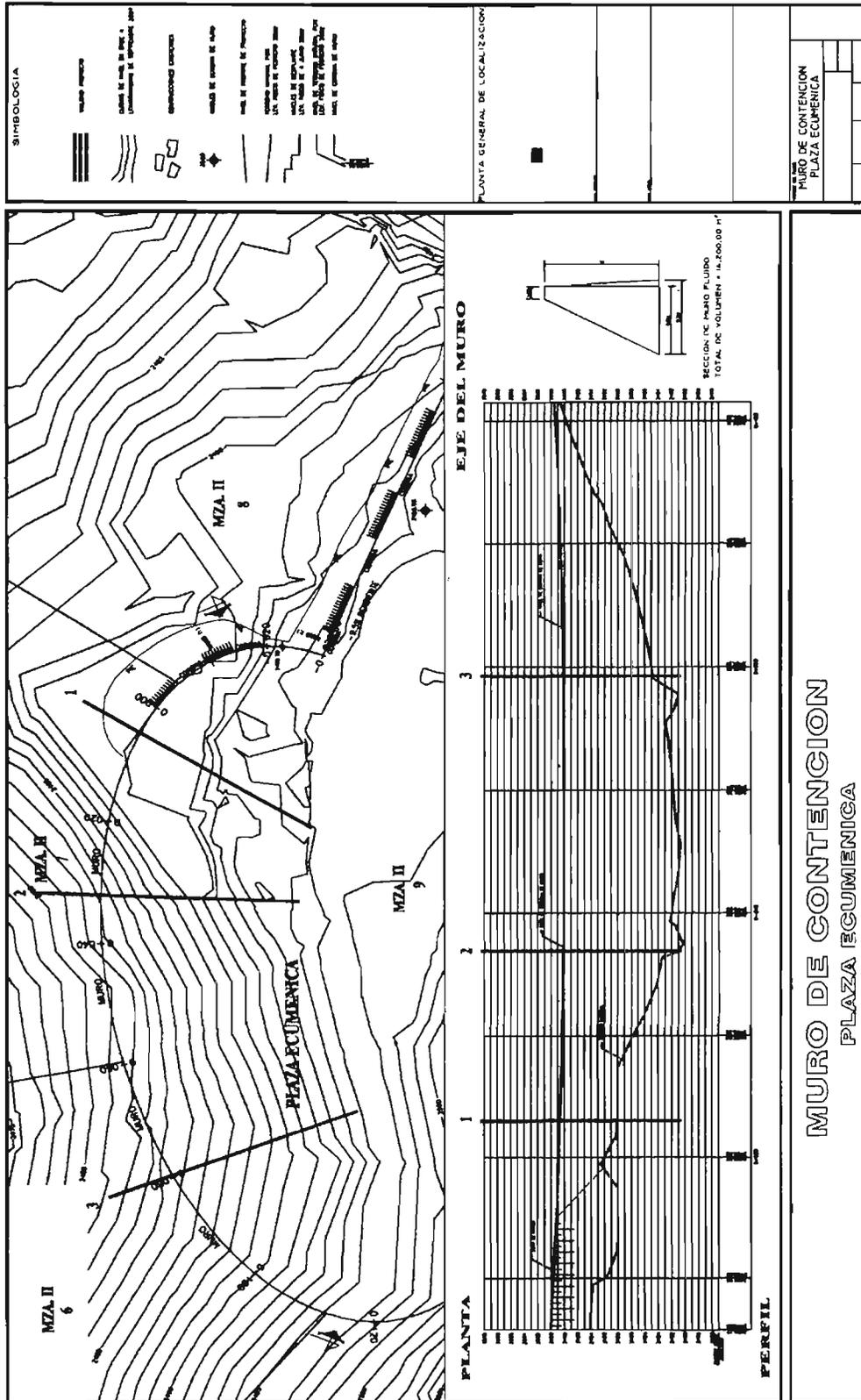


Figura 5.1 Plano planta del eje del muro.

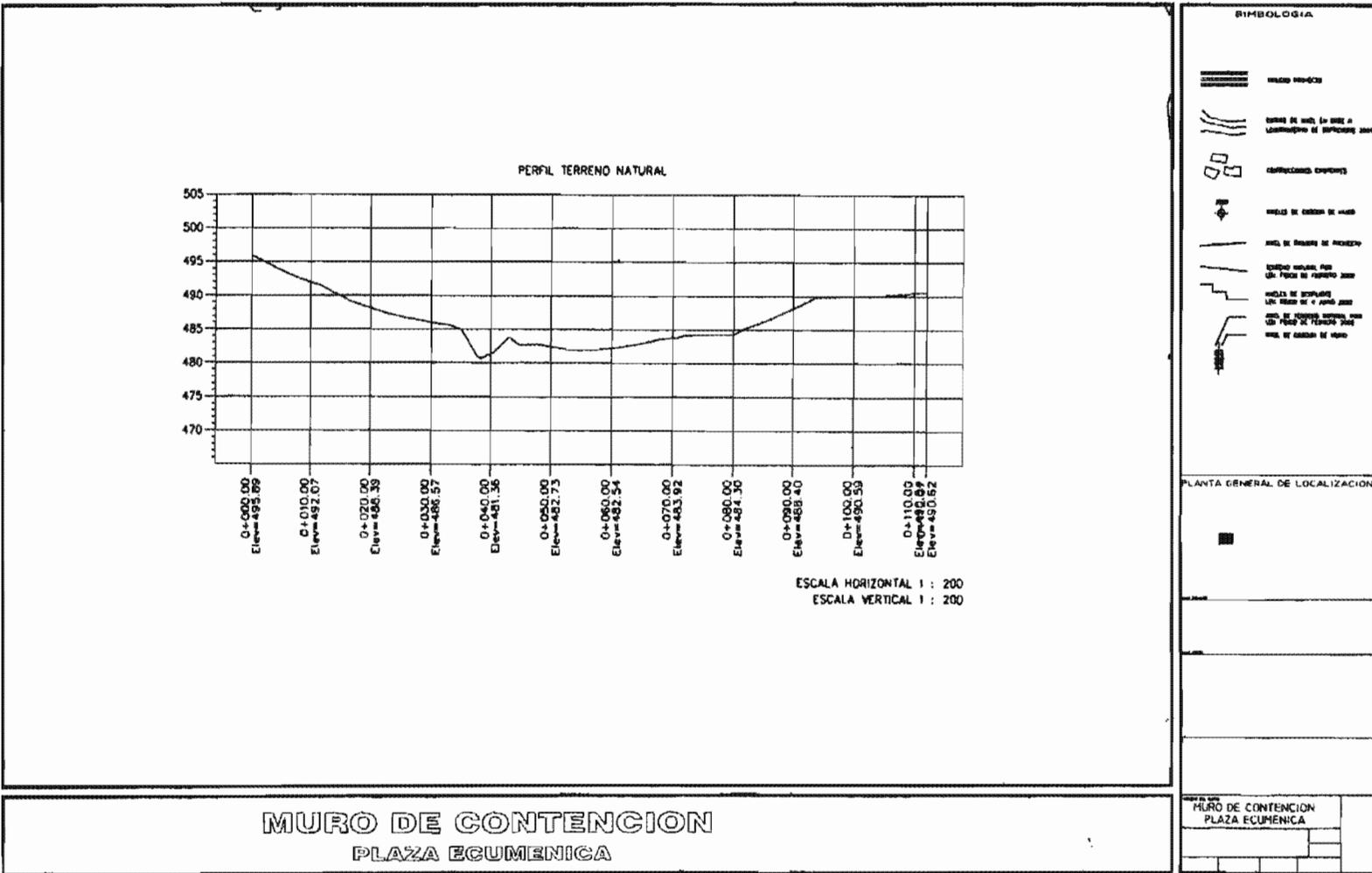


Figura 5.2 Plano perfil del terreno natural del eje del muro.

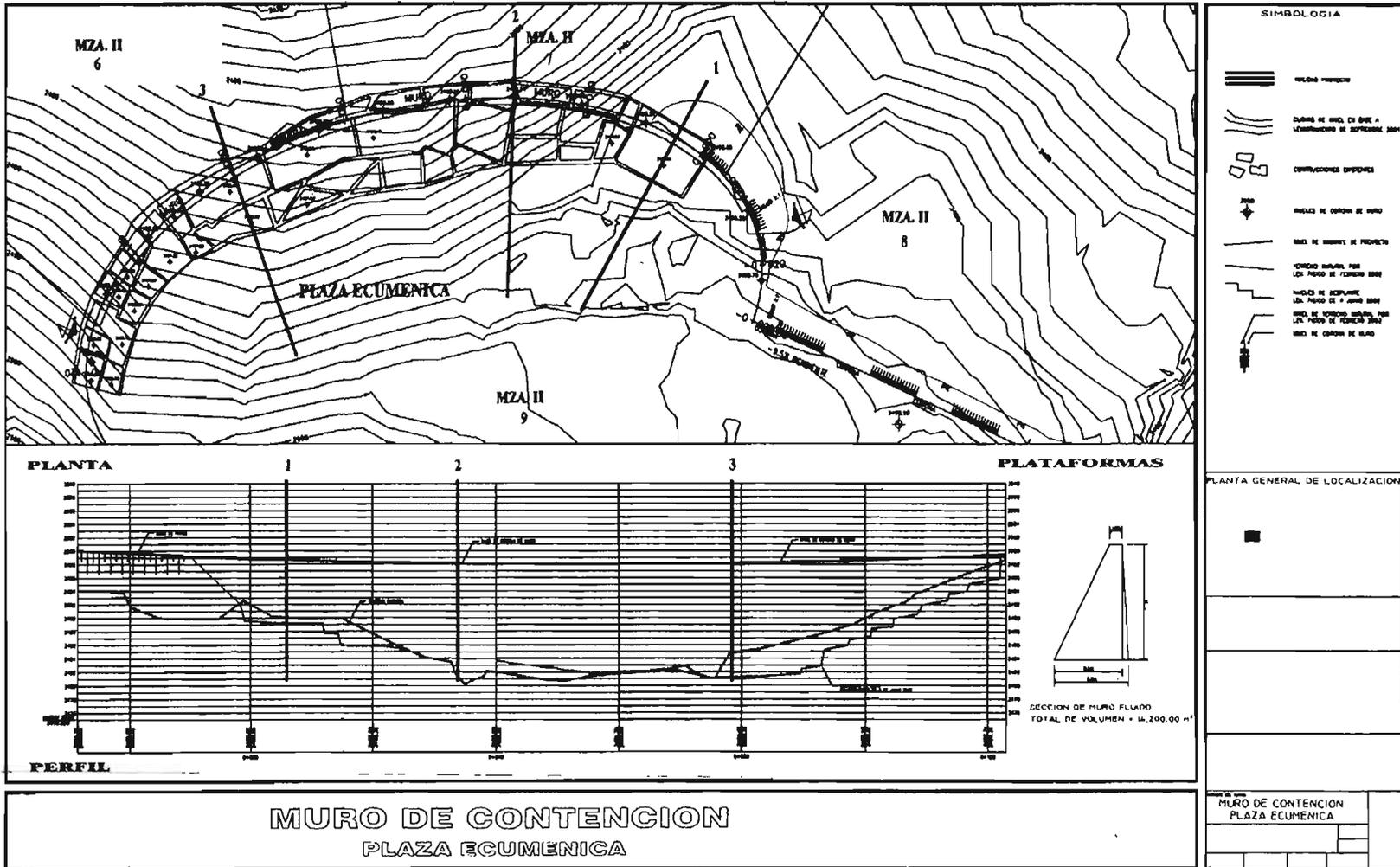


Figura 5.3 Plano planta de la plataforma para el muro y plano de perfil de la plataforma al eje del muro.

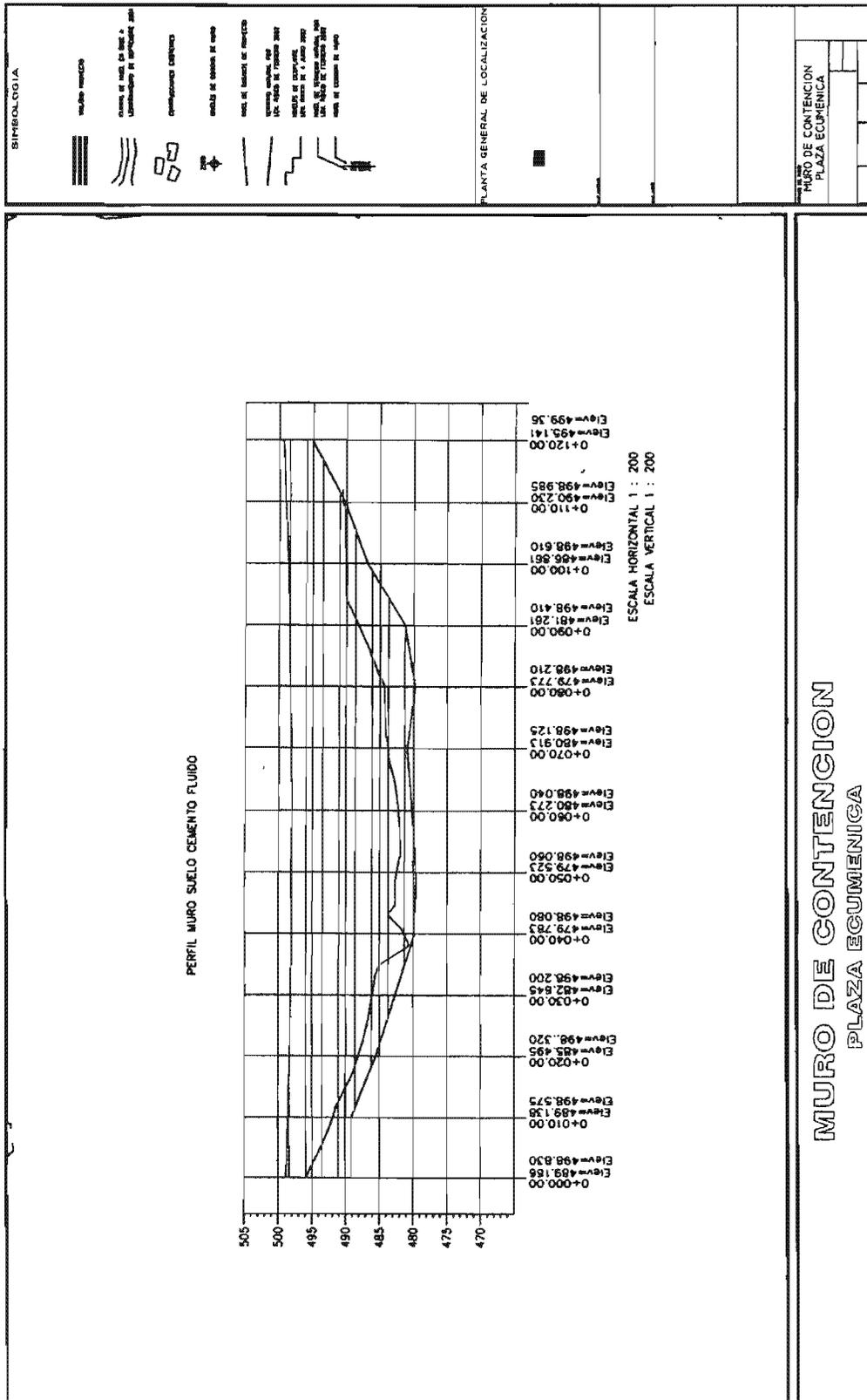


Figura 5.4 Plano perfil de los escalones del muro.



Una vez definida la geometría, se procede a su trazo en el sitio, marcando con estacas y línea de cal el eje del muro y con base al eje se pueden determinar los ceros correspondientes al paramento interior y exterior del muro, que deben ser marcados con líneas de cal y cuya área es sobre la cual se realizarán los trabajos de desmonte, despálme, excavación para el desplante y construcción del muro (Figura 5.6 y 5.7). En caso de que por alguna circunstancia ocurra cambio de sección, también se marcará.



Figura 5.6 Trazo del área con líneas de cal para iniciar los trabajos de despálme.

El nivel en la construcción, está condicionado a varios factores como la topografía del lugar, el tipo de terreno natural del lugar y los niveles de rasante de la vialidad.

El trazo y nivelación servirá como alineamiento para realizar la excavación para desplante del muro y posteriormente para la colocación de la cimbra.

Se debe tener presente que para este tipo de proyectos, el trazo y nivel son fundamentales ya que como se muestra en la figura 5.8a el muro es de sección trapezoidal y por razones constructivas este se construirá en forma escalonada (la altura del escalón depende de la altura de la cimbra) (Figura 5.8b) desde su desplante hasta su corona. Sin perder de vista que cualquier sección trapezoidal del muro tiene un área, ésta debe ser aproximadamente igual al área que tiene dicha sección en forma escalonada, con esto se logra mayor rapidez en cuanto a

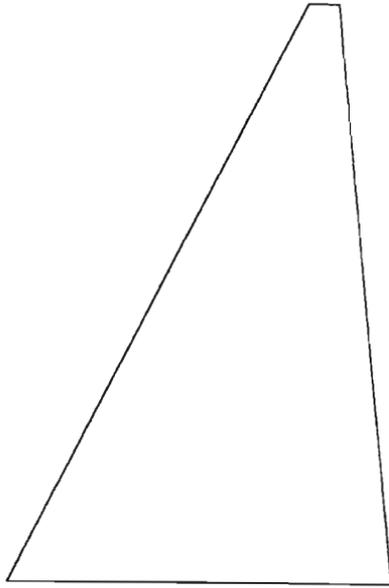
la colocación de la cimbra. Ambas áreas de la sección deben ser aproximadamente las mismas, ya que al sobreponerlas conservando el mismo eje de trazo (Figura 5.8c), el escarpio de la sección trapezoidal pasa por el centro de la altura de cada uno de los escalones de la sección, de esta manera no hay pérdida de área porque el escarpio al pasar por la altura del escalón lo divide, al quedar dividido parte del escalón queda fuera de la línea del escarpio, asimismo esa parte es la que hace falta para completar el área de la sección trapezoidal por el interior del escarpio (Figura 5.8d).



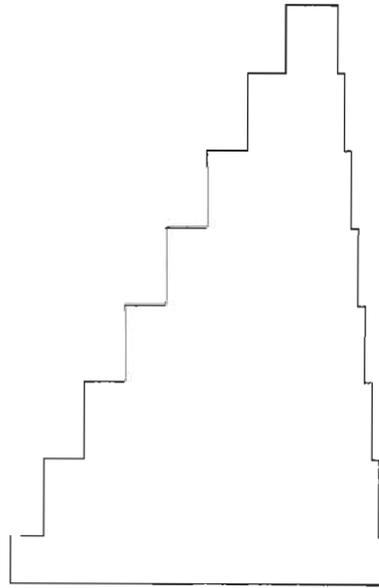
Figura 5.7 Eje de trazo con línea de cal y estacas del área donde se construirá un muro.

Como se menciona el trazo es fundamental debido a que cada vez que se construya un escalón a cierto nivel, el siguiente se reduce en cuanto a su ancho, lo que conlleva a trazar el eje y marcar el límite del paramento interior y exterior según el nivel del escalón, esto para colocar la cimbra; lo dicho se debe realizar a cada nivel y escalón establecido hasta llegar a la rasante o corona del muro.

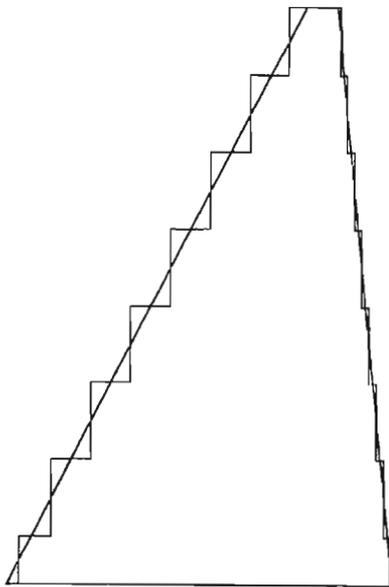
El nivel de desplante será el necesario para garantizar que toda la sección quede apoyada en material firme, que puede ser toba (limo arenoso color café) o conglomerado (grava areno limosa, arena limosa gris). Por ningún caso se debe permitir el desplante de los muros en suelo vegetal o suelto (Figura 5.9).



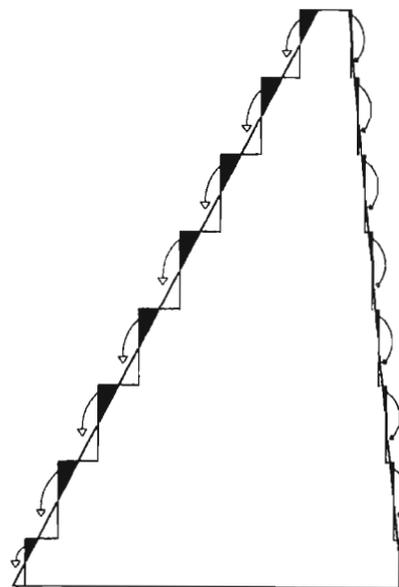
a) Sección trapezoidal



b) Sección escalonada



c) Secciones sobrepuestas



d) Compensación del área de la sección escalonada a la trapezoidal, lo que define igualdad de área de las secciones

Figura 5.8 Sección de un muro.



Figura 5.9 Colocación de nivel para desplante de muro en suelo firme.

### 5.1.2 DESMONTE Y DESPALME

La primera operación que se emprende en este tipo de proyectos de muros de contención es el despalme, por lo tanto, precede a la excavación. Esta operación consiste en la remoción de árboles, tocones, raíces, madera podrida, desechos y otros materiales indeseables del área marcada en los planos o designada por algún motivo en ciertos casos por el ingeniero residente. La zona designada incluye los límites de la excavación propuesta, así como todas las otras áreas en donde las obstrucciones que se eliminan pueden interferir con el trabajo planeado.

Otra labor importante es el desmonte como tal, consiste en la remoción de materiales que se encuentran sobre la superficie del terreno; éste en conjunto con el despalme que consiste en la eliminación de raíces, tocones y objetos similares que se encuentran a una profundidad nominal bajo la superficie; forman parte importante para que no se contamine el material sano que se llega a obtener en la excavación con el material orgánico (Figura 5.10).

Cuando ya se tiene el trazo del muro sobre el terreno; se inicia el desmonte y despalme del área trazada, iniciando como sea conveniente. En algunas ocasiones puede llegar a ocurrir que sea difícil el acceso a la parte baja de una cañada para la máquina que realizará el despalme y excavación para lo cual ésta realiza su propio acceso hasta llegar a la zona baja de la cañada, según convenga o sea mas adecuado y practico (Figura 5.11).



Figura 5.10 Excavadora realizando desmonte y despalme para excavación.

Los trabajos preliminares de desmonte y despalme para estos muros y por el tipo de topografía del lugar generalmente se realizan con maquinaria pesada, la máquina que presenta gran ventaja para realizarlos es generalmente la excavadora debido a su forma y equipo que la forman.

Los trabajos de desmonte y despalme se puede llevar a cabo partiendo desde el extremo donde iniciará y/o terminará el muro (Figura 5.12) hasta llegar al punto bajo (cañada); claro que esto puede variar ya que depende de la topografía del terreno, lo que da la pauta a realizar este trabajo según el proceso mas conveniente. Este trabajo se realiza en el área marcada por el trazo para llevar a cabo la construcción del muro. Si fuese necesario puede realizar dicho trabajo en toda la zona interior del muro, que viene siendo la zona donde se realizará el relleno (terraplén).

Es posible establecer otro proceso o variarlo para realizar el despalte y los pasos siguientes a éste para llegar a la construcción del muro, siempre y cuando se logre cierto objetivo que es darle forma.



Figura 5.11 Excavadora abriendo paso para despallar y desalojar material suelto de la cañada.



Figura 5.12 Despalle al inicio de la zona de trazo para muro.

### 5.1.3 EXCAVACIÓN

La excavación son cortes que se realizan en el terreno natural con el fin de extraer material para alojar en él una cimentación; con apoyo de la nivelación se determina qué material o porciones de terreno se deben excavar y de acuerdo con sus características se sabrá si son apropiados para comenzar el desplante del muro de contención.

Como se mencionó la excavación debe realizarse de conformidad con el trazo y el nivel determinará la porción de terreno que debe ser excavado (Figura 5.13), conformando taludes estables que deben definirse en cada caso. Dicho nivel debe ser en el que se encuentra el terreno natural en estado sano. El proceso de trabajo al igual que en el despalme puede ser variable, depende del área de trazo y topografía del lugar.



Figura 5.13 Inicio de excavación para la formación de plataformas para desplante de muro con excavadora.

Después de haber realizado el despalme se prosigue con la excavación, esta se realiza quitando el material firme o suelto, a todo lo ancho y largo del trazo de desplante del muro (Figura 5.14), conforme se vaya realizando la excavación y se presente material natural firme y sano se realizan plataformas que son la base donde se desplanta el muro (Figura 5.15).



Figura 5.14 Excavación para la formación de plataformas en terreno con poca pendiente.

Las plataformas se deben realizar en el sentido longitudinal o transversal del muro de acuerdo a los tamaños adecuados indicados en los planos y en caso de ser necesario se establecen en el sitio de trabajo, lo que ocasiona modificación de los planos, todo esto se llega a presentar por las condiciones topográficas del terreno principalmente en las zonas de cañadas, que es lo que hace necesario escalonar el desplante del muro y posteriormente recibir la colocación del suelo cemento fluido.

En la zona de cañadas será necesario remover y desalojar completamente los materiales de relleno, blandos y acumulados; hasta encontrar terreno sano y firme (Figura 5.16).



Figura 5.15 Plataformas a diversos niveles para desplante de muro.

En las laderas de las cañadas, una vez removidos los materiales que cubren la toba (terreno natural), deberá revisarse la superficie expuesta para definir si existen grietas o discontinuidades que ameriten estabilización. También deberá verificarse el grado de intemperización de la toba que implique ampliar la excavación.

Se deben obtener plataformas sub-horizontales en corte ya que los muros se utilizan para que cruce la vialidad las cañadas naturales trazadas por la erosión en esta zona con topografía accidentada. Estas plataformas deben tener una ligera contrapendiente del 2% con respecto a la topografía general de sitio, se realizan respetando el mayor volumen posible de terreno natural sano (limos arenosos de color café claro muy compactado). Lo que dará una forma escalonada transversal del área de apoyo de los muros de contención, permitiendo ahorrar un volumen de mezcla de suelo cemento fluido (Figura 5.16).

Después de haber realizado la excavación y tener las plataformas en terreno natural se prosigue con la limpieza superficial, que consiste en retirar todo el material suelto que dejó la excavadora al cortar y que no pudo retirar debido a los dientes del bote, esto se hace a todo lo largo y ancho de las plataformas que se forman para desplante del muro. El material suelto sobrante de la excavación, que se encuentra en las plataformas se retira con peones, palas y botes (Figura 5.17).



Figura 5.16 Desalajo de material suelto de la cañada y plataformas con contrapendiente.

## 5.2 CIMBRADO

Después de haber realizado las plataformas y de estar completamente limpias, se inicia con el cimbrado.

Por lo general el colado se inicia en la parte baja (cañada), lo que lleva a que la cimbra se coloque en dicha parte. Debido a la excavación realizada para la zona de desplante del muro a todo lo ancho y largo del trazo, el terreno que se encuentra a ambos costados funge como cimbra (Figura 5.18).

Para efectos prácticos se transforman las secciones trapezoidales de diseño en secciones que presenten escalones horizontales sucesivos (Figura 5.19) cuyas alturas se adaptan a la altura de la cimbra destinada a recibir los empujes de la mezcla durante los colados (Figura 5.20).



Figura 5.17 Retiro de material suelto de plataformas con personal.

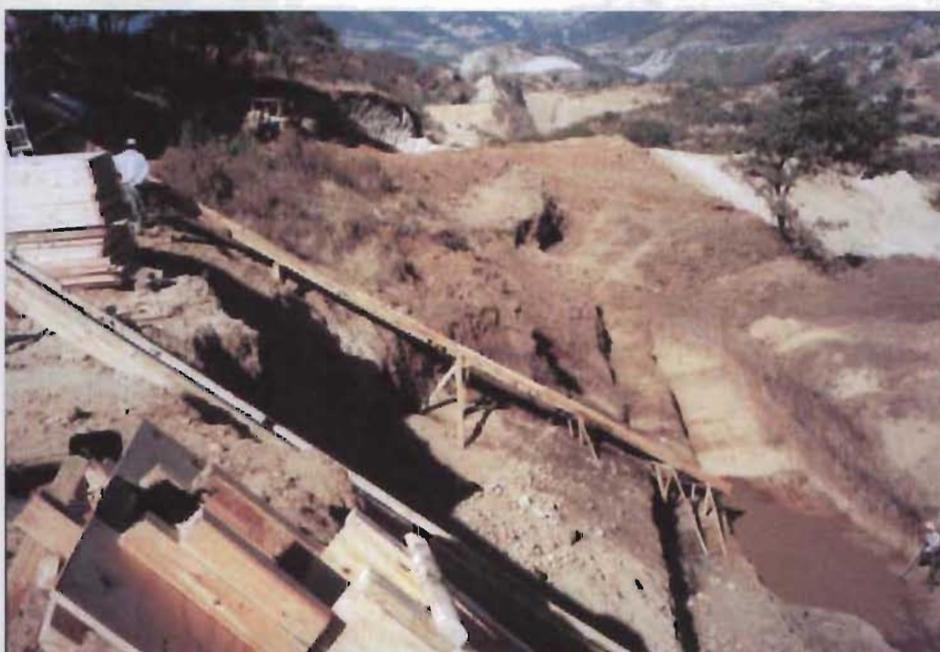


Figura 5.18 Corte de terreno que funge de cimbra para el colado.

**DETALLE DE MURO  
PARA RELLENO CON MEZCLA  
DE SUELO CEMENTO FLUIDO**

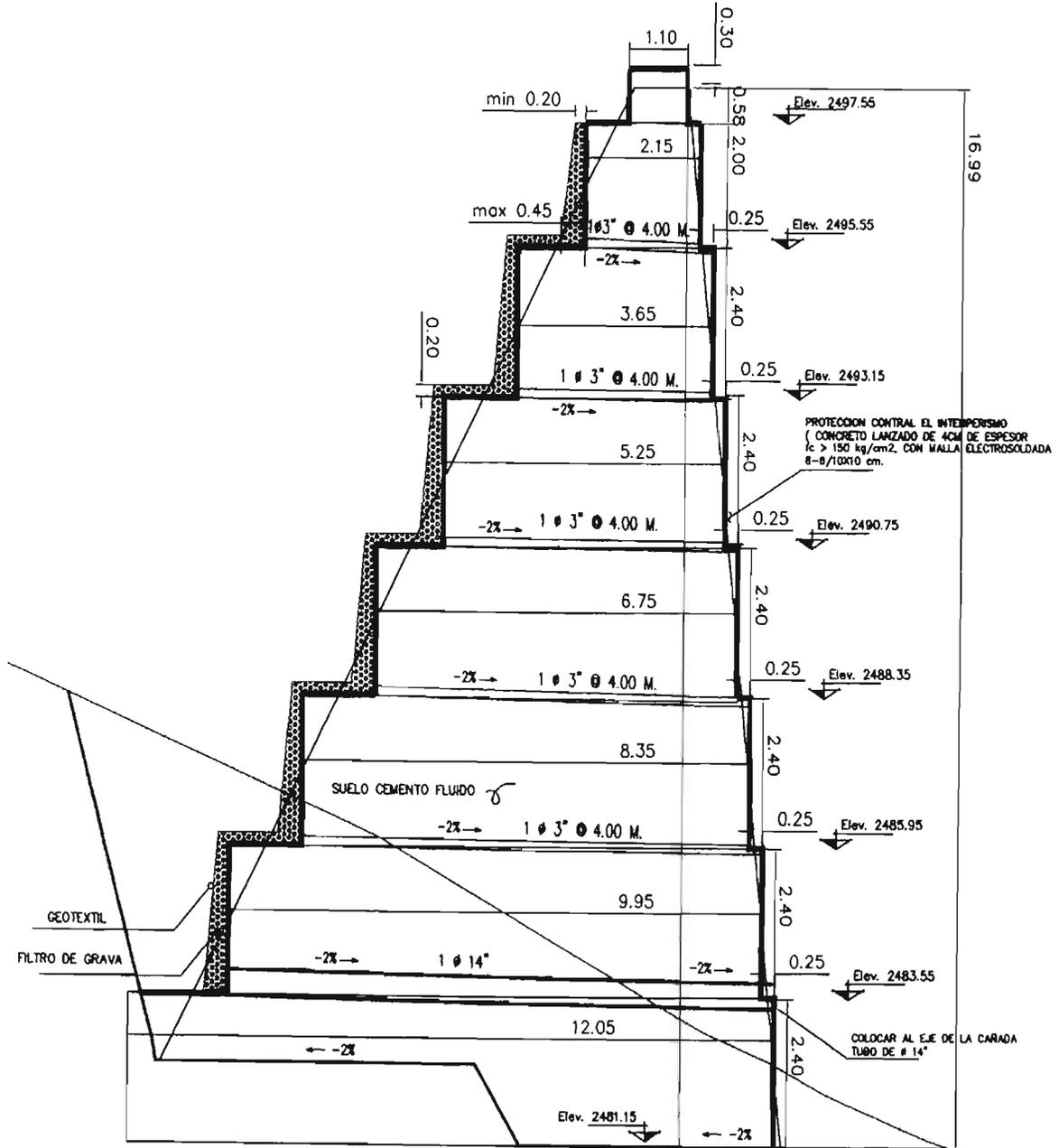


Figura 5.19 Sección trapezoidal del muro y en forma practica en escalones.

En algunas ocasiones puede suceder que debido a la altura del escalón, sea necesario colocar cimbra de madera sobre el mismo paño que presenta el terreno que funge como cimbra y así lograr la altura establecida del escalón (Figura 5.21). Ya en niveles superiores donde es necesaria la colocación de cimbra, ésta se coloca desde un punto inicial hasta un final para formar completamente un escalón o bloque corrido de muro, se debe tomar en cuenta que cada escalón debe tener el mismo nivel a todo lo largo del muro y la cimbra es la que establece el escalón al nivel establecido (Figura 5.20).

La cimbra comúnmente utilizada puede ser con tarimas de madera formadas con hojas de triplay y barrotes, cuya dimensión es de 2.44 x 1.22 m, se puede utilizar otro material para la cimbra, siempre y cuando se respete lo estipulado en el proyecto.



Figura 5.20 Escalones horizontales sucesivos y colocación de cimbra al mismo nivel para formar un bloque del muro.

Próximo a las secciones que presentan escalones, éstos serán de acuerdo a la altura de las tarimas (2.44 m) y de acuerdo al ancho del muro que esté marcando según el trazo dependiendo el nivel que se vaya a cimbrar.



Figura 5.21 Cimbra de madera colocada al paño vertical del terreno que funge como cimbra para alcanzar en nivel requerido.

### 5.2.1 DRENAJE

Para el buen comportamiento del muro de contención, es indispensable proyectar sistemas de drenaje y subdrenaje adecuados, con objeto de dar salida al agua que capten las cañadas bajo los rellenos (terraplén) y a la que llegue a infiltrarse a las zonas críticas, evitando el empuje hidrostático sobre el muro, que puede llegar a provocar su falla (Rico y Del Castillo, 2001).

Todos los muros que lleven en su respaldo un relleno deberán drenarse, es muy importante favorecer la exfiltración de las aguas atrapadas dentro del relleno (terraplén) ya que los empujes hidrostáticos pueden duplicar el momento de volteo. De un punto de vista financiero, es más económico realizar un drenaje eficiente atrás del muro que sobre dimensionar el muro de contención. El drenaje del muro de contención es fundamental para evitar la presión hidrostática, normalmente se colocan tubos de PVC y albañal, geomalla y grava.

Los tubos de albañal de 14"  $\phi$  son colocados sobre la mezcla de suelo cemento fluido ya fraguado que forma parte del muro, se colocan al nivel que lo solicite el o los puntos bajos de la cañada y cruzarán completamente el muro en el sentido transversal sobresaliendo 0.20 m del paramento exterior; deben ser colocados con una pendiente de -2% (Figura 5.22).



Figura 5.22 Tubo de albañal colocado para dren.

Después de haber colocado los tubos de albañal al nivel solicitado, se continúa con la formación del muro, colando con la mezcla de suelo cemento fluido (Figura 5.23). Al llegar al nivel del escalón próximo, después del nivel del tubo de albañal, se colocan tubos de PVC de 3"  $\phi$  en sentido transversal a todo lo largo del muro a ese nivel y de los niveles del escalón subsecuentes. Éstos deben cruzar completamente el muro sobresaliendo 0.20 m del paramento exterior, con una pendiente de  $-2\%$  y espaciados a 4.00 m en todo lo largo del muro (Figura 5.24, 5.25 y 5.26), tratando que estén colocados a tres bolillo verticalmente. Al término de la colocación de los tubos de PVC en cada escalón se continúa con la construcción del mismo hasta su terminación.

Al terminar la formación y construcción del muro de contención con suelo cemento fluido, se realiza un drenaje con material permeable (filtro de grava limpia) en el respaldo, es decir, entre el muro y el terraplén. Considerando lo poco práctico que puede ser la clasificación granulométrica del material permeable y su colocación por franjas de tamaño decreciente, partiendo de un espesor de 0.40 m a 0.20 m en sentido vertical y de 0.20 m en sentido horizontal a todo lo largo del muro (Figura 5.19), se utiliza una geomalla textil (geotextil) a manera de evitar la contaminación del filtro por los finos del terraplén (Figura 5.27, 5.28 y 5.29).

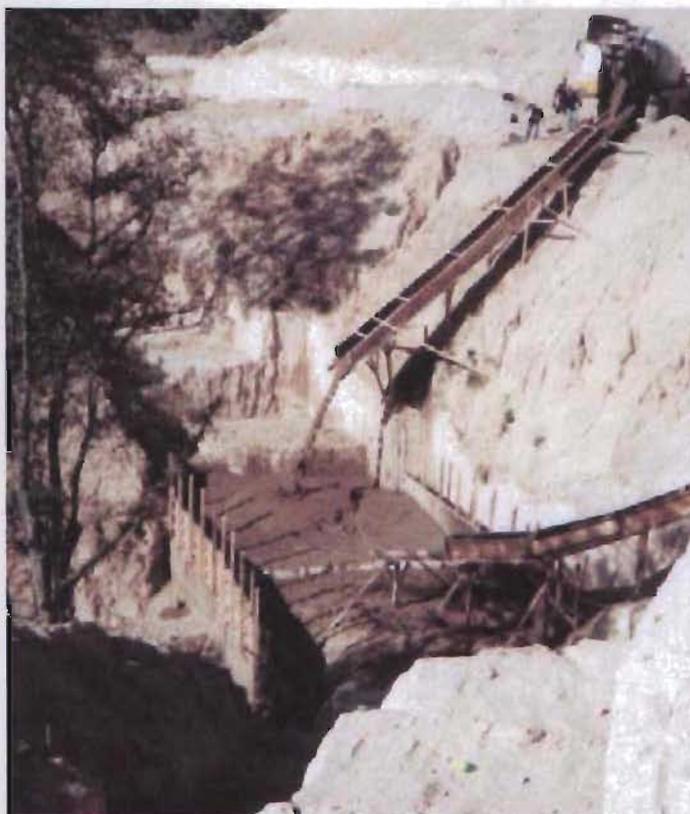


Figura 5.23 Colado con mezcla de suelo cemento fluido ya colocado el tubo de albañal.



Figura 5.24 Colocación de tubos de PVC para dren en un nivel o bloque de muro establecido.



Figura 5.25 Excavación para colocar tubos de PVC con la pendiente de  $-2\%$ .



Figura 5.26 Tubos de PVC y cimbra listos para continuar colado.



Figura 5.27 Preparación de geotextil para protección del filtro.



Figura 5.28 Colocación de geotextil clavado al muro para colocar el filtro.



Figura 5.29 Colocación de filtro en el respaldo del muro.

En la zona de estructuras debe proporcionarse un drenaje superficial bien diseñado, en las vialidades, jardines y espacios abiertos, para captar el agua de lluvia que llegue a ellos y conducirla fuera de la zona del muro.

### 5.3 COLADO

El colado es la parte principal del muro de contención, debido a que de éste depende completamente su formación. Después de tener la cimbra y tubería colocada en el trazo, nivel y lugares correspondientes (Figura 5.26), según lo marcan los planos, se procede al colado.

La mezcla de suelo cemento fluido puede solicitarse a una empresa premezcladora o realizarse "in situ". Cuando la mezcla de suelo cemento fluido es producida por una empresa premezcladora, se solicita con las características que pide el proyecto como son resistencia a compresión y revenimiento. La mezcla de suelo cemento fluido podrá producirse en el lugar, utilizando los equipos adaptados para la fabricación del concreto, plantas de concreto, (Figura 5.30 a, b y 5.31 a, b), ollas revolvedoras autocargables (Figura 5.32 a y b) o cualquier otro equipo que permita un mezclado adecuado y una producción suficiente para los trabajos a ejecutar.



a) Suministro de agregado y cemento para la preparación de suelo cemento fluido



b) Cilindro mezclador y planta de luz

Figura 5.30 Planta para producir la mezcla de suelo cemento fluido "in situ".



a) Suministro de cemento para la preparación de suelo cemento fluido



b) Suministro de agregados a la olla del camión revolvedor

Figura 5.31 Planta en obra para preparar suelo cemento fluido.



a) Suministro de agregado para suelo cemento fluido



b) Alimentación de cemento

Figura 5.32 Olla revolvedora autocargable prepara suelo cemento fluido.

El suelo cemento fluido también se puede realizar en condiciones aceptables de calidad con ollas de concreto (revolvedoras) que se carguen con una retroexcavadora y una tolva, una bomba y un depósito de agua, así como depositando manualmente el cemento de los bultos necesarios para obtener la dosificación correcta correspondiente al volumen útil de la olla (Figura 5.33 a, b).



a) Alimentación de agregado en camión revolvedor con retroexcavadora



b) Alimentación manual de cemento

Figura 5.33 Producción de suelo cemento fluido con camión revolvedor.

El suelo que se utilice debe disgregarse preferentemente en la zona de banco. De ahí se acarrea al sitio donde se realizará la mezcla. El control de calidad se limita a verificar la constancia del suelo acarreado, el gasto de cemento para los volúmenes preparados en cada mezcla y el revenimiento al momento del colado de la mezcla, cuando ésta se produce "in situ". En caso que la mezcla la produzca una empresa premezcladota, se realiza la prueba de revenimiento, se checa el tiempo de tiro partiendo desde la salida del camión revolvedor, al igual que para el concreto y así efectuar la descarga. Para ambas condiciones de producción se deben realizar las pruebas anteriores y la prueba de compresión mediante el llenado de cilindros.

Ya preparada y fabricada la mezcla de suelo cemento fluido, independientemente de cualquier sitio y equipo de preparación, se transporta hasta el lugar de la construcción del muro de contención en camiones revolvedora, camiones agitadores y en las mismas hormigoneras autocargables.

En el sitio de construcción las maniobras de colado de la mezcla se adaptan a las condiciones de cada frente, tiro libre desde el equipo de mezclado, (camión revolvedor o agitador), es decir, directamente si es posible (Figura 5.34) utilizando canalones de madera o de lámina metálica entre el camino provisional y el muro (Figura 5.35 y 5.36); o bien en casos difíciles (acceso imposible para las ollas u hormigoneras, contra-pendiente) por medio de una bomba de concreto con las tuberías metálicas necesarias.



Figura 5.34 Descarga de suelo cemento fluido a tiro libre con olla revolvedora autocargable para colado.



Figura 5.35 Descarga de suelo cemento fluido de camión agitador para colado por medio de canales de lámina.



Figura 5.36 Descarga de suelo cemento fluido de camión revolvente para colado de muro por medio de canales de madera.

Durante el colado del muro y descarga del suelo cemento fluido, se requiere de la participación de ayudantes para extenderlo, ya que a pesar de ser fluido es necesario, para agilizar su desplazamiento, evitar que se salga de la cimbra en el sitio de descarga del canalón y para nivelar el escalón (Figura 5.37, 5.38 y 5.39).



Figura 5.37 Desplazamiento del suelo cemento fluido.

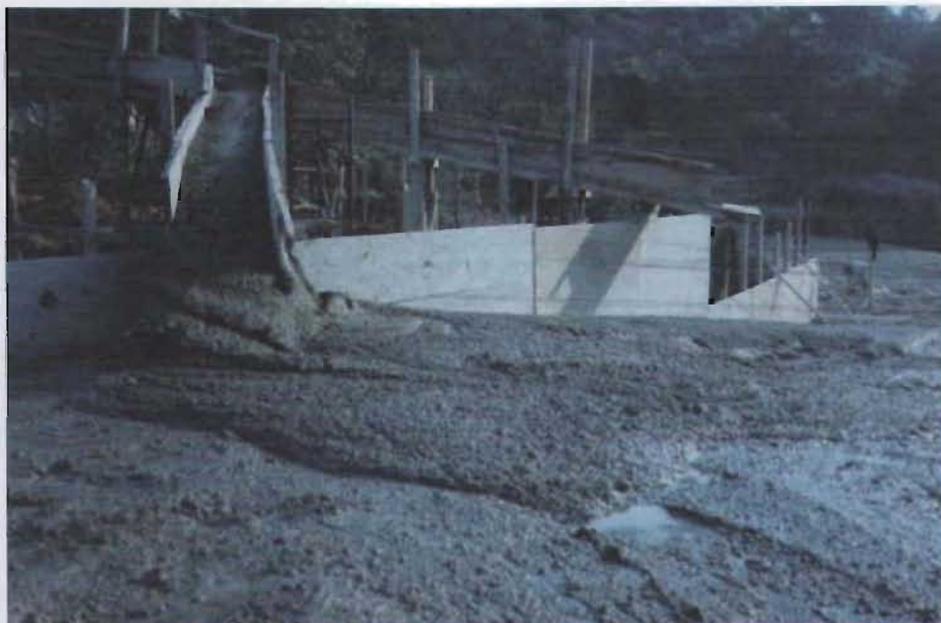


Figura 5.38 Descarga y desplazamiento del suelo cemento fluido por si mismo.



Figura 5.39 Descarga de suelo cemento fluido y extendido para nivelación de escalón con ayudantes.

Entre dos colados sucesivos se presentan juntas de construcción horizontales, para incrementar el cortante en dichas juntas, se usan dentellones de construcción. Si no se usan dentellones, la superficie del primer colado o escalón se raspa antes de que fragüe completamente el suelo cemento fluido y antes de efectuar el siguiente colado (Braja, 2001). Durante la construcción del muro, terminado el colado de cada escalón y antes de la terminación del fraguado del suelo cemento fluido, se camina sobre la superficie, se raspa o ambas con el fin de dejar la superficie rugosa (Figura 5.40 y 5.41).

#### 5.4. PROTECCIÓN CONTRA EL INTEMPERISMO

La protección del muro se lleva a cabo después de colado y terminado el muro de contención hasta su nivel de corona (Figura 5.42). Por lo general la protección se debe aplicar al paramento exterior y corona del muro, ya que el paramento interior queda cubierto por el relleno (terraplén) y entre ambos el filtro de grava y malla.

Debido a la sensibilidad de la mezcla de suelo cemento fluido al intemperismo a largo plazo, se deben recubrir las paredes expuestas con concreto lanzado con  $f'_c$

=  $200 \text{ kg/cm}^2$  a 28 días, con un espesor promedio de 4 cm, armado y el cual será reforzado con una malla electrosoldada 6-6/10x10 cm (Figura 5.43 a 5.46).



Figura 5.40 Superficie del escalón del muro rugosa mediante huellas de pisadas.



Figura 5.41 Superficie del escalón del muro rugosa con apoyo de un jalador.



Figura 5.42 Muro de contención colado completamente hasta su corona.

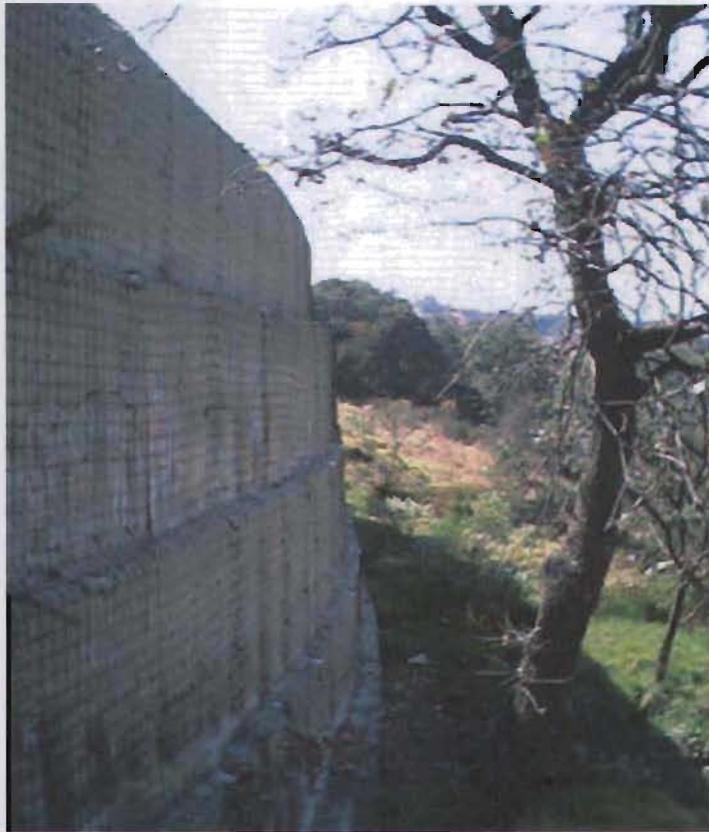


Figura 5.43 Muro de contención con malla electrosoldada.



Figura 5.44 Paramento del muro de contención completamente con malla electrosoldada y listo para recibir concreto lanzado.



Figura 5.45 Lanzado de concreto sobre el muro de contención.



Figura 5.46 Muro de contención terminado completamente, con protección al intemperismo.

### 5.5. JUNTAS DE DILATACIÓN

Debido a las características del suelo cemento fluido no se presentan juntas de dilatación, aunque se pueden llegar a presentar grietas milimétricas transversales que se consideran como juntas de dilatación naturales que no afectan la estabilidad de las contenciones.

## CONCLUSIONES

Es bien conocido que dentro de la Ingeniería Civil hacen falta materiales que sean económicos, de fácil fabricación y aplicación, y sobre todo que cumplan con los requisitos que requiere el proyecto, para dar agilidad a la obra en construcción en cualquier ambiente climático.

El suelo cemento fluido es un buen material para realizar obras de vías terrestres (carreteras, vialidades y calles) por la facilidad de elaboración debido a sus componentes y rapidez en su fraguado.

Cabe resaltar que la elaboración del suelo cemento fluido aplicado a algún elemento de construcción no estructural ha sido, últimamente, muy importante, tal es el caso de: nivelación a terrenos, relleno de zanjas y otros, en los que la construcción es rápida. Actualmente de la construcción de muros de contención de suelo cemento fluido harán dar un giro importante a la Ingeniería Civil y en especial al área de vías terrestres, ya que, se requiere de gran cantidad de este tipo de elementos debido a la topografía que comúnmente se presenta.

La ventaja que se presenta con este tipo de material es que se fabrica con el mismo suelo o material de bancos presentes en la obra. Lo que resulta de gran ventaja, debido a la problemática que existe en algunos sitios de obra, que no cuentan con bancos apropiados y cercanos para la preparación de un concreto.

Otro punto importante que tiene el suelo cemento fluido es que al aplicarse a estructuras como son los muros de contención requieren el mínimo de personal y sobre todo no se utiliza maquinaria pesada, siendo totalmente lo contrario y principal en el suelo cemento compactado.

La construcción de estructuras de contención con suelo cemento fluido ofrece una opción que puede presentar grandes ventajas económicas y sobre todo de plazos de ejecución respecto a otras alternativas actualmente convencionales. Para lograr una estructura adecuada es indispensable un estricto control de calidad en la obra, verificando la adecuada dosificación de los componentes del suelo cemento fluido.

Finalmente, la construcción de 40 muros de contención con mezcla de suelo cemento fluido permitió confirmar la validez de la idea y las numerosas ventajas que se presentan en la economía ligada al uso de suelos del sitio para la realización de la mezcla y la libertad que ofrece al momento de realizar los cortes

para el desplante del muro, la rapidez de ejecución comparada con muros de sección similar pero utilizando capas sucesivas de suelo cemento compactadas, corrección de la geometría en caso de necesidad, adaptación de la fabricación de la mezcla de suelo cemento fluido a las posibilidades de cada contratista, la facilidad para optimizar la producción y alcanzar grandes rendimientos por turno.

Creo que un aspecto importante en los muros construidos sería medir su comportamiento y determinar si están o han sufrido alguna deformación, cualquiera que sea el caso, es importante identificar la causa. Así se podría establecer un método de diseño propio de estos muros y un mejor proceso constructivo que logre a un mas ventajas de las que se tienen; como el uso de cimbra metálica (cibramex u alguna otra) que logre facilidad de colocación y evite el desperdicio de la cimbra de madera; tomando en cuenta la gran cantidad de muros a construir considero sería de gran ventaja, ahorro económico y de gran producción

Cuando a los ingenieros civiles se nos brinda la oportunidad y el apoyo de realizar investigación, se logran mejores técnicas, diseños y materiales para favorecer la industria de la construcción y en especial a la Ingeniería Civil.

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Gráfica módulo de elasticidad – resistencia a la compresión.	9
Figura 1.2	Gráfica valor relativo de soporte – resistencia a la compresión.	9
Figura 1.3	Gráfica módulo de ruptura – resistencia a la compresión.	10
Figura 2.1	Elaboración de suelo cemento fluido en obra, con olla revoladora autocargable.	24
Figura 2.2	Elaboración de suelo cemento fluido en obra, con camión revolador.	25
Figura 2.3	Elaboración de suelo cemento fluido en obra, con planta.	25
Figura 2.4	Colocación de suelo y cemento para formar la mezcla de suelo cemento con conformadora y compactador.	26
Figura 3.1	Relleno de un tanque subterráneo con suelo cemento fluido.	30
Figura 3.2	Relleno de una caverna con suelo cemento fluido.	30
Figura 3.3	Relleno de la boca de una caverna con suelo cemento fluido, con acceso a su interior.	31
Figura 3.4	Estabilización de material granular para subbase por medios químicos.	32
Figura 3.5	Estabilización de material granular para base por medios mecánicos.	33
Figura 3.6	Formación de una base con suelo cemento fluido.	34
Figura 3.7	Nivelación de terreno para camellón con suelo cemento fluido.	35
Figura 3.8	Suelo cemento fluido aplicado para nivelación del terreno en un camellón que tiene tubería de la red de agua potable.	36
Figura 3.9	Nivelación de un terreno con suelo cemento fluido.	36
Figura 3.10	Sección transversal de una zanja con tubo en proceso de relleno con suelo cemento fluido.	37
Figura 3.11	Colocación de suelo cemento fluido para base en una zanja.	38
Figura 3.12	Suelo cemento fluido aplicado a una zanja con tubería.	38
Figura 3.13	Relleno de zanjas, a) facilidad de colocación del suelo cemento fluido, b) relleno de zanjas con material tradicional.	39
Figura 3.14	Sección de un muro de contención.	40
Figura 3.15	Utilización de muros de contención.	41
Figura 3.16	Clasificación y elementos de muros.	42
Figura 4.1	Modelos comunes de muros de contención.	43
Figura 4.2	Mecanismos típicos de falla en muros de gravedad.	44
Figura 4.3	(a) Presiones del suelo, (b) momentos flexionantes, (c) mecanismos de fallas por flexión en muros en cantiliver.	45
Figura 4.4	Modos de falla potencial de muros reforzados: (a) rotación del estribo del puente en torno a la superior, (b) rotación de la	

	tablaestaca anclada debido a la falla de la resistencia pasiva (pateo), (c) capacidad de anclaje inadecuado.	45
Figura 4.5	Sección transversal de un muro de contención que presenta en la parte trasera el plano de rotura.	46
Figura 4.6	Sección transversal de un muro de contención que muestra en su parte trasera la línea de talud natural para encontrar el plano de deslizamiento.	47
Figura 4.7	Plano de deslizamiento de la parte trasera de un muro de contención en sección transversal.	49
Figura 4.8	Sección de un muro de contención que muestra el procedimiento para hacer coincidir la altura de dos triángulos para encontrar el empuje activo.	50
Figura 4.9	Sección de un muro de contención con relleno de tierras y sobrecarga en su respaldo.	51
Figura 4.10	Parte trasera del muro de contención es sección transversal con sobrecarga que muestra la altura y el ángulo del empuje activo.	52
Figura 4.11	Ejemplos de estados planos de deformación; a) zapata corrida, b) muro de contención, c) presa de tierra.	53
Figura 4.12	Placa delgada en el plano.	54
Figura 4.13	Dimensiones del muro de contención para su análisis.	55
Figura 4.14	Presión activa total actuante sobre el muro de contención.	57
Figura 4.15	Ángulo del paramento interior del muro de contención con respecto a la horizontal.	59
Figura 4.16	Presiones actuantes sobre el muro de contención en base al ángulo del paramento.	60
Figura 4.17	Área de proyección para una presión a una altura establecida del muro de contención.	61
Figura 4.18	Presiones verticales en el muro de contención.	62
Figura 4.19	Triángulo para obtener una distancia.	63
Figura 4.20	Diagrama para obtener una carga.	64
Figura 4.21	Diseño de una sección transversal del muro de contención.	68
Figura 4.22	Presión del muro de contención a incrementos de altura ubicado en el plano.	69
Figura 4.23	Sección del muro de contención modelado y ubicación de puntos considerados para el empuje a incrementos de altura.	70
Figura 4.24	Diagrama de fuerzas que intervienen en el cálculo del empuje activo.	78
Figura 4.25	Dimensiones del muro de contención para el análisis sísmico.	85
Figura 5.1	Plano planta del eje del muro.	90
Figura 5.2	Plano perfil del terreno natural del eje del muro.	91
Figura 5.3	Plano planta de la plataforma para el muro y plano de perfil de la plataforma al eje del muro.	92

Figura 5.4	Plano perfil de los escalones del muro.	93
Figura 5.5	Plano de secciones del muro.	94
Figura 5.6	Trazo del área con líneas de cal para iniciar los trabajos de despalme.	95
Figura 5.7	Eje de trazo con línea de cal y estacas del área donde se construirá un muro.	96
Figura 5.8	Sección de un muro.	97
Figura 5.9	Colocación de nivel para desplante de muro en suelo firme.	98
Figura 5.10	Excavadora realizando desmonte y despalme para excavación.	99
Figura 5.11	Excavadora abriendo paso para despalar y desalojar material suelto de la cañada.	100
Figura 5.12	Desplante al inicio de la zona de trazo para muro.	100
Figura 5.13	Inicio de excavación para la formación de plataformas para <i>desplante de muro con excavadora</i> .	101
Figura 5.14	Excavación para la formación de plataformas en terreno con poca pendiente.	102
Figura 5.15	Plataformas a diversos niveles para desplante de muro.	103
Figura 5.16	Desalojo de material suelto de la cañada y plataformas con contrapendiente.	104
Figura 5.17	Retiro de material suelto de plataformas con personal.	105
Figura 5.18	Corte de terreno que funge de cimbra para el colado.	105
Figura 5.19	Sección trapezoidal del muro y en forma práctica en escalones.	106
Figura 5.20	Escalones horizontales sucesivos y colocación de cimbra al mismo nivel para formar un bloque del muro.	107
Figura 5.21	Cimbra de madera colocada al paño vertical del terreno que funge como cimbra para alcanzar el nivel requerido.	108
Figura 5.22	Tubo de albañal colocado para dren.	109
Figura 5.23	Colado con mezcla de suelo cemento fluido ya colocado el tubo de albañal.	110
Figura 5.24	Colocación de tubos de PVC para dren en un nivel o bloque de muro establecido.	110
Figura 5.25	Excavación para colocar tubos de PVC con la pendiente de -2%.	111
Figura 5.26	Tubos de PVC y cimbra listos para continuar colado.	111
Figura 5.27	Preparación de geotextil para protección del filtro.	112
Figura 5.28	Colocación de geotextil clavado al muro para colocar el filtro.	112
Figura 5.29	Figura Colocación de filtro en el respaldo del muro.	113
Figura 5.30	Planta para producir la mezcla de suelo cemento fluido "in situ", a) suministro de agregado y cemento para la preparación de suelo cemento fluido, b) cilindro mezclador y planta de luz.	114

Figura 5.31	Planta en obra para preparar suelo cemento fluido, a) suministro de cemento para la preparación de suelo cemento fluido, b) suministro de agregados a la olla del camión revolvedor.	115
Figura 5.32	Olla revolvedora autocargable prepara suelo cemento fluido, a) suministro de agregado para suelo cemento fluido, b) alimentación de cemento.	116
Figura 5.33	Producción de suelo cemento fluido con camión revolvedor, a) alimentación de agregado en camión revolvedor con retroexcavadora, b) alimentación manual de cemento.	117
Figura 5.34	Descarga de suelo cemento fluido a tiro libre con olla revolvedora autocargable para colado.	118
Figura 5.35	Descarga de suelo cemento fluido de camión agitador para colado por medio de canalones de lámina.	119
Figura 5.36	Descarga de suelo cemento fluido de camión revolvedor para colado de muro por medio de canalones de madera.	119
Figura 5.37	Desplazamiento del suelo cemento fluido.	120
Figura 5.38	Descarga y desplazamiento del suelo cemento fluido por si mismo.	120
Figura 5.39	Descarga de suelo cemento fluido y extendido para nivelación de escalón con ayudantes.	121
Figura 5.40	Superficie del escalón del muro rugosa mediante huellas de pisadas.	122
Figura 5.41	Superficie del escalón del muro rugosa con apoyo de un jalador.	122
Figura 5.42	Muro de contención colado completamente hasta su corona.	123
Figura 5.43	Muro de contención con malla electrosoldada.	123
Figura 5.44	Paramento del muro de contención completamente con malla electrosoldada.	124
Figura 5.45	Lanzado de concreto sobre el muro de contención.	124
Figura 5.46	Muro de contención terminado completamente, con protección al intemperismo.	125

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1	Clasificación de la resistencia para cada tipo de obra.	11
Tabla 1.2	Clasificación de la consistencia para diferentes tipos de obra.	12
Tabla 1.3	Clasificación de acuerdo al tipo de excavación, según la resistencia.	12
Tabla 1.4	Penetración en material patrón.	18
Tabla 1.5	Clasificación del material según su valor relativo de soporte.	18
Tabla 4.1	Momento resistente por elementos de una sección del muro de contención, para obtener el factor de seguridad por volteo aplicando la Teoría de Rankine.	57
Tabla 4.2	Momento resistente por elementos de una sección del muro de contención, para obtener el factor de seguridad por volteo aplicando la Teoría de Coulomb.	65
Tabla 4.3	Peso y momento estabilizador de elementos de una sección del muro de contención.	66
Tabla 4.4	Empuje a diferentes alturas del muro de contención.	71
Tabla 4.5	Cocientes entre el desplazamiento de la corona y la altura del muro para incluir la resistencia al corte del relleno.	81
Tabla 4.6	Tabla 4.6 Momento dinámico por elementos de una sección del muro de contención.	85

## REFERENCIAS

Aguilar, P O S, "Análisis sísmico de muros de retención", Tesis de Maestría, UNAM FI, México D.F., (1999).

Arias, A, Sánchez–Sesma, F J y Ovando–Shelley, E, "A simplified elastic model for seismic analysis of earth-retaining structures with limited displacements", International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, vol. I, Missouri, pp. 235-240, (1981).

Arias, A, Sánchez–Sesma, F J y Ríos, G, "Espectros hidrodinámicos", Reporte del Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F., (1984).

Arnal, S L y Betancourt S M, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Reglamento, Normas Técnicas, Ley de desarrollo Urbano del D.F., Reglamento de Desarrollo Urbano del D.F., Normas de ordenación, ilustraciones y comentarios, graficas, planos y lineamientos, Ed. Trillas, México D.F., (2004)

ASTM, "Concrete and aggregates", Annual book of ASTM standards, Section four construction, Vol. 04.02, (2000).

Ayala, G, Aranda, R y Romo, M P, "Diseño sísmico de muros de retención", Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM a SAHOP, No. 7117, (1978).

Barrera, R, "Relleno de densidad controlada", CDT, Chile, (1999).

Bonola, A I, "Método híbrido de elemento finito y de frontera para la evaluación de la respuesta sísmica de muros de retención", Tesis Maestría, UNAM FI, México D.F., (2002).

Braja, M D, "Fundamentos de ingeniería geotécnica", Ed. Thomson Learning, México D.F., (2001).

Cementos Mexicanos (Cemex), "Relleno fluido", Catálogo de fichas técnicas, México D.F., (2003).

Cementos Mexicanos (Cemex), "Relleno fluido", Construcción y tecnología, IMCYC, Revista no. 147, Vol. 13, México D.F., (2000).

Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.), "Manual de diseño de obras civiles", México D.F., (1993).

Comité American Concrete Institute, ACI 229R, "Controlled Low Strength Materials (CLSM)", Materials and general properties of concrete, Manual of concrete practice, Part 1, ACI, Farmington Hills, (2000).

Comité American Concrete Institute, ACI 116R, Cement and Concrete Terminology, Materials and general properties of concrete, ACI, (1999).

De la Cruz, R M, "Materiales de baja resistencia controlada (relleno fluido)", Tesis Licenciatura, UAEM FI, México, 2001.

De la Fuente, L E, "Suelo cemento", IMCYC, México, (1995).

Franklin, A G y Chang, F K, "Earthquake resistance of Earth and rockfill dams", Miscellaneos Paper, Soils and Pavements Lab., US Army Engineering Waterways Experiment Station, (1977).

Garnica, A P y Rodríguez, S H, "Un proyecto de investigación: Análisis estático de esfuerzos de una presa con losa de concreto, por el método de elementos finitos", Tesis Licenciatura, UNAM FI, México, (1987).

Gazetas, G, "Foundation vibrations", Foundation Engineering Handbook, Ed. H Y Fang, New York, (1991).

Grace construction products, "Darafill, aditivo para rellenos de baja densidad", Barcelona, (2001).

Holtz, W G y Hansen K D, "The use of compacted soil-cement in water control structures", 12° Congreso de grandes presas, Mexico, (1976).

Ishii, Y, Arai, H y Tsuchida, H, "Lateral earth pressure in an earthquake", Proceedings 2<sup>nd</sup> World Conf on Earthquake Engineering, Japón, Vol. 1, (1960).

Jaramillo, P D, "Relleno fluido, el nuevo material que reemplaza las bases granulares", Asocreto, Revista no. 51, Colombia, pp. 64-67, (1999).

Juárez, B y Rico, R, "Mecánica de suelos", Ed. Limusa, 2ª ed, T-2, México D.F., pp. 117 – 157, (2000).

Kosmatka, S, "Relleno fluido", Lechadas cementantes e inyecciones de lechada, IMCYC, México D.F., pp. 33 – 34, (1999).

Martínez, V A, "Morteros fluidos o de densidad controlada", Argentina, 2000.

Matallana, R R, "Rellenos de densidad controlada", ICPC, Revista no. 82, Colombia, pp. 9-12, (1998).

Matsuo, H y O'Hara, S, "Lateral earth pressure and stability of quay wall during earthquakes", Proceedings 2<sup>nd</sup> World Conf on Earthquake Engineering, Japón, (1960).

Mononobe, N y Matsuo, H, "On the determination of earth pressures during earthquakes", Proceedings World Engineering Congress, Japan, (1929).

Nandakumaran, P, "Behavior of retaining walls during earthquakes", on Earthquake Engineering, Jai Krishna 60<sup>th</sup> Anniversary Volume, Edit. Indian Soc of Earthq Techn, Sarita Prakashan, India, (1975).

Newmark, N M, "Effects of Earthquakes on dams and embankments", Geotechnique, vol. 15, (1965).

Newmark, N M, y Rosenblueth, E, "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice Hall, N.J., (1971).

Norma American Society of Testing Materials, ASTM C 31 Standard practice for making and curing concrete test specimens in the field, (2003).

Norma American Society of Testing Materials, ASTM C 33 Standard specification for concrete aggregates, (2003).

Norma American Society of Testing Materials, ASTM C 94 Standard specification for ready – mixed concrete, (2003).

Norma American Society of Testing Materials, ASTM C 143 Standard test method for slump of hydraulic cement concrete, (2003).

Norma American Society of Testing Materials, ASTM C 150 Standard specification for Portland cement, (2001).

Norma American Society of Testing Materials, ASTM C 192 Standard practice for marking and curing concrete test specimens in the laboratory, (2002).

Norma American Society of Testing Materials, ASTM C 403 Standard test method for time of setting of concrete mixtures by penetration resistance, (1999).

Norma American Society of Testing Materials, ASTM C 939 Standard test method for flow of grout for preplaced – aggregate concrete (flow cone method), (2002).

Norma American Society of Testing Materials, ASTM D1883 Standard test method for CBR (California Bearing Ratio) of laboratory – compacted soils, (1987).

Norma American Society of Testing Materials, ASTM D 4832 Standard test method for preparation and testing of controlled low strength material (CLSM) test cylinders, (2002).

Norma American Society of Testing Materials, ASTM D 6103 Standard test method for flow consistency of controlled low strength material, (1997).

Norma Mexicana, NMX C 156 Determinación del revenimiento en el concreto, (1997).

Norma Mexicana, NMX C 122 Agua para concreto – especificaciones, (2004).

Norma Oficial Mexicana, NOM C 1 Cemento Portland.

Norma Técnica Colombiana, NTC 273 Método de ensayo para la elaboración y ensayo de cilindros de relleno fluido, (2001).

Okabe, S, “General Theory of Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam”, Journal of the Japan Society of Civil Engineering, Vol. 12, (1926).

Quintanilla, C, “Rellenos fluidos de resistencia controlada RFRC (lodocreto)”, ISCYC, Revista no. 18, El Salvador, pp. 18-22, (2000).

Richards, R y Elms, D, “Seismic Behavior of gravity retaining walls”, Proceedings ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering División, (1979).

Rico, R y Del Castillo, H, “La Ingeniería de suelos en las vías terrestres”, Ed. Limusa, Vol. 1, México D.F., pp. 235 – 276, (2001).

Ríos, G M y Gutiérrez, S C, “Estructuras de suelo cemento”, XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SLP México, (1990).

Rodríguez, J, “Los rellenos de densidad controlada fabricados con darafill”, Cemento hormigón, Revista no. 774, España, pp. 1034 – 1039, (1997).

Rodríguez, J A, “Relleno fluido, un material para obras de infraestructura”, IMCYC, Revista no. 143, Vol. 13, México D.F., (2000).

Rosenblueth, E, "Soil and rock mechanics in earthquake engineering", Proceedings DMSR 77, Karlsruhe, Vol. 3, (1977).

Sánchez-Sesma, F J y Esquivel, J A, "Ground motion on alluvial valleys under incident plane SH waves", pp. 1107-1120, (1979).

Sánchez-Sesma, F J y Rosenblueth, E, "Ground motion at canyons of arbitrary shape under incident SH waves", Earthquake Engineering Structural Dynamics, pp. 441-450, (1979).

Scott, R F, "Earthquake induced earth pressure of retaining walls", Proceedings 5<sup>th</sup> World Conference on Earth Engineering, Vol. 2, Roma, (1974).

Seed, H B y Whitman R V, "Design of earth retaining structures for dynamics loads", Conference Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Speciality Conference, ASCE, (1970).

Tajimi, H, "Dynamic earth pressure on basement wall", Proceedings 5<sup>th</sup> World Conf on Earthq Engineering, Roma, Vol. 2, (1974).

Tayabji, S D, Nussbaum, P I y Ciolko, A T, "Evaluation of heavily loaded cement stabilized bases, (1982).

Vivar, R G, "El suelo cemento autocompactado (SCA)", XIII Congreso nacional de Ingeniería Civil, IDPP, ICG, Perú, (2001).

Página de internet:

[http://www.sika.com.ar/tecnologia/tecno\\_rincon\\_relleno.html](http://www.sika.com.ar/tecnologia/tecno_rincon_relleno.html)