



624.152
CAM

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

TEMA:

"ESTUDIO COMPARATIVO DE DIFERENTES SISTEMAS DE APUNTALAMIENTO DE EXCAVACIONES PROFUNDAS EN LOS SUELOS BLANDOS DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL"

TESIS DE GRADO

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentada por:

Melida Alexandra Camacho Monar

Guayaquil - Ecuador

1993



AGRADECIMIENTO

Al Ing. Agustín Serrano, Director de Tesis, por su ayuda y colaboración para la realización de éste trabajo; Al Ing. Jorge Murillo por su ayuda, tanto en lo intelectual, como en lo espiritual para la realización de ésta investigación, Al Ing. Julio Rodríguez por haber compartido sus conocimientos con mi persona.

TESIS DE GRADO

Previa a la obtención del título

de INGENIERO CIVIL



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

Presentada por:

Mónica Alejandra Carricho Moya

Guayaquil - Ecuador

1993

DEDICATORIA

BIBLIOTECA



**FACULTAD DE ING.
EN CIENCIAS DE LA TIERRA**



**BIBLIOTECA FICT
ESPOL**

A MI PADRE CELESTIAL

A MIS PADRES

DECLARACION EXPRESA

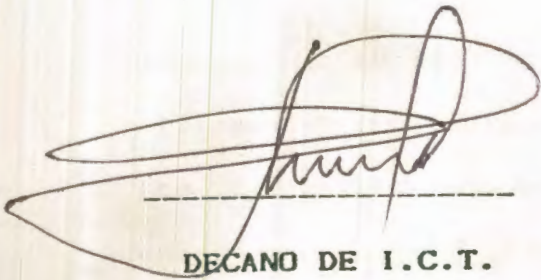
"La responsabilidad por los hechos, ideas y doctrinas expuestos en ésta tesis, me corresponden exclusivamente; y, el patrimonio intelectual de la misma, a la ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL".

(Reglamento de Exámenes y Titulos profesionales de la ESPOL).

MELIDA ALEXANDRA CAMACHO



BIBLIOTECA FICT
ESPOL



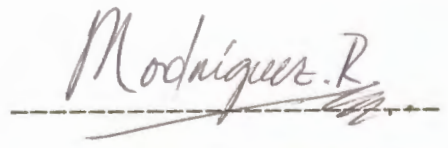
DECANO DE I.C.T.



ING. AGUSTIN SERRANO
DIRECTOR DE TESIS



MIEMBRO DEL TRIBUNAL



MIEMBRO DEL TRIBUNAL



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

RESUMEN

La presente investigación tiene como finalidad realizar un estudio técnico económico comparativo de diferentes sistemas de apuntalamiento en excavaciones profundas en los suelos blandos de la ciudad de Guayaquil y diseñar una pantalla de H. Pretensado que reemplaze con ciertas ventajas al pilote de mangle que es cada vez más escaso.

Para el análisis se han escogidos tres Sistemas de Apuntalamiento:

1. Sistema de Apuntalamiento con pilotes de mangle,
2. Sistema de Apuntalamiento con pantalla de hormigón armado y,
3. Sistema de Apuntalamiento con pilotes de hormigón pretensado.

Los dos primeros son utilizados generalmente en el medio y el tercero una alternativa propuesta como medio de reemplazo.

El estudio comparativo realizado involucra un análisis de la estabilidad, diseño estructural y un análisis económico de cada sistema de apuntalamiento propuesto.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

INDICE GENERAL

	PAG.
RESUMEN.....	VI
INDICE GENERAL.....	VII
INDICE DE FIGURAS.....	X
INDICE DE ABREVIATURAS.....	XV
INDICE DE TABLAS.....	XX
INTRODUCCION.....	21



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

CAPITULO I

INTRODUCCION.....	22
1.1 ALCANCE DEL TRABAJO.....	22
1.2 DESCRIPCION DE DIFERENTES TIPOS DE EXCAVACIONES.....	24
1.3 DESCRIPCION DE DIFERENTES SISTEMAS DE APUNTALAMIENTO.....	30
1.3.1 Sistemas Temporales.....	30
1.3.2 Sistemas Permanentes.....	46
1.4 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES GEOMECAICAS DEL SUELO BLANDO ESCOGIDO.....	73
1.5 SELECCION DE ALTERNATIVAS.....	79

CAPITULO II

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES..	81
2.1 CONDICIONES CRITICAS DE FALLA.....	81
2.2 ESTABILIDAD LOCAL: PRESIONES TEORICAS DE LOS SUELOS: PRESIONES TEORICAS.....	83
2.2.1 Empuje en Reposo.....	83
2.2.2 Empuje Activo.....	86
2.2.3 Empuje Pasivo.....	89
2.2.4 Empuje debido a Sobrecargas en los Bordes de la Excavación.....	91
2.2.5 Estabilidad Local.....	98
2.3 LEVANTAMIENTO DEL FONDO.....	110
2.4 FALLA GENERAL.....	118
2.5 FALLA POR FLUJO PLASTICO.....	124



CAPITULO III

BIBLIOTECA FICT
ESPOL

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS DIFERENTES SISTEMAS PROPUESTOS.....	131
3.1 PRESIONES DE DISEÑO.....	131
3.2 DISEÑO DE LA PANTALLA.....	150
3.3 DISEÑO DE VIGAS.....	179
3.4 DISEÑO DE PUNTALES.....	186

CAPITULO IV

MOVIMIENTOS DE LOS SISTEMAS DE APUNTALAMIENTO	201
4.1 DIFERENTES FACTORES QUE INFLUYEN EN EL MOVIMIENTO DE LOS SISTEMAS DE APUNTALAMIENTO.....	201
4.2 MAGNITUD Y DISTRIBUCION DE LOS DESPLAZAMIENTOS.....	204
4.3 CONTROL DE LOS MOVIMIENTOS POR DISEÑO ITERATIVO.....	206
4.3.1 Método Empírico.....	206
4.3.2 Métodos Semi-empíricos.....	209

CAPITULO V

ESTUDIO ECONOMICO COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS ESTUDIADOS.....	231
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	260
BIBLIOGRAFIA.....	263

INDICE DE FIGURAS

FIGURA #	DESCRIPCION	PAG.
CAPITULO I		
1.1	Esquema de excavación profunda y angosta.	
1.2	Esquema de excavación ancha y profunda.	
1.3	Partes fundamentales de un sistema de apuntalamiento.	
1.4	Esquema de un sistema de apunt. utilizando tirantes de anclaje.	
1.5	Tablestacas Metálicas.	
1.6	Soldier Pile y encofrado de madera	
1.7	Espaciamiento entre Tablero de la Pared Vertical.	
1.8	Pilotes de Madera.	
1.9	Pilotes de pequeño y gran diámetro	
1.10	Soldier Pile y Hormigón Armado y Lanzado.	
1.11	Pilotes de Hormigón prefabricado y pared de Hormigón Armado fundido en sitio.	
1.12	Tablestacas de concreto, Formas Típicas de juntas. Biselado en punta.	



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

FIGURA #	DESCRIPCION	PAG.
1.13	Tablestacas de Concreto.	
1.14	Excavación y estabilización de trinch. mediante lodo bentonítico.	
1.15	Colocación de la malla de refuerzo	
1.16	Proceso de vaciado del concreto.	
1.17	Diferentes etapas de construcción.	
1.18	Muros Guías.	
1.19	Sistema Panosol, (Soletanche, Francia).	
1.20	Método propuesto por la compañía Bachy Enterprise, Francia.	
1.21	Excavación en dos etapas.	
1.22	Excavación en una etapa, secuencia constructiva de la pared o muro vertical.	
1.23	Ubicación de sondeos mecánicos.	
1.24	Correlación estratigráfica de las perforaciones en un corte A - A'.	

CAPITULO II

2.1	Condición de esfuerzos en un elemento de suelos a prof. Z.
2.2	Distribución de empuje activo.
2.3	Tendencia real del Movimiento de la pared de apuntalamiento.



**BIBLIOTECA FICT
ESPOL**

FIGURA #

DESCRIPCION

PAG.

- 2.4 Distribución de empuje pasivo.
- 2.5 Esfuerzos producidos por la acción de una carga puntual.
- 2.6 Esfuerzos producidos por la acción de una carga lineal uniforme.
- 2.7 Esfuerzos laterales sobre una pared rígida debido a una carga irregular en la superficie.
- 2.8 Esfuerzo laterales producidos por la acción de una sobrecarga de ancho B y longitud infinita.
- 2.9 Esquema de empujes solicitantes.
- 2.10 Nivel 1 de Excavación (Cota -6 m.)
- 2.11 Diagrama de Presiones para el cálculo de la estabilidad.
- 2.12 Dimensionamiento de la excavación
- 2.13 Factores de capacidad de carga para el análisis de una falla local por levantamiento de fondo.
- 2.14 Falla General.
- 2.15 Factor de Seguridad para prevenir la Falla por Flujo Plástico.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

FIGURA #

DESCRIPCION

PAG.

CAPITULO III

- 3.1 Pequeños desplazamientos en la parte superior del sistema de Apuntala.
- 3.2 Cargas sobre los puntales.
- 3.3 Variación de cargas en puntales en función de los probl. constructivos.
- 3.4 Presiones aparentes para suelos estratificados.
- 3.5 Diagrama de presiones aparentes de Peck.

CAPITULO IV

- 4.1a Rango de deformaciones en Muro Rígido.
- 4.1b Rango de deformaciones en Muro Flexible.
- 4.2 Distribución de los desplazamientos en el suelo exterior a la pantalla en Arenas.
- 4.3 Levantamiento del fondo.
- 4.4 Gráfico para estimar máximos movimientos laterales (δ_{HM}) del muro y asentamientos superficiales del



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

FIGURA #	DESCRIPCION	PAG.
	suelo para sist. de apuntalamiento en arcilla.	
4.5	Perfil de los movimientos laterales del suelo detrás del sistema de apuntalamiento (δ_v / δ_{HN}) en arcillas.	
4.6	Asentamientos del suelo (δ_v) detrás de la pantalla en arcillas (Mana y Clough).	
4.7	Curva de Asentamientos adyacente a la Pantalla con Pil. de Mangle.	
4.8	Curva de Asentamientos adyacente a la Pantalla con Pil. de H. Preten.	
4.9	Curva de Asentamientos adyacente a la Pantalla de H. Armado.	
4.10	Curva de Asentamientos adyacente a la Pantalla con Pil. de H. Preten.	



BIBLIOTECA FICT
ESPOL



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

INDICE DE ABREVIATURAS

A	=	Area de la sección transversal de la viga.
A _b	=	Area de una varilla individual (cm ²).
A _s	=	Area del acero de refuerzo en la zona de tensión.
A _{s, min}	=	Area de acero minima requerida según el código ACI.
A _p	=	Area del refuerzo presforzado en la zona de tensión.
a	=	Punto de corte 0.
B	=	Ancho de la excavación.
b	=	Ancho del pilote de H. Pretensado.
C _s (Su)	=	Resistencia al corte no drenada de la arcilla.
C _o	=	Resistencia al corte promedio, en el fondo de la excavación.
CL	=	Cortante del suelo debido a cohesión.
c	=	Cohesión.
D	=	Profundidad de Penetración.
D	=	Distancias variables en el trasdós de la pantalla.
d	=	Altura útil de la viga.
E _c	=	Módulo de elasticidad del concreto.
E _m	=	Módulo de elasticidad del mangle.
E _I	=	Rigidéz a flexión de la Pantalla.

F_a	=	Esfuerzo axial permisible en ausencia de momentos flectores.
F.S.	=	Factor de Seguridad.
F_T	=	Fuerza de Tensión.
f	=	Razón de esfuerzo cortante.
f	=	Esfuerzo de Flexión.
f_b	=	Esfuerzo de flexión permisible.
$f_{b \max}$	=	Esfuerzo de flexión máximo permisible.
f'_c	=	Resistencia a la compresión especificada del concreto, Kg/cm ² .
f_y	=	Resistencia a la fluencia especificada del acero no presforzado, Kg/cm ² .
f_1	=	Esfuerzo de flexión en el concreto sometido a Tensión.
f_2	=	Esfuerzo de flexión en el concreto sometido a Compresión.
f_s	=	Esfuerzo en el acero no presforzado.
$f_{p u}$	=	Resistencia última a tensión del acero de presfuerzo.
H	=	Profundidad.
$H_{s v e}$	=	Espaciamiento promedio vertical entre puntales.
H_s	=	Cortante resistente del Muro.
h	=	Peralte total del elemento.
I	=	Momento de Inercia.
I_o	=	Momento de Inercia del elemento del elemento metálico (Perfil L).

K_a	=	Coefficiente del empuje activo.
K_o	=	Coefficiente del empuje en reposo.
K_p	=	Coefficiente del empuje pasivo de suelos.
L	=	Longitud de la pantalla o pilote.
L	=	Longitud de la excavación.
l_d	=	Longitud de desarrollo.
l_{iz}	=	Longitud de izado.
M	=	Momento debido a las cargas de diseño aplicadas en una sección.
M_1^-	=	Momento negativo en la cara del primer apoyo interior.
M_1^+	=	Momento positivo en el primer claro interior.
M_2^-	=	Momento negativo en la cara del segundo apoyo interior.
M_2^+	=	Momento positivo en el segundo claro interior.
M_s	=	Momento resistente teórico. Kg-m.
M_u	=	Momento resistente nominal.
M_u'	=	Momento último de diseño.
N	=	Número de estabilidad.
N	=	Número de pilotes por metro.
N_c	=	Factor de capacidad de carga.
P_{ar}	=	Empuje activo teórico.
P	=	Fuerza en el acero de presfuerzo.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

P_r	=	Fuerza resultante que absorbe el puntal.
$P_{r, 1, 2, 3}$	=	Fuerzas horizontales que absorben los puntales debido a las presiones del terreno, puntal y viga.
P_v	=	Peso volumétrico del concreto (T/m^3).
p_a	=	Presión Activa
pa^s	=	Presión Activa en la superficie del estrato.
pa^f	=	Presión Activa en el fondo del estrato.
p_p	=	Presión Pasiva.
\bar{p}_a	=	Empuje neto.
pa^T	=	Empuje activo total.
$q (q_u)$	=	Carga uniformemente distribuida sobre el área adyacente a la excavación.
R	=	Radio.
R	=	Resultante de las presiones de diseño.
$R_{1, 2, 3}$	=	Reacciones de los puntales.
R_p	=	Empuje activo de diseño.
R_T	=	Fuerza Total que equivale al área total del diagrama de presiones.
S	=	Módulo de sección.
s	=	Distancia entre puntales.
T	=	Profundidad desde el fondo de la excavación hasta el suelo firme.
V_u	=	Fuerza cortante última.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

v_u	=	Esfuerzo cortante último.
v_c	=	Resistencia nominal al cortante (fuerza), proporcionada por el concreto.
W_u	=	Carga de diseño.
W_r	=	Peso de la masa de suelo.
w	=	Presión de Diseño.
y	=	Distancia de la fibra más alejada de compresión al eje neutro.
Z	=	Profundidad de excavación.
γ_w	=	Peso unitario del agua.
γ_m	=	Peso específico del material.
γ_r	=	Peso unitario total del suelo.
σ_h	=	Esfuerzo efectivo horizontal.
σ_v	=	Esfuerzo efectivo a una profundidad H .
σ_v'	=	Esfuerzo efectivo vertical.
σ_p'	=	Empuje pasivo.
ϕ	=	Angulo de fricción interna.
δ_{HH}	=	Movimiento lateral máximo de la pantalla.
δ_v	=	Asentamiento del suelo detrás de la pantalla.
δ_{vH}	=	Asentamiento Máximo de suelo adyacente a la pantalla.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL



INDICE DE TABLAS

BIBLIOTECA FICT
ESPOL

TABLA #	DESCRIPCION	PAG.
CAPITULO I		
1.1	Valores Críticos de Parámetros Geomecánicos.	
CAPITULO II		
2.1	Valores de K_0 según Terzaghi y Peck.	
2.2	Factores de Seguridad obtenidos según Terzaghi y Bjerrum.	
CAPITULO V		
5.1	Cantidad Total Acero Estructural (Perfiles).	
5.2	Cantidad Total Acero (Varillas).	
5.3	Cantidad Total Acero Estructural (Perfiles).	
5.4	Cantidad Total Acero (Varillas).	
5.5	Cantidad Total Acero Estructural	
5.6	Cantidad Total Acero (Varillas).	
5.7	Cantidad Total Acero Estructural (Perfiles).	
5.8	Cantidad Total Acero (Varillas).	
5.9	Resultados de Costos de los sistemas estudiados.	



INTRODUCCION

BIBLIOTECA FICT
ESPOL

La ciudad de Guayaquil, se encuentra localizada en la parte baja de la Cuenca del Río Guayas, en el Vértice del Estuario, que éste forma al desembocar al Océano Pacífico. (3)

Los suelos donde se encuentra asentada la ciudad de Guayaquil, son generalmente suelos blandos, cuya característica es la alternancia de estratos de arcilla con arenas finas poco resistentes.

La necesidad de controlar los empujes de tierra que se producen en las excavaciones para la implantación de los edificios hace imprescindible la utilización de un apropiado sistema de apuntalamiento.

El objetivo de ésta investigación es realizar un análisis técnico - económico de un sistema de apuntalamiento, no utilizado en el medio, como es el sistema de apuntalamiento con pilotes de Hormigón Pretensado, y recomendarlo como sustituto ideal de los sistemas de apuntalamiento que se aplican en la actualidad, puesto que éstos están adquiriendo grandes desventajas, tanto en el aspecto económico, como la influencia negativa en el ecosistema y el Medio Ambiente.

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 ALCANCE DEL TRABAJO

En la actualidad el tipo de sistema de apuntalamiento comunmente usado en excavaciones poco profundas (-6 m) en nuestro medio, es aquel compuesto por pilotes de mangle, pero la utilización indiscriminada del manglar ha hecho que su tala esté contribuyendo a que se produzca un impacto negativo en el medio ambiente. En un intento de resolver este problema, se ha propuesto el diseño de un pilote que cumpla con las características técnicas que ofrece el mangle como son; alta resistencia de columna, resistencia a la flexión, capacidad para manejarlos e hincarlos y bajo costo inicial, de ésta manera se ha propuesto el diseño de pilotes de Hormigón Pretensado, como un sustituto ideal.

Para excavaciones profundas esto es a una cota desde los - 9 m., donde el mangle ya no es eficiente, se acostumbra usar en nuestro medio un sistema de apuntalamiento con pantalla de hormigón armado o pilotes prebarrenados de hormigón armado, pero resultan extremadamente costosos, proponiendo en éste

estudio como alternativa de reemplazo al pilote de Hormigón Pretensado.

En ambos casos se realizará un estudio comparativo del análisis de la estabilidad, diseño estructural y un análisis económico de cada sistema de apuntalamiento propuesto, teniendo como meta probar las ventajas que ofrecen los pilotes de hormigón pretensado, tanto en el aspecto técnico, como las ventajas económicas que representarían implantarlos en el medio.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

1.2 DESCRIPCION DE DIFERENTES TIPOS DE EXCAVACIONES

En el arte de la ingeniería de cimentaciones uno de los problemas más comunes es el empuje de tierra que se produce en las excavaciones para la implantación de los edificios, el cual tiene que ser controlado mediante un apropiado sistema de apuntalamiento.

Todo sistema de apuntalamiento consta de tres partes fundamentales:

- Pared o muro vertical
- Vigas horizontales a diferentes niveles que bordean el perímetro de la excavación, y
- Puntales sobre los que descansan las vigas.

En los esquemas siguientes se muestran las partes constitutivas de algunos sistemas de apuntalamiento, dependiendo del ancho y profundidad de la excavación; así como las edificaciones u obras civiles cercanas.

En la figura No. 1.1, se muestra el caso de una excavación profunda y angosta con edificaciones adyacentes, donde el sistema de apuntalamiento está constituido de Tablestacas Metálicas que forman la pared o muro vertical, así mismo se observa vigas



BIBLIOTECA FICTICIA
del ESPOL

horizontales a diferentes niveles bordeando el perímetro de la excavación, en donde se apoyan los puntales soportando las solicitaciones de ambos frentes de la excavación; estos puntales pueden ser apoyados directamente sobre las vigas.

Puede también darse el caso que uno de sus extremos se apoye sobre una placa de soporte, o se apoye en una forma directa sobre la tablestaca de acero dependiendo de las características estructurales de esta.

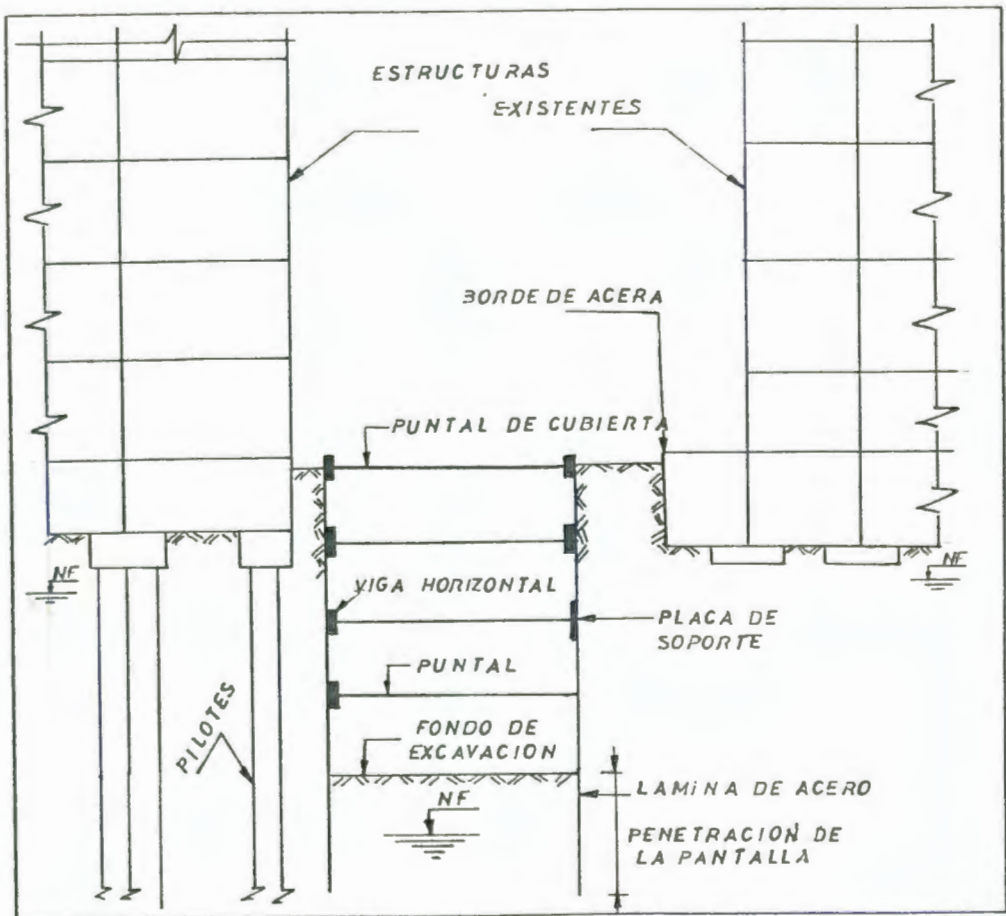


Figura 1.1 Esquema de excavación profunda y angosta

La figura 1.2, muestra una excavación ancha y profunda cuyo sistema de apuntalamiento consta de elementos auxiliares como son; postes, puntales inclinados, puntales transversales, elementos secundarios que ayudan a la conformación del sistema de apuntalamiento como elemento rigidizante.

Generalmente se construye un cimiento temporal en el fondo de la excavación que sirva como apoyo para los puntales inclinados o en su defecto se aprovecha la losa definitiva de la estructura.

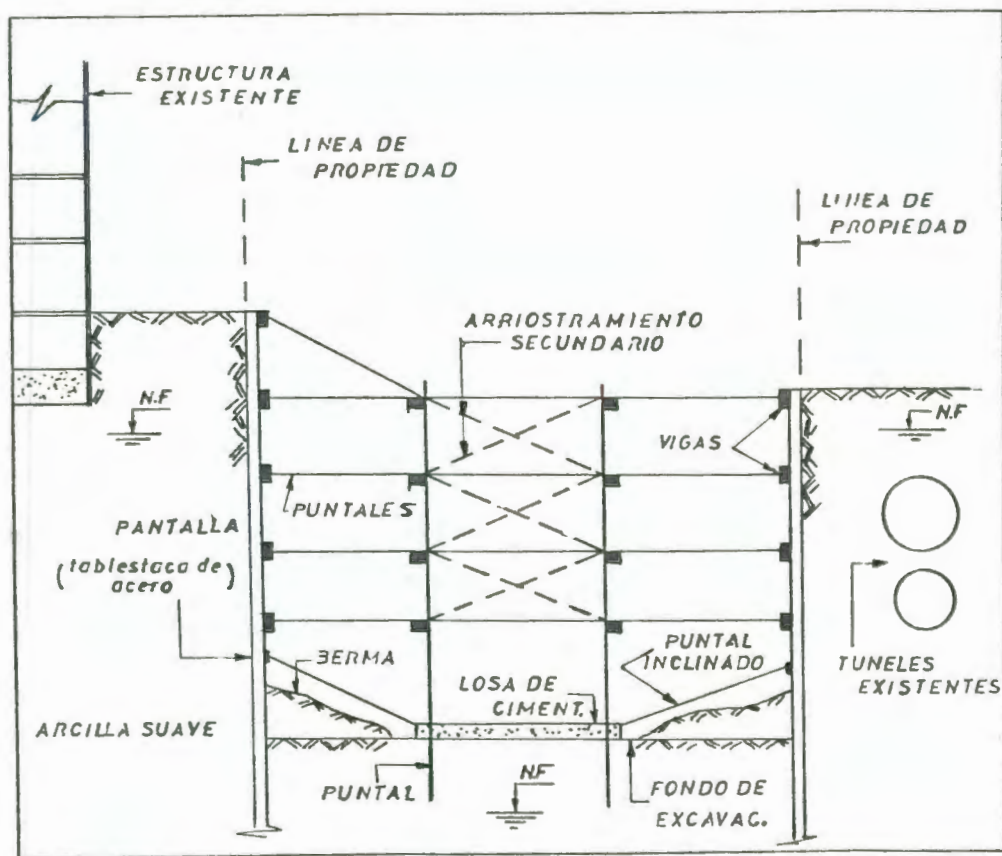


Figura 1.2 Esquema de excavación ancha y profunda

En la figura 1.3, se observa un esquema representativo de como se podría llegar al grado de seguridad anteriormente anotado, y nos ratifica las partes fundamentales de un sistema de apuntalamiento.

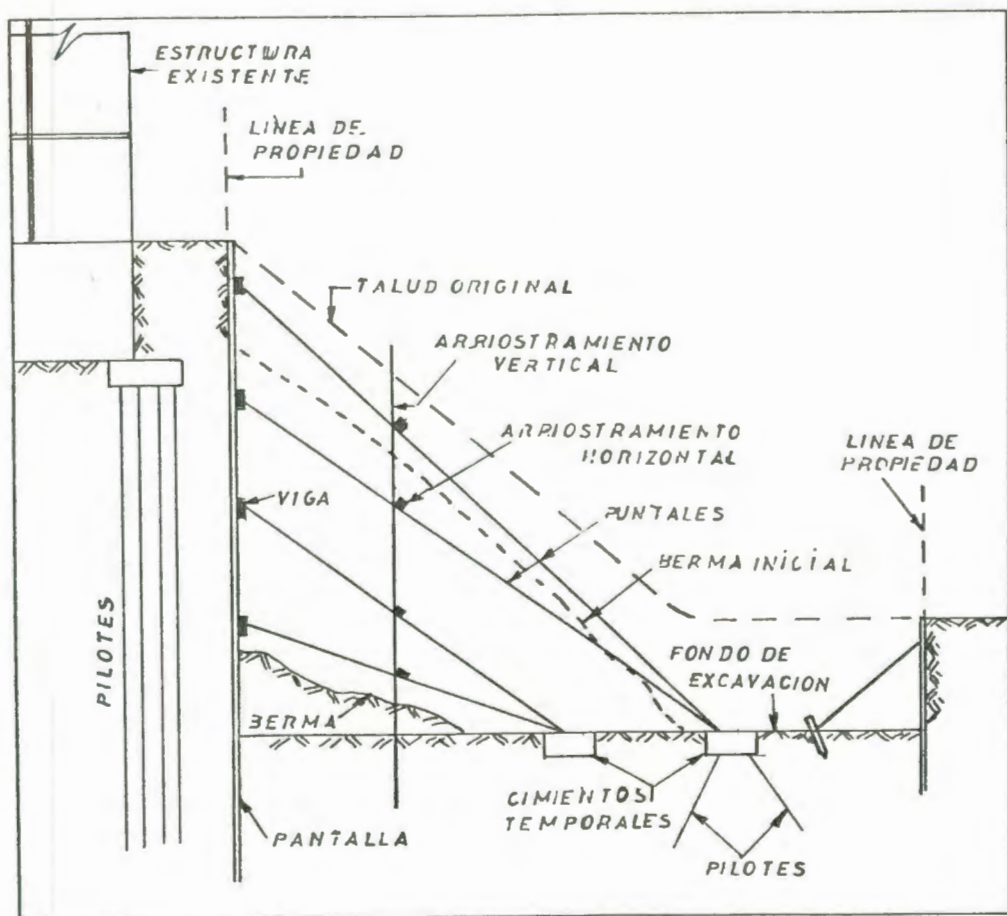


Figura 1.3 Partes fundamentales de un sistema de apuntalamiento.

En el caso de excavaciones extremadamente anchas o cortes en ladera la técnica ha venido desarrollando un sistema alternativo de apuntalamiento, el cual ha evolucionado desde la década de los treinta hasta la

actualidad convirtiéndolo en un sistema muy versátil y ampliamente utilizado, se trata de los Tie Backs o Tirantes de Anclaje, que debido a sus características constructivas se omiten toda clase de puntales dentro de la excavación, permitiendo mayor maniobrabilidad a obreros y maquinaria.

Los tirantes de anclaje son elementos metálicos que trabajan a tracción, donde uno de sus extremos se adhiere o se empotra a profundidad en el terreno buscando en lo posible suelos de características geomecánicas resistentes a las sollicitaciones ejercidas en su instalación, esto es en la etapa de pretensado.

Se distinguen tres partes fundamentales en los tirantes de Anclaje:

- Zona o bulbo de anclaje.
- Zona libre.
- Cabeza y placa de apoyo.

El objetivo principal de este sistema es mejorar las condiciones de equilibrio de una estructura, un talud o un frente de excavación.

El sistema de apuntalamiento de tie backs con sus partes fundamentales se describen esquemáticamente en la figura 1.4.

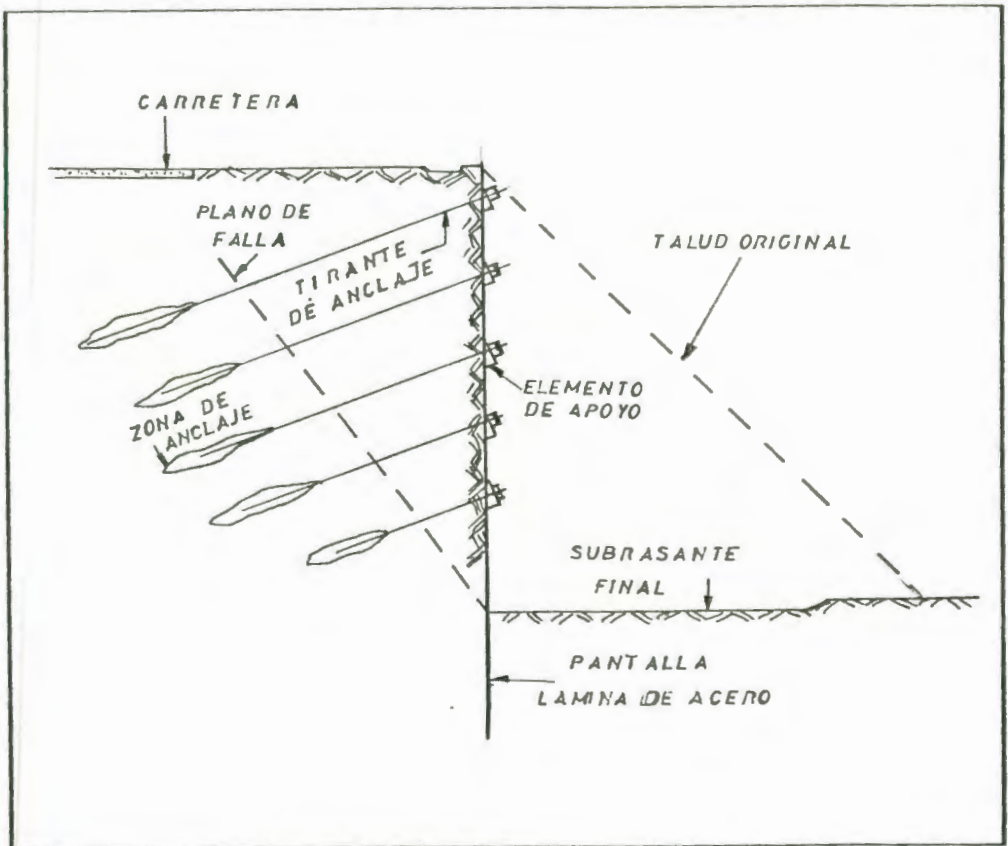


Figura 1.4 Esquema de un sistema de apuntalamiento utilizando tirantes de anclaje (Tie back).



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

1.3 DESCRIPCION DE DIFERENTES SISTEMAS DE APUNTALAMIENTO.

Los sistemas de apuntalamiento, se los puede clasificar en temporales y permanentes.

Los sistemas temporales, son aquellos que no forman parte de la estructura definitiva a construirse.

Los sistemas permanentes, son aquellos que van a formar parte de la estructura definitiva, pasando a ser elementos estructurales de ésta, con la capacidad de recibir cargas y poderlas transmitir a otros elementos.

1.3.1 Sistemas Temporales.

Los sistemas de apuntalamiento temporales que se utilizan en forma tradicional son:

a) Tablestacas Metálicas

Este se ha convertido a través del tiempo en un sistema tradicional debido a su amplia utilización en proyectos de gran magnitud.

Se lo utiliza fundamentalmente en suelos blandos, donde la presencia del nivel freático influye en el proceso constructivo de la excavación.

Para el proceso constructivo debe considerarse aspectos importantes antes del hincado, puesto que en muchos casos se han encontrado restos de cimientos antiguos de edificaciones, o diversos tipos de obstrucciones lo que amerita una preexcavación para el libre proceso de hincado de la tablestaca de acero.

Otro aspecto importante es el uso de grúas para la alineación y verticalidad del sistema de tablestacas.

De la misma manera durante el proceso de hincado se pueden utilizar diferentes tipos de ayuda para la penetración de la tablestaca, tales como, chorros de agua que remueven el suelo del fondo.

La fuerza motriz para el hincado de las tablestacas pueden ser de dos tipos diferentes; mediante martillos vibratorios

o en su defecto gatos hidráulicos si se quieren evitar el alto nivel de ruido que producen los martillos vibratorios.

El alto costo de las tablestacas metálicas y su reutilización en proyectos futuros hace que la actividad de remoción sea importante; se acostumbra a usar martillos vibratorios, gatos y pórticos A dependiendo de las dimensiones de la excavación.

En base a la gran experiencia obtenida a través del tiempo, del uso de este sistema, se han detectado aspectos positivos tales como una buena resistencia a la flexión para momentos reversibles, su flexibilidad reduce las presiones activas de ciertos suelos, posee una buena resistencia pasiva, es resistente al agua y se lo puede usar en una variedad de suelos blandos con equipos fácil de conseguir.

Este sistema también presenta desventajas debido a que no es completamente impermeable, permitiendo la penetración



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

del agua al interior de la excavación, y en muchos casos se producen derrumbes en suelos arenosos.

Otra desventaja es que permite desplazamientos del suelo debido a su alto grado de flexibilidad y, en ciertos casos, el costo inicial es alto.

La figura 1.5, muestra este sistema con sus respectivos elementos.

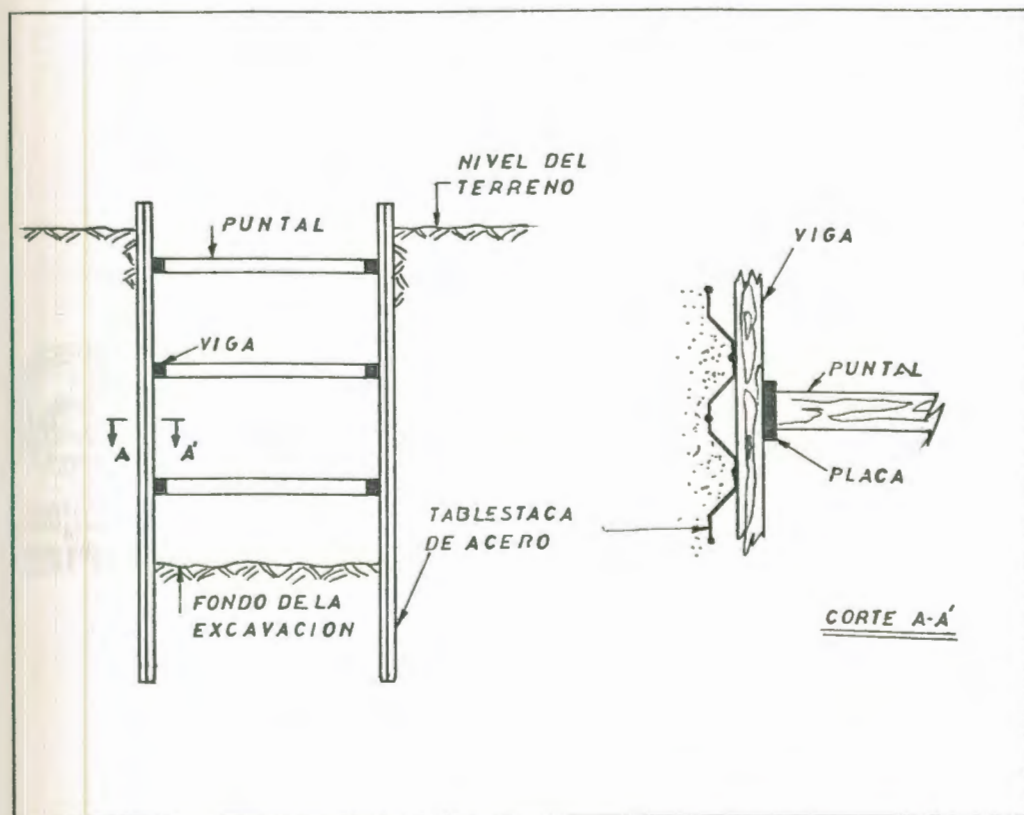


Figura 1.5 Tablestacas Metálicas.

b) Soldier Pile y Encofrado de Madera.

Los Soldier Pile son pilotes testigos que forman parte de la pared o muro vertical, pudiendo ser de diferentes características tanto en sección transversal (ver figura 1.6), como en el material constitutivo; una descripción mas detallada se realizará en el numeral 1.3.2 (Sistemas Permanentes).

Este sistema de apuntalamiento está constituido por una serie de pilotes hincados, que se alinean con una separación de 1 a 3 metros. Posteriormente se procede a la excavación y construcción de la pared vertical constituida de tablonces que se acuñan contra el suelo que está fuera del corte (ver figura 1.7). Un espaciamiento entre tablón y tablón de la pared vertical es importante para permitir el drenaje y disminuir las presiones que se ejercen sobre el sistema.

Alguna de las ventajas que ofrece el sistema son; la fácil instalación de los pilotes, los cuales pueden ser hincados o



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

construidos en sitio, hincados en forma rápida y con un nivel de ruido aceptable.

La pared vertical del muro se instala en una forma progresiva conforme avanza la excavación, lo que permite ir controlando el empuje activo del terreno.

Aspecto importante es el costo inicial el cual es relativamente bajo.

En base a la experiencia práctica del sistema, algunas desventajas se han detectado, las cuales el ingeniero debe tener presente:

- Poca resistencia pasiva bajo el nivel de excavación.
- Colocación cuidadosa del encofrado o tablonas para que el suelo no se desmorone, ya que este en muchos casos no evita la caída del terreno.
- Posible disminución de la cota del nivel freático con consecuencias negativas en los edificios adyacentes.

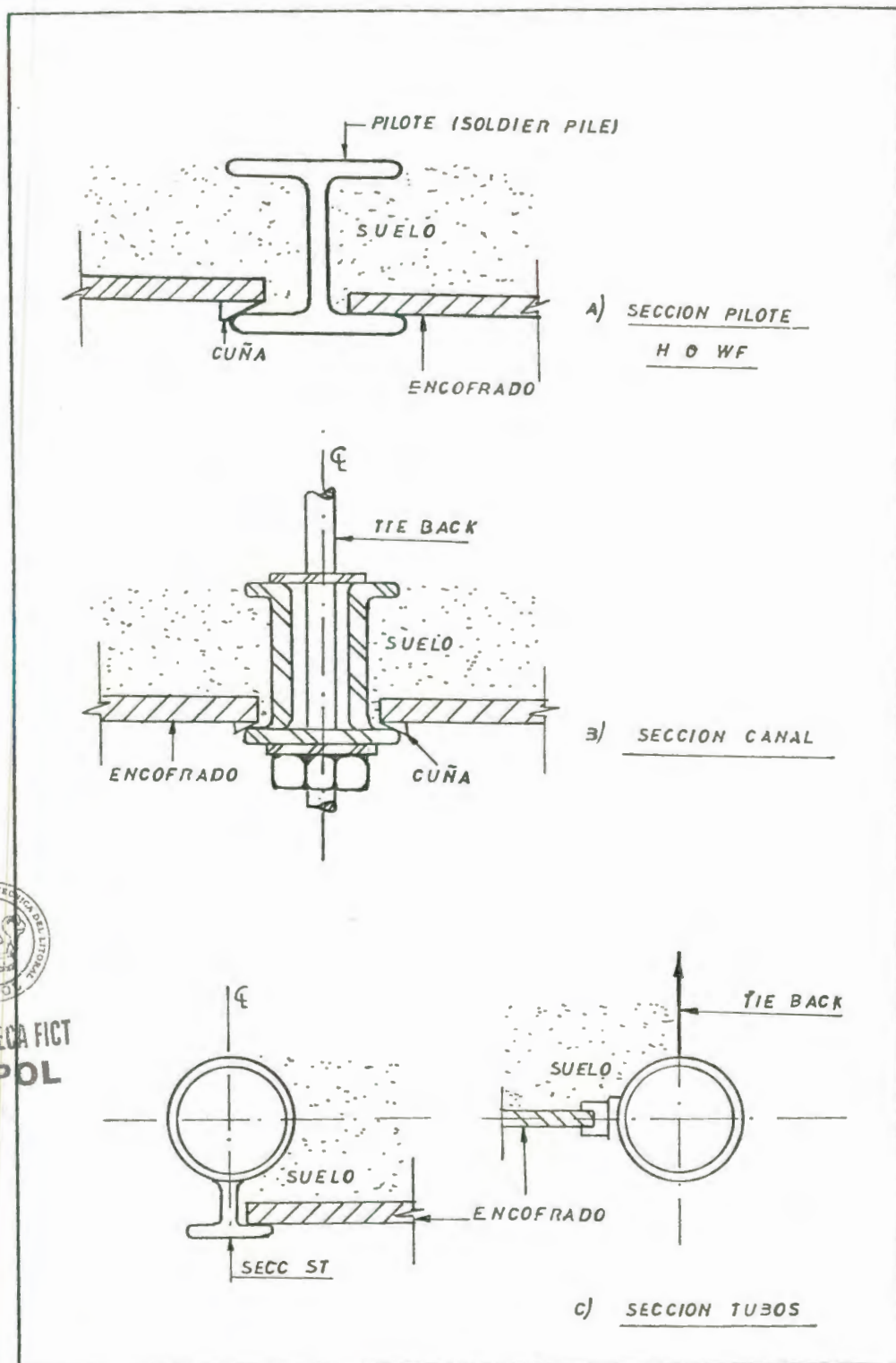


Figura 1.6 Soldier Piles y Encofrado de Madera.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

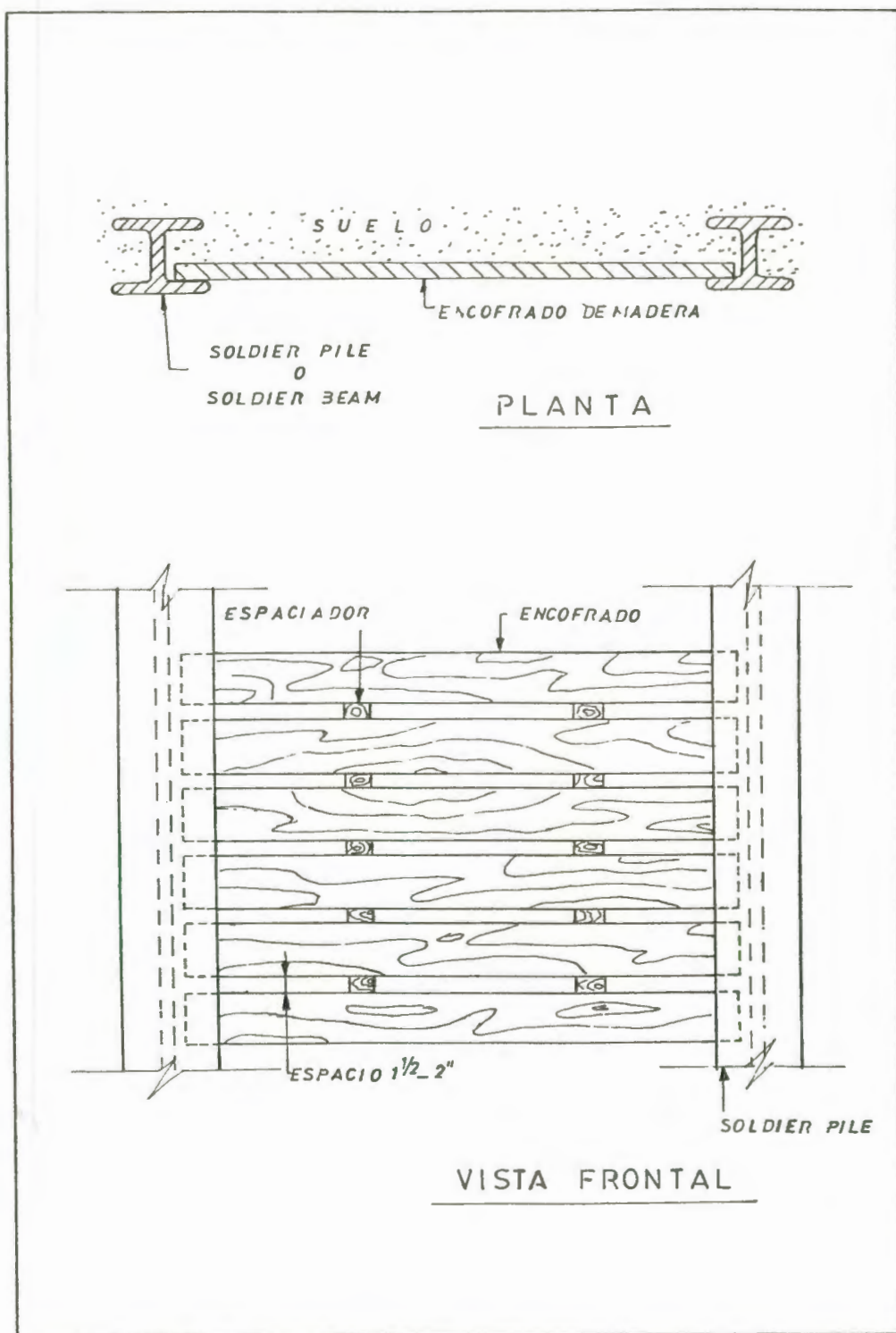


Figura 1.7 Espaciamiento entre Tablero de la Pared Vertical.

c) Pilotes Contiguos.

Los pilotes contiguos son miembros estructurales con área de sección transversal pequeña comparada con su longitud, los cuales se hincan uno a lado de otro formando de esta manera la pantalla o muro vertical.

Los pilotes contiguos pueden ser de madera, concreto fundido en sitio, elementos prefabricados y la técnica ha desarrollado los pilotes de concreto pretensados.

1. Pilotes de Madera.

Los pilotes que se utilizan generalmente en nuestro medio, son pilotes de madera de mangle que presentan una relativa flexibilidad y una adecuada resistencia al impacto lo que hace que sea un elemento idóneo para la utilización dentro de este sistema.

La hincas de pilotes sucesivos a lo largo del perímetro de la excavación forman la pared o muro vertical que se arriostran generalmente con vigas metálicas, los que a su vez sirven de apoyo para los puntales que descansan generalmente en el fondo de la excavación, en cimientos construídos en forma temporal, o miembros estructurales propios de la edificación.

El costo relativamente bajo de los pilotes de mangle y del proceso de la hincas constituyen un miembro del sistema de apuntalamiento mas barato por tonelada de carga. Sin embargo la utilización indiscriminada de estos pilotes han hecho que la tala del manglar esté contribuyendo a que se produzca un impacto negativo en el ecosistema.

La figura 1.8 muestra el sistema de apuntalamiento temporal de pilotes de madera.

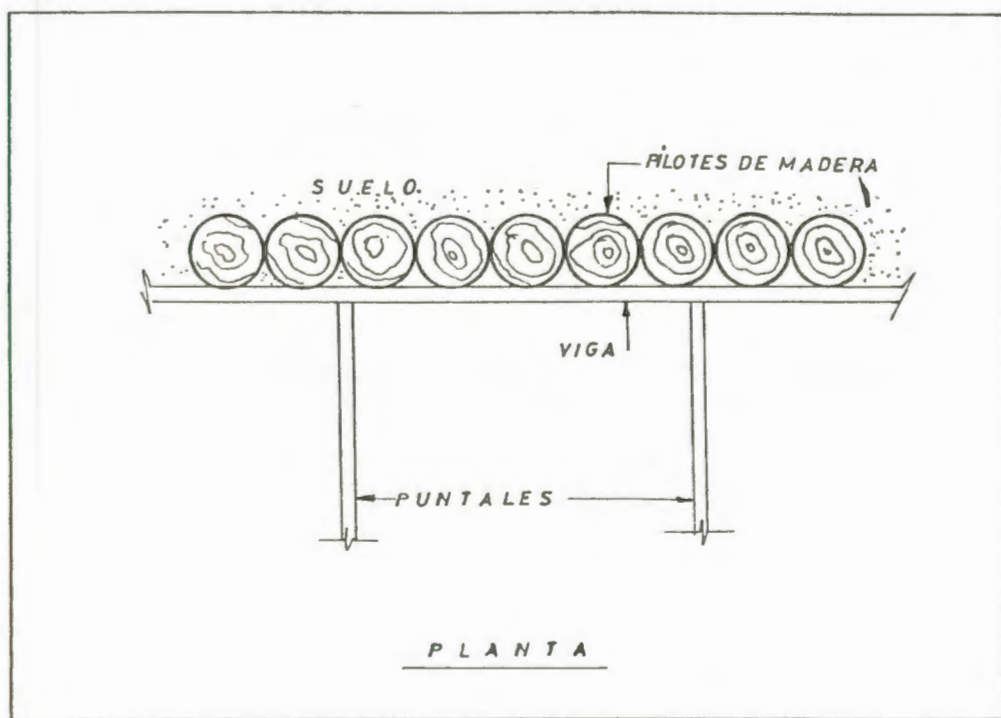


Figura 1.8 Pilotes de Madera.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

2. Pilotes de Concreto Reforzado.

Este tipo de apuntalamiento consiste en pilotes cilíndricos de hormigón que se construyen in situ formando la pared o muro vertical (figura 1.9); estos pilotes cilíndricos pueden estar distribuidos de dos maneras: pilotes de gran diámetro generalmente contiguos o secantes (ver figura 1.9a) y pilotes de pequeño diámetro generalmente tangentes (ver figura 1.9b).

Los pilotes de gran diámetro (30-48 pulgadas) se excavan usando o no camisa, luego se coloca el acero de refuerzo y finalmente se coloca el hormigón.

Los pilotes de pequeño diámetro (12-16 pulgadas) se forman alternadamente usando un taladro (Hollow Stem Auger).

A medida que el taladro es retirado se inyecta el grout que es una mezcla de

cemento, arena y agua. Luego se coloca el acero de refuerzo.

Las ventajas que ofrece este sistema es que todo el trabajo se lo hace antes de que empiece la excavación; presenta una buena resistencia pasiva, se utiliza poca mano de obra, posee un bajo costo inicial, se lo puede usar en suelos muy heterogéneos.

Aspectos negativos que se presentan en la instalación de este sistema, son fallas en la alineación, lo que permite que el suelo se desmorone y penetre a la excavación. No son impermeables en lo que respecta a los pilotes contiguos.

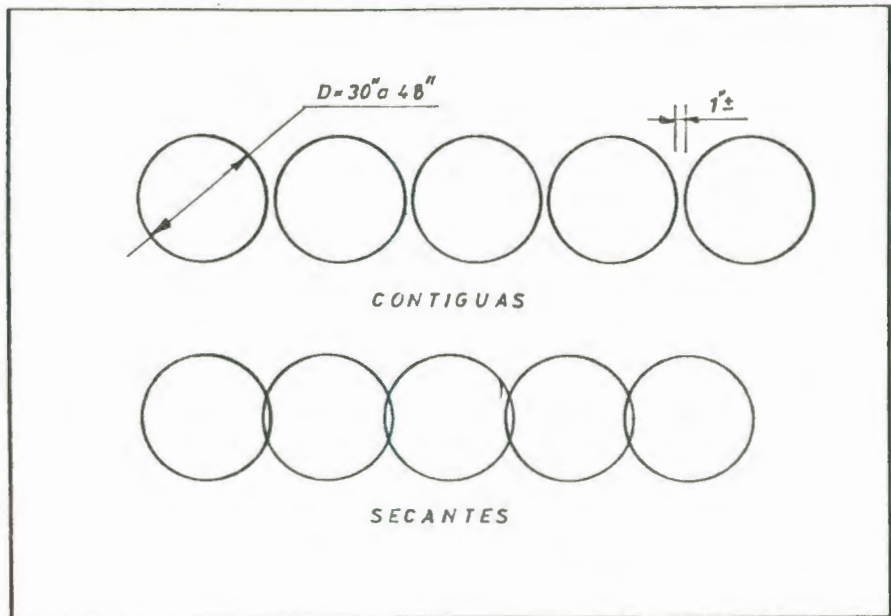


Fig. 9a Pilotes de gran diámetro generalmente contiguos o secantes.

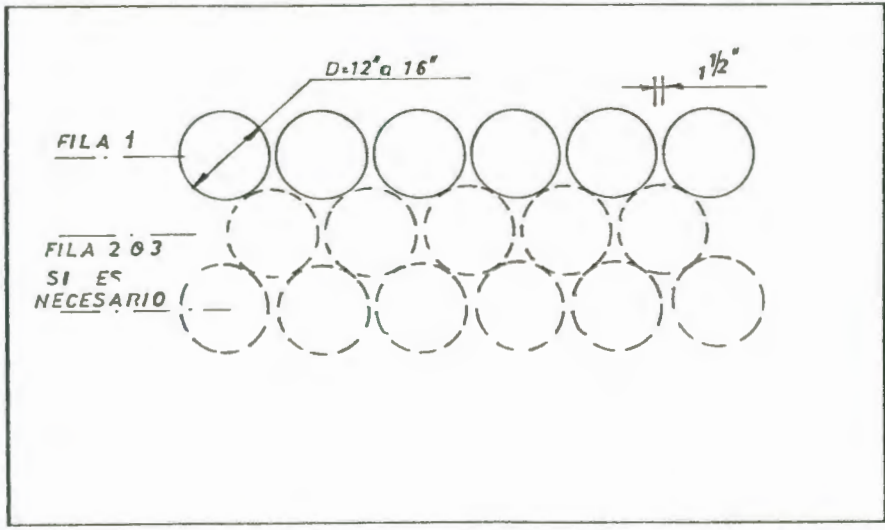


Fig. 9b Pilotes de pequeño diám. generalmente tangentes.

Figura 1.9 Pilotes de pequeño y gran Diámetro.

3. Pilotes de Concreto Pretensado.

La constante utilización en otros países de los pilotes de concreto pretensado en una gama abundante de obras ingenieriles han dado como resultado la reducción en los costos de su fabricación, lo cual hizo que estos pudiesen competir económicamente con el piloteado para cimentaciones en tierra firme: su capacidad para soportar el hincado fuerte y su buen comportamiento de interacción entre el terreno y el pilote han conducido ha un rápido incremento de su uso para este tipo de aplicación. Recientemente su uso se ha extendido a las tablestacas y los pilotes alineados.

Los pilotes pretensados ofrecen las siguientes ventajas:

- Durabilidad
- No se agrietan durante el manipuleo y el hincado.
- Alta capacidad de carga
- Alta capacidad para resistir momento

- Excelente capacidad combinada para carga y momento.
- Resisten tirones (tensión)
- Facilidad para su manejo, transporte e hincado.
- Economía
- Resisten un hincado fuerte y penetran através de estratos duros y escombros.
- Alta resistencia como columna
- Fáciles de empalmar y conectar

Al analizar las diferentes ventajas dadas por la práctica se ha tomado como objetivo fundamental de ésta investigación diseñar por primera vez en el medio un sistema de apuntalamiento constituido por pilotes de hormigón pretensado.

Este sistema se relacionará tanto en sus ventajas técnicas y económicas con los diferentes sistemas ya utilizados.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

1.3.2 Sistemas Permanentes.

Se caracterizan por cumplir dos funciones; en la etapa de construcción como estructura de contención durante la excavación y en la vida útil de la obra como elemento estructural permanente del edificio formando parte de la cimentación.

Existen diferentes tipos de sistemas de apuntalamiento permanentes, algunos de los cuales se describen a continuación.

a) Soldier Pile o Soldier Beam con Pantalla de Hormigón Armado.

Los Soldier Pile son pilotes verticales que forman parte de la pantalla, pudiendo ser de diferentes características tanto en sección transversal como en el material constitutivo.

Estos pilotes pueden ser de hormigón prefabricado con su respectivo acero de refuerzo, pilotes metálicos de sección H, y cuando en lugar del

pilote se usa una viga metálica del tipo WF, al elemento se lo llama Soldier Beam (ver figura 1.10).

Para la construcción del muro o pared vertical se pueden utilizar diferentes tipos de pantalla en conjunción con los Soldier Pile, Soldier Beam o Pilotes de hormigón prefabricado.

El proceso constructivo en lo que se refiere a la colocación o implantación de los soldier pile o soldier beam es similar al descrito en el numeral 1.3.1.b; y en el caso de pilotes de hormigón prefabricado, el procedimiento empieza con la perforación del suelo a profundidades y distancias establecidas por el diseño, para luego proceder a la colocación del elemento prefabricado, (Ver figura 1.11) el cual queda embebido en grout (cemento, arena y agua) y que posteriormente se une al muro.

Este muro o pantalla puede ser de hormigón armado fundido in situ u hormigón lanzado, dependiendo de las características del terreno y su grado de adherencia.

El procedimiento típico de construcción de la pantalla de hormigón armado fundido in situ, se realiza construyendo paneles con alturas aproximadas a 1.5 m. en forma secuencial mientras avanza la excavación.

El acero de refuerzo de la pared o muro de hormigón armado debe quedar íntimamente ligado al pilote de hormigón prefabricado, el cual posee aceros de refuerzo que se desdoblan para permitir la unión con el acero de la pared vertical y convertirse en una estructura monolítica (figura 1.11).

Un aspecto importante que hay que tener en cuenta, es la junta de construcción en las diferentes etapas



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

de construcción del muro, debiéndose provocar una buena adherencia.

Cabe indicar que los tie backs se complementan en forma idónea con este sistema de apuntalamiento obteniéndose un margen de seguridad aceptable.

Algunos de los beneficios de este sistema son los siguientes:

- El muro terminado tiene buena resistencia sísmica.
- Su utilización en suelos de aceptables características geomecánicas hacen que tenga un bajo costo.

Entre las desventajas de la utilización de este sistema anotamos:

- Baja resistencia pasiva.
- Se baja el nivel freático.

- La ejecución es lenta y se requiere mucha mano de obra.

- No se puede evitar la contracción del hormigón en las juntas de construcción.

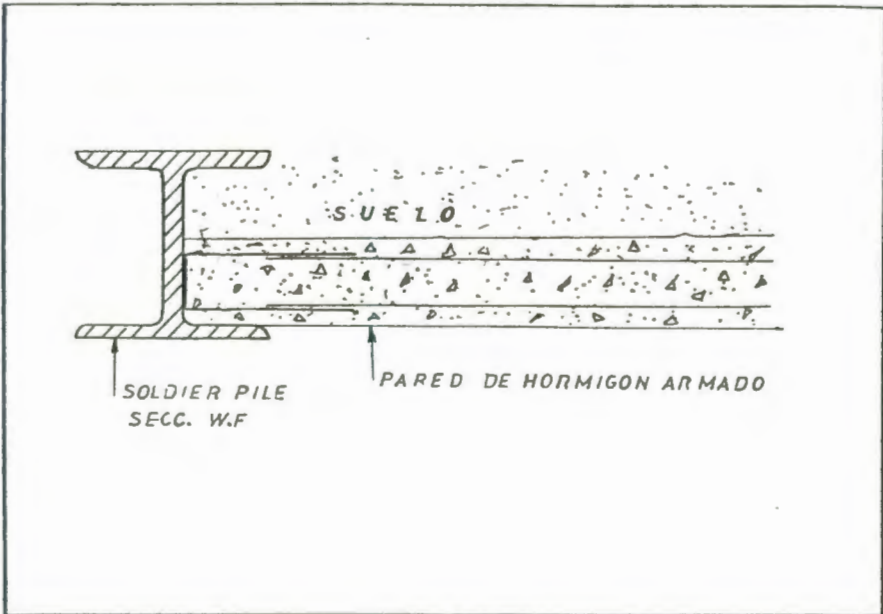


Fig. 10a Soldier Pile y Hormigón Armado

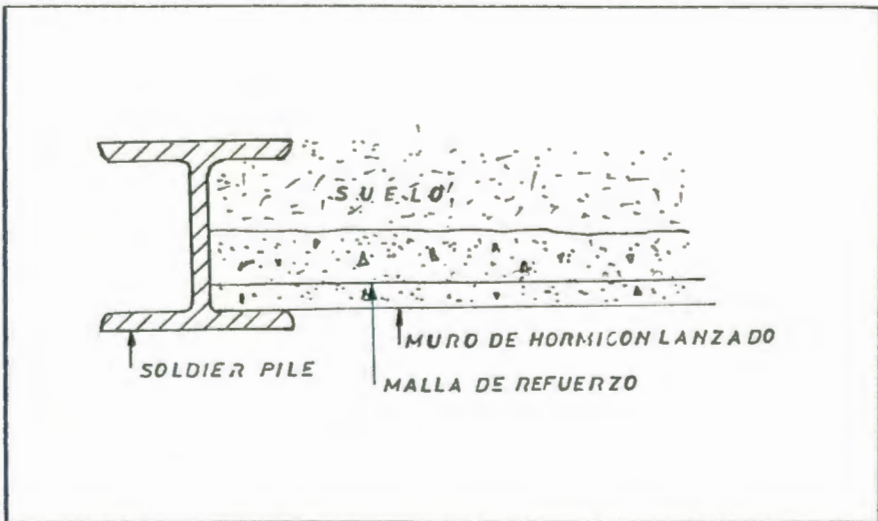


Fig. 10b Soldier Pile y hormigón lanzado.

Figura 1.10 Soldier Pile y Hormigón Armado y Lanzado.

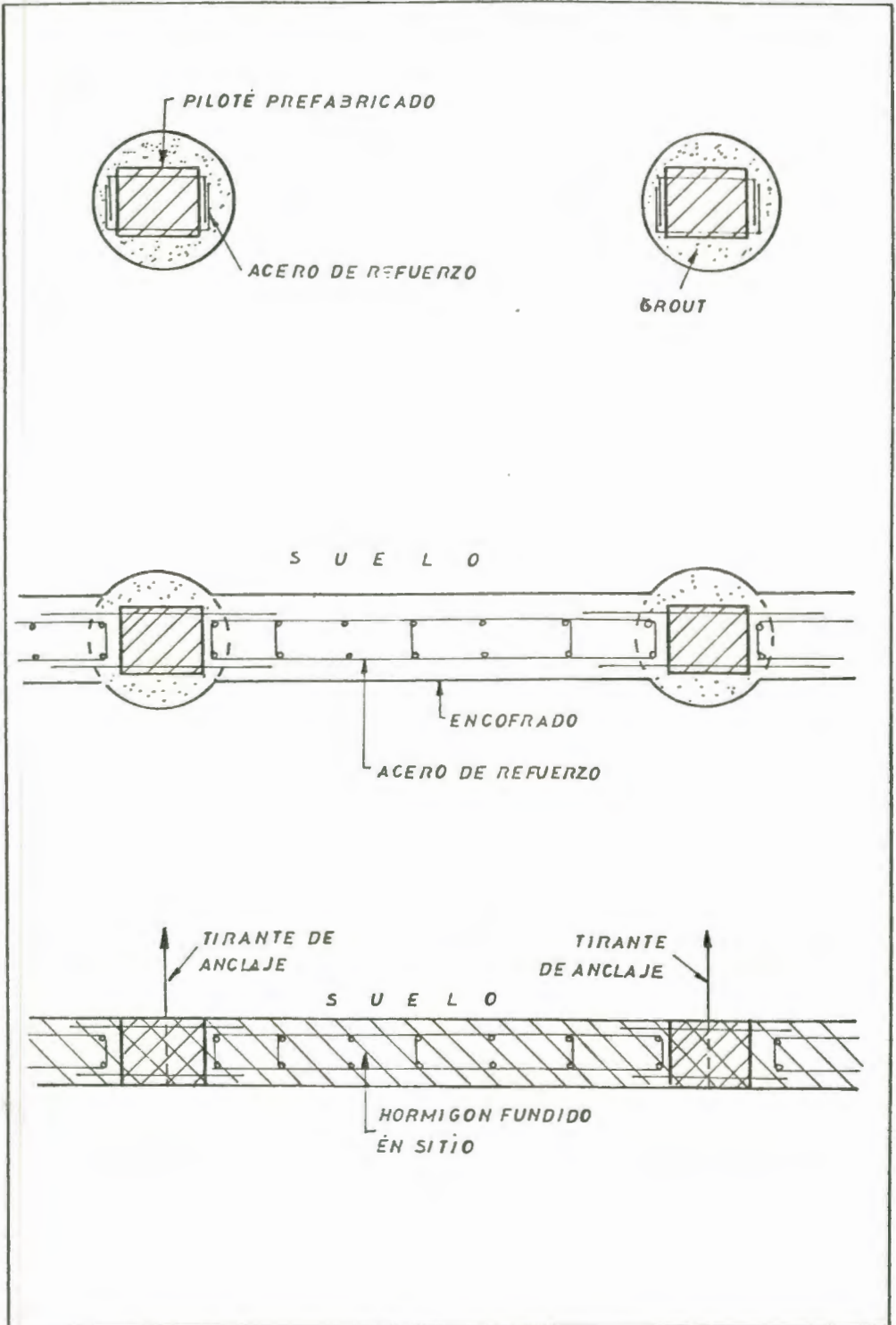


Figura 1.11 Pilotes de Hormigón Prefabricado y Pared de Hormigón Armado fundido en sitio.

b) Tablestacas de Concreto.

Las tablestacas de concreto se las utiliza con frecuencia como un sistema de apuntalamiento permanente, actuando como muro de cimentación para el edificio y a la vez como pantalla de sostenimiento de los terrenos adyacentes a la implantación de este.

Las tablestacas de concreto presforzado en comparación con las tablestacas de acero no son necesariamente un ahorro en el costo inicial pero presentan características favorables tanto en su durabilidad, rigidez y acabado.

El proceso constructivo de este sistema empieza con el hincado de las tablestacas de concreto presforzado, siendo útil el uso de un chorro de agua auxiliar para mejorar la razón de avance de penetración del elemento. Un aspecto importante que hay que tener en cuenta es el diseño de las juntas pues de este depende el buen guiado y la impermeabilidad de la excavación. Su colocación con relación al

sentido de avance de la hincadora ha de ser la que se indica en la figura 1.12, de manera que sea la parte hembra la que se desliza respecto a la macho hincada inicialmente, dando lugar a que se minimice el riesgo de intercalación de gravillas que podrían causar grandes tensiones locales y, consiguientemente la rotura de los labios de la junta.

Pueden cortarse tablestacas de acero a la mitad y ahogarlas dentro de la tablestaca de concreto presforzado (ver figura 1.13); estas juntas por lo tanto serán tan herméticas y tendrán las mismas características a la tensión que las juntas de las tablestacas metálicas; en este caso luego de la excavación se sueldan los elementos metálicos machimbrados y se rellenan las uniones entre tablestacas con grout (lechada de cemento, arena y agua)

Las ventajas que ofrece este sistema son:

- La pared queda construida antes de la excavación.

- Las uniones son impermeables.
- Buena resistencia pasiva.
- Buen control de calidad.

Entre las desventajas anotamos:

- Requiere un proceso cuidadoso para asegurar alineación.
- Produce ruido y vibraciones en el proceso de hincado.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

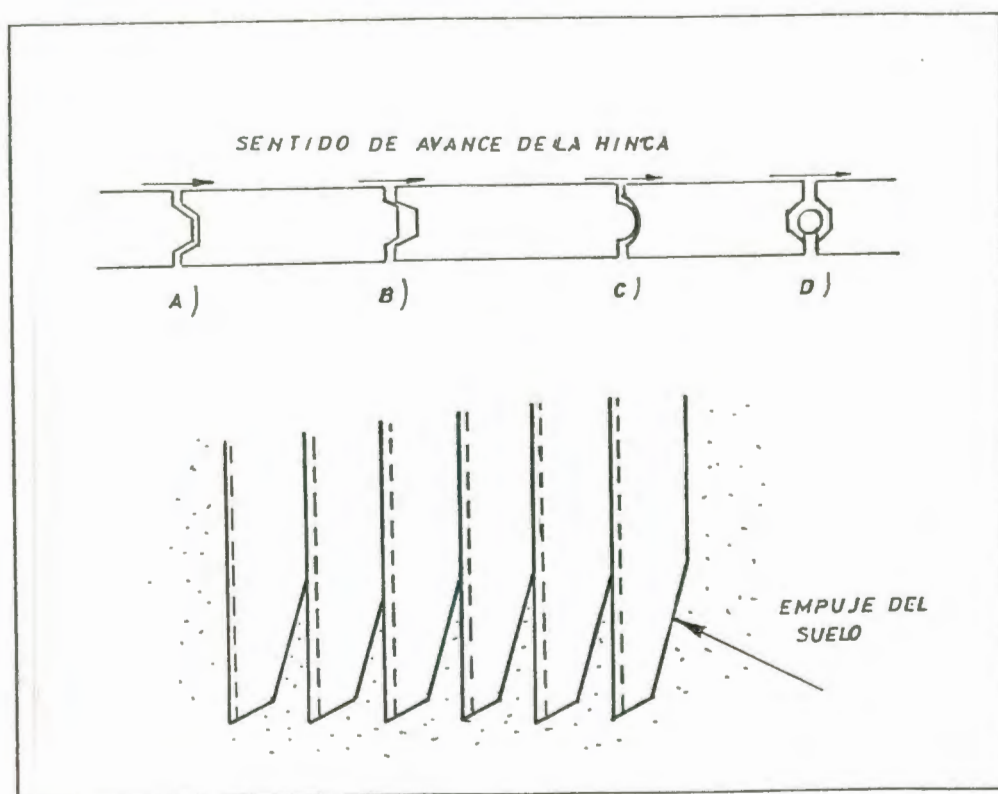


Figura 1.12 Tablestacas de concreto, Formas típicas de juntas. Biselado en punta.

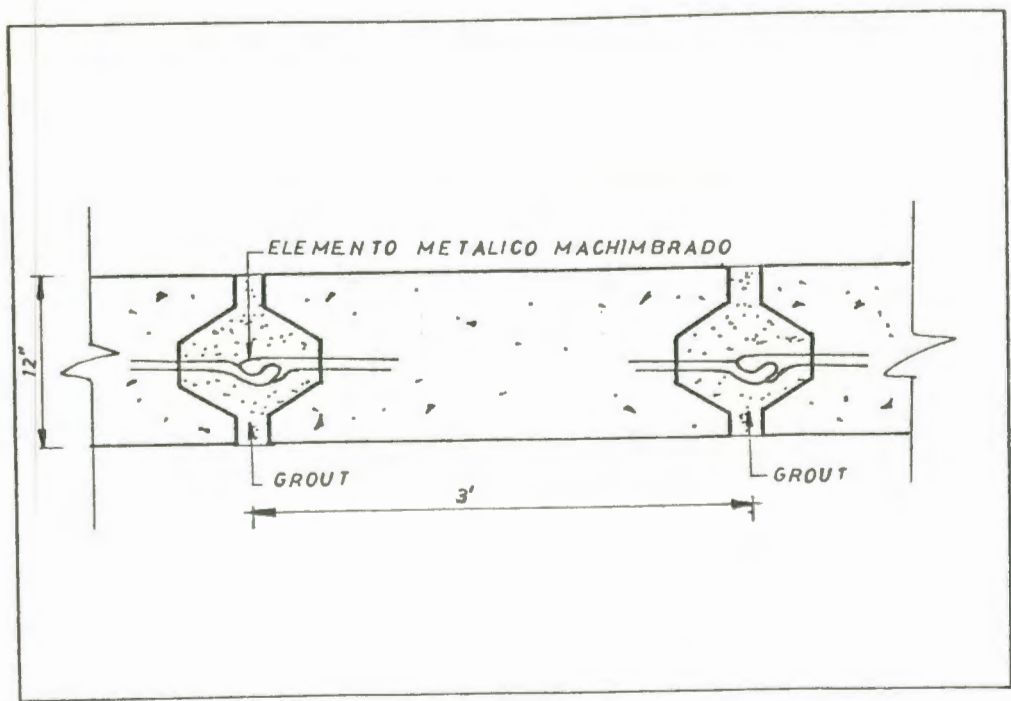


Figura 1.13 Tablestacas de Concreto.

c) Muros Diafragmas de Concreto.

Los muros diafragma de concreto son muros continuos contruidos de hormigón fundido in situ o prefabricado.

El muro se lo construye en segmentos excavados, los cuales son mantenidos en equilibrio con lodo bentonítico.

El uso de bentonita requiere un control continuo de sus propiedades químicas y coloidales, así como medios para separar la arena y los sólidos en suspensión.

En los segmentos excavados, cuyas dimensiones oscilan entre 0,6 m. a 0,9 m. de ancho y entre 3 m. a 6 m. de largo, se coloca la armadura y luego el concreto mediante el sistema Tremie.

El concreto requiere un cuidadoso proceso de mezcla y colocación.

Existen dos sistemas de muros: El Sistema Europeo y El Sistema Americano.

1. Sistema Europeo Usando Hormigon Fundido in Situ.

Este sistema consiste esencialmente en la construcción de paredes o pantallas contiguas hormigonadas in situ cumpliendo la doble misión de resistir empujes del terreno y limitar la entrada de agua al interior de la excavación.

La construcción de la pared se la realiza por tramos o paneles de manera alternada y, la secuencia de los trabajos principales es la siguiente:

- Excavación y estabilización de la trinchera mediante lodo bentonítico (ver figura 1.14)

- Colocación de los elementos que han de moldear las juntas, cuya misión es asegurar la impermeabilidad de la pantalla y dar trabazón a los distintos paneles entre sí.

- Colocación de la malla de refuerzo (figura 1.15), tomando en cuenta su verticalidad y centrado en el tramo de ejecución del panel.

- El Hormigonado se efectúa mediante el sistema tremie que consiste, en tuberías de 15 a 30 cm. de diámetro, la cual lleva en su extremo superior una tolva donde se vierte el hormigón de manera continua.

El proceso de hormigonado se lo realiza en forma ascendente comenzando desde el fondo de la excavación, manteniendo el extremo de la tubería, sumergida en todo momento dentro del concreto vaciado, con la finalidad de evitar cortes o discontinuidades en el hormigón. Una recomendación práctica es la de mantener el extremo de la tubería en la parte central del panel y a una profundidad de 5 m. con respecto al nivel superior del concreto (ver figura 1.16).

- Finalmente se procede a la extracción de los elementos que sirvieron de molde para las juntas, tomando en cuenta la resistencia del hormigón alcanzada.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

Cabe indicar que la construcción de los paneles se realiza en forma alternada (figura 1.17). Para una mejor alineación del muro es conveniente construir, dependiendo del tipo de suelo, muros guías como se muestra en la figura 1.18 .

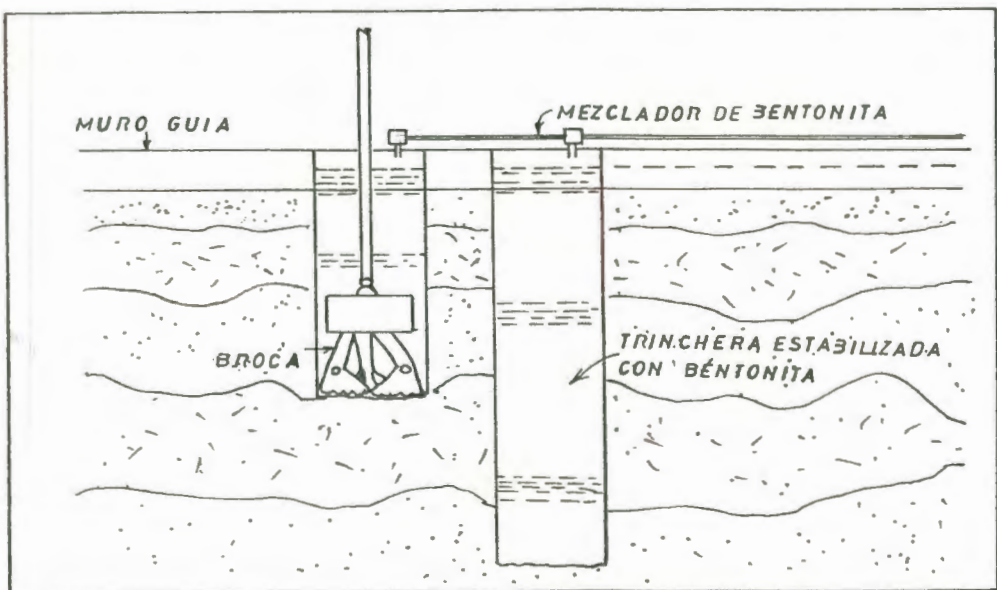


Figura 1.14 Excavación y estabilización de trinchera mediante lodo bentonítico.

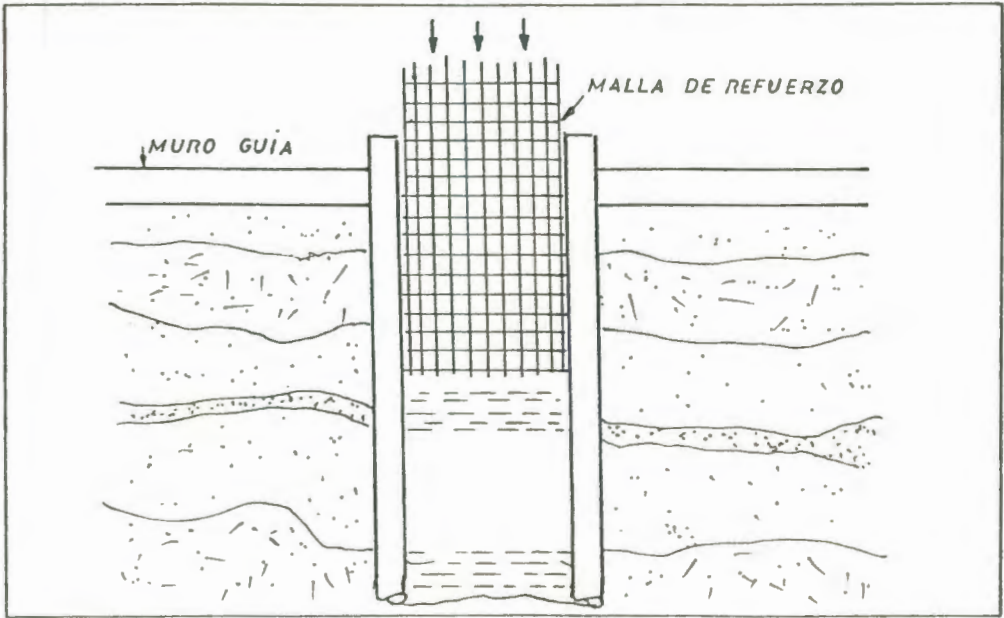


Figura 1.15 Colocación de la malla de refuerzo.

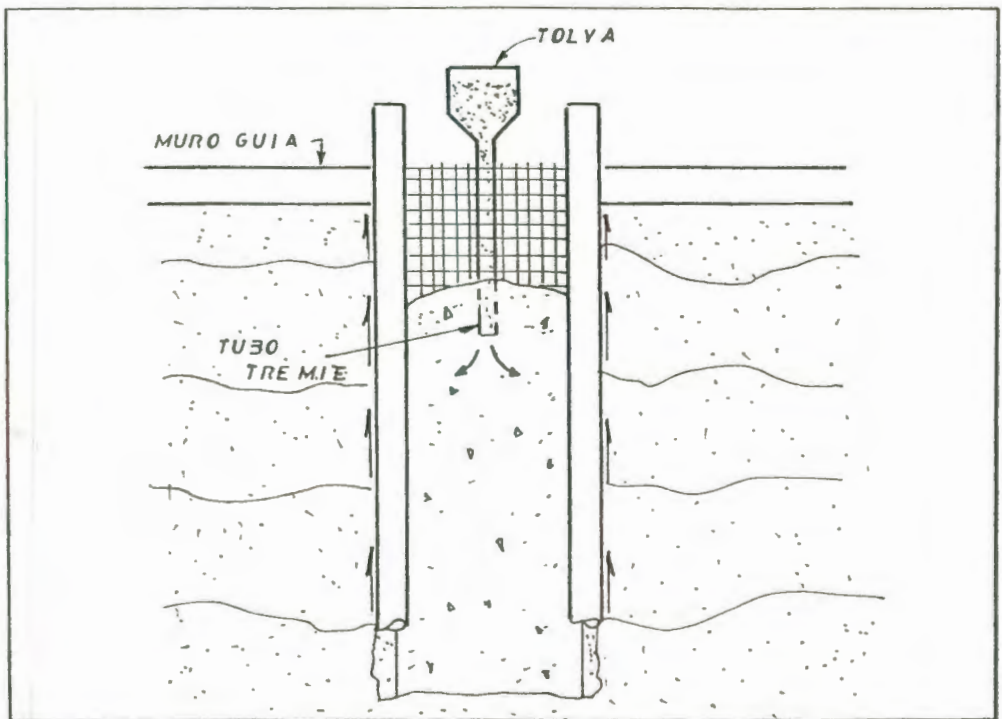


Figura 1.16 Proceso de vaciado del concreto.

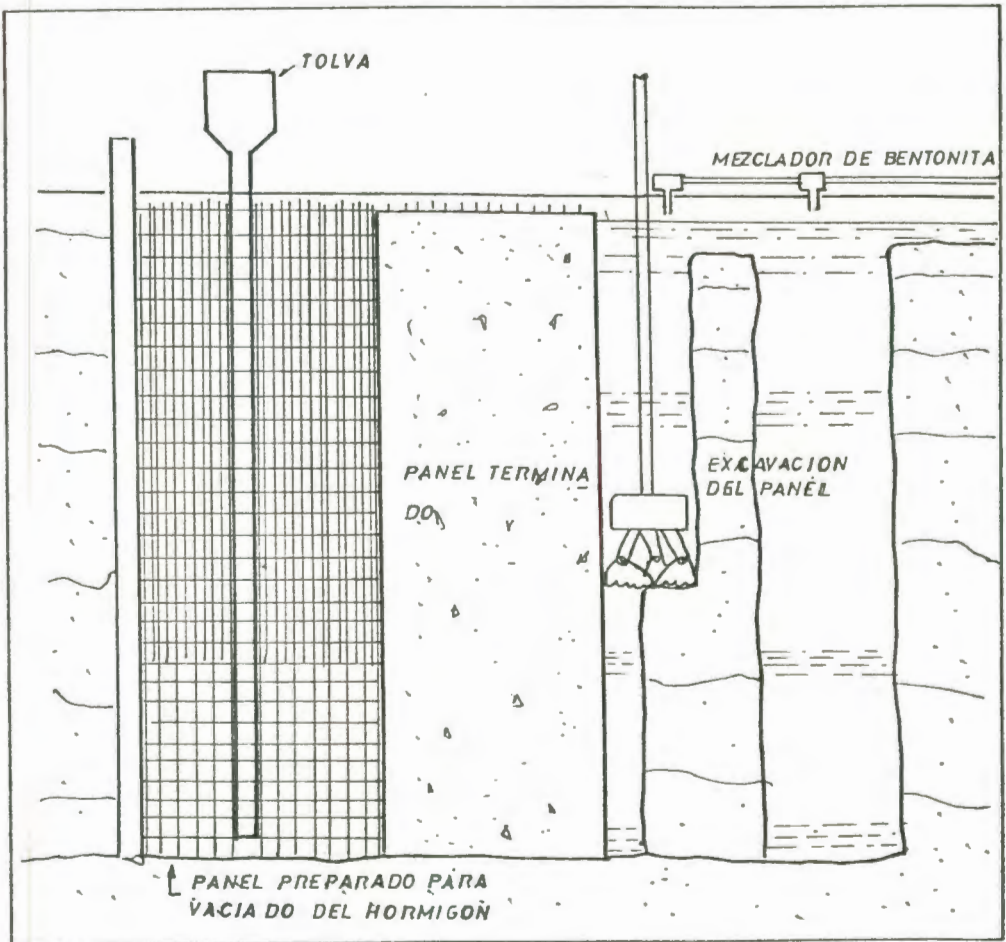


Figura 1.17 Diferentes etapas de construcción.

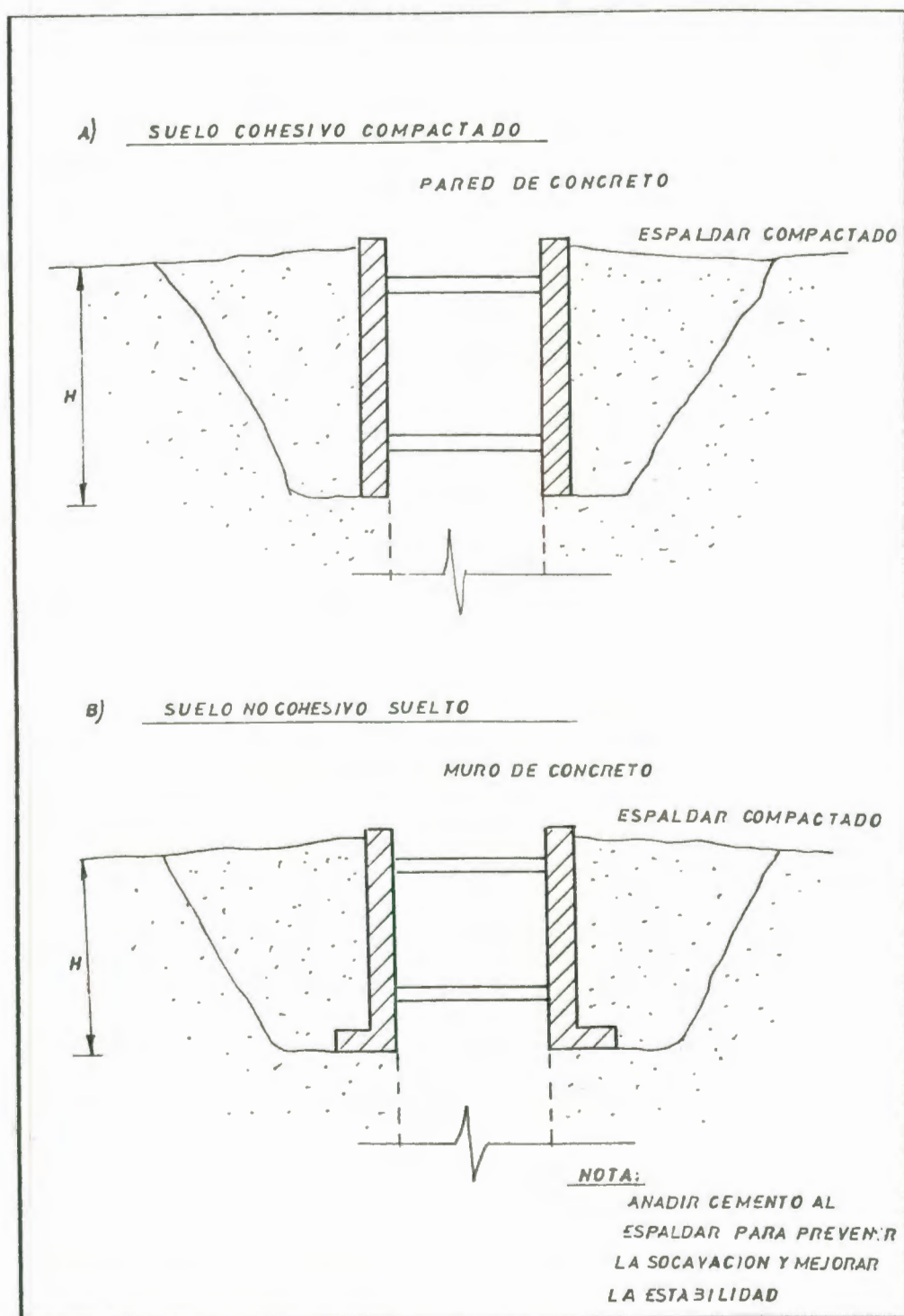


Figura 1.18 Muros guías.

2. Sistema Europeo Usando Hormigón Prefabricado.

Este sistema consiste en la construcción de una pared antes que se proceda a la excavación donde va a ser implantada la obra.

Su proceso constructivo consiste en la excavación de la trinchera para luego proceder a el llenado de esta mediante grout. Posteriormente se colocan los elementos prefabricados que van a dar la resistencia estructural a las solicitaciones producidas por la excavación futura y, la impermeabilidad en el interior de la excavación.

Los elementos prefabricados que conforman la pared vertical quedan íntimamente ligados al terreno mediante el grout en el trasdós, y a la vez este grout forma una membrana impermeable. El grout que queda adherido en el intradós es removido durante la etapa de excavación.

El tamaño del elemento de concreto prefabricado depende de la capacidad de carga de la grúa. En áreas urbanas el tamaño de la grúa puede ser controlado por las ordenanzas de la ciudad, de esa manera se limita el tamaño del panel. La profundidad del muro depende del espesor del mismo, normalmente en un rango de 30 a 50 pies.

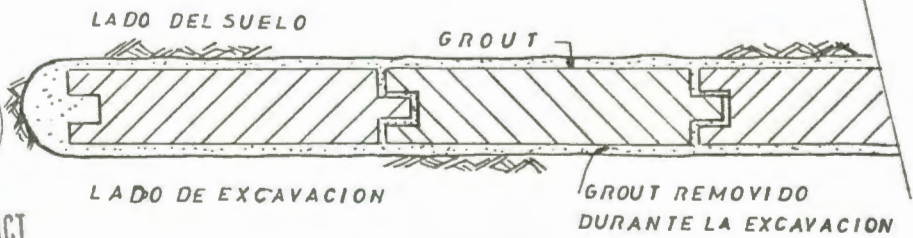
Las figuras 1.19 y 1.20 son ilustraciones esquemáticas de dos métodos desarrollados en Francia. Soletanche y Bachy Enterprise.

La compañía Soletanche ha desarrollado dos modalidades utilizando el Sistema Panosol:

- i) Elementos prefabricados (paneles) con juntas del tipo ranura y lengüeta complementado con los tie back.
- ii) Vigas T y Losas complementado con los tie back ofrecen una mayor

flexibilidad en relación con la profundidad y la viga T puede desarrollar resistencias pasivas adicionales cuando al ser colocadas atraviesan estratos resistentes.

RANURA Y LENGÜETA



VIGAS T Y LOSAS

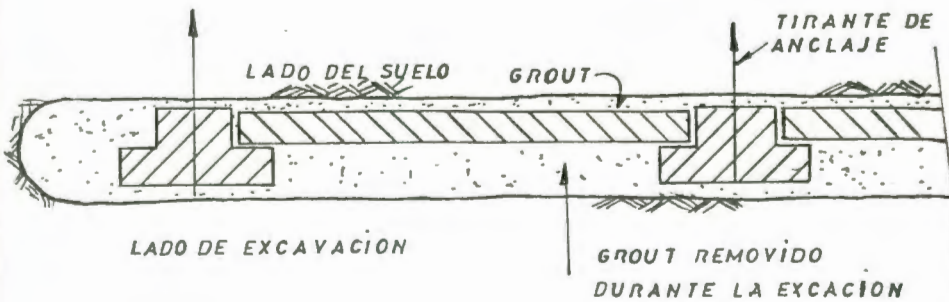


Figura 1.19 Sistema Panosol (Soletanche, Francia).



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

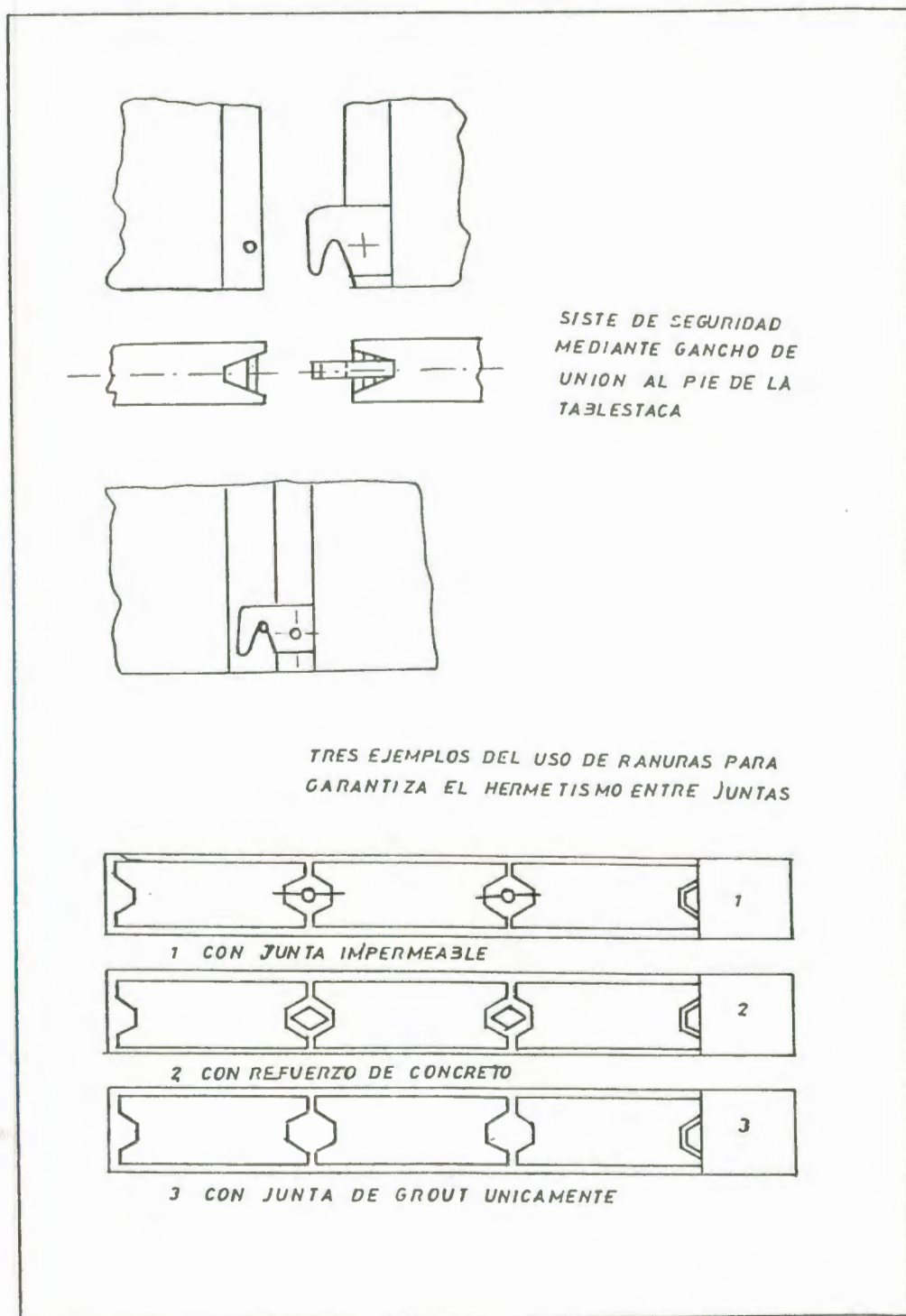


Figura 1.20 Método propuesto por la compañía Bachy Enterprise, Francia.

3. Sistema Americano SPTC (Soldier Pile Tremie Concrete).

Este sistema fue creado por el profesor Ben C. Gerwick.

La construcción de este sistema puede ser desarrollado de dos formas diferentes, dependiendo de las etapas de excavación.

i) Excavación en dos etapas.

En este procedimiento constructivo la primera etapa consiste en excavar los primeros agujeros, separados entre centros según el diseño donde se colocarán los pilotes (soldier pile) o las vigas (soldier beam), estabilizándolo mediante el llenado de bentonita, seguidamente se coloca el pilote o la viga tomando en cuenta su verticalidad y alineación para luego verter concreto pobre o grout donde quedarán embebidos los pilotes. En la segunda etapa se procede a la excavación del terreno entre pilote y

pilote en forma alternada (paneles), generalmente utilizando muros guías, para posteriormente colocar la armadura de refuerzo y verter el concreto tremie, terminando así la construcción del primer panel. Este procedimiento se ilustra en la figura 1.21.

ii) Excavación en una etapa.

Se procede a la excavación de los primeros paneles en forma alternada, colocando luego los soldier pile, acto seguido se baja la armadura de refuerzo en los paneles excavados para posteriormente verter el concreto y luego se procede a la construcción en forma similar de los paneles intermedios, quedando así construido el muro o pared vertical. La figura 1.22 muestra la secuencia constructiva de este sistema.

Las ventajas que ofrece este sistema son:

- El muro se lo construye antes de la excavación.
- La rigidez del muro elimina los recalces.
- El muro es impermeable.
- Posee resistencia pasiva alta.
- Puede ser construido a través de cimientos antiguos, madera, basura, etc.
- Puede ser anclado en la roca.
- Los riesgos son mínimos.

Entre las desventajas se anotan:

- Requiere un cuidadoso control durante el proceso constructivo.
- Requiere enlucido de la pared frontal.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

- El acero horizontal de refuerzo, tiende a atrapar pedazos de suelo suspendidos en la bentonita lo cual afecta la resistencia del hormigón.

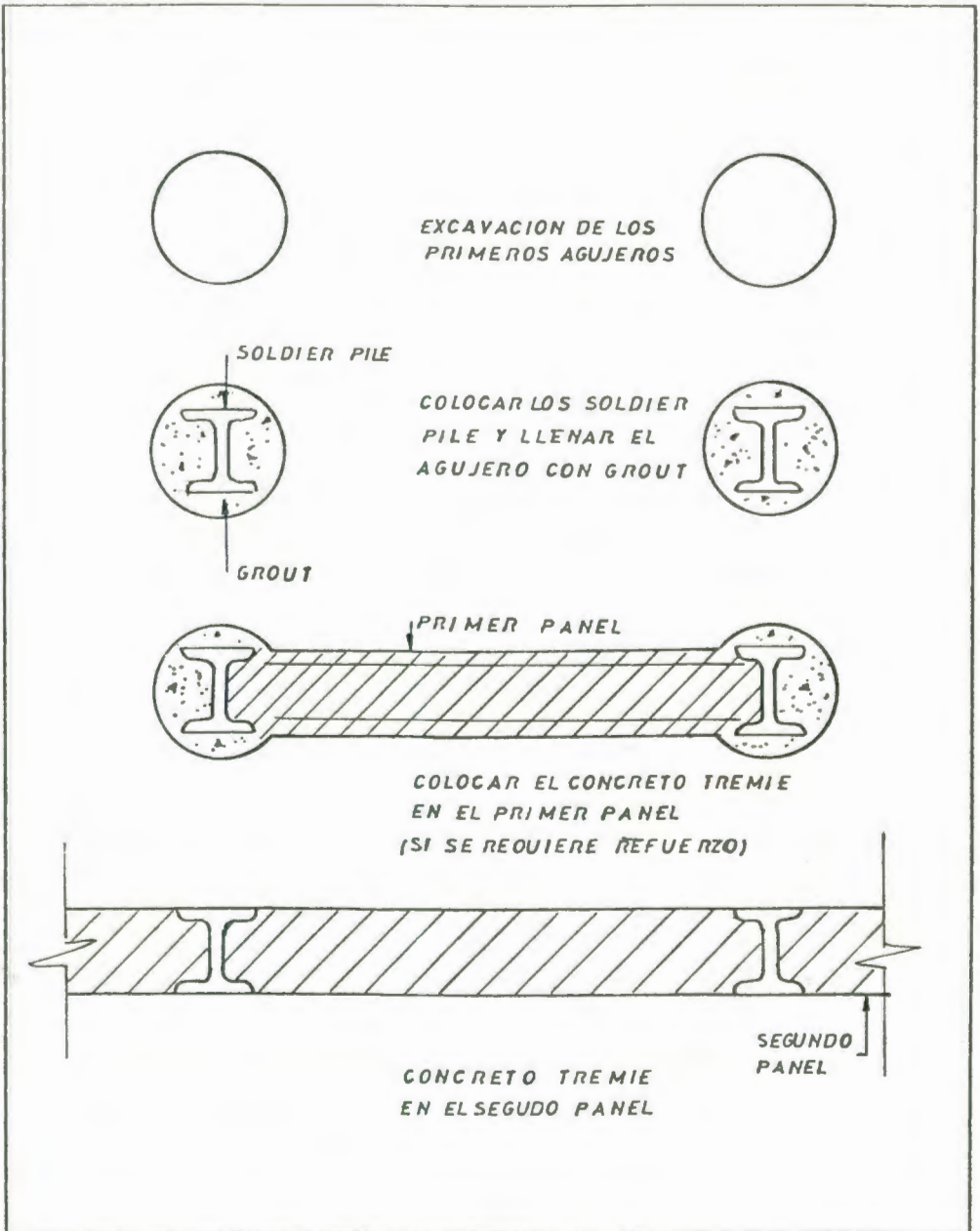


Figura 1.21 Excavación en dos etapas.

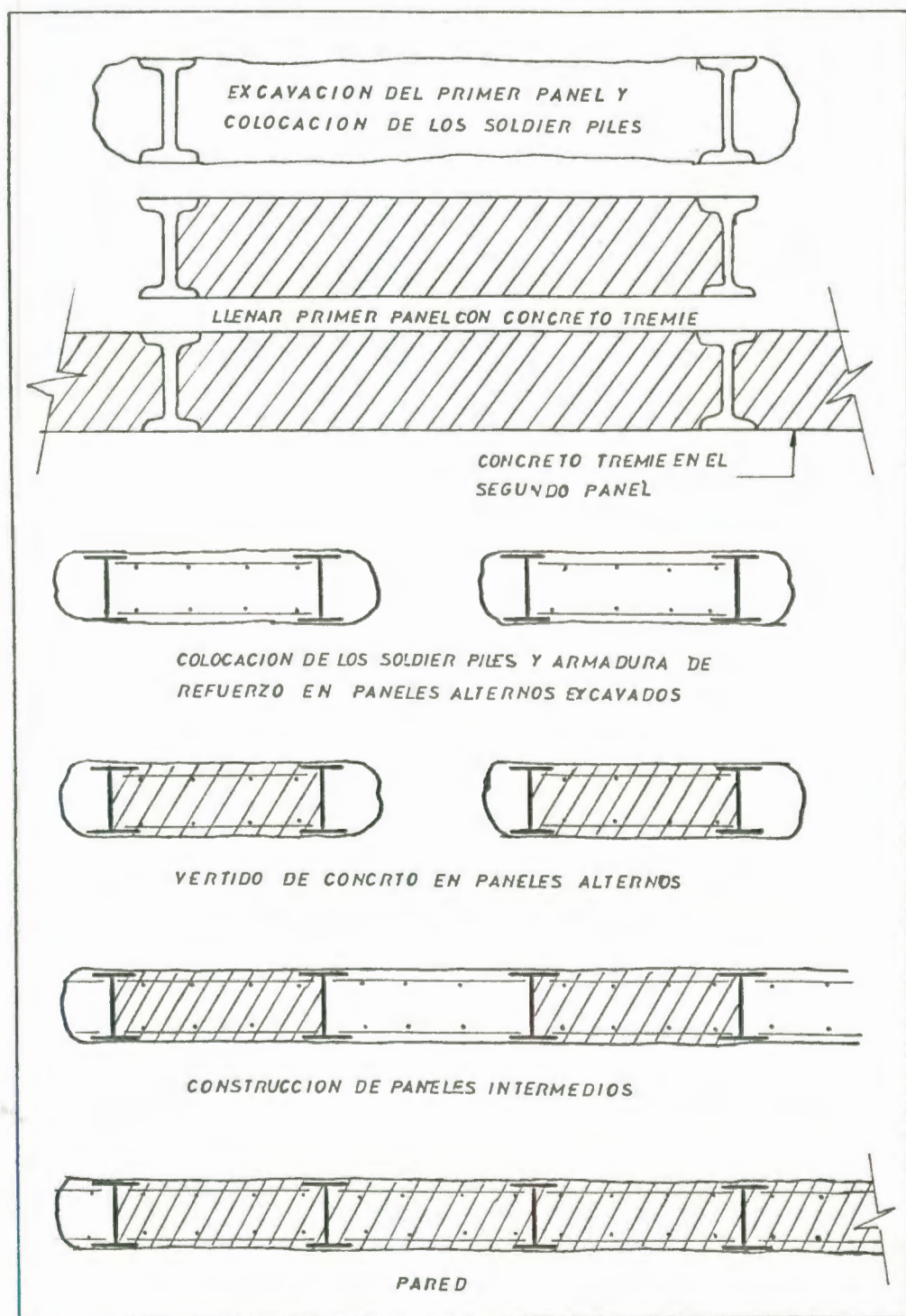


Figura 1.22 Excavación en una etapa, secuencia constructiva de la pared o muro vertical.

1.4 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES GEOMECAICAS DEL SUELO BLANDO ESCOGIDO.

La ciudad de Guayaquil está localizada en la parte baja de río Guayas, en el vértice del estuario que éste forma al desembocar al Pacífico, donde se han originado potentes estratos de suelos heterogéneos producidos por procesos de sedimentación de materiales que han sido erosionados y transportados de la Cordillera Occidental de los Andes, así como también de la cordillera Chongón - Colonche.

La cercanía de la Cordillera Chongón - Colonche ha hecho predominar en el suelo de Guayaquil la presencia de estratos alternantes de espesores variables de arcillas y arenas muy finas poco resistentes e inestables.

Para el análisis de este trabajo se ha obtenido la estratigrafía típica del sector ubicado en la calle P. Icaza entre Pichincha y Pedro Carbo, basándose en tres perforaciones ubicadas como se muestra en la figura 1.23, de donde se han extraído muestras alteradas e inalteradas para la correcta caracterización geomecánica del terreno en cada una de las perforaciones. La figura 1.24

muestra la correlación estratigráfica de las perforaciones en un corte A - A'; indicando la diversidad de estratos con los resultados obtenidos mediante pruebas de laboratorio.

Los valores críticos de los parámetros geomecánicos obtenidos para el diseño se los encontró mediante el análisis comparativo de los tres sondeos mecánicos, concluyendo, que la perforación N.1 presenta los valores mas desfavorables, los mismos que son mostrados en la Tabla 1-1 y a continuación se detalla su descripción:

- Un relleno de grava arcillosa (cascajo) medianamente compactada de aproximadamente 1.40 m. de espesor.
- Un estrato de arcilla gris verdosa de consistencia blanda de 7.5 m. de espesor entre los 1.4 y 9.0 ms. de profundidad.
- Desde los 9.0 m. hasta los 18 m. de profundidad se encuentra un estrato de arcilla arenosa de color gris verdosa, plástica y de consistencia blanda; intercalada con un estrato de arcilla con alto porcentaje de



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

arena fina y consistencia muy compacta; el espesor promedio es de 0.5 m. entre los 12.5 y 13 ms. de profundidad y el valor de N es de 27/12".

- A partir de los 18 m. se encuentra una capa de arena arcillosa de color gris de grano medio y compacidad relativa de medianamente densa a muy densa; con un espesor de 6 m. y hasta una profundidad de 24 m. Los valores de N oscilan entre 33/12" y 49/12".

- Finalmente se obtuvo hasta una profundidad de 40 m. un potente estrato de arena arcillosa gris verdosa, de grano grueso con finos no plásticos y compacidad relativamente muy densa, donde el valor de N se encuentra en un rango de 31/12" a 97/12". (Ver Tabla 1-1).

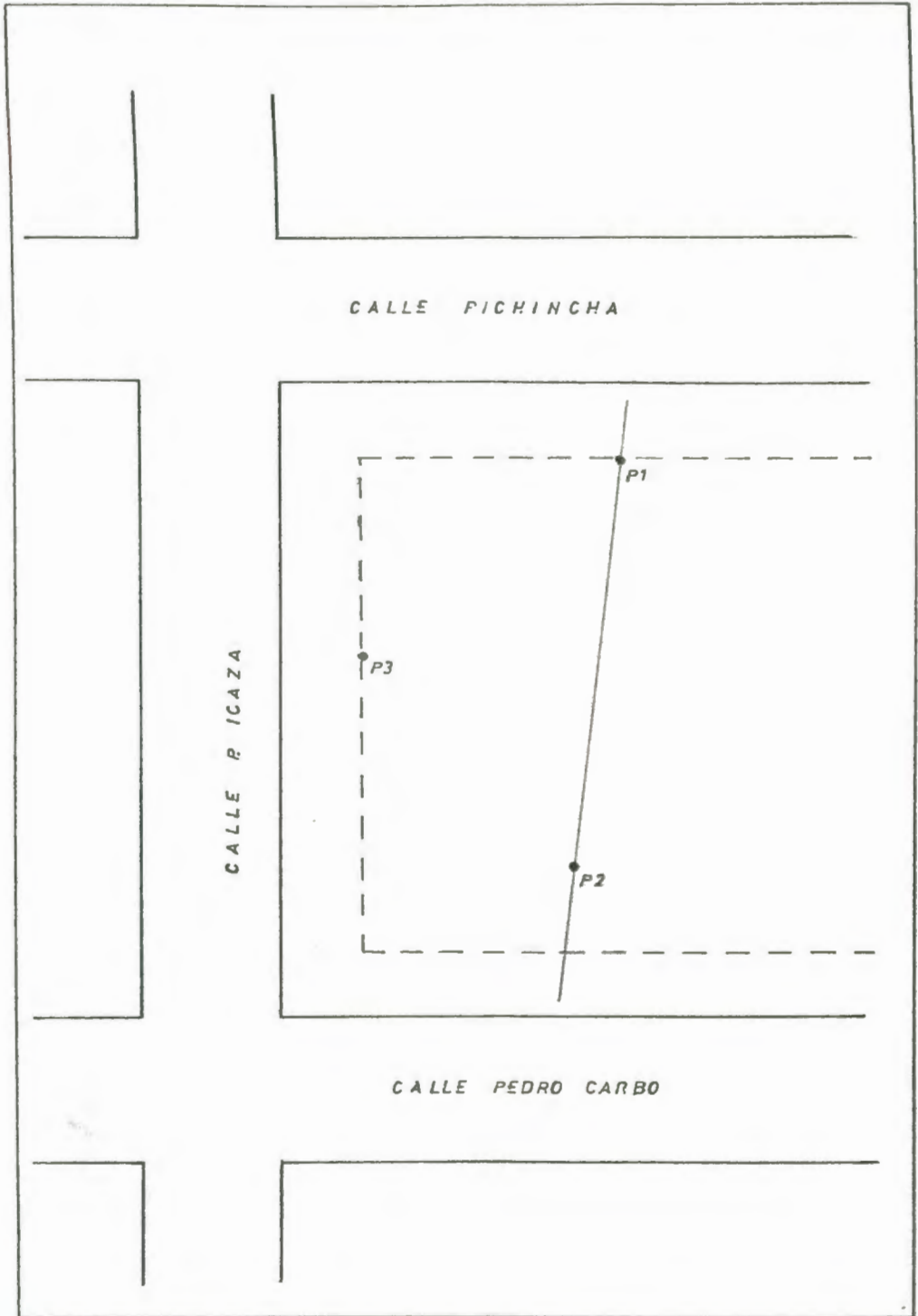


Figura 1.23 Ubicación de sondeos mecánicos.

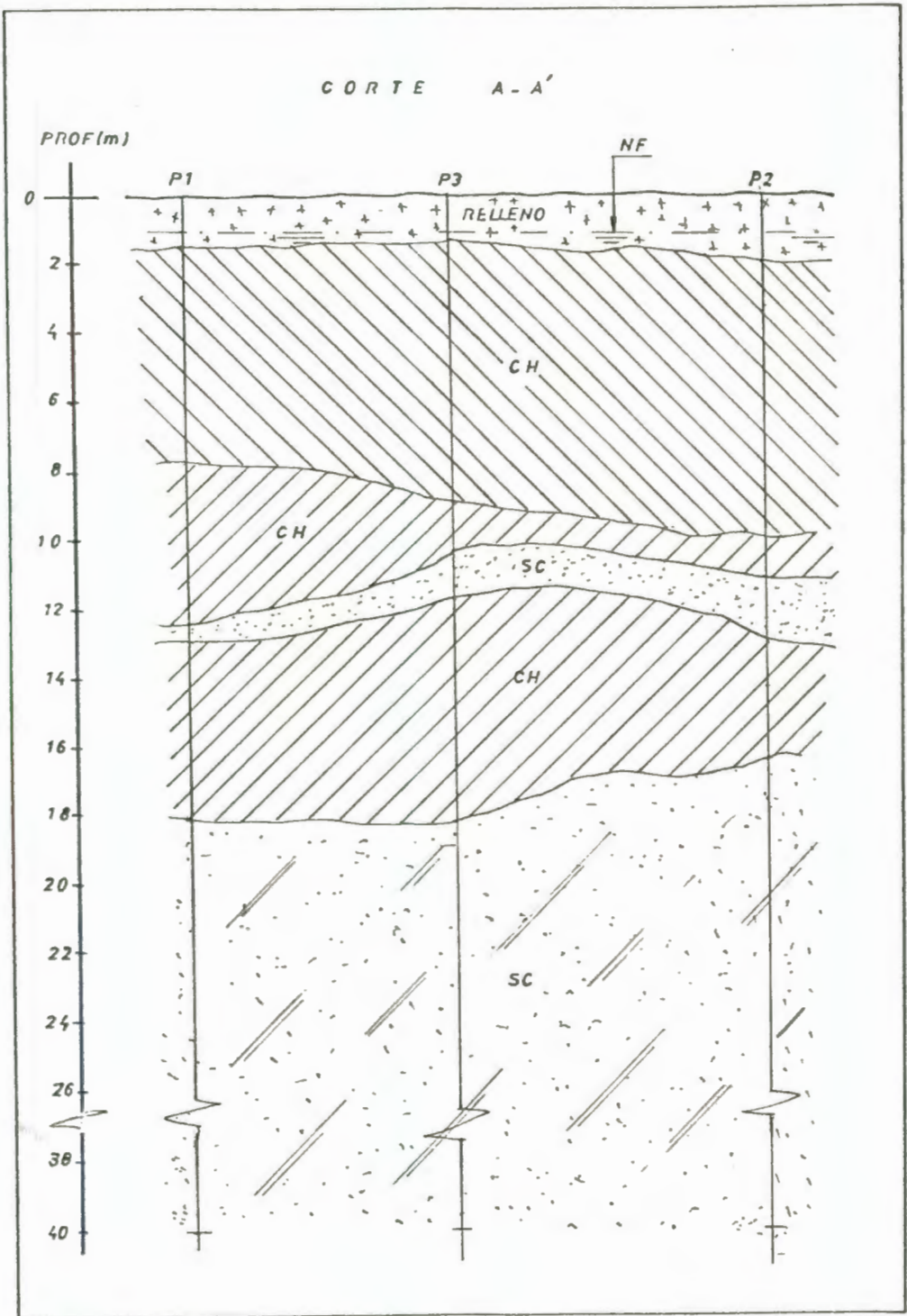


Figura 1.24 Correlación estratigráfica de las perforaciones en un corte A - A'.

TABLA 1-1

VALORES CRITICOS DE PARAMETROS GEOMECANICOS											
PROF. (m.)	ESTRATI GRAFIA	CLASE	W (%)	L.L. (%)	I.P. (%)	% P.TAM N.4	% P.TAM N.200	γ Kg/m ³	qu Kg/cm ²	e (%)	N
0											
2	RELL.										
4		CH	103.98	101.36	79.63	100.0	99.87	1399	0.40	5.29	
6											
8											
10		CH									
12											
14		CH	92.06	97.44	73.45	100.0	94.35	1455	0.49	6.14	
16											
18											
20											
22		SC	45.74	N.P.	N.P.	100.0	30.22	1455			42/12 ^a
24											
26											
28											
30											
32		SC	35.35	N.P.	N.P.	92.2	23.36				85/12 ^a
34											
36											
38											
40											



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

1.5 SELECCION DE ALTERNATIVAS.

Luego del análisis de los diferentes sistemas de apuntalamiento, descritos en el numeral 1.3 se seleccionó para esta investigación las siguientes alternativas:

- 1) Sistema de Apuntalamiento mediante Pilotes de Mangle.
- 2) Sistema Alternativo de Pilotes de Concreto Pretensado.
- 3) Sistema de Apuntalamiento mediante Pantalla de Hormigón Armado.

Se han escogido dos niveles de excavación; siendo el primer nivel a una cota de -6 m. y el segundo nivel de excavación a la cota de -9 m.

En el primer nivel de excavación se realizará un estudio comparativo de la pantalla con pilotes de hormigón pretensado, versus una pantalla con pilotes de mangle.

Para el segundo nivel de excavación, esto es a la cota de -9 m. se realizará el estudio comparativo



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

de una Pantalla de hormigón armado versus la pantalla de hormigón pretensado.

El estudio comparativo que se vá a realizar involucra un análisis de la estabilidad, diseño estructural y un análisis económico de cada sistema de apuntalamiento propuesto.

CAPITULO II

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES.

2.1 CONDICIONES CRITICAS DE FALLA.

Las excavaciones que se realizan en suelos arcillosos, por lo general se hacen rápidamente debido a la velocidad con la que la humedad de la arcilla pueda ajustarse a las nuevas condiciones de esfuerzo. Por lo tanto prevalecen las condiciones de resistencia no drenada, en que $\phi=0$.

La resistencia de la arcilla bajo el fondo del corte, a cualquier nivel de la excavación tiene una influencia decisiva en el comportamiento del sistema de apuntalamiento y del suelo adyacente, por ésta razón se debe tomar en cuenta el análisis de la falla por Levantamiento de Fondo y el análisis de falla por Flujo Plástico, que debido a la acción de las presiones activas y a la liberación de esfuerzos producto del suelo excavado genera una disminución de la resistencia pasiva.

Para el análisis de estabilidad de la excavación se debe tomar en cuenta además, una forma de falla General de tipo rotacional.

Seguidamente se analizará para el cálculo de la estabilidad las presiones laterales de los suelos, así como los diferentes modos de falla para los dos niveles de excavación escogidos, esto es a las cotas -6 m. y -9 m.

2.2 ESTABILIDAD LOCAL: PRESIONES LATERALES DE LOS SUELOS

PRESIONES TEORICAS

Al realizar excavaciones en los suelos es necesario controlar los movimientos de los frentes de excavación, por lo tanto se debe hacer un análisis detallado de los empujes propios del suelo y de las sobrecargas cercanas a la excavación.

A continuación se describen consideraciones básicas de las presiones laterales en los suelos:

2.2.1 Empuje en Reposo

Las condiciones de los esfuerzos en un elemento de suelo a la profundidad Z , se muestra en la figura 2.1. El elemento se puede deformar verticalmente por efecto de la carga, pero no se puede expandir lateralmente porque está confinado por el mismo suelo bajo las mismas condiciones de carga. Esto es equivalente a que el suelo estuviera colocado contra un muro inmóvil y sin fricción. La relación entre el esfuerzo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical de una formación natural de suelo está definida como:



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

$$K_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} ; \text{ donde:}$$

K_0 = coeficiente de empuje de suelos en reposo.

σ_h' = esfuerzo efectivo horizontal.

σ_v' = esfuerzo efectivo vertical.

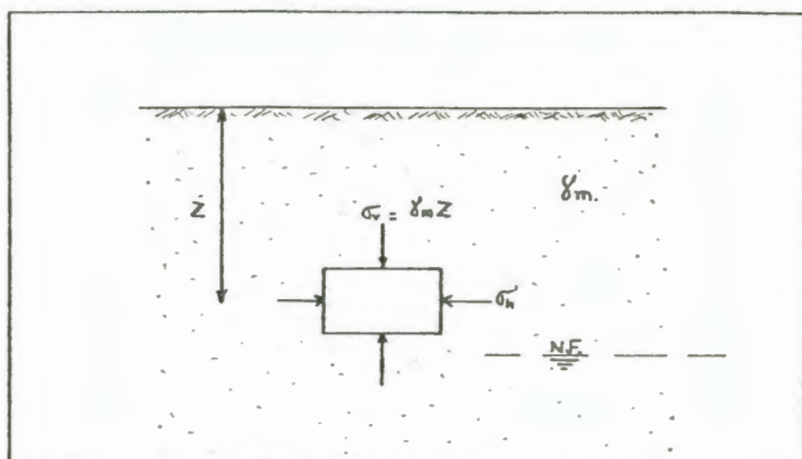


Figura 2.1.- Condición de esfuerzos en un elemento de suelo a profundidad Z.

Terzaghi y Peck (1968) sugieren la siguiente Tabla (2.1):

TABLA 2.1

Valores de K_0 según Terzaghi y Peck (1968)

SUELO	K_0
Arena suelta	0,5
Arena densa	0,4
Arcilla norm. consolid.	0,5 - 0,6
Arcilla liger. sobreconsolid. (OCR \leq 4)	\leq 1
Arcilla fuertemen. sobreconsolid. (OCR \leq 16)	\leq 2

En general para un suelo Normalmente Consolidado K_0 puede ser estimado como:

$$K_0 = 1 - \text{Sen } \phi$$

donde:

K_0 = Coeficiente de empuje de tierras en reposo.

ϕ = ángulo de fricción interna en términos de esfuerzo efectivo.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

2.2.2 Empuje Activo

Si se excava y el suelo se desplaza, el cortante se moviliza y en el momento de la falla, el estado de empuje en reposo (K_0) se transforma en un estado de empuje activo (K_a). La figura 2.2 muestra la distribución de empuje activo de suelo asociado con un tipo de desplazamiento.

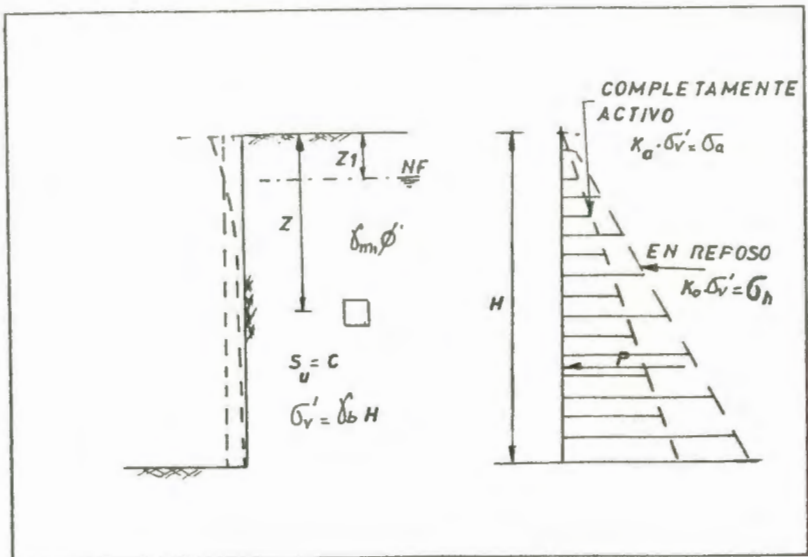


Figura 2.2. Distribución de empuje activo

El esfuerzo vertical permanece constante, pero el esfuerzo lateral se reduce. El empuje activo actúa horizontalmente sobre la pared vertical. El coeficiente de Rankine,

del empuje activo de suelos (K_a) es la relación de los esfuerzos efectivos.

$$\frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} = \frac{\sigma_a'}{\sigma_v'} = K_a$$

De acuerdo con la teoría de Rankine la cual considera que no existe fricción entre el suelo y el muro, se tiene:

- Para arenas; $c = 0$

$$p_a = [\gamma_s Z_1 + \gamma_b (Z - Z_1)] K_a$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

- Para el caso de arcillas en condición de falla no drenada (U-U): $\phi = 0$; $c = S_u$

$$p_a = \gamma_s Z - 2S_u$$

En general para suelos con fricción y cohesión : (ϕ , c)

$$p_a = [\gamma_s Z_1 + \gamma_b (Z - Z_1)] \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$- 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

El movimiento Real de la pared de apuntalamiento, (figura 2.3) es una tendencia a rotar sobre su extremo superior.

Por la razón anteriormente anotada, para el equilibrio, se debe tomar el promedio entre las dos condiciones K_0 y K_a .

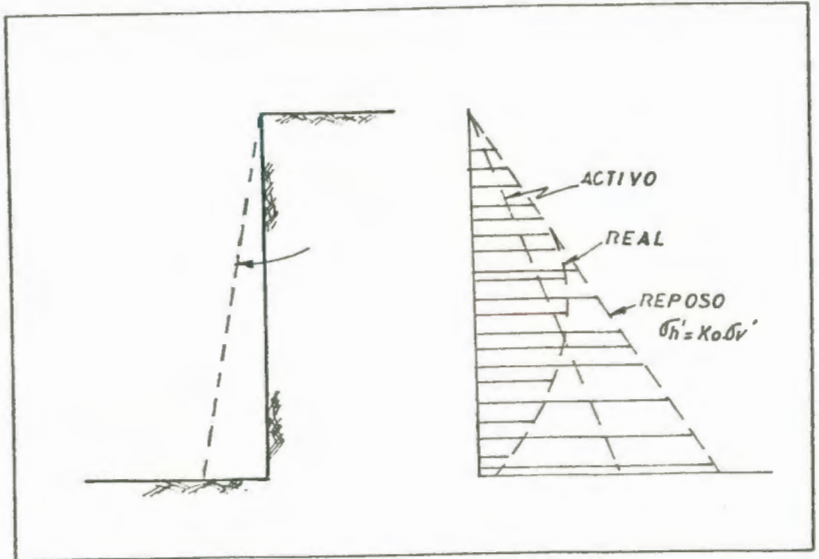


Figura 2.3 Tendencia real del movimiento de la pared de apuntalamiento.

2.2.3 Empuje Pasivo

Si al muro vertical sin movimiento y sin fricción a la que se asemeja la condición de reposo, se le permite moverse hacia el suelo, se produce una movilización de cortante que es resistido por la cohesión, fricción y el peso del suelo; (figura 2.4); cuando se produce la falla, el coeficiente de empuje en reposo K_0 , se transforma en coeficiente de empuje pasivo (K_p).

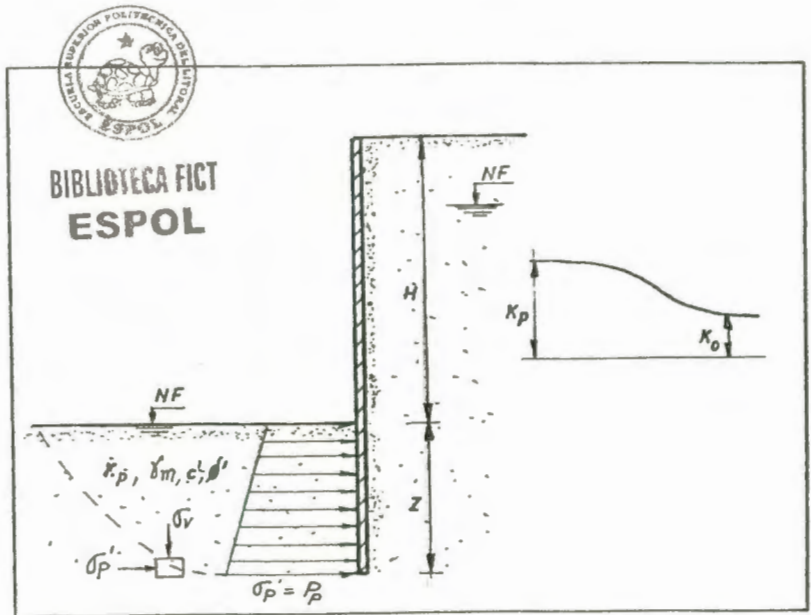


Figura 2.4 Distribución de empuje pasivo.

$\sigma_p' = K_p \sigma_v'$; donde:

σ_p' = empuje pasivo

σ_v' = esfuerzo efectivo vertical

K_p = coeficiente de empuje pasivo de suelos

- Para arenas o suelos granulares; $c = 0$

$$p_p = \gamma_b Z K_p$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

- Para el caso de arcillas y en la condición de Falla no drenada (U-U): $\phi = 0$ y $c = S_u$;

$$p_p = \gamma_b Z + 2S_u$$

Para el caso general de un suelo con fricción y cohesión (ϕ , c)

$$p_p = \gamma_b Z \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

2.2.4 Empuje debido a Sobrecargas en los Bordos de la Excavación.

Se originan como resultado de diferentes condiciones de carga incluyendo cimientos, estructuras, materiales de construcción, o tráfico.

Los empujes debido a sobrecargas en los bordes de la excavación han sido investigados para diferentes tipos de sobrecargas y condiciones de suelo (Spangler, 1940; Newmark, 1942; Terzaghi, 1954). Este empuje debido a sobrecargas es sumado a las presiones del suelo y la presión del agua.

- Consideraciones Teóricas

Existen soluciones disponibles basados en la teoría de elasticidad, para los siguientes casos:

1. Carga Puntual.
2. Carga Lineal uniforme
3. Carga uniforme irregular
4. Carga uniforme rregular

- Consideraciones Prácticas.

En lo que se refiere a sobrecargas debido a operaciones de construcción es común tomar una sobrecarga distribuida en la superficie por el orden de 1.5 T/m^2 debido a materiales de construcción y equipos en general. Usualmente esta sobrecarga podría ser considerada dentro de un área de trabajo en un rango limitado de 6 m a 9 m fuera del borde de la excavación.

Otra consideración importante es la carga concentrada debido a equipo pesado (grúas, retroexcavadora, etc). El empuje lateral debido a este tipo de equipos pesados debería tomarse por el orden de $1,5 \text{ T/m}^2$ de sobrecarga teniendo en cuenta que el equipo esté a una distancia de 6 mts. aproximadamente fuera del borde de la excavación.

Carga Puntual y Carga Lineal Uniforme

En la figura 2.5 y la figura 2.6 se muestra soluciones resumidas por Terzaghi (1954).

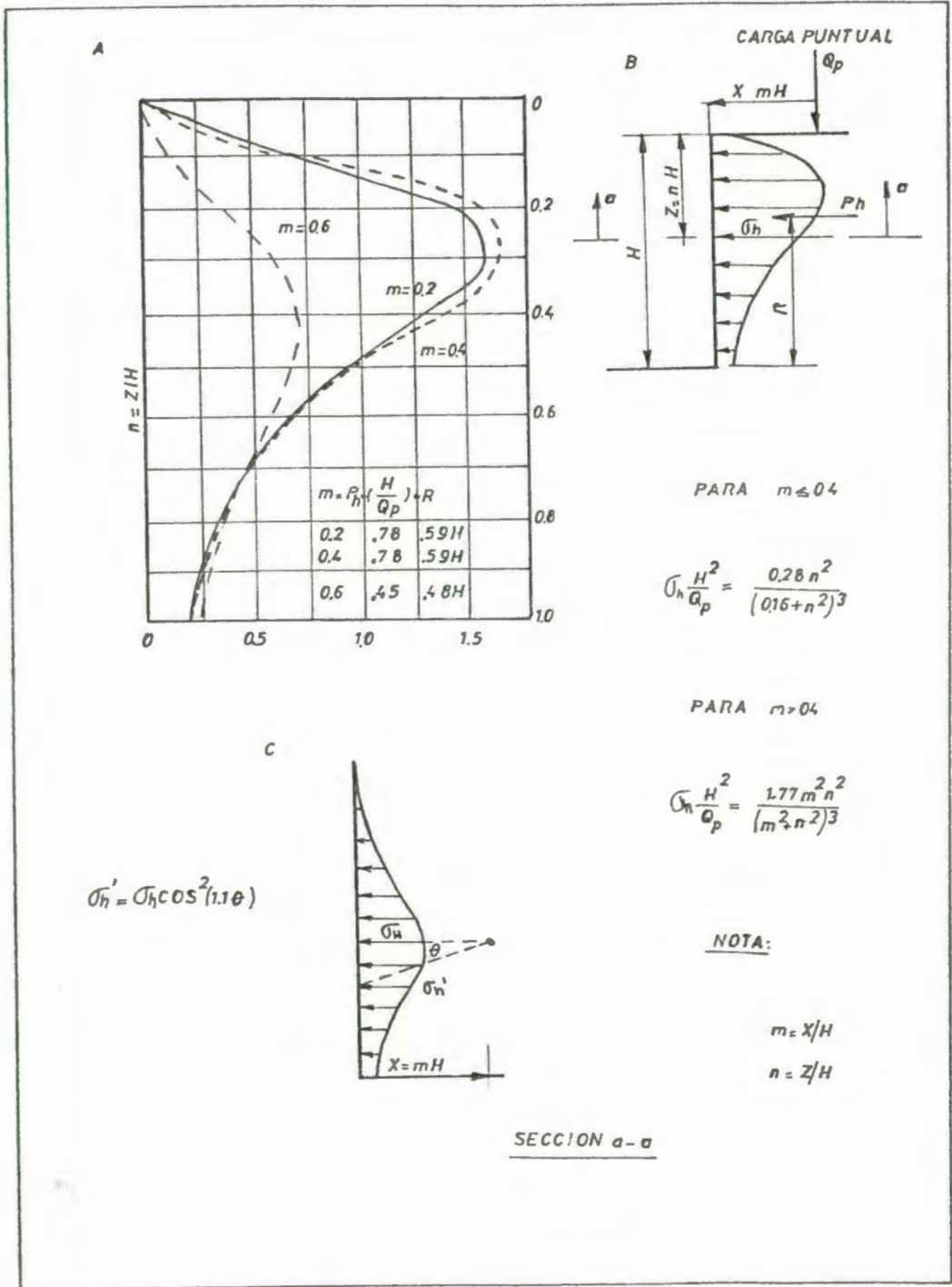
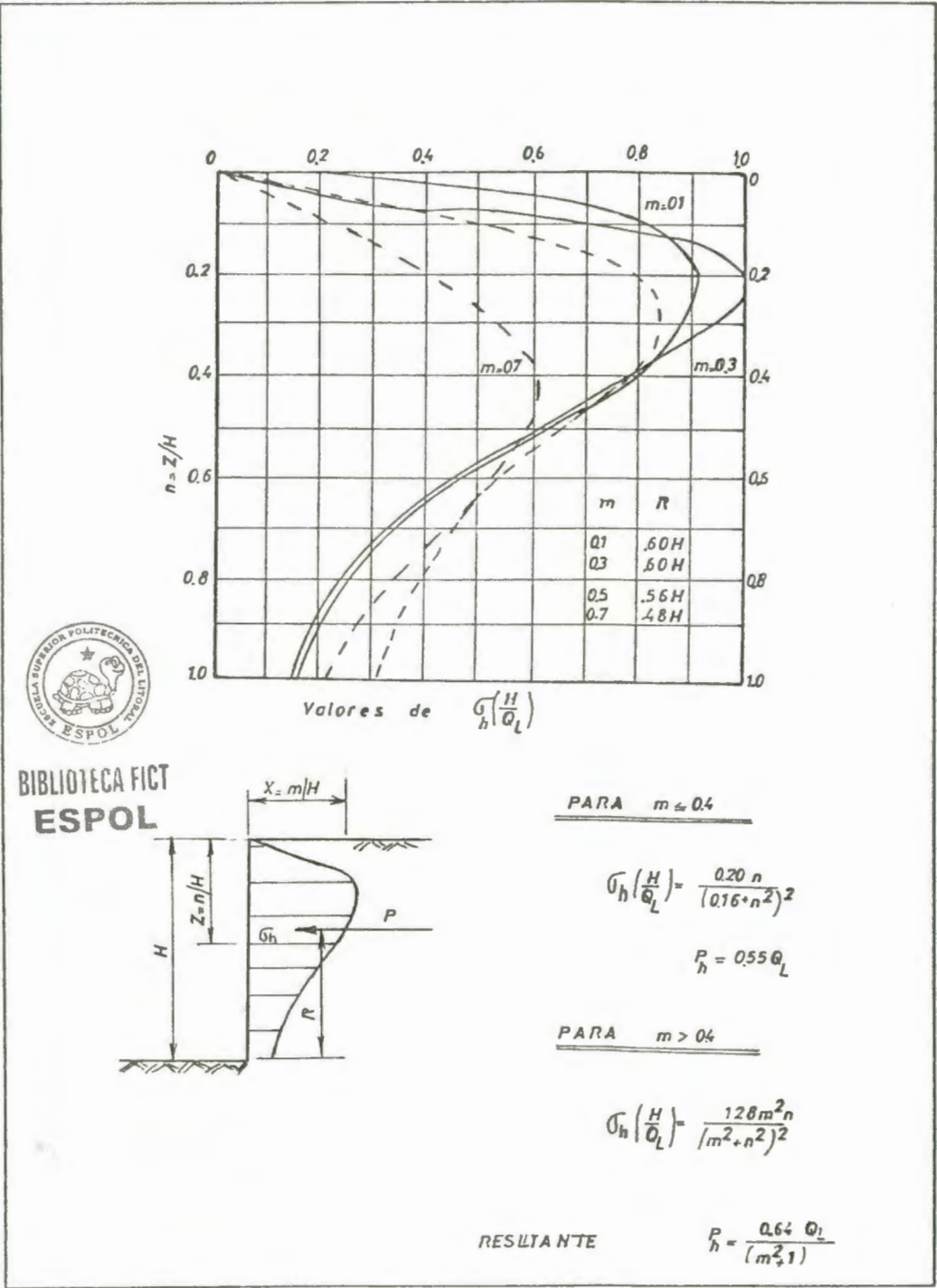


Figura 2.5 Esfuerzos producidos por la acción de una carga puntual (NAVFAC, 1.971 y Terzaghi, 1.954).



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

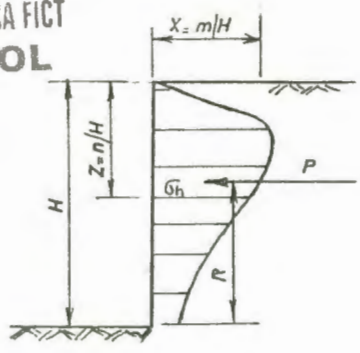


Figura 2.6 Esfuerzos producidos por la acción de una carga lineal uniforme (NAVFAC, 1.971 y Terzaghi, 1.954).

Carga Uniforme Irregular

La figura 2.7 muestra una tabla de influencia para evaluar los esfuerzos laterales actuando en una pared rígida debido a una carga irregular en la superficie (Sandhu, 1974).

Esta tabla asume una relación de Poisson de 0,5 para la masa de suelo. Usando el cuadro de influencia para carga puntual, los esfuerzos laterales debido a una carga irregular pueden ser calculados más fácilmente.

Carga Uniforme Regular

La solución para los esfuerzos laterales sobre una pared rígida es presentada en la figura 2.7. Un ejemplo de los esfuerzos efectivos relacionados con la profundidad se muestra en la figura 2.8.

Note que la influencia de los esfuerzos bajo una profundidad cercana a $1,5 B$ es despreciable.

Una segunda aproximación es aplicar al coeficiente de empuje de suelos (K) y considerar la sobrecarga efectiva dentro de la porción excavada. La magnitud de este coeficiente estará en un rango de K_a (empuje activo de suelos) a K_0 (empuje de suelos en reposo)

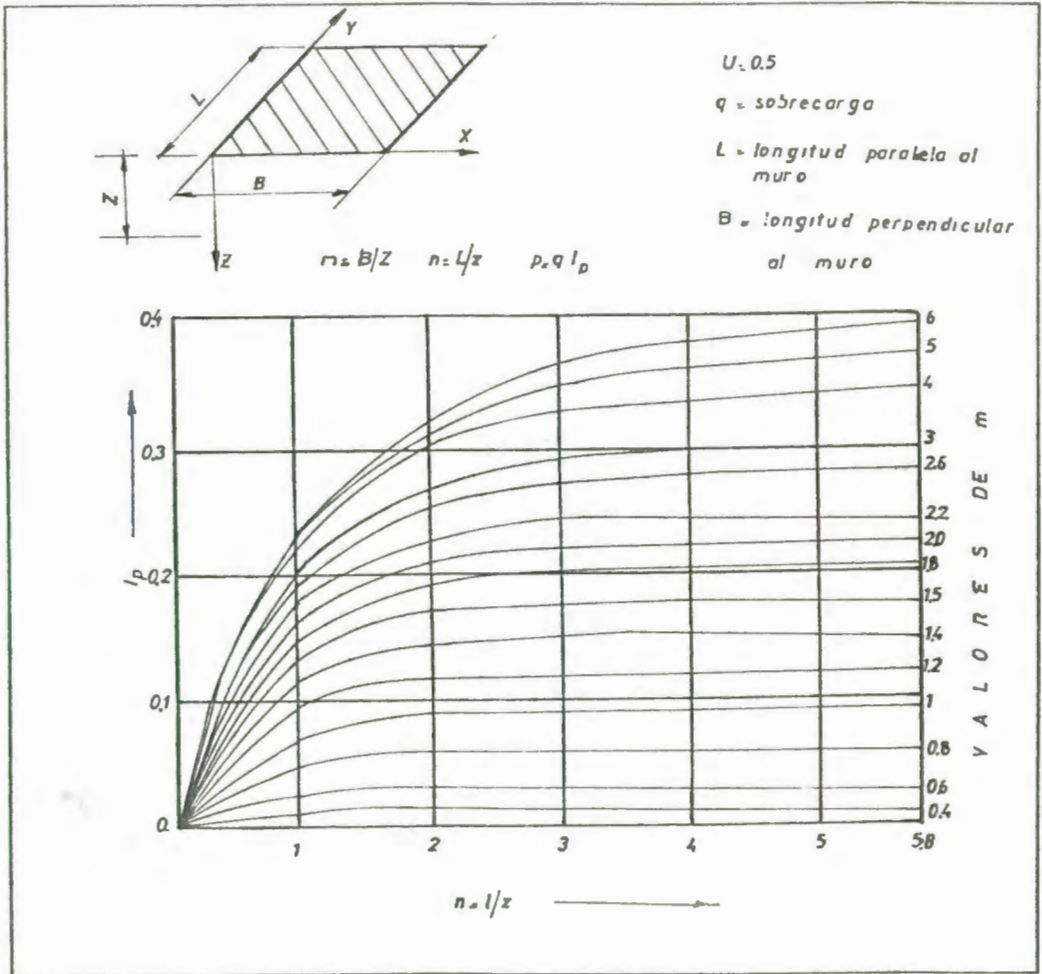


Figura 2.7 Esfuerzos laterales sobre una pared rígida debido a una carga irregular en la superficie.

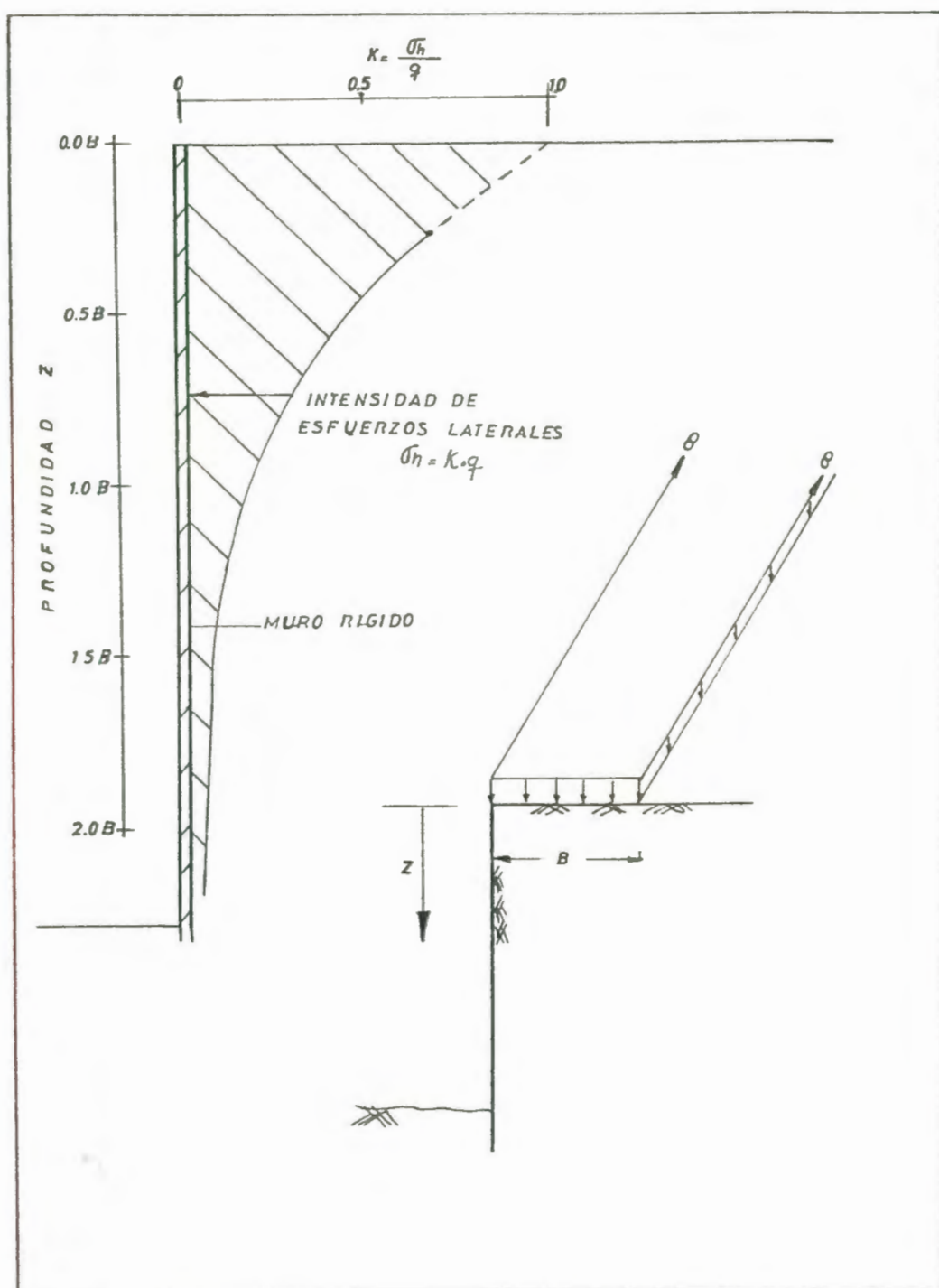


Figura 2.8 Esfuerzos laterales producidos por la acción de una sobrecarga de ancho B y longitud infinita (Sandhu, 1.974).

2.2.5 Estabilidad Local

Se considera los siguientes aspectos:

- a) **Empujes Solicitantes.**— Se toman en cuenta las presiones del suelo, la presión del agua y el empuje debido a sobrecargas. (Ver figura 2.9).

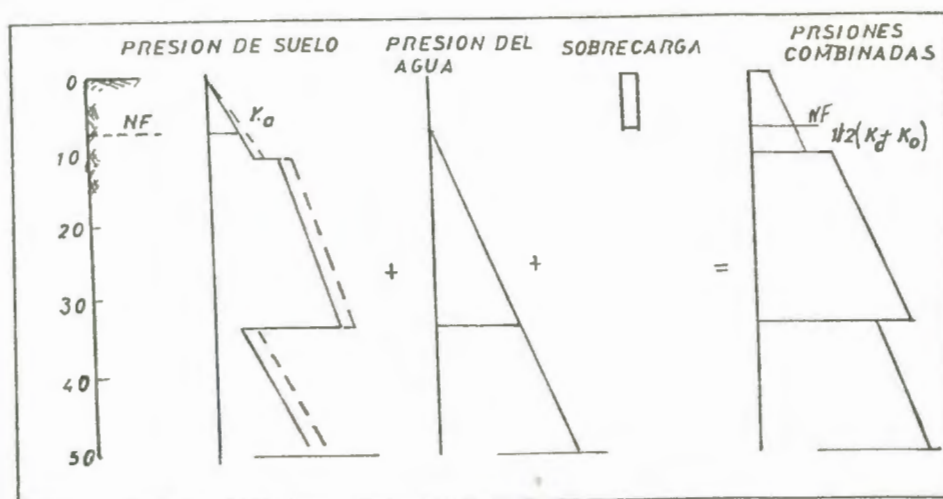


Figura 2.9 Esquema de empujes solicitantes

- b) **Empujes Resistentes.**— Aquí se toma en cuenta el empuje pasivo.

- c) Se considera la estabilidad de cada etapa de la excavación.— Para el equilibrio se deben considerar 2 aspectos:

- 1) Punto de cortante cero

$$\Sigma(\text{Empujes Activos}) = \Sigma(\text{Empujes pasivos})$$

2) Longitud de penetración de la Pantalla (D)

$$\Sigma M_o = 0$$

De acuerdo a todas las consideraciones anotadas anteriormente se calculan a continuación las presiones teóricas para los dos niveles de excavación escogidos.

EXCAVACION A 6 m.

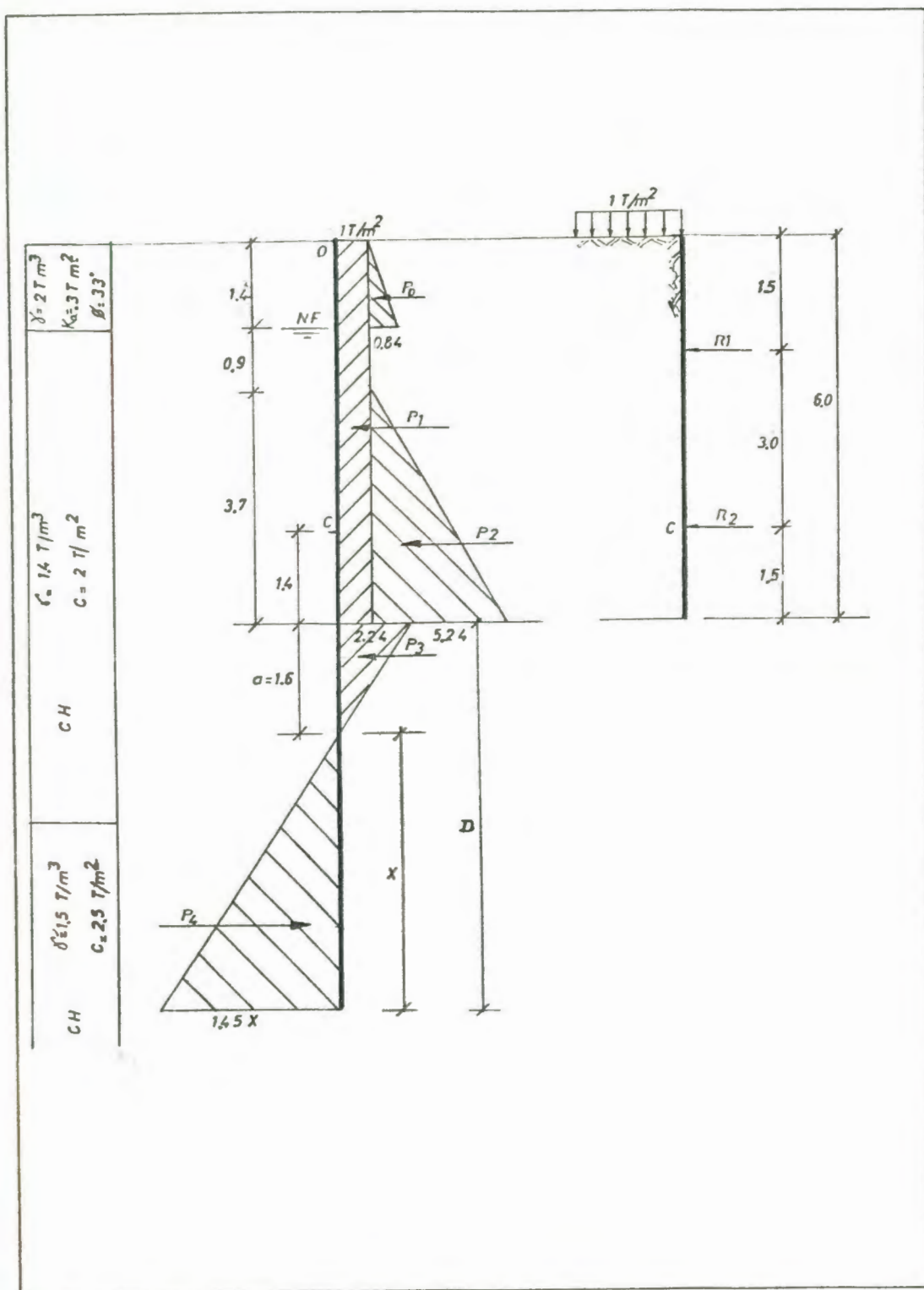


Figura 2.10 Nivel 1 de excavación (Cota - 6m.)

Cálculo de la Estabilidad Local:

a) Empujes Activos.

- Relleno

$$p_a = \gamma_s \cdot H \cdot K_a = 2 * 1,4 * 0,3 = 0,84 \text{ T/m}^2$$

- Arcilla

En la superficie del estrato:

$$p_a \cdot = \gamma_s \cdot H - 2S\mu$$

$$p_a \cdot = 2 * 1,4 - 2 * 2$$

$$p_a \cdot = - 1,2 \text{ T/m}^2 .$$

Para $p_a = 0$:

$$0 = \gamma_s \cdot H - 2S\mu$$

$$H = \frac{2S\mu}{\gamma_s} = \frac{1,2}{1,4} = 0,86 \text{ m.}$$

En el fondo del estrato:

$$p_a \cdot = \gamma_s \cdot H - 2S\mu$$

$$p_a \cdot = 2 * 1,4 + 1,4 * 4,6 - 2 * 2$$

$$p_a \cdot = 9,24 - 4$$

$$p_a \cdot = 5,24 \text{ T/m}^2 .$$

b) Empujes Pasivos.

- Arcilla

$$p_p = \gamma_s \cdot H + 2S\mu$$

Para; $H = 0$ BIBLIOTECA FICT
ESPOL

$$p_p = 2(2) = 4 \text{ T/m}^2.$$

$$\text{Empuje Neto: } 6,24 - 4 = 2,24 \text{ T/m}^2. = \bar{p}_s$$

(Punto de corte cero)

$$a = \frac{\bar{p}_s}{\gamma_s} = \frac{2,24}{1,40} = 1,6 \text{ m.}$$

- c) Cálculo de la Longitud de Penetración del pilote de mangle y pilote de hormigón pretensado para la excavación a la cota -6 m.

PILOTES DE MANGLE

Longitud de Penetración (D), $\Sigma Mc = 0$

$$P_0 d_0 + P_1 d_1 + P_2 d_2 + P_3 d_3 - \frac{P_4 d_4}{1,50} - M_s = 0$$

$$P_0 = \frac{1,4 * 0,84}{2} = 0,59 \implies d_0 = 3,67$$

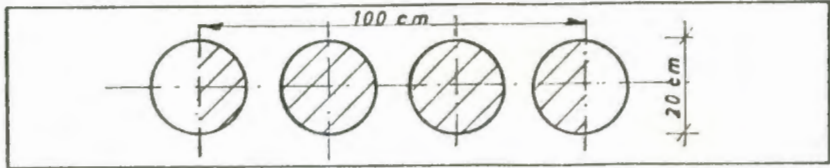
$$P_1 = 1,0 * 6,0 = 6,0 \implies d_1 = 1,60$$

$$P_2 = \frac{3,7 * 5,24}{2} = 9,70 \implies d_2 = 0,17$$

$$P_3 = \frac{1,6 * 2,24}{2} = 1,80 \implies d_3 = 1,93$$

$$P_4 = \frac{1,4X * X}{2} = 0,7 X^2 \implies d_4 = \frac{2X}{3} + 3$$

Cálculo del Momento Resistente (M_s) del pilote de mangle



$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (20)^4}{64} = 7854 \text{ cm}^4$$

$$I_r = 3I = 23562 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{I_r}{y} = \frac{23562}{10} = 2356,0 \text{ cm}^3$$

$$M_s = S f_b \quad \dots \quad f_b = 120 \text{ K/cm}^2$$

$$M_s = 2356,0 \times 120 = 282744 \text{ K-cm}$$

$$M_s = 2,83 \text{ Ton-m.}$$

$$P_0 d_0 + P_1 d_1 + P_2 d_2 + P_3 d_3 - \frac{P_4 d_4}{1,50} - M_s = 0$$

$$0,59(3,67) + 6,0(1,6) + 9,7(0,17) + 1,8(1,93) - \frac{0,7}{1,5} X^2 \left(\frac{2}{3} X + 3 \right) - 2,83 = 0$$

$$0,31X^3 + 1,4X^2 = 14,10$$

$$\text{Si } X = 2,55 \implies 14,2 \approx 14,10$$

$$D = 1,6 + X = 1,6 + 2,6 = 4,2 \text{ m.}$$

$$D_{t\text{e}\text{d}\text{r.}} \approx 4,2 \text{ m.} \quad ; \quad D_{p\text{r}\text{a}\text{c.}} = D_{t\text{e}\text{d}\text{r.}} * 1,2$$

$$D_{p\text{r}\text{a}\text{c.}} = 5,0 \text{ m.}$$

La longitud de penetración para el pilote de mangle es de 5,0 m. Por lo tanto la longitud total del pilote de mangle es de 11 m.

PILOTES DE CONCRETO PRETENSADO

Longitud de penetración (D), $\Sigma M_o = 0$

$$P_o d_o + P_1 d_1 + P_2 d_2 + P_3 d_3 - \frac{P_4 d_4}{1,50} = 0$$

$$P_o = \frac{1,4 * 0,84}{2} = 0,59 \implies d_o = 0,93$$

$$P_1 = 1,0 * 6,0 = 6,0 \implies d_1 = 3,0$$

$$P_2 = \frac{3,7 * 5,24}{2} = 9,70 \implies d_2 = 4,77$$

$$P_3 = \frac{1,6 * 2,24}{2} = 1,80 \implies d_3 = 6,53$$

$$P_4 = \frac{1,4X * X}{2} = 0,7 X^2 \implies d_4 = \frac{2X}{3} + 7,6$$

$$0,59(0,93) + 6,0(3,0) + 9,7(4,77) + 1,8(6,53) - \frac{0,7}{1,5} X^2 \left(\frac{2}{3} X + 7,6 \right) = 0$$

$$0,31X^3 + 3,5X^2 = 76,55$$

$$\text{Si } X = 4,0 \implies 75,84 \approx 76,55$$

$$D = 1,6 + X = 1,6 + 4,0 = 5,6 \text{ m.}$$

$$D_{t.o.d.r.} \approx 5,6 \text{ m.}$$

$$D_{p.r.a.c.} = 6,0 \text{ m.}$$

La longitud de penetración (D) obtenida para los pilotes de hormigón pretensado en el primer nivel de excavación es de 6,0 m. De

ésta manera la longitud total de los pilotes es de 12 m.

El empuje Activo Total será:

$$p_{a.r} = P_0 + P_1 + P_2 + P_3$$

$$p_{a.r} = 0,59 + 6,0 + 9,7 + 1,8$$

$$p_{a.r} = 18,1 \text{ T/m.}$$

EXCAVACION A 9 m.

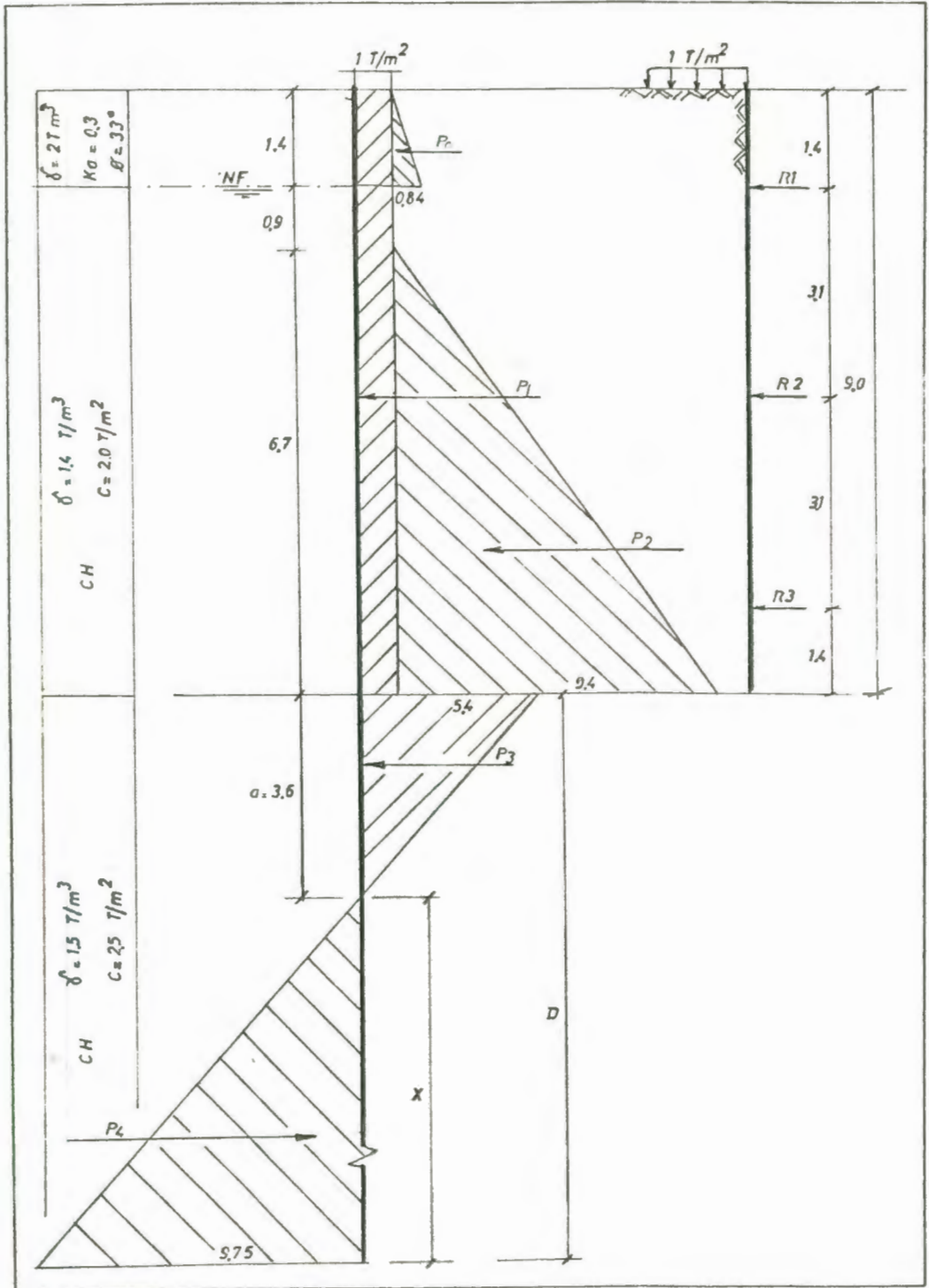


Figura 2.11 Diagrama de presiones para el cálculo de la estabilidad. Nivel 2 de excavación (Cota - 9m.).

Cálculo de la Estabilidad Local para el segundo nivel de excavación:

a) Empujes Activos.

Relleno:

$$p_a = \gamma_a H K_a = 2(1,4)(0,3) = 0,84 \text{ T/m}^2.$$

Arcilla:

En la superficie del estrato:

$$p_a = \gamma_a H - 2S_\mu$$

$$p_a = 2 \times 1,4 - 2 \times 2$$

$$p_a = -1,2 \text{ T/m}^2.$$

Para $p_a = 0$:

$$0 = \gamma_a H - 2S_\mu$$

$$H = \frac{2S_\mu}{\gamma_a} = \frac{1,2}{1,4} = 0,9 \text{ m.}$$

En el fondo del estrato:

$$p_a = \gamma_a H - 2S_\mu$$

$$p_a = 2 \times 1,4 + 1,4 \times 7,6 - 2 \times 2$$

$$p_a = 9,4 \text{ T/m}^2.$$

b) Empujes Pasivos.

- Arcilla:

$$p_p = \gamma_s H + 2 S_\mu$$

Para $H = 0$;

$$p_p = 2(2,5) = 5 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Empuje Neto: } 10,4 - 5,0 = 5,4 \text{ T/m}^2 = \bar{p}_s$$

(Punto de corte cero)

$$a = \frac{\bar{p}_s}{\gamma_s} = \frac{5,4}{1,5} = 3,6 \text{ m.}$$

c) Longitud de Penetración para Pantalla de Hormigón Armado y Pilotes de Concreto Pretensado.

$$\Sigma M_o = 0$$

$$P_o d_o + P_1 d_1 + P_2 d_2 + P_3 d_3 - \frac{P_s d_s}{1,50} = 0$$

$$P_o = \frac{1,4 * 0,84}{2} = 0,59 \implies d_o = 0,93$$

$$P_1 = 1,0 * 9,0 = 9,0 \implies d_1 = 4,50$$

$$P_2 = \frac{6,7 * 9,4}{2} = 31,5 \implies d_2 = 6,77$$

$$P_3 = \frac{5,4 * 3,6}{2} = 9,70 \implies d_3 = 10,2$$

$$P_4 = \frac{1,5X * X}{2} = 0,75X^2 \quad \implies d_4 = \frac{2X}{3} + 12,2$$

$$0,59 * 0,9 + 9,0 * 4,5 + 31,5 * 6,77 + 9,7 * 10,2 -$$

$$\frac{0,75}{1,50} X^2 * (12,2 + \frac{2X}{3}) = 0$$

$$0,5 + 40,5 + 213,2 + 98,9 - 6,3X^2 - 0,3X^3 = 0$$

$$0,33X^3 + 6,3X^2 = 353,2$$

$$\text{Si } X = 6,5 \dots$$

$$90,6 + 266,17 = 253,2$$

$$356,80 \approx 353,2$$

$$X \approx 6,5$$

Por lo tanto la longitud de Penetración (D) para el segundo nivel de excavación es:

$$D = a + X = 3,6 + 6,5 = 10,1$$

$$D_{t \dots r} = 10,1 \text{ m.}$$

$$D_{p \dots c} = 11,0 \text{ m.}$$

El empuje Activo Total será:

$$p_{a \dots r} = P_0 + P_1 + P_2 + P_3$$

$$p_{a \dots r} = 0,59 + 9,0 + 31,5 + 9,7$$

$$p_{a \dots r} = 50,79 \text{ T/m.}$$

2.3 LEVANTAMIENTO DEL FONDO

El Levantamiento de Fondo es una forma de inestabilidad característica en un medio de arcilla blanda donde la resistencia al corte del suelo es aproximadamente constante bajo la base de la excavación. (Ver Figura 2.12). La Falla de Levantamiento de Fondo es análoga a una falla de capacidad de carga; la diferencia radica en que ese esfuerzo es liberado (aliviado).

En arcillas el Levantamiento del fondo se produce cuando la resistencia al cortante supera la presión de expansión (Falla por capacidad portante negativa).

Terzaghi (1943) Desarrolló el análisis:

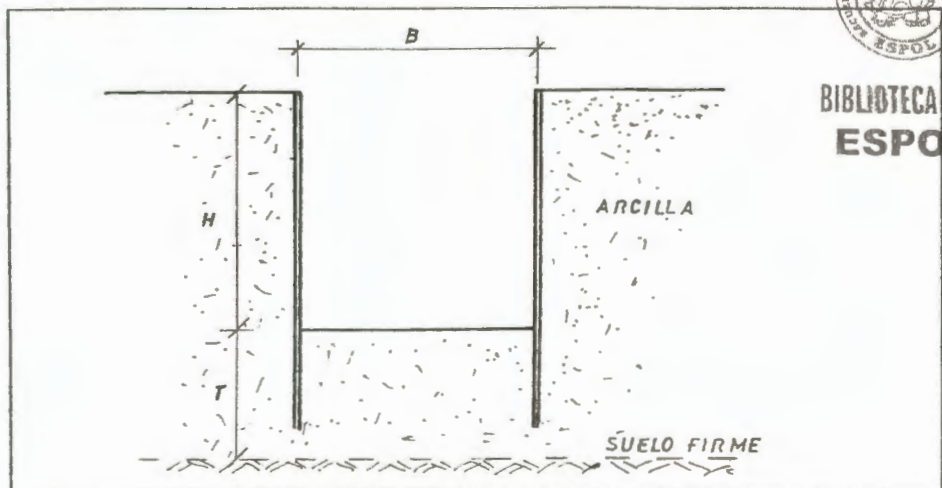
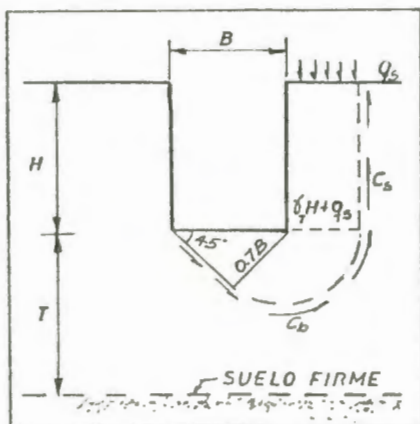


Figura 2.12 Dimensionamiento de la Excavación

Se deben considerar 2 casos:

a) $T > 0,7B$



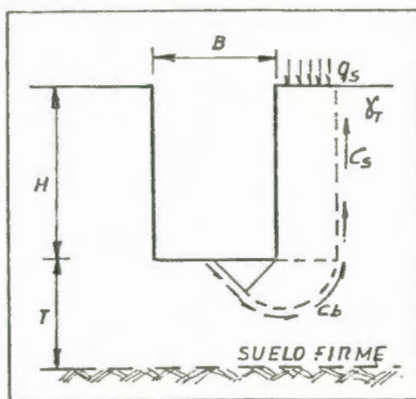
$$F.S. = \frac{c_b N_c (0,7B)}{(\gamma_T H + q_s) 0,7B - c_s H}$$

$$F.S. = \frac{c_b N_c}{(\gamma_T H + q_s) - 1,4 \frac{H}{B} c_s}$$

$$N_c = 5 (1 + 0,2 \frac{B}{L})$$

N_c = Factor de Capacidad de Carga.

b) $T < 0,7 B$



$$F.S. = \frac{c_b N_c T}{(\gamma_T H + q_s) T - c_s H}$$

$$F.S. = \frac{c_b N_c}{(\gamma_T H + q_s) - \frac{H}{T} c_s}$$

Este tipo de falla fué también analizado por Bjerrum y Eide, 1956 usando la tabla de estabilidad dada en la figura 2.13. El factor de seguridad para el caso de falla por levantamiento de fondo es determinado como:

$$F.S. = N_{c,b} \left(\frac{Su}{\gamma_T H + q} \right) = \frac{N_{c,b}}{N}$$

donde:

$$N = \# \text{ de estabilidad} = \frac{\gamma_T H + q}{Su}$$

$N_{c,b}$ = Factor de Capacidad de Carga

Su = resistencia al corte no drenada de la arcilla

γ_T = Peso unitario total del suelo

q = carga uniformemente distribuida sobre el área adyacente a la excavación.

A medida que el Factor de Seguridad contra el levantamiento del fondo en Arcillas, disminuye, los movimientos de la pantalla se incrementan.

Este análisis no considera la pared inferior de la pantalla para resistir movimientos asociados con el Levantamiento del fondo.

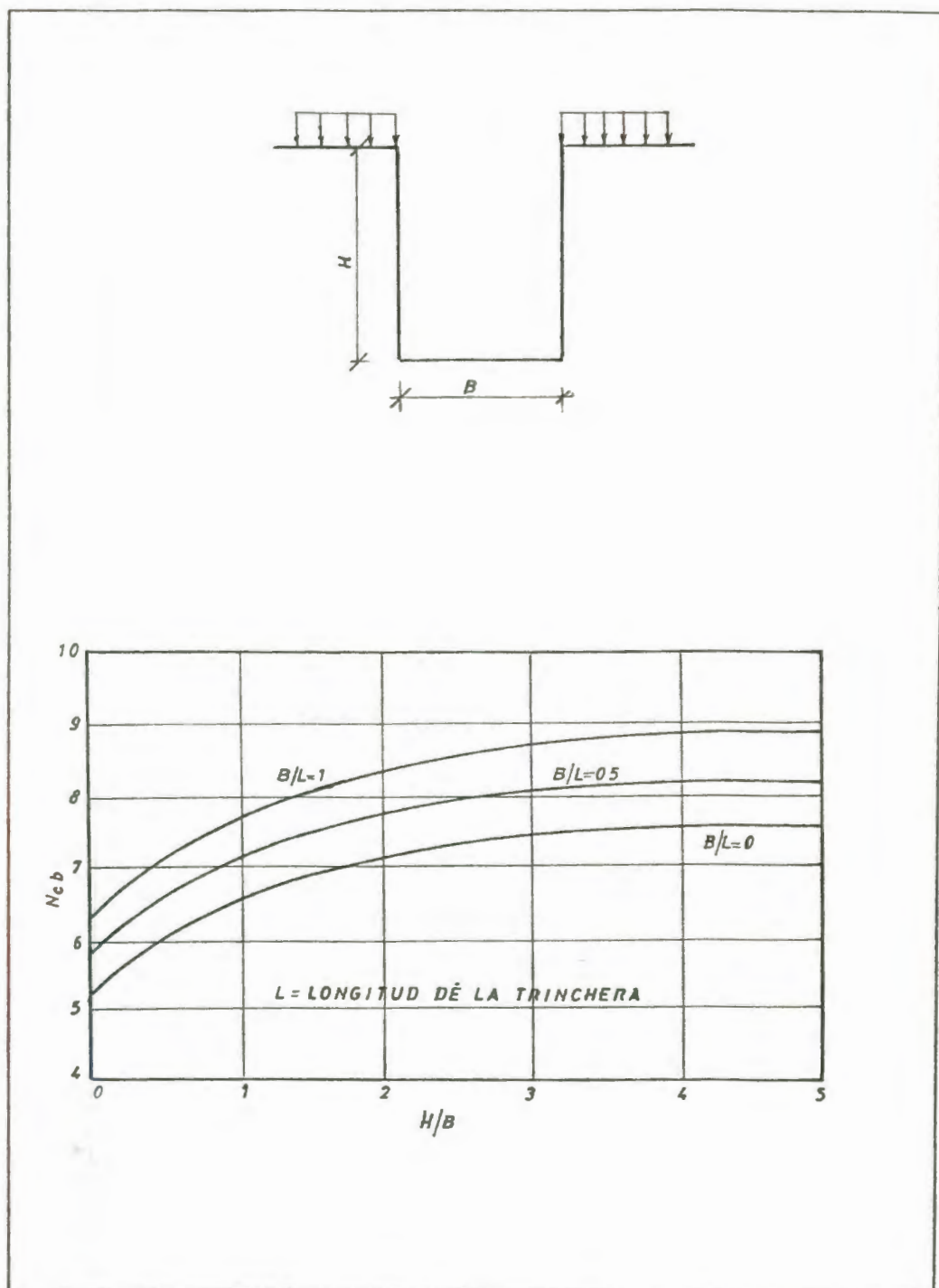


Figura 2.13 Factores de capacidad de carga para el análisis de una falla local por levantamiento de fondo (BJERRUM & EIDE, 1.956).

LEVANTAMIENTO DEL FONDO

Excavación a 6 m.

Asumimos una excavación de 20x60. (m)

DATOS:

$$B = 20 \text{ m.}$$

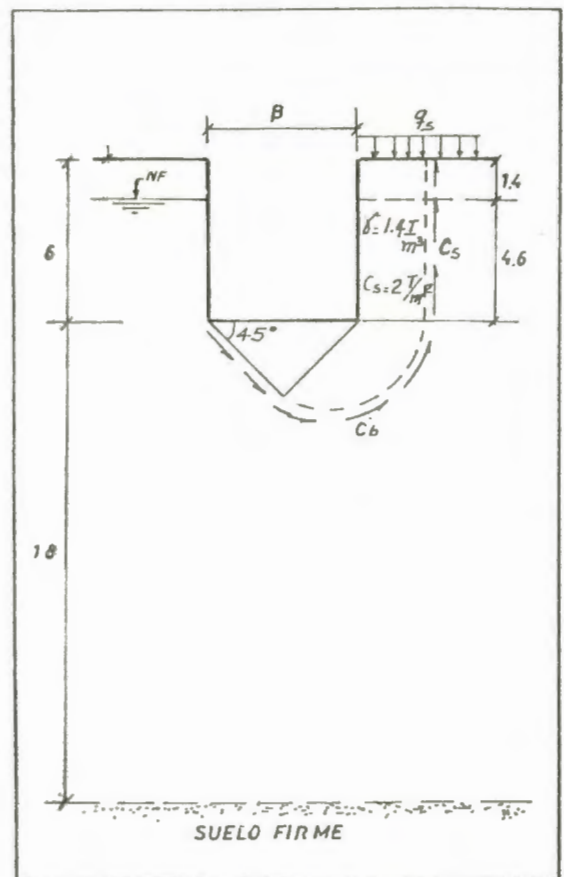
$$q_s = 1,0 \text{ t/m}^2$$

$$L = 60 \text{ m.}$$

$$H = 6 \text{ m.}$$

$$T = 18 \text{ m.}$$

$$C_b = 2,25 \text{ Ton/m}^2$$

Según TERZAGHI:

$$T > 0,7B$$

$$18 > 0,7(20)$$

$$18 > 14 \quad \text{====> CASO a)}$$

$$F = \frac{C_b N_c}{(\gamma_r H + q_s) - 1,4 \frac{H}{B} C_s}$$

$$N_c = 5 \left(1 + 0,2 \frac{B}{2} \right)$$

$$N_c = 5 (1 + 0,2 * 0,33)$$

$$N_c = 5 (1,067)$$

$$N_c = 5,33$$

$$F.S. = \frac{5,33 (2,25)}{1,4(6) + 1,0 - \frac{1,4(6,0)(2)}{20}}$$

$$F.S. = \frac{12}{8,56}$$

$$F.S. = 1,40$$

Según BJERRUM:

$$F.S. = N_{c,b} \left(\frac{Su}{\gamma_r H + q} \right)$$

$$N_{c,b} = 5,8$$

$$F.S. = \frac{(5,8)2,0}{1,4(6) + 1,0} = 1,23$$

$$F.S. = 1,2$$

LEVANTAMIENTO DEL FONDO

Excavación a 9 mts.

DATOS:

$$B = 20 \text{ m.}$$

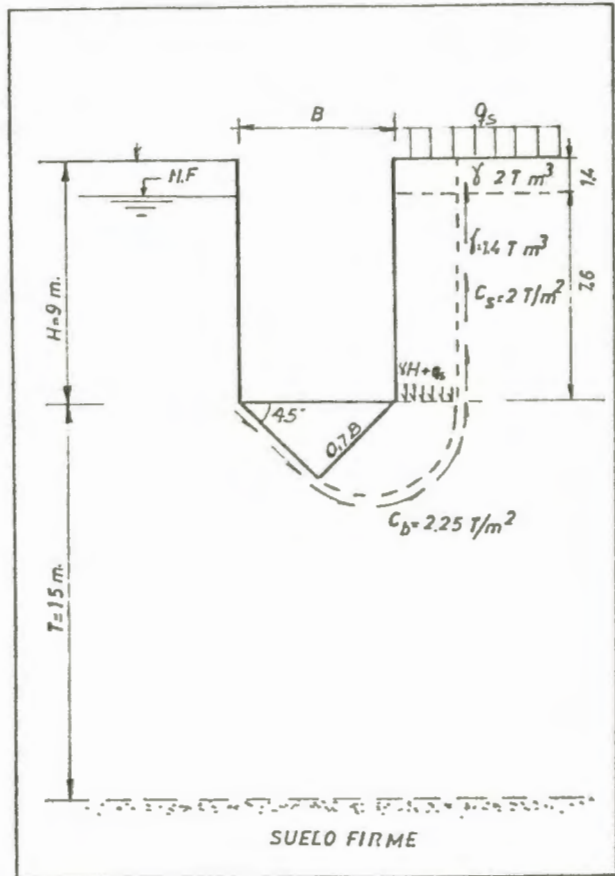
$$q_s = 1,0 \text{ T/m}^2$$

$$L = 60 \text{ m.}$$

$$H = 9 \text{ m.}$$

$$T = 15 \text{ m.}$$

$$C_b = 2,25 \text{ Ton/m}^2$$

Según Terzaghi:

$$15 > 0,7 B$$

$$15 > 14 \quad \text{====> caso a)}$$

$$F.S. = \frac{C_b N_c}{(\gamma H + q_s) - 1,4 \frac{H}{B} C_s}$$

$$F.S. = \frac{2,25 (5,33)}{(1,4)(9) + 1,0 - \frac{1,4(9)(2)}{20}}$$

$$F.S. = \frac{12}{13,6 - 1,26}$$

$$F.S. = 1,0$$

Según BJERRUM:

$$F.S. = N_c \left(\frac{Su}{\gamma_r H + q} \right)$$

$$F.S. = 6,3 \left(\frac{2,0}{1,4(9) + 1,0} \right) = \frac{12,60}{13,56}$$

$$F.S. = 0,92$$

Los diferentes valores de F.S. obtenidos según los cálculos propuestos por Terzaghi y Bjerrum son mostrados en la Tabla 2-2.

TABLA 2-2

Factores de S. obtenidos según Terzaghi y Bjerrum

AUTOR	Prof.(m)	F.S.
Terzaghi	6	1,4
	9	1,0
Bjerrum	6	1,2
	9	0,9

2.4 FALLA GENERAL.

Una forma de análisis de estabilidad es el análisis del clásico arco circular ilustrado en la figura 2.14. Esto involucra una serie de tanteos con diferentes centros de rotación lo cual genera diferentes superficies de falla donde se toma la condición más crítica, lo cual dependerá de la geometría y de las propiedades geomecánicas del suelo.

El factor de Seguridad es igual a la relación entre la sumatoria de momentos resistentes (Fuerza de los puntales) y momentos actuantes (peso y propiedades del suelo). Ver Figura 2.14.

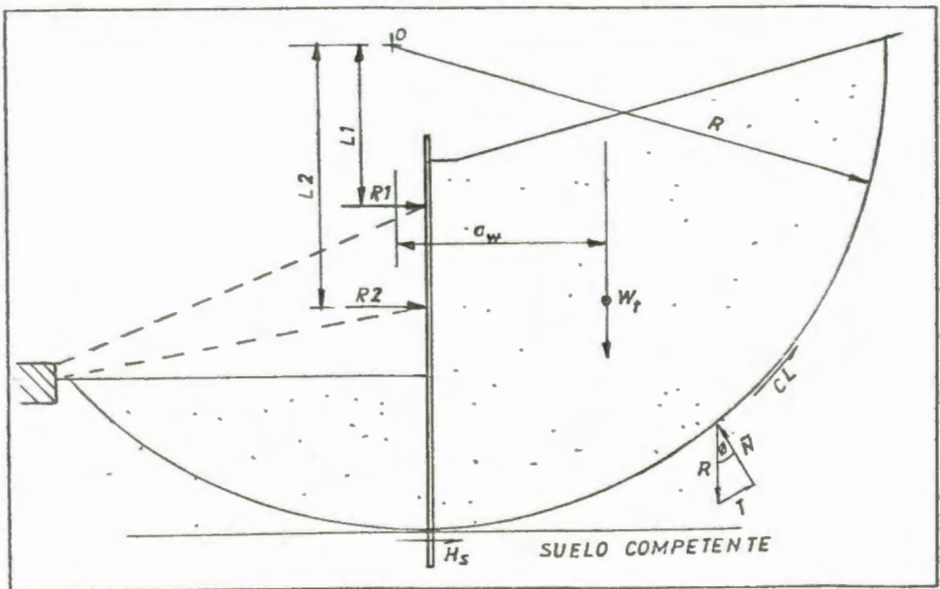


Figura 2.14 Falla General

W_r = Peso de la masa del suelo

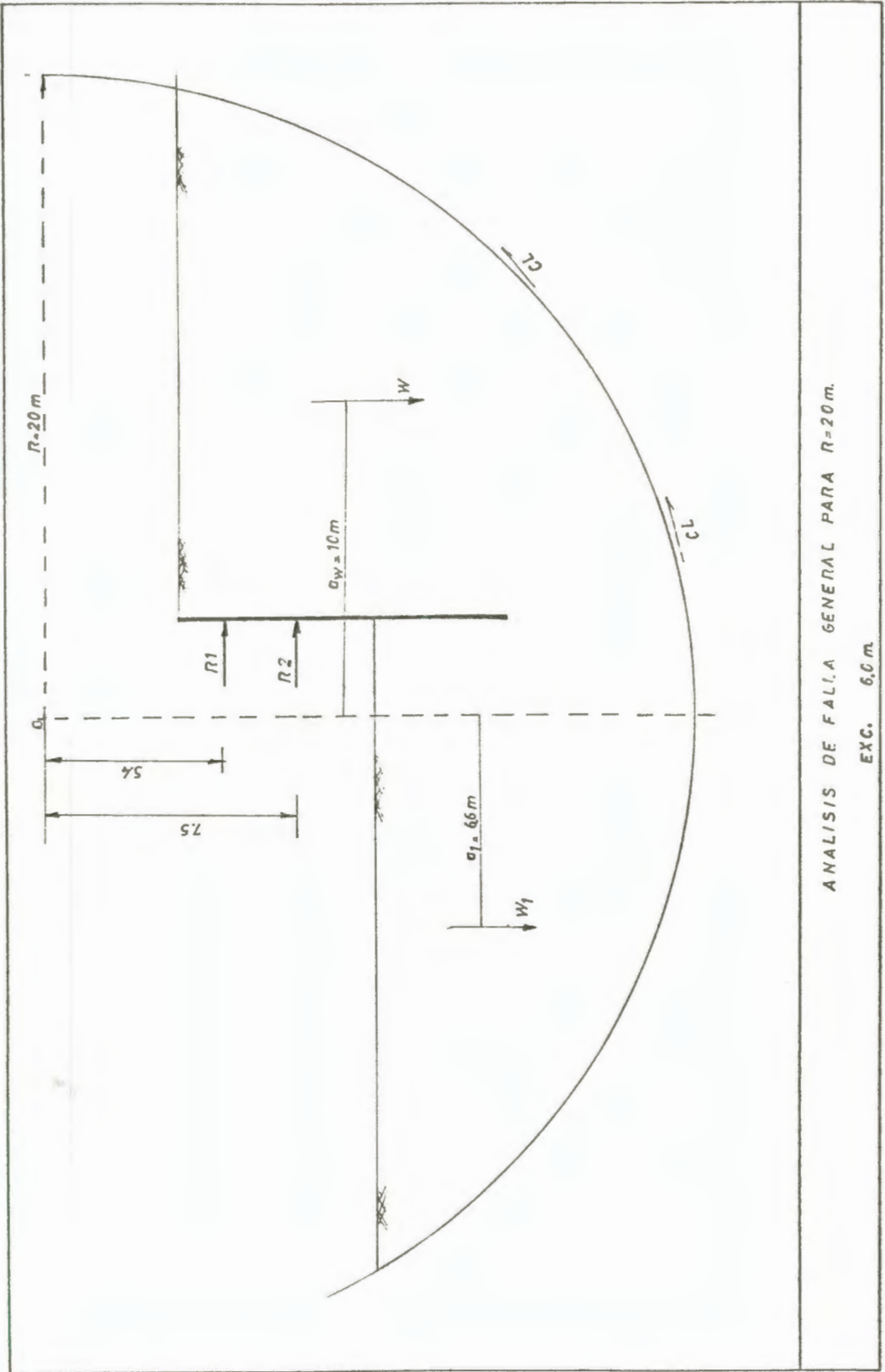
H_s = Cortante resistente del Muro

R_1, R_2 = Puntales

CL = Cortante del suelo debido a cohesión

T = Cortante del suelo debido a fricción

$$F.S. = \frac{(N \tan \phi + CL) R}{W_r * a_w - R_1 L_1 - R_2 L_2 - H_s R}$$



ANALISIS DE FALLA GENERAL PARA $R=20\text{ m}$.

EXC. 6.0 m

ANALISIS DE FALLA GENERAL (Exc. 6 m.)

1° Tanteo; $R = 20 \text{ m.}$

$$W = 187,9 (1,4) = 263,06 \text{ Ton.}$$

$$a_w = 10 \text{ m.}$$

$$W_1 = 135 (1,4) = 189 \text{ Ton.}$$

$$a_1 = 6,6 \text{ m.}$$

$$CL = 131,0 \text{ Ton.}$$

$$R_1 = 2,9 \text{ Ton.}$$

$$R_2 = 2,5 \text{ Ton.}$$

$$L_1 = 5,4 \text{ m.}$$

$$L_2 = 7,5 \text{ m.}$$

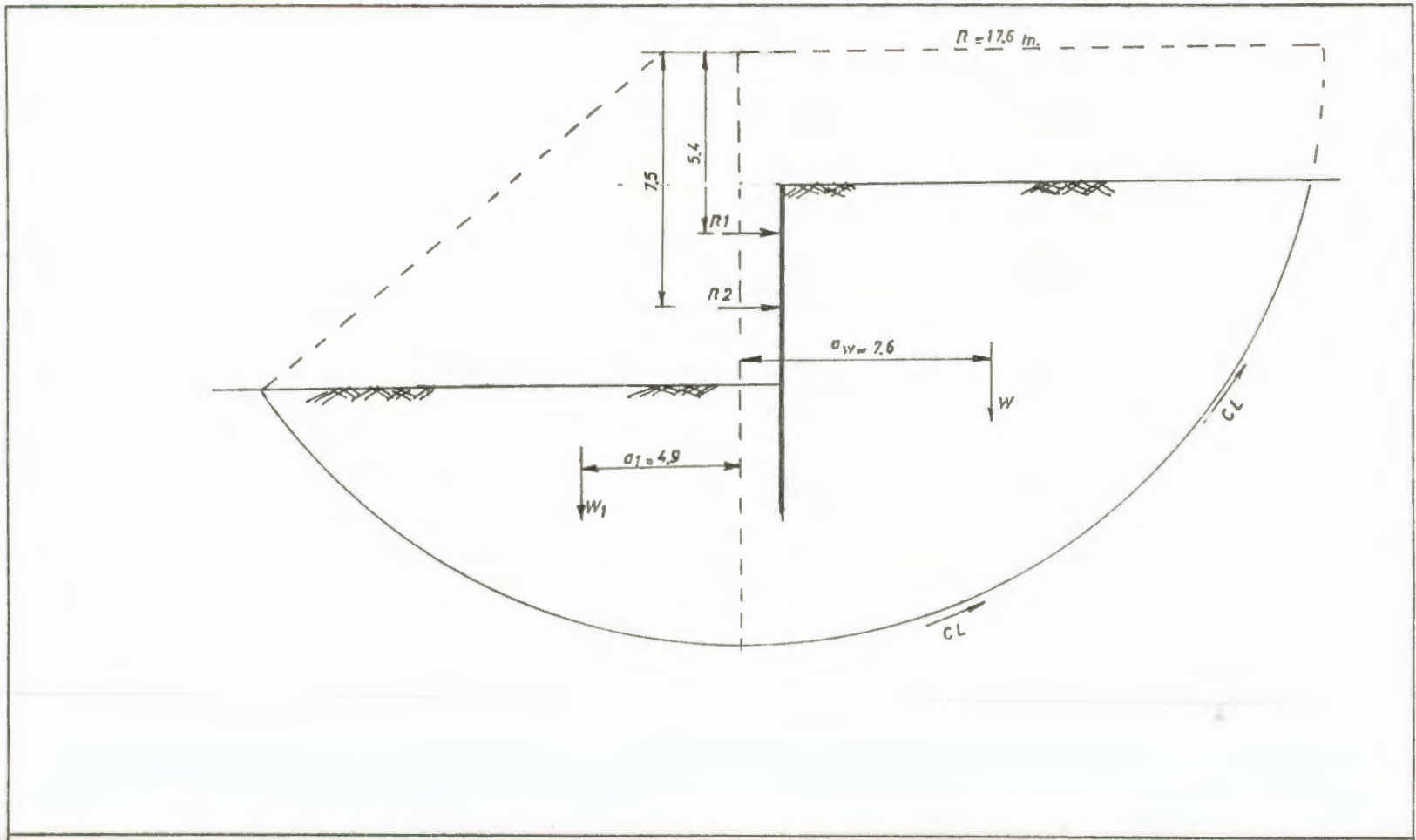
$$F.S. = \frac{CL * R + W_1 a_1}{W a_w - R_1 L_1 - R_2 L_2} = \frac{(20)131,0 + 189(6,6)}{263,1 * 10 - 2,9 * 5,4 - 2,5 * 7,5}$$

$$F.S = \frac{3867,4}{2596,59} = 1,49$$

$F.S. = 1,5$



**BIBLIOTECA FICT
ESPOL**



ANALISIS DE FALLA GENERAL PARA R. 17.6

ANALISIS DE FALLA GENERAL (Exc. 6 m.)

2° Tanteo; $R = 17.6 \text{ m.}$

$W = 156,04 (1,4) = 218,4 \text{ Ton.}$

$a_w = 8,1 \text{ m.}$

$W_1 = 85,8 (1,4) = 120,1 \text{ Ton.}$

$a_1 = 4,9 \text{ m.}$

$CL = 2,3 (R\theta) = 2,3 (17,6) (145 * \pi/180)$

$CL = 102,4 \text{ Ton.}$

$R_1 = 2,9 \text{ Ton.}$

$R_2 = 2,5 \text{ Ton.}$

$L_1 = 5,4 \text{ m.}$

$L_2 = 7,5 \text{ m.}$

$$F.S. = \frac{CL * R + W_1 a_1}{W a_w - R_1 L_1 - R_2 L_2}$$

$$F.S. = \frac{102,4(17,6) + 120,1(4,9)}{218,4(7,6) - 2,9(5,4) - 2,5(7,5)}$$

$$F.S. = \frac{2391,5}{1625,43} = 1,47$$

$F.S. = 1,5$

2.5 FALLA POR FLUJO PLASTICO.

Esta falla se presenta en el suelo adyacente a las paredes en el fondo de la excavación debido a la acción de las presiones activas y a la liberación de esfuerzos debidos al suelo excavado; lo cual origina una disminución de la resistencia pasiva. Esta pérdida de resistencia pasiva puede provocar grandes movimientos internos en el sistema de apuntalamiento, a menudo alrededor del 50% del movimiento total permisible.

La figura 2.15 puede ser usada para casos donde la falla por Flujo Plástico es inminente en suelos cohesivos.

La figura 2.15 muestra el factor de seguridad necesario para prevenir la falla por Flujo Plástico en función de la geometría de la excavación y la razón de esfuerzo cortante. Se puede notar que la relación $N_{c,0}/N$ (requerida para prevenir la falla por flujo plástico) se incrementa a medida que K_0 aumenta, permaneciendo constante todas las demás variables.

El flujo Plástico es crítico en suelos sobreconsolidados.

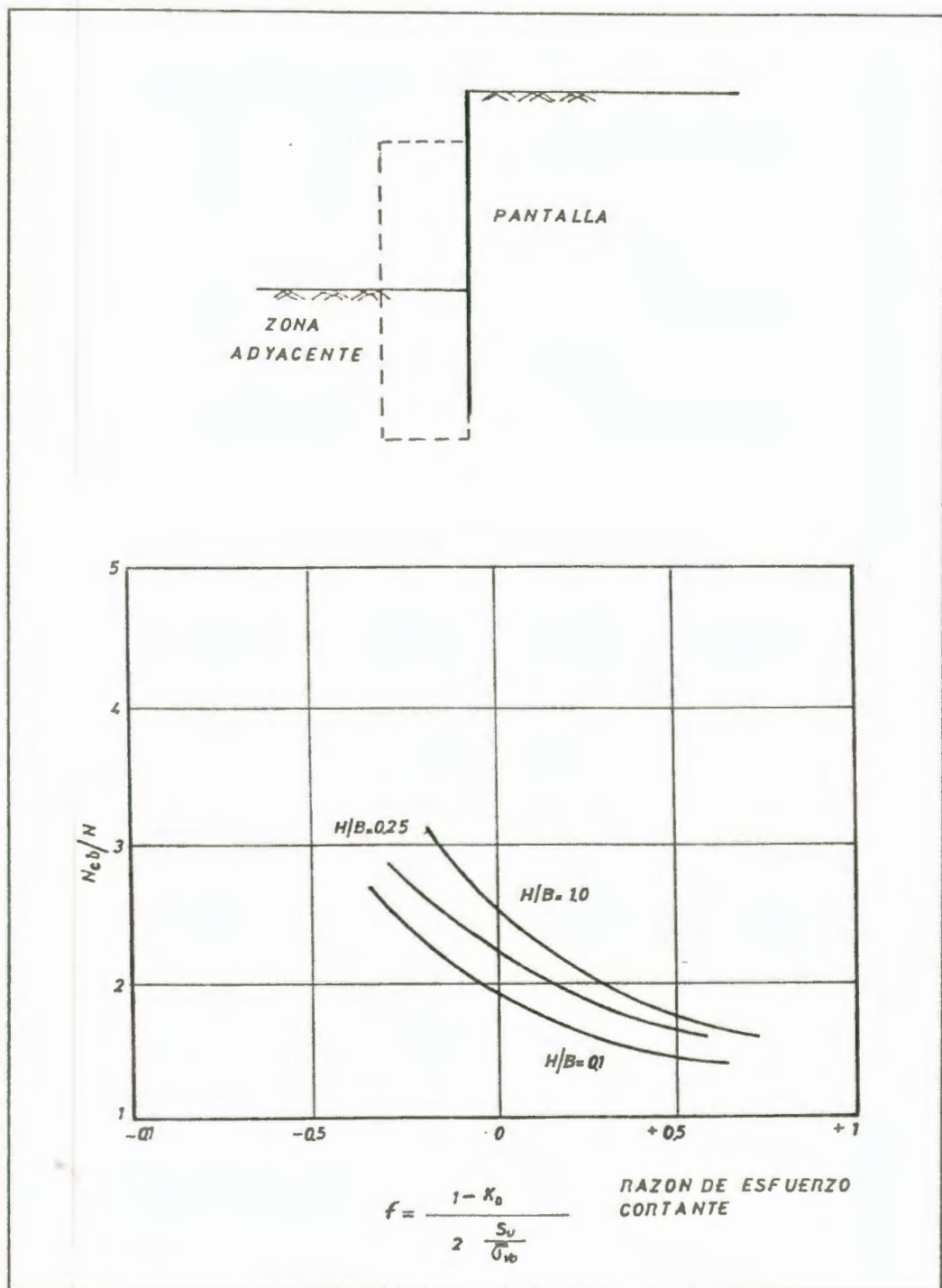


Figura 2.15 Factor de Seguridad para prevenir la falla por flujo plástico (DE APPOLONIA, 1.971).

$$\text{Razón Cortante de Esfuerzo } f = \frac{1 - K_o}{2 * \frac{S_u}{\sigma_{v_o}}}$$

K_o = Coeficiente de empuje en reposo

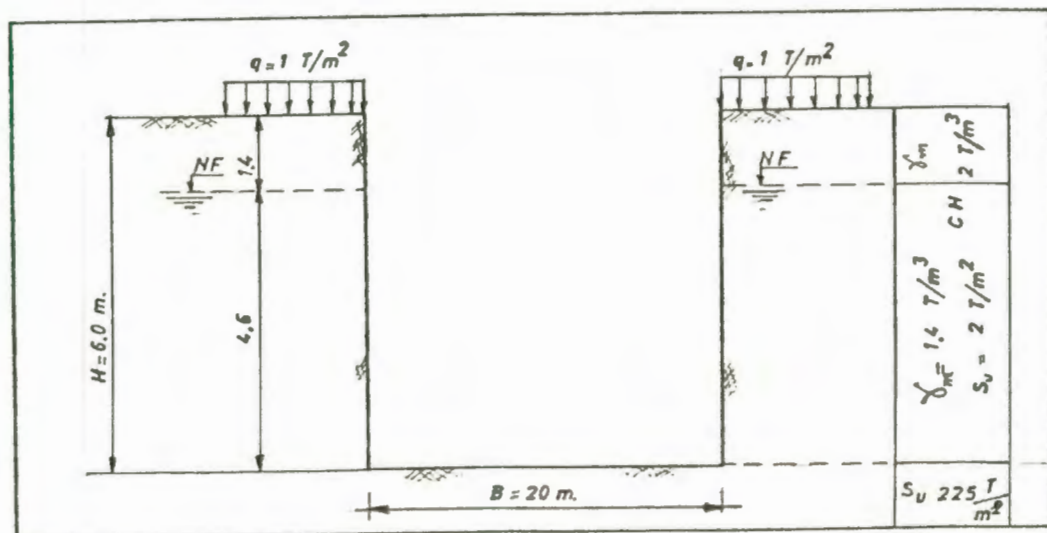
$$\sigma_{v_o} = P_o = (\gamma_s - \gamma_w) Z$$

$$N = \text{Número de Estabilidad} = \frac{\gamma_T H + q}{S_\mu}$$

N_{c_b} = Factor de Capacidad de Carga; (Fig. 2.13)

$$\text{F.S.} = N_{c_b} * \frac{S_u}{\gamma_T H + q} = \frac{N_{c_b}}{N}$$

EXCAVACION A 6 m.
FALLA POR FLUJO PLASTICO



$$B = 20 \text{ m.}$$

$$H/B = 6/20 = 0,3$$

$$S_u = c_h = 2,25 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma_m = 1,4 \text{ T/m}^3$$

$$K_0 = 0,5$$

$$\sigma_{v0} = 2(1,2) + 1(0,2) + 0,4(4,6)$$

$$\sigma_{v0} = 4,44 \text{ T/m}^2$$

$$N = \frac{\gamma_m H + q}{S_u} = \frac{2 \times 1,40 + 1,4 \times 4,6 + 1,0}{2} = 5,12$$

$$f = \frac{1 - K_0}{2 * \frac{S_u}{\sigma_{v0}}}$$

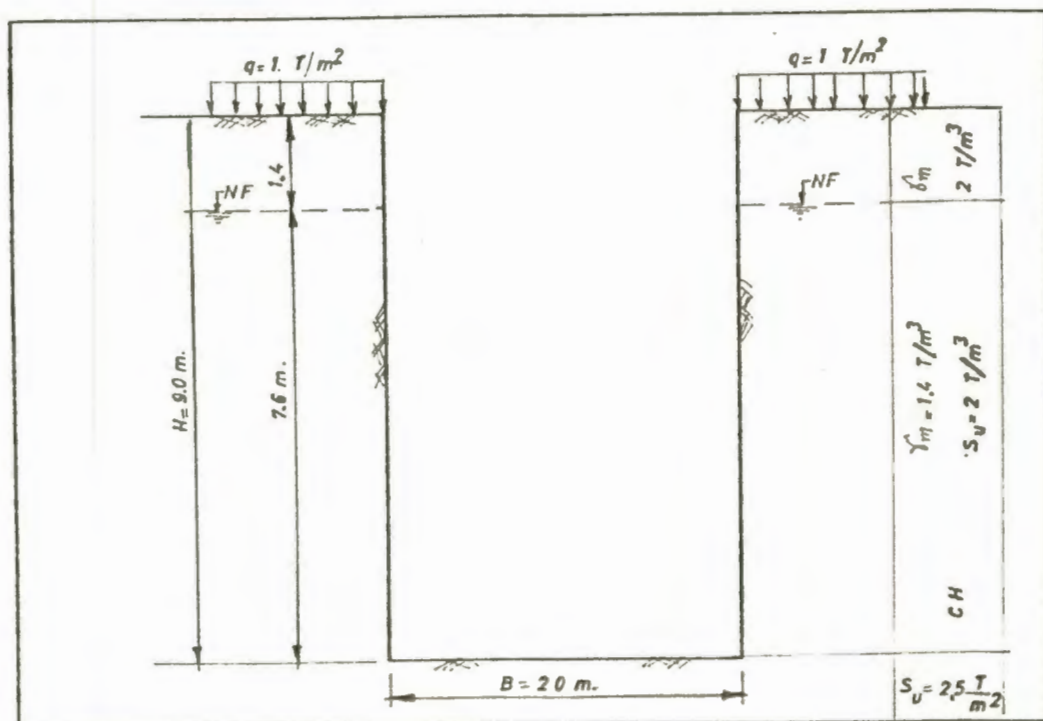
$$f = \frac{1 - 0,5}{2 * \frac{2,25}{4,44}} = \frac{0,5}{1,01} = 0,5$$

$$\text{Si } f = 0,5 \text{ y } H/B = 0,3 \implies \frac{N_f}{N} = 1,7 \text{ (Fig.2.15)}$$

$$\text{F.S.} = \frac{N_{c,b}}{N} = 1,7$$

$$N_{c,b} = 1,8 N = 1,8(5,06) = 9,11$$

EXCAVACION A 9 m.
FALLA POR FLUJO PLASTICO



Análisis del F.S. para prevenir la falla por flujo plástico:

$$B = 20 \text{ m.}$$

$$H/B = 0,37$$

$$S_u = 2,5 \text{ T/m}^2$$

$$\delta_r = 1,45 \text{ T/m}^2$$

$$K_o = 0,5$$

$$\sigma_{v_o} = 2(1,2) + 1(0,2) + 0,4(7,6) = 5,64 \text{ T/m}^2$$

$$N = \frac{\delta_r H + q}{S_u} = \frac{2 * 1,4 + 1,4 * 7,6 + 1}{2} = 7,2$$

$$f = \frac{1 - K_o}{2 * \frac{S_u}{\sigma_{v_o}}}$$

$$f = \frac{1 - 0,5}{2 * \frac{(2,5)}{5,64}} = \frac{0,5}{0,9} = 0,56$$

Para $f = 0,56$ y $H/B = 0,37$ (Fig. 1.15)

$$\frac{N_{c,b}}{N} = 1,6 ;$$

$$F.S. = \frac{N_{c,b}}{N} = 1,6$$

$$N_{c,b} = 1,6 (7,20) = 11,5$$



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

CAPITULO III

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS DIFERENTES SISTEMAS PROPUESTOS

3.1 PRESIONES DE DISEÑO.

Las deformaciones de todo el sistema de apuntalamiento no son compatibles con el desarrollo de las presiones activas, debido al pequeño desplazamiento de la parte superior de la pantalla. (Ver Figura 3.1)

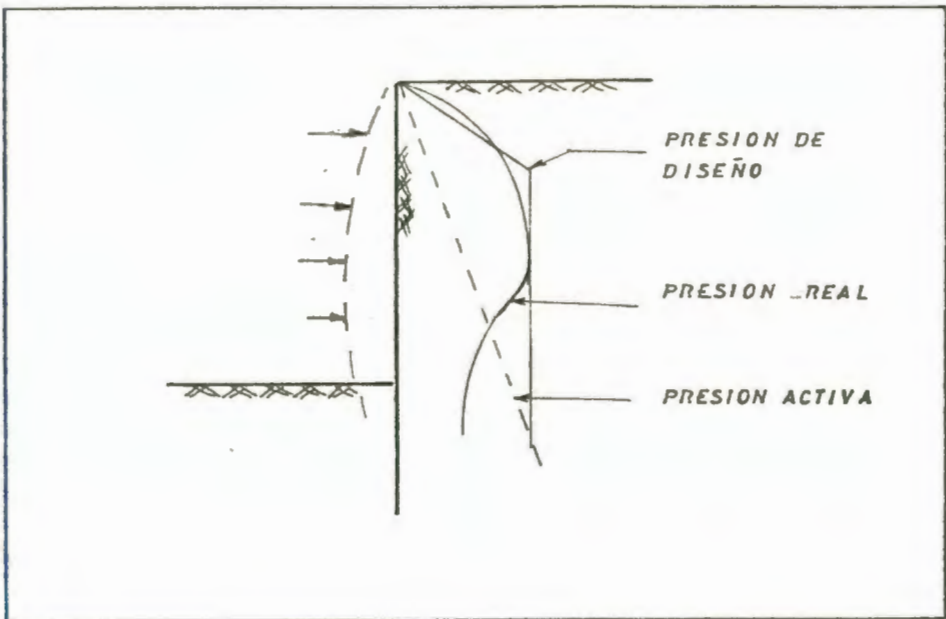


Figura 3.1 Pequeños desplazamientos en la parte superior del sistema de apuntalamiento.

Como resultado de esto las presiones exceden a aquellas calculadas por la teoría clásica de empuje de suelos, especialmente cerca del tope de la excavación.

Las presiones de diseño han sido determinadas de mediciones en sitio de las cargas sobre los puntales, tanto para arenas como para arcillas.

Con el fin de hacer las mediciones indicadas, útiles para diseño, se las ha expresado en términos de presiones aparentes.

Como se muestra en la Figura 3.2, cada carga del puntal se la convierte en presión aparente dividiéndola para el área tributaria limitada por la mitad de distancia entre puntales arriba-abajo y a ambos lados.

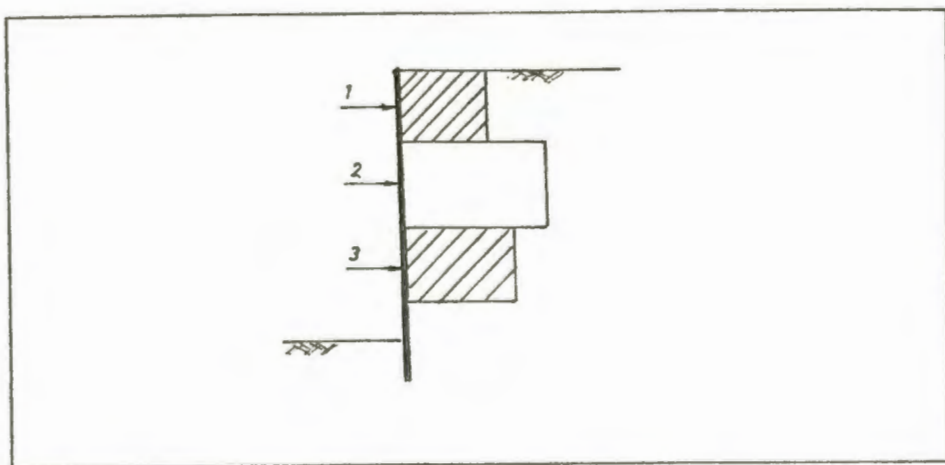


Figura 3.2 Cargas sobre los puntales.

Las cargas en los puntales en un nivel determinado varían unas con otras debido a los problemas constructivos, tal como se observa en la **Figura 3.3**

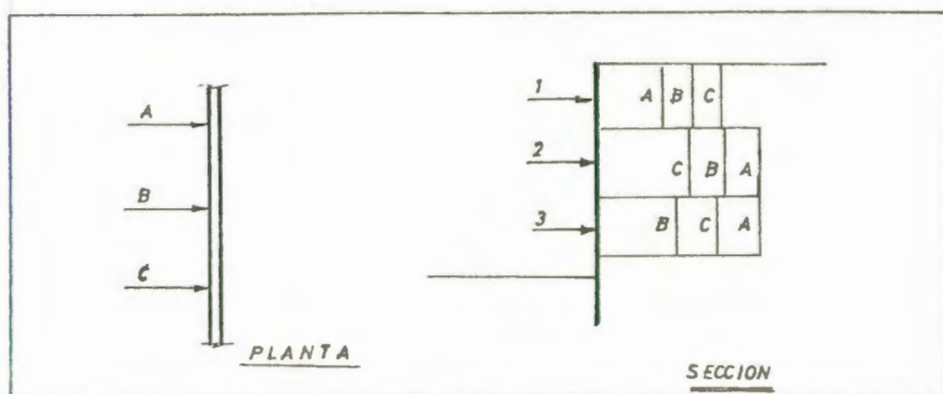
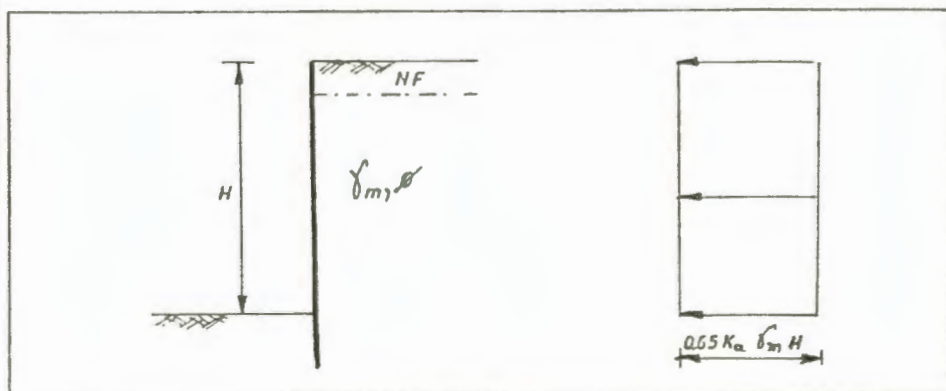


Figura 3.3 Variación de cargas en puntales en función de los problemas constructivos.

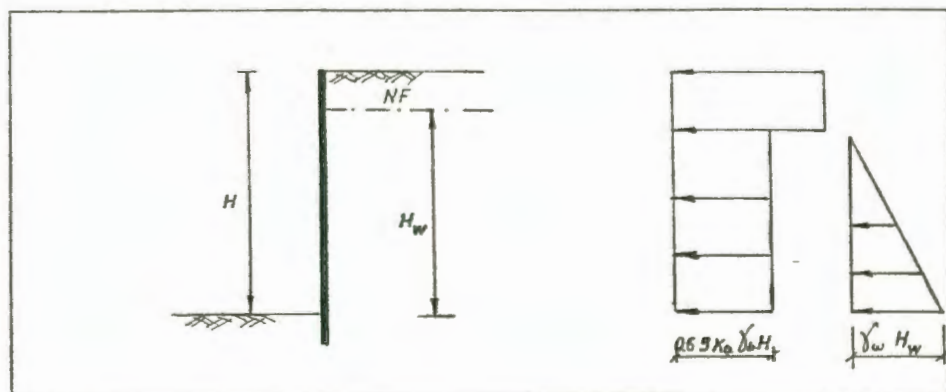
Peck, tomó los valores máximos de dichas envolventes y los representó en forma analítica como las "Presiones aparentes" para Diseño que se indican a continuación:

a) Presiones Aparentes para Arenas.

a.1) Pared Permeable y/o abajamiento del nivel freático



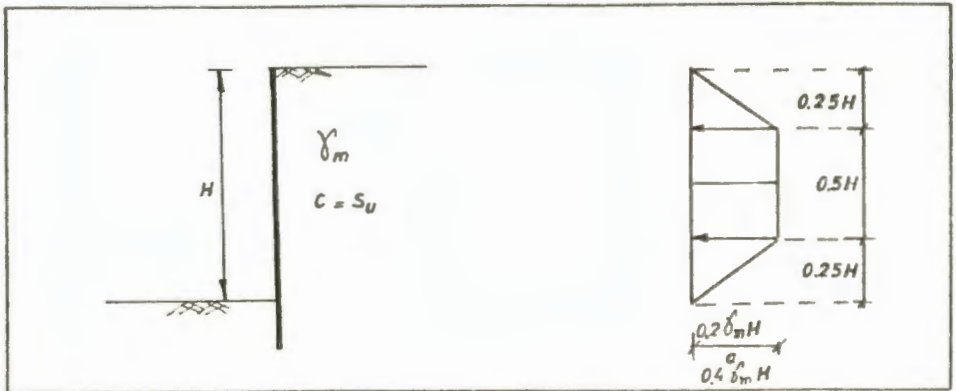
a.2) Pared impermeable y recarga de agua



El área del diagrama de las presiones aparentes es 30% mayor que el valor de las presiones activas teóricas de suelo.

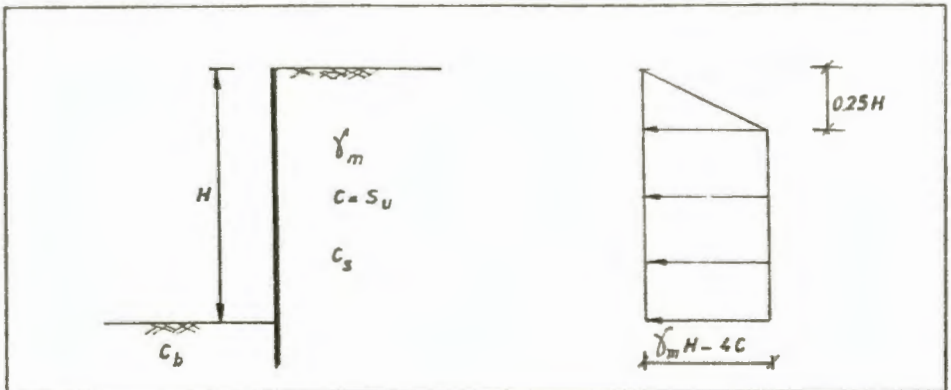
b) Para el caso de Arcillas

b.1) Si $\gamma_s H < 4C$



Usar: $0,2 \gamma_s H$ para desplazamientos pequeños
y $0,3 \gamma_s H$ para la mayoría.

b.2) Si $\gamma_s H > 4C$



Para este caso se deben distinguir dos condiciones:

$$\frac{\gamma_s H}{C_s} < 12 \quad \text{y}; \quad \frac{\gamma_s H}{C_s} \leq 7$$

donde; C_s = Promedio de S_u en el fondo de la excavación.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

C_u = Resistencia al esfuerzo cortante media,
no drenada a la altura de la excavación.

Si $\frac{\gamma_u H}{C_u} > 7$; los movimientos de la pantalla
son grandes y las presiones reales son
mayores que las aparentes.

c) **Presiones Aparentes para Suelos estratificados.**

En este caso se usa las teorías clásicas de empuje de suelos para calcular las presiones Activas.

Luego se incrementa la magnitud de dichas presiones por el mismo factor que las presiones aparentes de Peck exceden a las Presiones de las teorías clásicas, (Ver Figura 3.4). Dichos factores son:

Para Arenas: 1.30

Para Arcillas: 1.75

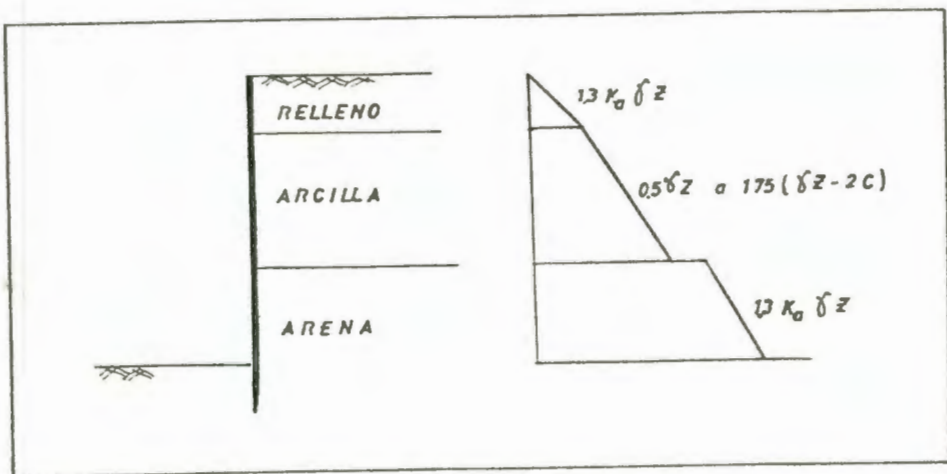


Figura 3.4 Presiones aparentes para suelos estratificados.

Luego la fuerza total (Area del diagrama) se la distribuye en forma del diagrama de Presiones Aparentes de Peck, tal como lo muestra la Figura 3.5.

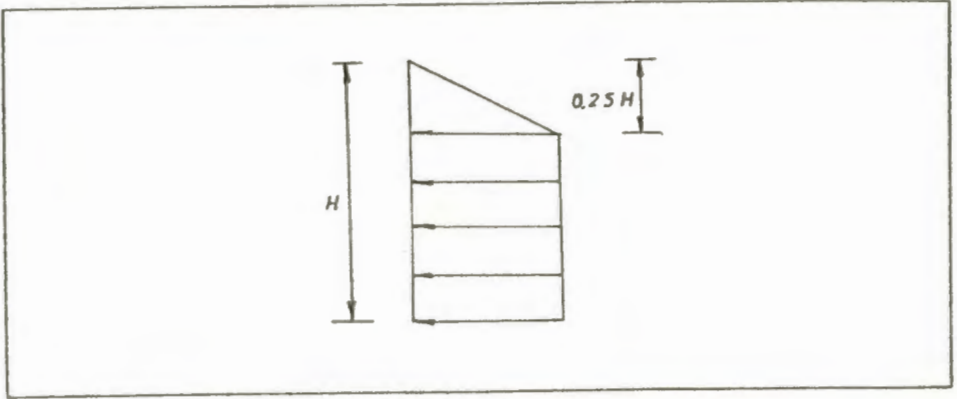


Figura 3.5 Diagrama de presiones aparentes de Peck

A continuación se determinan los diagramas de las presiones de diseño para los dos niveles de excavación escogidos.

Determinación de las Presiones de Diseño para el Nivel 1 de Excavación (Cota - 6 m.).

a) Relleno:

$$p_a = 1,3 K_a \delta Z$$

$$p_a = 1,3 * 0,3 * 2 * 1,4$$

$$p_a = 1,09 \text{ T/m}^2.$$

b) Arcilla:

$$\text{Si } p_a = 0,5 \delta Z$$

En la superficie del estrato:

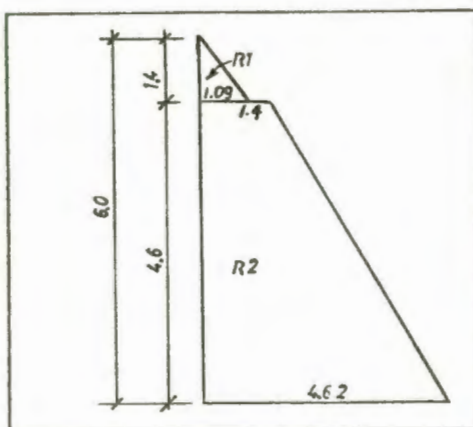
$$p_a^* = 0,5 (2,0) (1,4)$$

$$p_a^* = 1,4 \text{ T/m}^2.$$

En el fondo del estrato:

$$p_a^* = 1,4 + 0,5 (1,4) (4,6)$$

$$p_a^* = 4,62 \text{ T/m}^2.$$



$$R = R_1 + R_2$$

$$R = \frac{1,4 * 1,09}{2} + \frac{4,62 + 1,4}{2} (4,6)$$

$$R = 0,76 + 13,85 = 14,61 \text{ T/m}.$$

$$\text{Si } p_a = 1,75 (\gamma Z - 2c)$$

En la superficie del estrato:

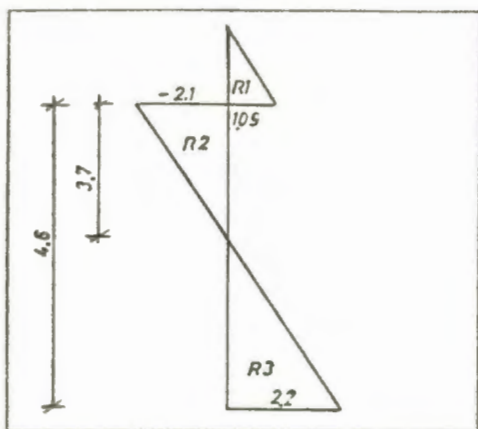
$$p_a^* = 1,75 [(2)(1,4) - 2(2)]$$

$$p_a^* = - 2,1 \text{ T/m}^2.$$

En el fondo del estrato:

$$p_a^* = - 2,1 + 1,75 [1,4 \times 4,6 - 2 \times 2]$$

$$p_a^* = 2,17 \text{ T/m}^2.$$



$$R = R_1 + R_2 + R_3$$

$$R = \frac{1,4 \times 1,09}{2} + \frac{2,1 \times 3,7}{2} + \frac{2,2 \times 0,9}{2}$$

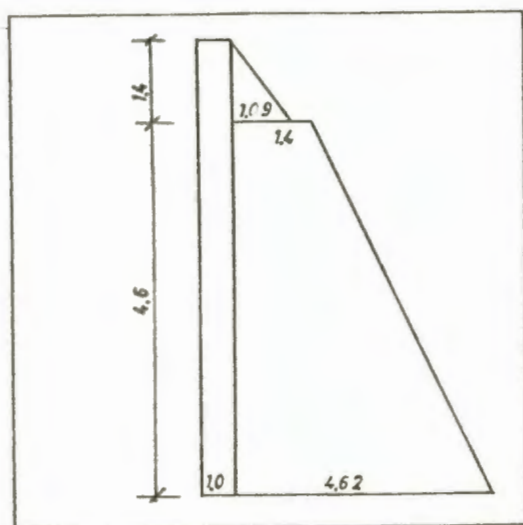
$$R = 0,76 + (-3,88) + 0,99 = - 2,13 \text{ T/m}.$$

Se escoge el valor mayor de R, en este caso

$R = 14,61 \text{ T/m}.$; que corresponde al primer diagrama de presiones.

c) **Presiones Resultantes:**

Tomando una sobrecarga $q = 1,0 \text{ T/m}^2$.; el diagrama de presiones resultantes queda esquematizado de la siguiente manera:



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

$$R_T = 1,0(6,0) + \frac{1,4 \times 1,09}{2} + \frac{4,62 + 1,4}{2} (4,6)$$

$$R_T = 6,0 + 14,61$$

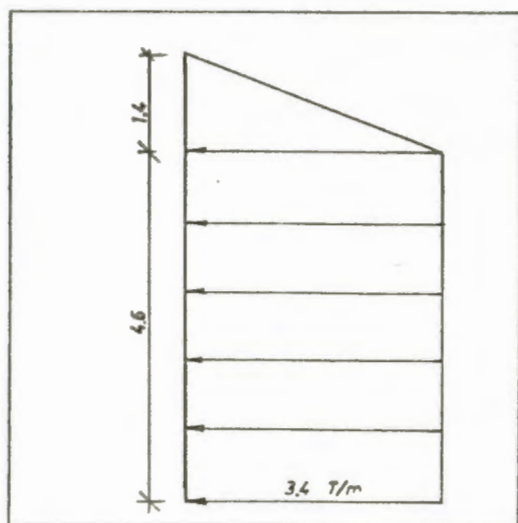
$$R_T = 20,61 \text{ T/m.}$$

d) **Presiones de diseño:**

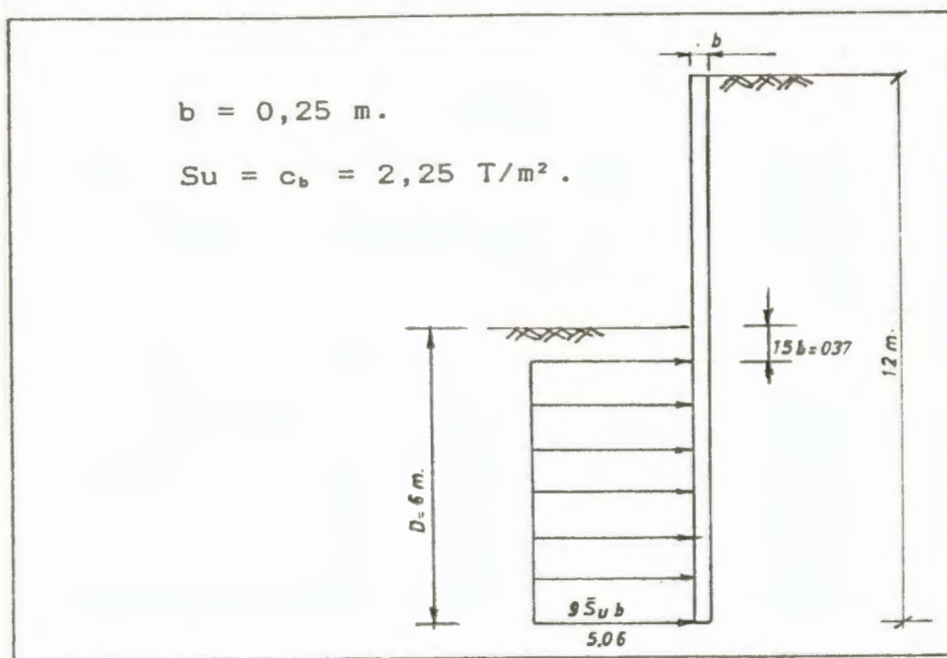
La fuerza total (R_T), que equivale al área del diagrama se lo distribuye en forma del diagrama de las presiones aparentes de Peck, de ésta manera se tiene:

$$w = \frac{R_T}{H} = \frac{20,61}{6}$$

$$w = 3,40 \text{ T/m.}$$



Resistencia Pasiva de Pilotes de Hormigón Pretensado



$$R_p = \frac{9 * S_u * b * D}{1,5} = \frac{9 * 2,25 * 0,25 * 5,625}{1,5}$$

$$R_p = 18,98 \text{ T/pilote.}$$

$$\text{Empuje activo de diseño} = 20,61 * 0,667$$

$$= 13,74 \text{ T/m.}$$

Número de pilotes por metro (N):

$$N = \frac{\text{Empuje Activo}}{\text{Resist. Pasiva}} = \frac{13,74 \text{ T/m.}}{18,98 \text{ T/pil.}} = 0,7 \frac{\text{pil.}}{\text{m.}}$$

El espaciamiento entre pilotes es: $\frac{1}{0,7}$;

es decir un pilote cada 1,4 m.

Determinación de las Presiones de Diseño para el Nivel 2 de Excavación (Cota - 9 m.).

a) **Relleno:**

$$p_a = 1,3 K_a \gamma Z$$

$$p_a = 1,3 * 0,3 * 2 * 1,4$$

$$p_a = 1,09 \text{ T/m}^2.$$

b) **Arcilla:**

$$\text{Si } p_a = 0,5 \gamma Z$$

En la superficie del estrato:

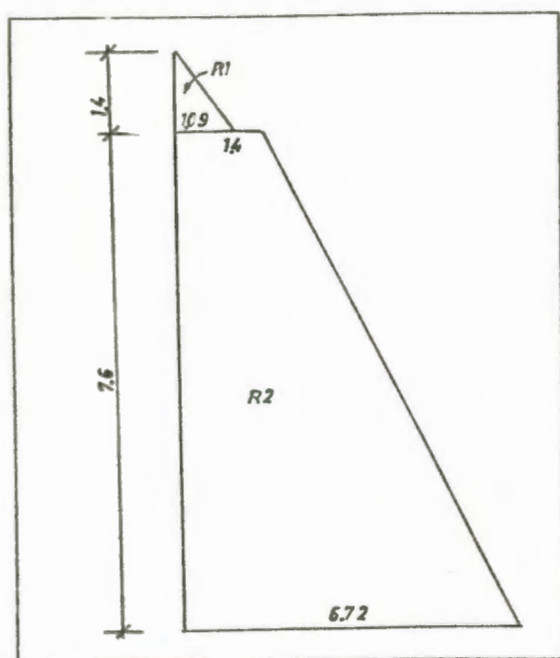
$$p_a^* = 0,5 (2,0) (1,4)$$

$$p_a^* = 1,4 \text{ T/m}^2.$$

En el fondo del estrato:

$$p_a^* = 1,4 + 0,5 (1,4) (7,6)$$

$$p_a^* = 6,72 \text{ T/m}^2.$$



$$R = R_1 + R_2$$

$$R = \frac{1,4 \times 1,09}{2} + \frac{6,72 + 1,4}{2} (7,6)$$

$$R = 0,76 + 30,86 = 31,62 \text{ T/m.}$$

$$R = 31,62 \text{ T/m.}$$

$$\text{Si } p_a = 1,75 (\gamma Z - 2c)$$

En la superficie del estrato:

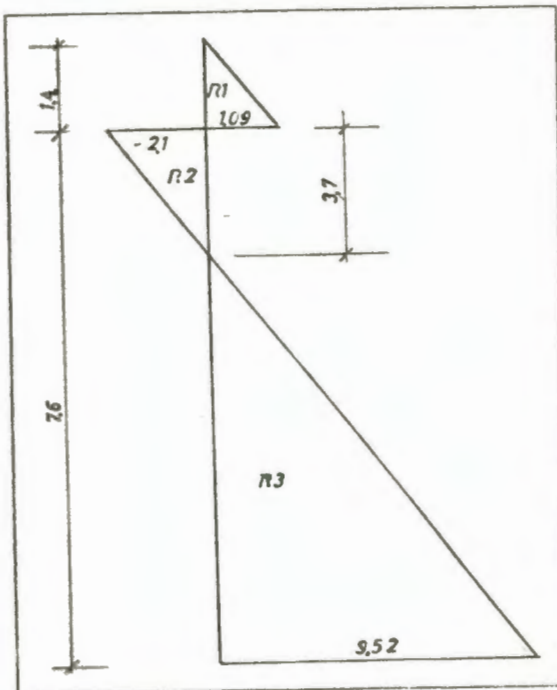
$$p_a^* = 1,75 [(2)(1,4) - 2(2)]$$

$$p_a^* = -2,1 \text{ T/m}^2.$$

En el fondo del estrato:

$$p_a^* = -2,1 + 1,75 [1,4 \times 7,6 - 2 \times 2]$$

$$p_a^* = 9,52 \text{ T/m}^2.$$



$$R = R_1 + R_2 + R_3$$

$$R = \frac{1,4 \times 1,09}{2} + \frac{2,1 \times 3,7}{2} + \frac{3,9 \times 9,5}{2}$$

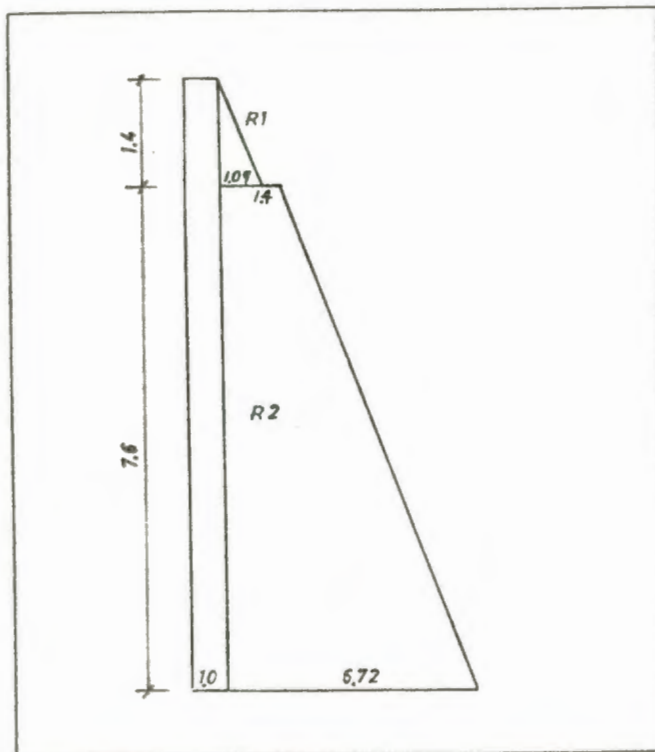
$$R = 0,76 + (-3,88) + 18,56 = 15,44 \text{ T/m.}$$

$$R = 15,44 \text{ T/m.}$$

Se escoge el valor mayor de R, en este caso $R = 31,62 \text{ T/m.}$; que corresponde al primer diagrama de presiones.

c) **Presiones Resultantes:**

Tomando una sobrecarga $q = 1,0 \text{ T/m}^2$.; el diagrama de presiones resultantes queda esquematizado de la siguiente manera:



$$R_T = 1,0 \times 9,0 + \frac{1,4 \times 1,09}{2} + \frac{6,72 + 1,4}{2} (7,6)$$

$$R_r = 9,0 + 31,62$$

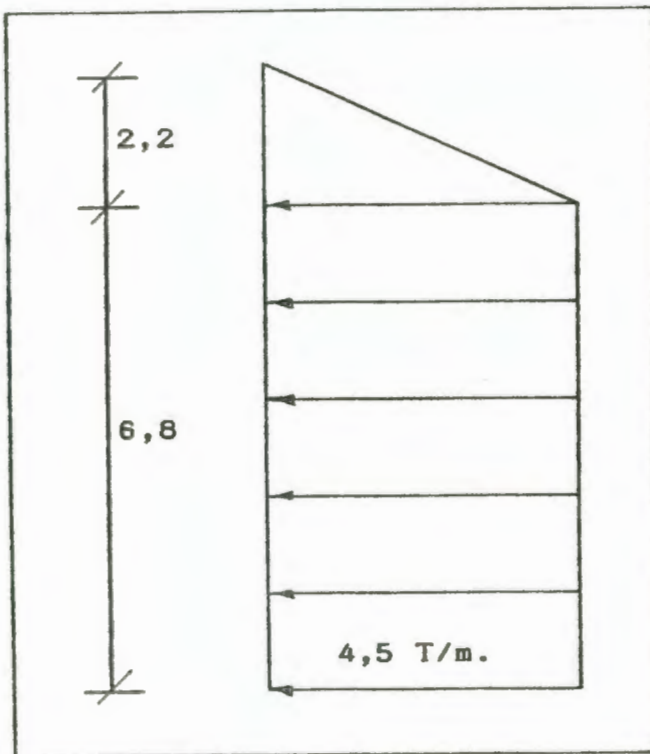
$$R_r = 40,62 \text{ T/m.}$$

d) **Presiones de diseño:**

La fuerza total (R_r), que equivale al área del diagrama se lo distribuye en forma del diagrama de las presiones aparentes de Peck, de ésta manera se tiene:

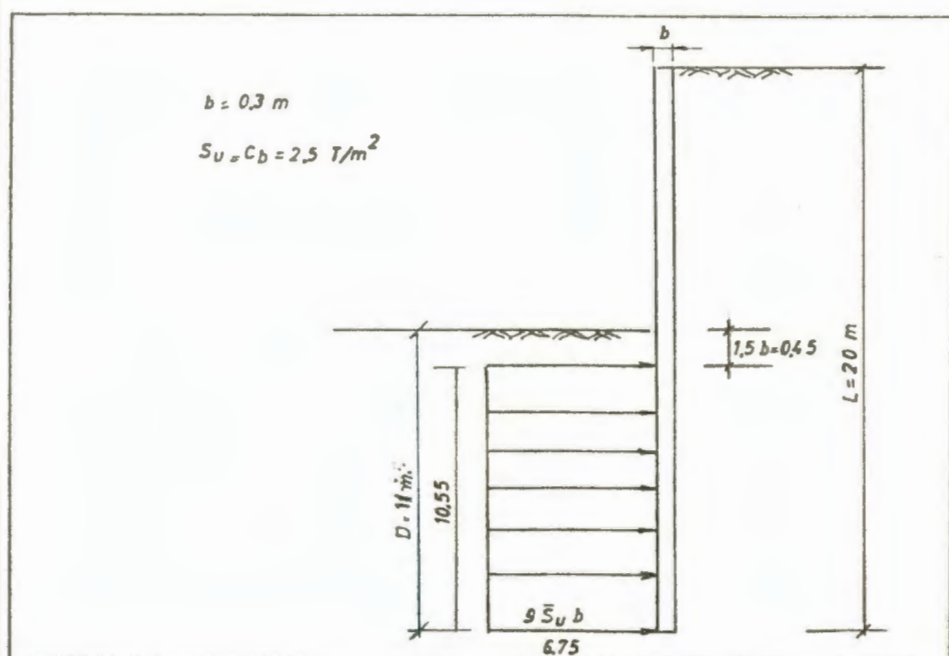
$$w = \frac{R_r}{H} = \frac{40,62}{9} = 4,51 \text{ T/m.}$$

$$w = 4,5 \text{ T/m.}$$



En conclusión, los valores de las presiones de diseño obtenidas según Peck son: Para la excavación a la cota - 6 m., $w = 3,4 \text{ T/m.}$; y para el segundo nivel de excavación, $w = 4,5 \text{ T/m.}$

Resistencia Pasiva de Pilotes de Hormigón Pretensado



$$R_p = \frac{9 * S_u * b * D}{1,5} = \frac{9 * 2,5 * 0,3 * 10,55}{1,5} = 47,2 \text{ T/pilote.}$$

Empuje Activo Teórico (p_{aT}) = 50,79 T/m.

Empuje activo de diseño (R_T) = 40,62 T/m.

Debido a que el valor del empuje activo Teórico es mayor que el empuje activo de diseño obtenido según Peck, se toma el valor mayor (p_{aT}).

$$w = \frac{p_a \gamma}{H} ; H = 9 + 3,6 = 12,6 \text{ m.}$$

$$w = \frac{50,79}{12,60} = 4,03 \text{ T/m.}$$

$$\boxed{w = 4,03 \text{ T/m.}} \quad (\text{Presión de Diseño})$$

Número de pilotes por metro (N):

$$N = \frac{\text{Empuje Activo}}{\text{Resist. Pasiva}} = \frac{50,79 \text{ T/m.}}{47,2 \text{ T/pil.}} = 1,08 \frac{\text{pil.}}{\text{m.}}$$

El espaciamiento entre pilotes es: $\frac{1}{1,08}$;

es decir un pilote cada 0,9 m.

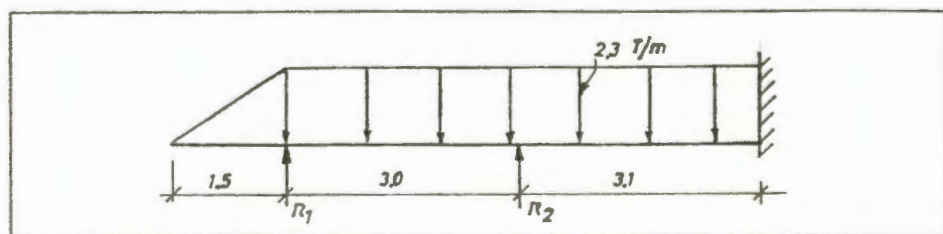
Por lo tanto la presión de diseño que se utilizará para el diseño de la pantalla de hormigón Armado, y Hormigón pretensado es: $w = 4,03 \text{ T/m.}$

3.2 DISEÑO DE LA PANTALLA

Para el diseño de la pantalla se utilizará el valor de la presión de diseño determinado en el numeral 3.1, Peck sugiere considerar un valor correspondiente a $2/3$ de la intensidad de la carga determinada con los diagramas de la presión aparente.

A continuación, como se estableció en el numeral 1.5, se realizará el diseño de la pantalla con pilotes de mangle y el diseño de la pantalla con pilotes de hormigón pretensado en una excavación a la cota de - 6 m.

Diseño de la Pantalla con Pilotes de Mangle



Carga de Diseño: W_u

$$W_u = \frac{2}{3} * w$$

$$W_u = \frac{2}{3} * 3,4 = 2,30 \text{ T/m.}$$

$$W_u = 2,3 \text{ T/m.}$$

Cálculo de Reacciones y Momento :

Como se trata de una viga hiperestática, se realiza el cálculo utilizando el método de los Tres Momentos.

Ecuación de los Tres Momentos:

$$M_L + 2M_2(L_1 + L_R) + M_R L_R = -L_0 - R_0 + 6EI \left[\frac{Y_L}{L_1} - \right.$$

$$\left. Y_C \left(\frac{1}{L_1} + \frac{1}{L_R} \right) + \frac{Y_R}{L_R} \right]$$

Para el Tramo: $Y_L = Y_C = Y_R = 0$

$$M_C = M_2 = ?$$

$$M_L = M_1 = \frac{1,5(2,3)}{2} * \frac{1,5}{3} = 0,86 \text{ T-m.}$$

$$M_1 = 0,86 \text{ T-m.}$$

$$L_0 = R_0 = \frac{q * L^3}{4}$$

$$L_0 = \frac{2,3 * 3,0^3}{4} = 15,5 \text{ T-m}^2.$$

$$R_0 = \frac{2,3 * 3,1^3}{4} = 17,1 \text{ T-m}^2.$$

Sustituyendo:

$$- 0,86(3,0) + 2M_2(6,1) + 0 = - 15,5 - 17,13 + 0$$

$$M_2 = - 2,46 \text{ T-m.}$$

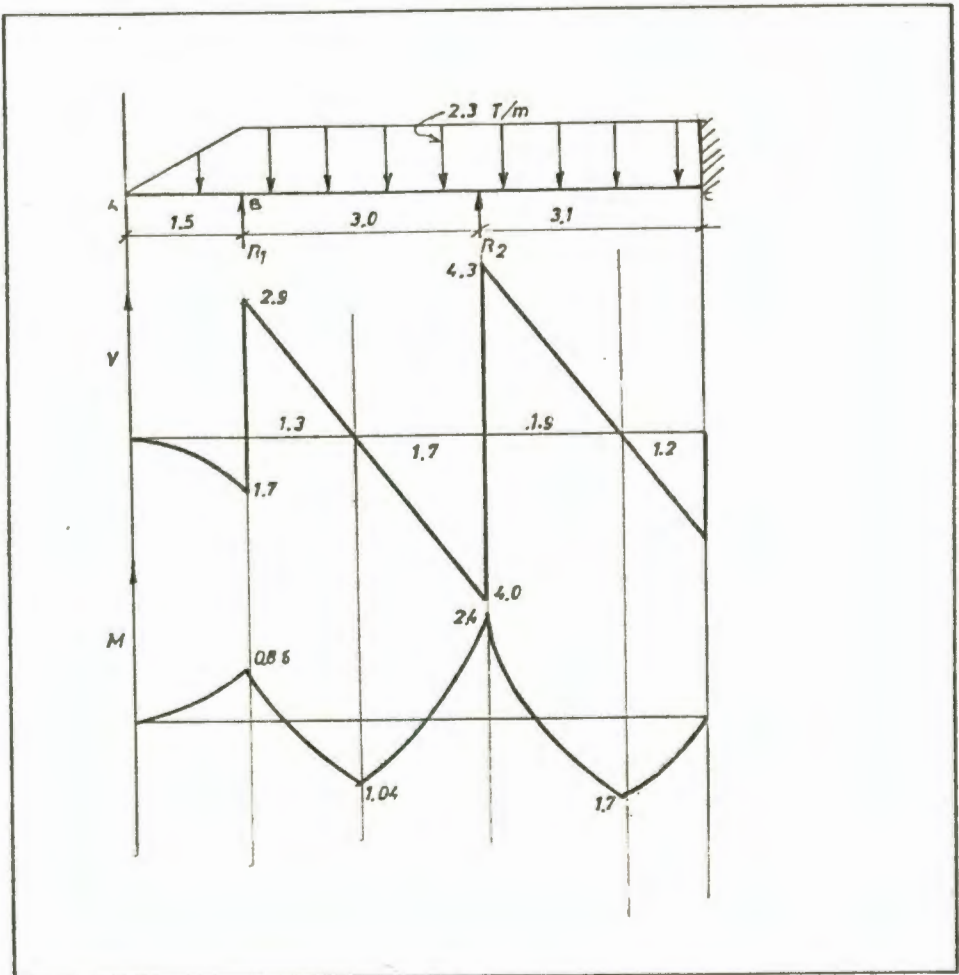
Reacciones:

$$\text{De } (\Sigma M_2)_{1..q} = 0 ; R_1 = 4,64 \text{ T.}$$

$$\text{De } (\Sigma M_3)_{1..q} = 0 ; R_2 = 8,35 \text{ T.}$$

$$\text{De } (\Sigma M_2)_{p..r} = 0 ; R_3 = 2,80 \text{ T.}$$

Diagrama de Corte y Momentos:



$$M_1^- = 0,86 \text{ T-m.}$$

$$M_1^+ = 1,04 \text{ T-m.}$$

$$M_2^- = 2,40 \text{ T-m.}$$

$$M_2^+ = 1,70 \text{ T-m.}$$

a) En el Voladizo AB:

$$M_1^- = 0,86 \text{ T-m.}$$

$$M_s = 2,88 \text{ T-m.}$$

Al hacer la comparación entre el momento resistente del pilote (M_s) y el momento actuante ejercido por el terreno sobre la pantalla (M_1^-), se concluye que M_s es mayor que M_1^- , siendo una condición favorable para la estabilidad de la pantalla.

$$M_s > M_1^- \quad (\text{O.K})$$

b) En el Tramo BC:

$$M_2^- = 2,40 \text{ T-m.}$$

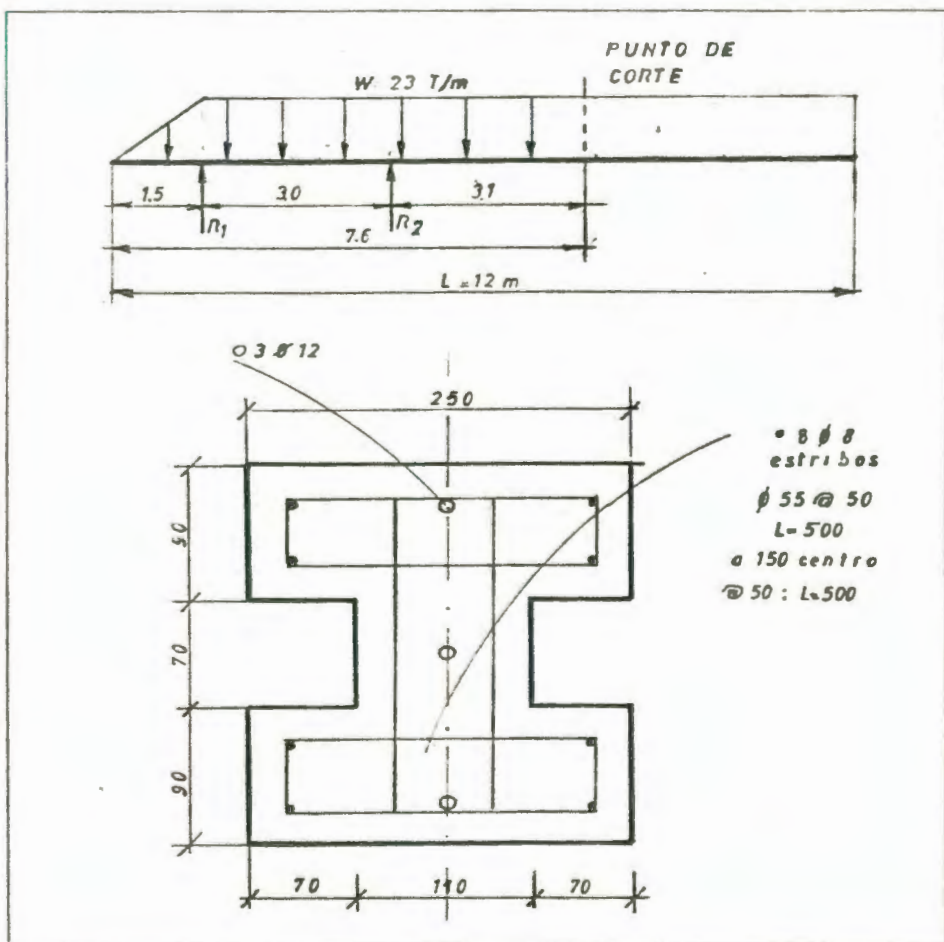
$$M_s = 2,88 \text{ T-m.}$$

$M_s > M_2^-$, por lo tanto si cumple con la condición de estabilidad.

Diseño de la Pantalla con Pilotes de Hormigón Pretensado.

Para llegar al diseño de la pantalla con pilotes de hormigón pretensado se realizará el siguiente procedimiento:

a) Diseño de pilotes de hormigón pretensado



$$M = 1,6 \frac{w * L^2}{10}$$

$$M = \frac{1,6(2,3)(3,0)^2}{10}$$

$$M = 3,3 * 10^5 \text{ K-cm.}$$

$$I = 2 \left[\frac{(9)^3 * 25}{12} + (9)(25)(8)^2 \right] + \frac{(7)^3 * 11}{12}$$

$$I = 32151,9 \text{ cm}^4.$$

$$S = \frac{I}{y}; \quad y = 12,5 \text{ cm.}$$

$$S = \frac{32151,9}{12,5}$$

$$S = 2572,15 \text{ cm}^3.$$

$$A = 2(25)(9) + 7(11)$$

$$A = 527 \text{ cm}^2.$$

Si usamos 3 ϕ 1/2" (12 mm); $f_{p,u} = 270 \text{ Ksi}$;

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

Donde:

f = Esfuerzo de flexión en el concreto

P = Fuerza en el acero de presfuerzo

A = Area de la sección transversal de la viga

M = Momento Flexionante

S = Módulo de Sección

$$P = f_{p,u} * A_p$$

Donde:

$f_{p,u}$ = Resistencia última a tensión del acero de presfuerzo.

A_p = Area del acero de presfuerzo

$$P = 0,7(270)(70) * 3(1,13)$$

$$P = 44849,7 \text{ Kg.}$$

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

$$f = \frac{44849,7}{527} \pm \frac{3,3 \cdot 10^5}{2572,15}$$

$$f = 85,1 \pm 128,3$$

$$f_1 = + 213,4 \text{ K/cm}^2. \text{ (Tensión)}$$

$$f_2 = - 43,19 \text{ K/cm}^2. \text{ (Compresión)}$$

$$M_u = 1,5 f_2 * S$$

$$M_u = 1,5(43,19 * 2572,1)$$

$$M_u = 1,66 \text{ T-m.}$$

$$f_y = 4200 \text{ K/cm}^2.$$

$$f'_c = 350 \text{ K/cm}^2.$$

$$A_s = 4(\pi * r^2) = 4(\pi * 0,4^2)$$

$$A_s = 2,0 \text{ cm}^2.$$

$$M_u' = 0,9 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_u' = 0,9 * 2,0 * 4200 \left(23 - \frac{2 * 4200}{1,7 * 20 * 350} \right)$$

$$M_u' = 168543,5 \text{ K-cm.}$$

$$M_u' = 1,69 \text{ T-m.}$$

$$M_u' > M_u$$

$$1,69 > 1,66 \text{ o.k.}$$

Se puede observar mediante los resultados que al hacer la comparación entre el momento resistente y el momento actuante, se concluye que M_u' es mayor que M_u , siendo una condición favorable para la estabilidad de la pantalla.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

Por Manipuleo con un Punto de Izado

Punto de izado = $0,3 * L$; $L = 12 \text{ m.}$

$l_{i..} = 0,3 * 12 = 3,6 \text{ m} = 3600 \text{ mm.}$

$W = P_v * A$

$W = (2,4)(0,0527)$

$W = 0,13 \text{ T/m.}$

$F_T = W * L = 0,13 * 12$

$F_T = 1,56 \text{ T.}$

$F_T = A_b * f_s$; $f_s = 0,6 f_y$

$A_b = \frac{1560}{0,6 * 2800} = 1,0 \text{ cm}^2.$

$\phi = 12 \text{ mm.}$

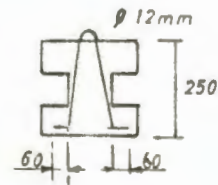
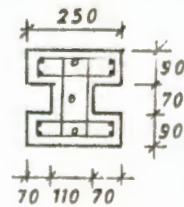
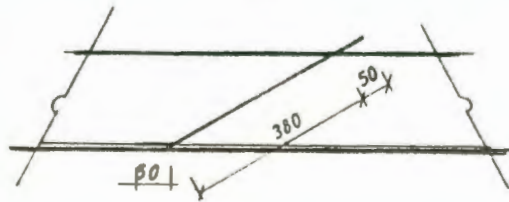
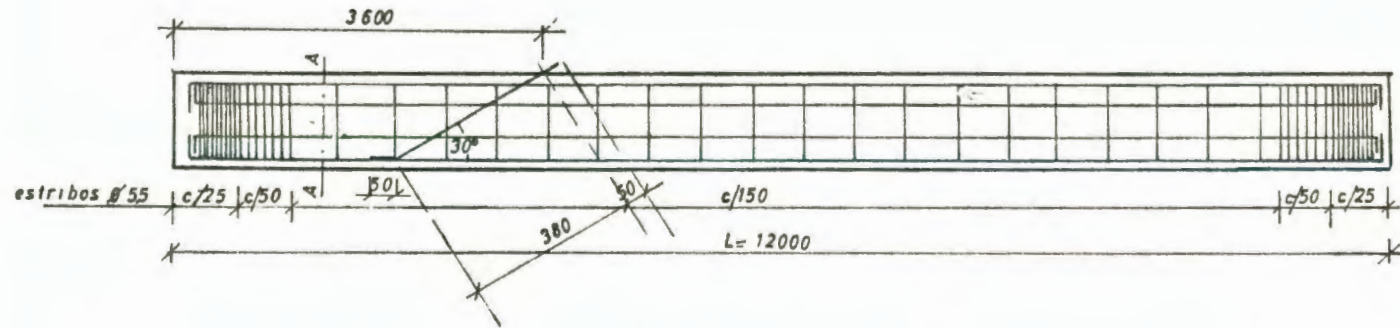
$l_d = 40 * 1,2 = 48 \text{ cm.} = 480 \text{ mm.}$

A continuación se muestra el diseño del pilote de H. Pretensado en una excavación a la cota de - 6 m.

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PILOTE PRETENSADO

EV = 1:20

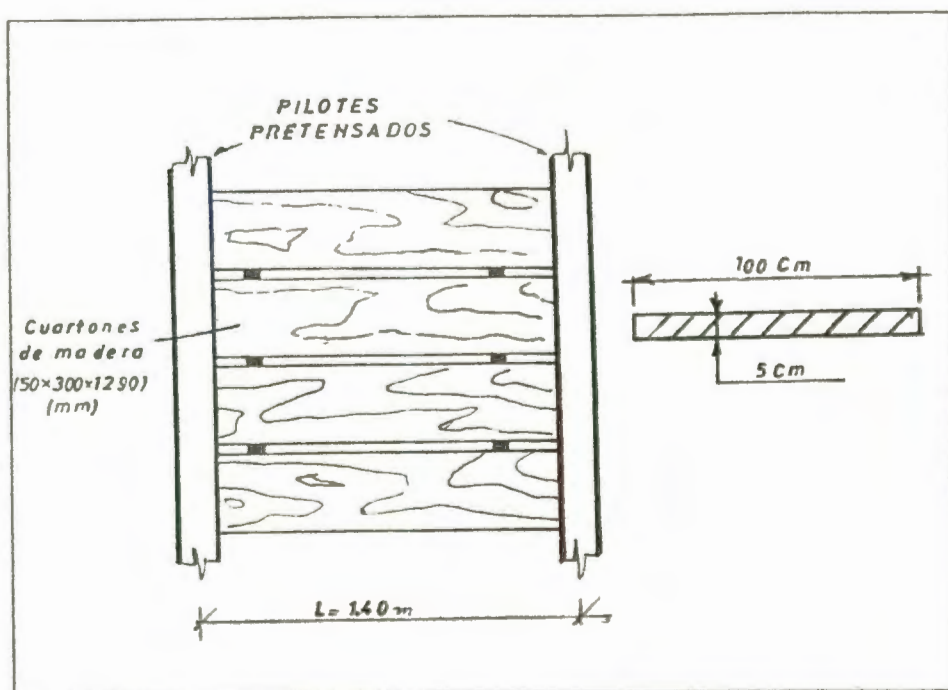
EH = 1:75



Corte A A

b) Diseño de Tablones de Madera

Para el diseño de los tablones de madera que será un complemento de la pantalla de Hormigón Pretensado, se utilizará tablones de mangle asumiendo un $f_{b, max} = 140 \text{ K/cm}^2$.



Se escoge un espesor de $h = 5 \text{ cm}$. para los tablones de mangle.

$$w = 2,3 \text{ T/m.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$L = 1,4 \text{ m.}$$

$$f_b = \frac{M}{S}$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{2,3 (1,4)^2}{8} = 0,564 \text{ T/m.}$$

$$M = 0,564 * 10^5 \text{ k-cm.}$$

$$S = \frac{I}{y}$$

$$S = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100(5)^2}{6}$$

$$S = 416,667 \text{ cm}^3.$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{0,564 \cdot 10^5}{416,667}$$

$$f_b = 135,4 \text{ K/cm}^2.$$

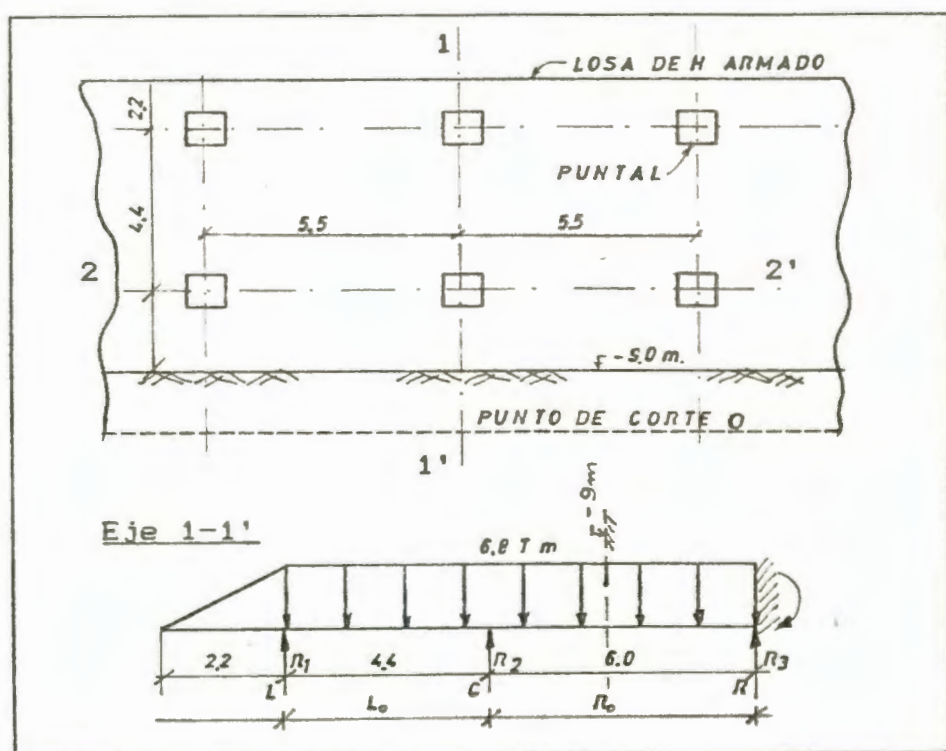
$$f_{b \text{ max}} > f_b$$

$$140 > 135,4 ; \text{ o.k.}$$

Por lo tanto se usarán tablonos de madera de mangle de (50 * 300 * 1290) mm.

Luego de haber realizado el diseño de la pantalla con pilotes de mangle y pilotes de hormigón pretensado, para la excavación a la cota - 6 m., se realizará seguidamente el diseño de la pantalla de Hormigón Armado y el diseño de la pantalla con pilotes de Hormigón Pretensado en la excavación a la cota de - 9 m.

Diseño de la Pantalla de Hormigón Armado



$$w = 4,03 \text{ T/m.} \quad ; \quad L = 9 + 3,6 = 12,6 \text{ m.}$$

$$W_u = 1,7 * w$$

$$W_u = 1,7 * 4,03$$

$$W_u = 6,8 \text{ T/m.}$$

Cálculo de Reacciones y Momento :

Como se trata de una viga hiperestática, se realiza el cálculo utilizando el método de los Tres Momentos.

Ecuación de los Tres Momentos:

$$M_L + 2M_2(L_L + L_R) + M_R L_R = -L_0 - R_0 + 6EI \left[\frac{Y_L}{L_L} - \right.$$

$$\left. Y_C \left(\frac{1}{L_L} + \frac{1}{L_R} \right) + \frac{Y_R}{L_R} \right]$$

Para el tramo: $Y_L = Y_C = Y_R = 0$

En el apoyo extremo: $M_R = M_3 = 0$

$$M_C = M_2 = ?$$

$$M_L = M_1 = \frac{2,2 * 6,8 * 2,2}{2 * 3} = 5,48 \text{ T-m.}$$

$$L_0 = R_0 = \frac{q * L^3}{4}$$

$$L_0 = \frac{6,8 * 4,4^3}{4} = 144,8 \text{ T-m}^2.$$

$$R_0 = \frac{6,8 * 6^3}{4} = 367,2 \text{ T-m}^2.$$

Sustituyendo:

$$- 5,48(4,4) + 2M_2(10,4) + 0 = - 144,8 - 367,2 + 0$$

$$M_2 = - 23,46 \text{ T-m.}$$

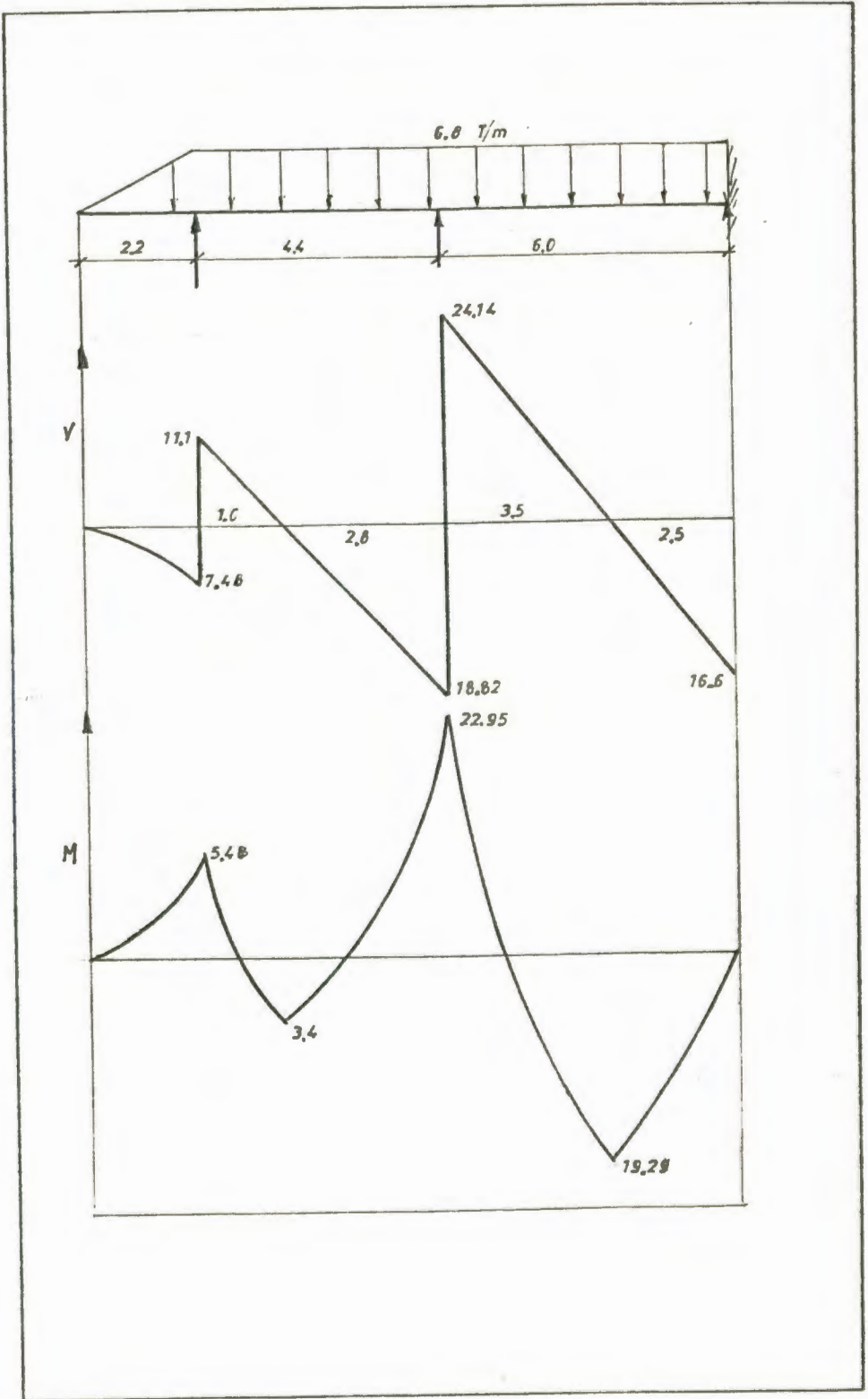
Reacciones:

$$\text{De } (\Sigma M_2)_{1..4} = 0 ; R_1 = 18,58 \text{ T.}$$

$$\text{De } (\Sigma M_3)_{1..4} = 0 ; R_2 = 42,96 \text{ T.}$$

$$\text{De } (\Sigma M_2)_{5..7} = 0 ; R_3 = 16,49 \text{ T.}$$

Diagrama de Corte y Momentos:



Diseño por Flexión:

Del diagrama de Momentos se obtiene:

$$M_1^- = 5,48 \text{ T-m.}$$

$$M_1^+ = 3,40 \text{ T-m.}$$

$$M_2^- = 22,90 \text{ T-m.}$$

$$M_2^+ = 19,30 \text{ T-m.}$$

a) Chequeo del espesor de la Pantalla

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{k_u * b}} ; f'c = 280 \text{ K/cm}^2. \implies k_u = 36$$

$$d = \sqrt{\frac{M_2^-}{k_u * b}} = \sqrt{\frac{22900}{36(1)}} = 25,22 \text{ cm.}$$

El valor de d obtenido ($d = 25,22 \text{ cm.}$), es menor que el valor de d utilizado para el diseño ($d = 33 \text{ cm.}$), por lo tanto si cumple con la condición.

Finalmente, luego del análisis realizado, se tiene que el espesor de la pantalla de hormigón armado es igual a: $h = d + 7 = 33 + 7 = 40 \text{ cm.}$, teniendo un recubrimiento de 7 cm. ; el mismo que cumple con el diseño por corte y flexión.



**BIBLIOTECA FICT
ESPOL**

Se utilizará para el diseño de la pantalla un valor de $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$. y $fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

Diseño por cortante

a) A una distancia d del Apoyo

$$V_{u^d} = V_u - 68d; \quad \text{Si } d = 33 \text{ cm.}$$

$$v_u = \frac{V_{u^d}}{\phi b d} = \frac{24140 - 68(33)}{0,85 * 100 * 33}$$

$$v_u = 7,80 = 7,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0,53 \sqrt{f'c} = 8,90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c \geq v_u$$

$$8,90 \geq 7,8; \quad \text{Si pasa por corte.}$$

b) En el Apoyo

$$V_u = 24140 \text{ T}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{24140}{0,85 * 100 * 33}$$

$$v_u = 8,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0,53 \sqrt{f'c} = 8,90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c \geq v_u$$

$$8,90 \geq 8,60 \quad \text{Si pasa por corte.}$$

b) Cálculo de la cantidad de acero

Para $M_1^- = 5,48 \text{ T-m}$.

$$A_s = \frac{M_u}{a_u * d} ; f_y = 4200 \text{ K/cm}^2 . \implies a_u = 3,37$$

$$A_{s1}^- = \frac{5,48}{3,37(0,33)} = 4,92 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_{s1n} = \frac{14}{f_y} * b * d = \frac{14}{4200} (100)(33)$$

$$A_{s1n} = 11,0 \text{ cm}^2 .$$

Como el valor de A_{s1}^- es menor que el mínimo acero requerido, se utilizará $A_{s1n} = 11 \text{ cm}^2$

Para un $A_{s1n} = 11,0 \text{ cm}^2$

$$\phi 16 \text{ mm. } A = 2,01 \text{ cm}^2 .$$

$$\# \text{ Varillas} = \frac{11,0}{2,01} = 5,5 = 6 \frac{\text{Varillas}}{\text{metro}}$$

Se utilizarán para el diseño de la pantalla varillas de $\phi 16 \text{ mm}$. cada 200 mm.

Para $M_1^+ = 3,40 \text{ T-m}$.

$$A_s = \frac{M_u}{a_u * d} ; f_y = 4200 \text{ K/cm}^2 . \implies a_u = 3,37$$

$$A_{s1}^+ = \frac{3,40}{3,37(0,33)} = 3,06 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_{s1n} = \frac{14}{f_y} * b * d = \frac{14}{4200} (100)(33)$$

$$A_{s1n} = 11,0 \text{ cm}^2 .$$

Como el valor de A_{s1}^+ es menor que el mínimo acero requerido, se utilizará $A_{s1n} = 11 \text{ cm}^2$

Para un $A_{s1n} = 11,0 \text{ cm}^2$

$$\phi 16 \text{ mm. } A = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\# \text{ Varillas} = \frac{11,0}{2,01} = 5,5 = 6 \frac{\text{Varillas}}{\text{metro}}$$

Se utilizarán para el diseño de la pantalla varillas de $\phi 16$ mm. cada 200 mm.

$$\text{Para } M_2^- = 22,90 \text{ T-m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{a_u * d}; f_y = 4200 \text{ K/cm}^2. \Rightarrow a_u = 3,37$$

$$A_{s_2}^- = \frac{22,90}{3,37(0,33)} = 20,59 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$A_{s_2}^- > A_{s_{1,1}}$$

$$\phi 20 \text{ mm. } A = 3,14 \text{ cm}^2.$$

$$\# \text{ Varillas} = \frac{20,6}{3,14} = 6,56 = 7 \frac{\text{Varillas}}{\text{metro}}$$

Se utilizarán en este tramo para el diseño de la pantalla varillas de $\phi 20$ mm. cada 200 mm.

$$\text{Para } M_2^+ = 19,30 \text{ T-m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{a_u * d}; f_y = 4200 \text{ K/cm}^2. \Rightarrow a_u = 3,37$$

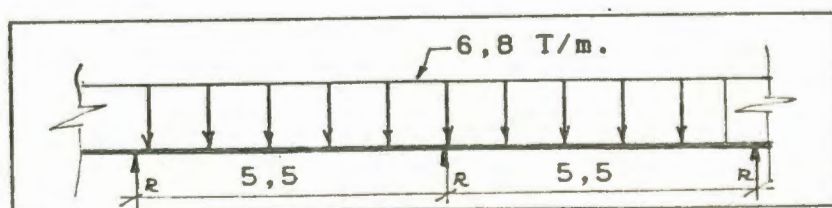
$$A_{s_2}^+ = \frac{19,30}{3,37(0,33)} = 17,35 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\text{Para } A_{s_2}^+ = 19,30 \text{ cm}^2.$$

$$\phi 20 \text{ mm. } A = 3,14 \text{ cm}^2.$$

$$\# \text{ Varillas} = \frac{19,3}{3,14} = 6 \frac{\text{Varillas}}{\text{metro}}$$

Se utilizarán en este tramo para el diseño de la pantalla varillas de $\phi 20$ mm. cada 200 mm.

Eje 2-2'

De acuerdo al código ACI:

$$M_1^- = \frac{WL^2}{10} = \frac{6,8(5,5)^2}{10} = 20,57 \text{ T-m.}$$

$$M_1^+ = \frac{WL^2}{16} = \frac{6,8(5,5)^2}{16} = 12,86 \text{ T-m.}$$

$$V_u = 1,15 \frac{WL}{2} = \frac{1,15(6,8)(5,5)}{2} = 21,5 \text{ T.}$$

Diseño por cortante

a) **A una distancia d del Apoyo**

$$V_u^d = V_u - 68d; \text{ Si } d = 33 \text{ cm.}$$

$$v_u = \frac{V_u^d}{\phi bd} = \frac{21500 - 68(33)}{0,85 * 100 * 33}$$

$$v_u = 6,86 = 6,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 8,90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c \geq v_u$$

$$8,90 \geq 6,9; \text{ Si pasa por corte.}$$

b) **En el Apoyo**

$$V_u = 21500 \text{ T.}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi bd} = \frac{21500}{0,85 * 100 * 33}$$

$$v_u = 7,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} = 8,90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c \geq v_u$$

$$8,90 \geq 7,70 \quad \text{Si pasa por corte.}$$

Diseño por Flexión:

a) Chequeo del espesor de la Pantalla

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{k_u * b}} ; f'_c = 280 \text{ K/cm}^2. \implies k_u = 36$$

$$d = \sqrt{\frac{M_2}{k_u * b}} = \sqrt{\frac{20570}{36(1)}} = 23,90 \text{ cm.}$$

El valor de d obtenido ($d = 23,90 \text{ cm.}$), es menor que el valor de d utilizado para el diseño ($d = 33 \text{ cm.}$), por lo tanto si cumple con la condición.

b) Cálculo de la cantidad de acero

Para $M_1 = 20,57 \text{ T-m.}$

$$a_s = \frac{M_u}{a_u * d} ; f_y = 4200 \text{ K/cm}^2. \implies a_u = 3,37$$

$$A_{s1} = \frac{20,57}{3,37(0,33)} = 18,50 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$A_{s1n} = \frac{14}{f_y} * b * d = \frac{14}{4200} (100)(33)$$

$$A_{s1n} = 11,0 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s1} > A_{s1n}$$

$$\phi 20 \text{ mm. } A = 3,14 \text{ cm}^2.$$

$$\# \text{ Varillas} = \frac{18,5}{3,14} = 5,9 = 6 \frac{\text{Varillas}}{\text{metro}}$$

Se utilizarán para el diseño de la pantalla varillas de ϕ 20 mm. cada 200 mm.

Para $M_1^* = 12,80 \text{ T-m}$.

$$A_s = \frac{M_u}{a_u * d}; f_y = 4200 \text{ K/cm}^2. \implies a_u = 3,37$$

$$A_{s1}^* = \frac{12,8}{3,37(0,33)} = 11,5 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_{s_{1n}} = \frac{14}{f_y} * b * d = \frac{14}{4200} (100)(33)$$

$$A_{s_{1n}} = 11,0 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s1}^* > A_{s_{1n}}$$

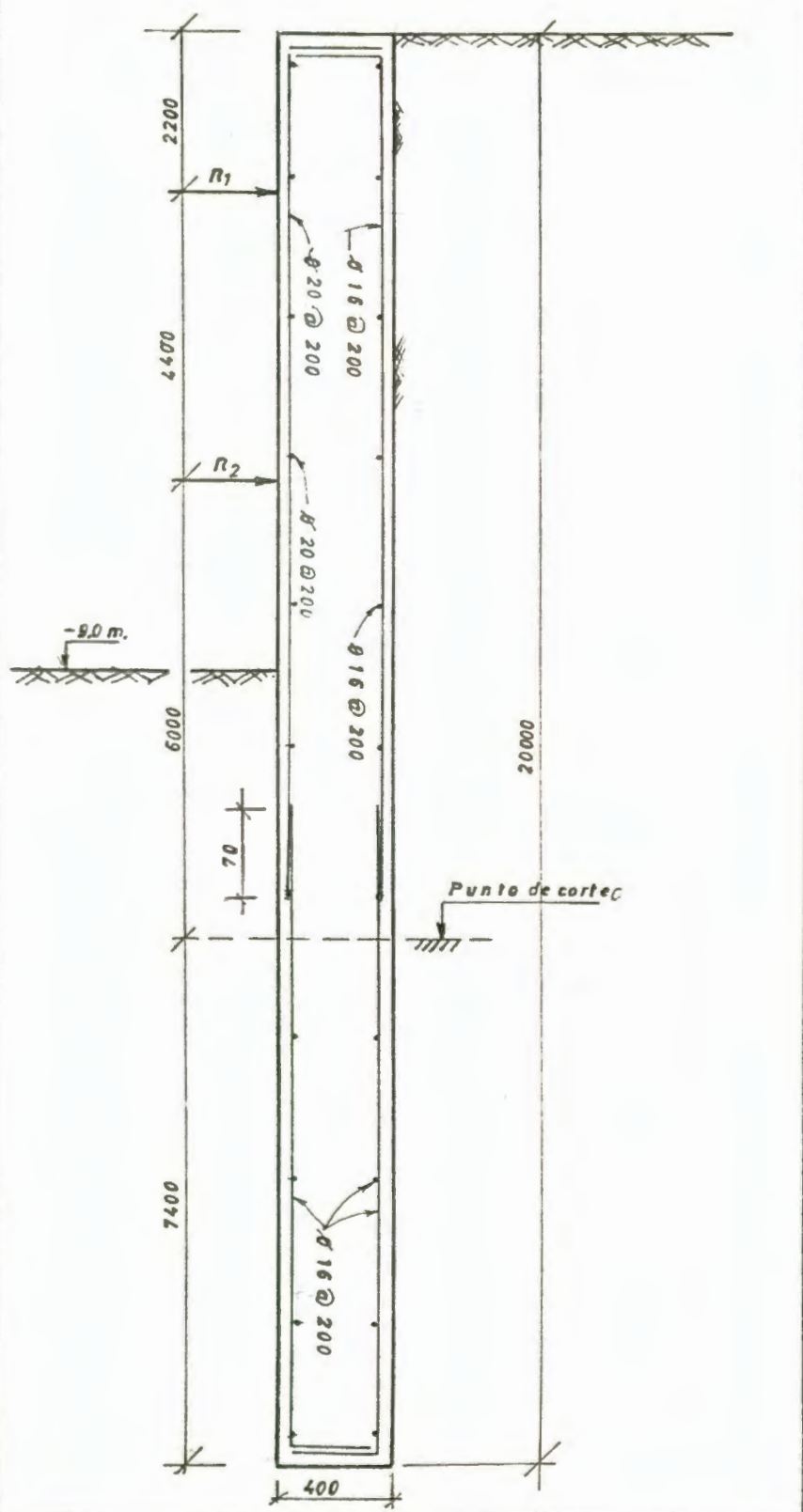
$$\phi 16 \text{ mm. } A = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\# \text{ Varillas} = \frac{11,5}{2,01} = 5,7 = 6 \frac{\text{Varillas}}{\text{metro}}$$

Se utilizarán para el diseño de la pantalla varillas de ϕ 16 mm. cada 200 mm.

A continuación se muestra el diseño de la pantalla de Hormigón Armado en una excavación a la cota de - 9 m.

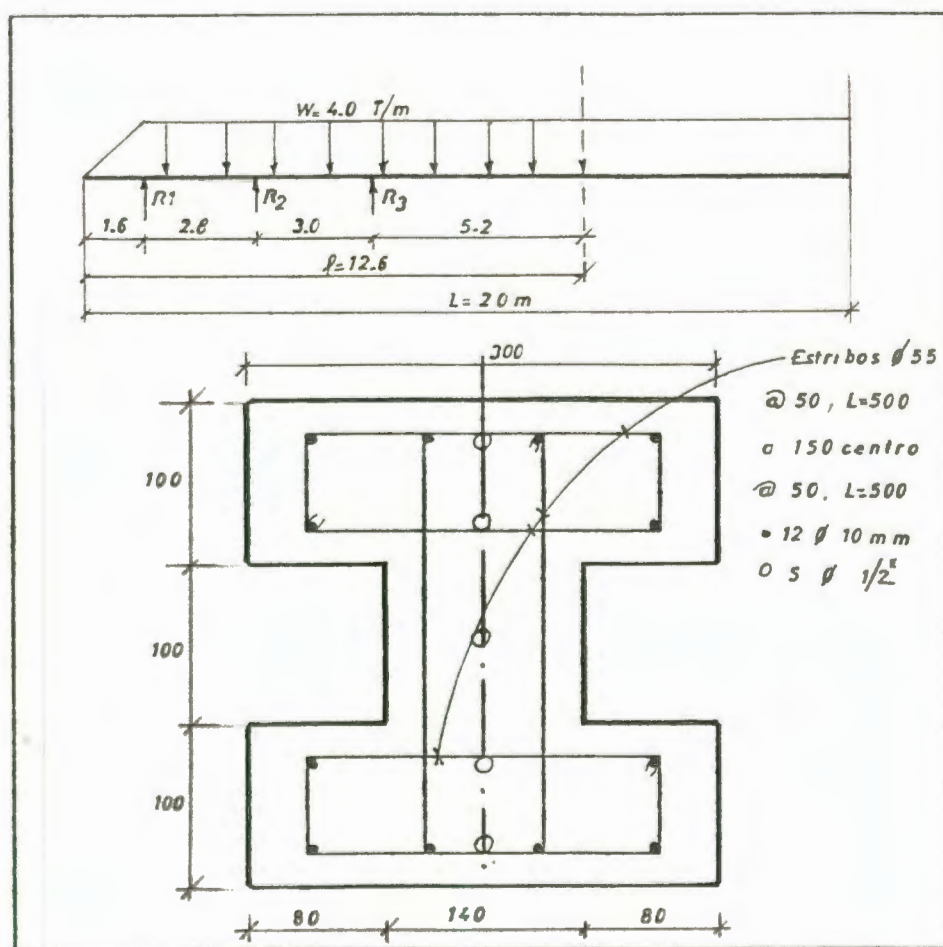
DISEÑO DE PANTALLA DE H. ARMADO



Diseño de la Pantalla con Pilotes de Hormigón Pretensado (Exc. - 9 m.)

Para llegar al diseño de la pantalla con pilotes de hormigón pretensado se realizará el siguiente procedimiento:

a) Diseño de pilotes de hormigón pretensado



$$M = 1,6 \frac{w * L^2}{10}$$

$$M = \frac{1,6(4,0)(3,3)^2}{10}$$

$$M = 6,97 * 10^3 \text{ K-cm.}$$

$$I = 2 \left[\frac{(10)^3 * 30}{12} + (300)(10)^2 \right] + \frac{(10)^3 * 14}{12}$$

$$I = 66166,67 \text{ cm}^4.$$

$$S = \frac{I}{y}; \quad y = 15 \text{ cm.}$$

$$S = \frac{66166,67}{15}$$

$$S = 4411,1 \text{ cm}^3.$$

$$A = 2(30)(10) + 14(10)$$

$$A = 740 \text{ cm}^2.$$

Si usamos 5 ϕ 1/2" (12 mm); $f_{p,u} = 270 \text{ Ksi}$;

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{S}$$

Donde:

f = Esfuerzo de flexión en el concreto

P = Fuerza en el acero de presfuerzo

A = Area de la sección transversal de la viga

M = Momento Flexionante

S = Módulo de Sección

$$P = f_{p,u} * A_p$$

Donde:

$f_{p,u}$ = Resistencia última a tensión del acero de presfuerzo = 270 Ksi

$$A_p = \text{Area del acero de presfuerzo} = \pi(0,6)^2$$

$$A_p = 1,13 \text{ cm}^2.$$

$$P = 0,7(270)(70) * 5(1,13)$$

$$P = 74749,5 \text{ Kg.}$$

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

$$f = \frac{74749,5}{740} \pm \frac{6,97 \cdot 10^5}{4411,1}$$

$$f = 101,01 \pm 158,01$$

$$f_1 = + 259,02 \text{ K/cm}^2. \text{ (Tensión)}$$

$$f_2 = - 56,99 \text{ K/cm}^2. \text{ (Compresión)}$$

$$M_u = 1,5 f_2 * S$$

$$M_u = 1,5(56,99 * 4411,1)$$

$$M_u = 3,77 \text{ T-m.}$$

$$f_y = 4200 \text{ K/cm}^2.$$

$$f'_c = 350 \text{ K/cm}^2.$$

$$A_s = 6(\pi * r^2) = 6(\pi * 0,5^2)$$

$$A_s = 4,71 \text{ cm}^2.$$

$$M_u' = 0,9 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_u' = 0,9 * 4,71 * 4200 \left(24,5 - \frac{4,71 * 4200}{1,7 * 25 * 350} \right)$$

$$M_u' = 412516,1 \text{ K-cm.}$$

$$M_u' = 4,12 \text{ T-m.}$$

$$M_u' > M_u$$

$$4,12 > 3,77 \text{ o.k.}$$

Se puede observar mediante los resultados que al hacer la comparación entre el momento resistente y el momento actuante, se concluye que M_u' es mayor que M_u , siendo una condición favorable para la estabilidad de la pantalla.

Por Manipuleo con un Punto de Izado

$$\text{Punto de izado} = 0,3 * L ; L = 20 \text{ m.}$$

$$l_{i..} = 0,3 * 20 = 6,0 \text{ m} = 6000 \text{ mm.}$$

$$W = Pv * A$$

$$W = (2,4)(0,074)$$

$$W = 0,178 \text{ T/m.}$$

$$F_r = W * L = 0,178 * 20$$

$$F_r = 3,55 \text{ T.}$$

$$F_r = A_b * f_s ; f_s = 0,6 f_y$$

$$A_b = \frac{3550}{0,6 * 2800} = 2,10 \text{ cm}^2.$$

$$\phi = 16 \text{ mm.}$$

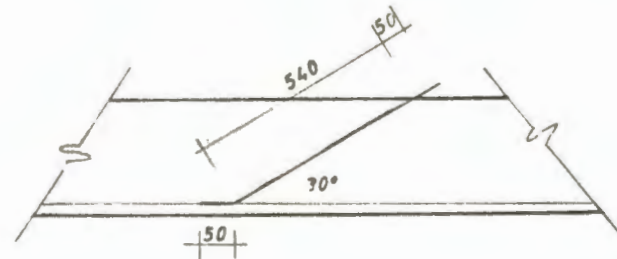
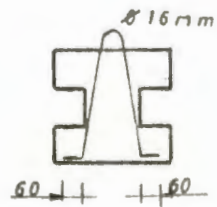
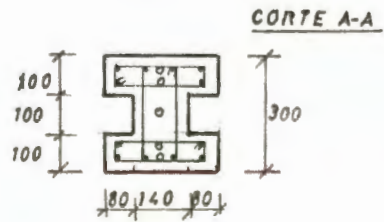
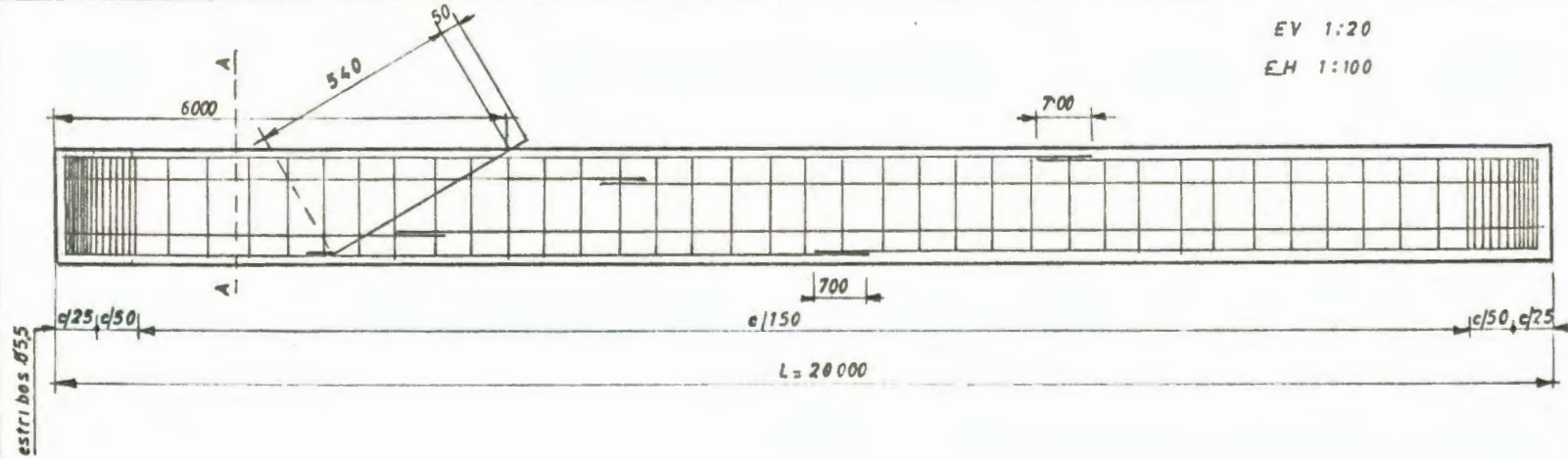
$$l_e = 40 * 1,6 = 64 \text{ cm.} = 640 \text{ mm.}$$

A continuación se muestra el diseño del pilote de H. Pretensado en una excavación a la cota de - 9 m.

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PILOTE PRETENSAO

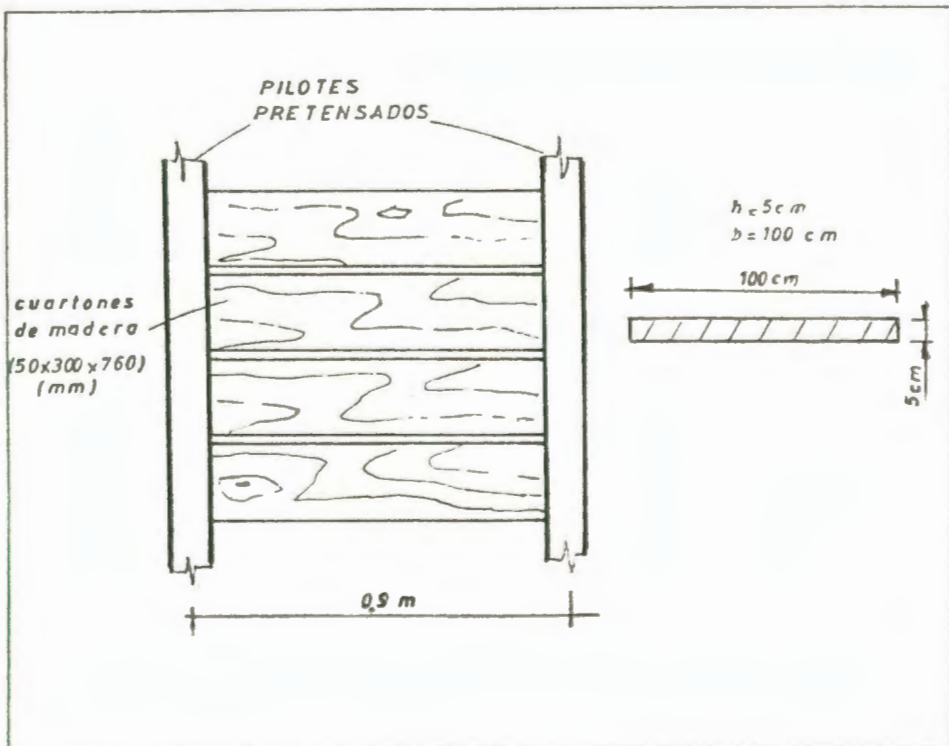
EV 1:20

EH 1:100



b) Diseño de Tablones de Madera

Para el diseño de los tablones de madera que será un complemento de la pantalla de Hormigón Pretensado, se utilizará tablones de mangle asumiendo un $f_{b, \text{mangle}} = 140 \text{ K/cm}^2$.



Se escoge un espesor de $h = 5 \text{ cm}$. para los tablones de mangle.

$$w = 4,03 \text{ T/m.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$L = 0,9 \text{ m.}$$

$$f_b = \frac{M}{S}$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{4,03(0,9)^2}{8} = 0,408 \text{ T/m.}$$

$$M = 0,408 * 10^5 \text{ k-cm.}$$

$$S = \frac{I}{y}$$

$$S = \frac{b*h^2}{6} = \frac{100(5)^2}{6}$$

$$S = 416,667 \text{ cm}^3.$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{0,408 * 10^5}{416,667} = 97,92 \text{ K/cm}^2.$$

$$f_b = 98 \text{ K/cm}^2.$$

$$f_{b \text{ a a x}} > f_b$$

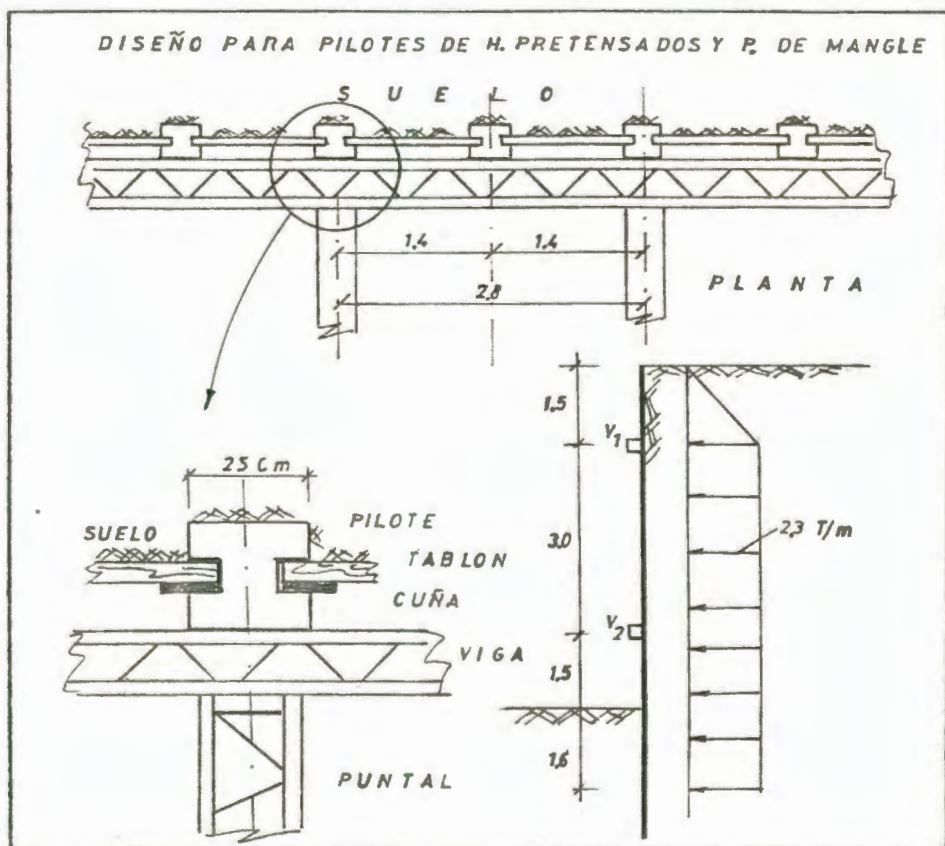
$$140 > 98 ; \text{ o.k.}$$

Por lo tanto se usarán tablonces de madera de mangle de (50 * 300 * 760) mm.

3.3 DISEÑO DE VIGAS

Se procederá a realizar el diseño de las vigas que resistirán a la pantalla; éstas vigas serán de estructura metálica, las mismas que descansarán en los puntales. A continuación se detalla el diseño de las vigas metálicas que soportarán, tanto a la pantalla con pilotes de Mangle, y H. Pretensado para el primer nivel de excavación; así como las vigas metálicas que soportarán a la pantalla de H. pretensado. para el segundo nivel de excavación.

a) Excavación a la Cota: - 6 m.



Diseño de Viga 1

$$w = 2,3 \text{ T/m.}$$

$$s = \text{Distancia entre puntales} = 2,8 \text{ m.}$$

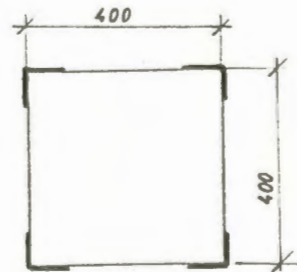
$$P = \left(\frac{2,3 \times 1,5}{2} + 2,3 \times 1,5 \right) \times 1,4$$

$$P = 7,24 \text{ T.}$$

$$M = \frac{P \times s}{6} = \frac{7,24 \times 2,8}{6}$$

$$M = 3,38 \text{ T-m.}$$

$$L \ 60 \times 4 \quad \left[\begin{array}{l} A = 4,54 \text{ cm}^2. \\ I_o = 16 \text{ cm}^4. \\ x = y = 1,68 \text{ cm.} \end{array} \right.$$



$$I = 2(I_o + Ad^2) = 2 [16 + 2(4,54)(20 - 1,68)^2]$$

$$I = 2 (16 + 3047,45) = 6126,90 \text{ cm}^4.$$

$$I = 6126,9 \text{ cm}^4.$$

$$S = \frac{I}{y} = \frac{6127}{20} = 306,3 \text{ cm}^3.$$

$$f_b = \frac{338000}{306,3} = 1103,33 \text{ K/cm}^2.$$

$$f_s = 0,6 f_y = 0,6 \times 2400 = 1440 \text{ k/cm}^2.$$

$$f_b < f_s$$

$$1103 < 1440 \text{ o.k.}$$

Diseño de Viga 2

$$w = 2,3 \text{ T/m.}$$

$$s = 2,8 \text{ m.}$$

$$P_c = 2,3 * 3,0 * 1,4$$

$$P_c = 9,66 \text{ T.}$$

$$M = \frac{P_c * s}{6} = \frac{9,66 * 2,8}{6}$$

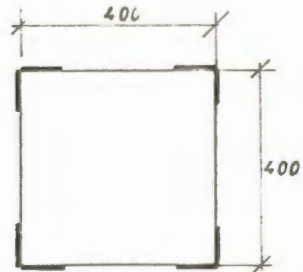
$$M = 4,51 \text{ T-m.}$$

L 75*4

$$A = 5,74 \text{ cm}^2 \cdot$$

$$I_o = 32,02 \text{ cm}^4 \cdot$$

$$x = y = 2,06 \text{ cm.}$$



$$I = 2(I_o + Ad^2) = 2 [32,02 + 2(5,74)(20 - 2,06)^2]$$

$$I = 2 (32,02 + 1922,25) = 7453,57 \text{ cm}^4 \cdot$$

$$I = 7453,57 \text{ cm}^4 \cdot$$

$$S = \frac{I}{y} = \frac{7453,57}{20} = 372,68 \text{ cm}^3 \cdot$$

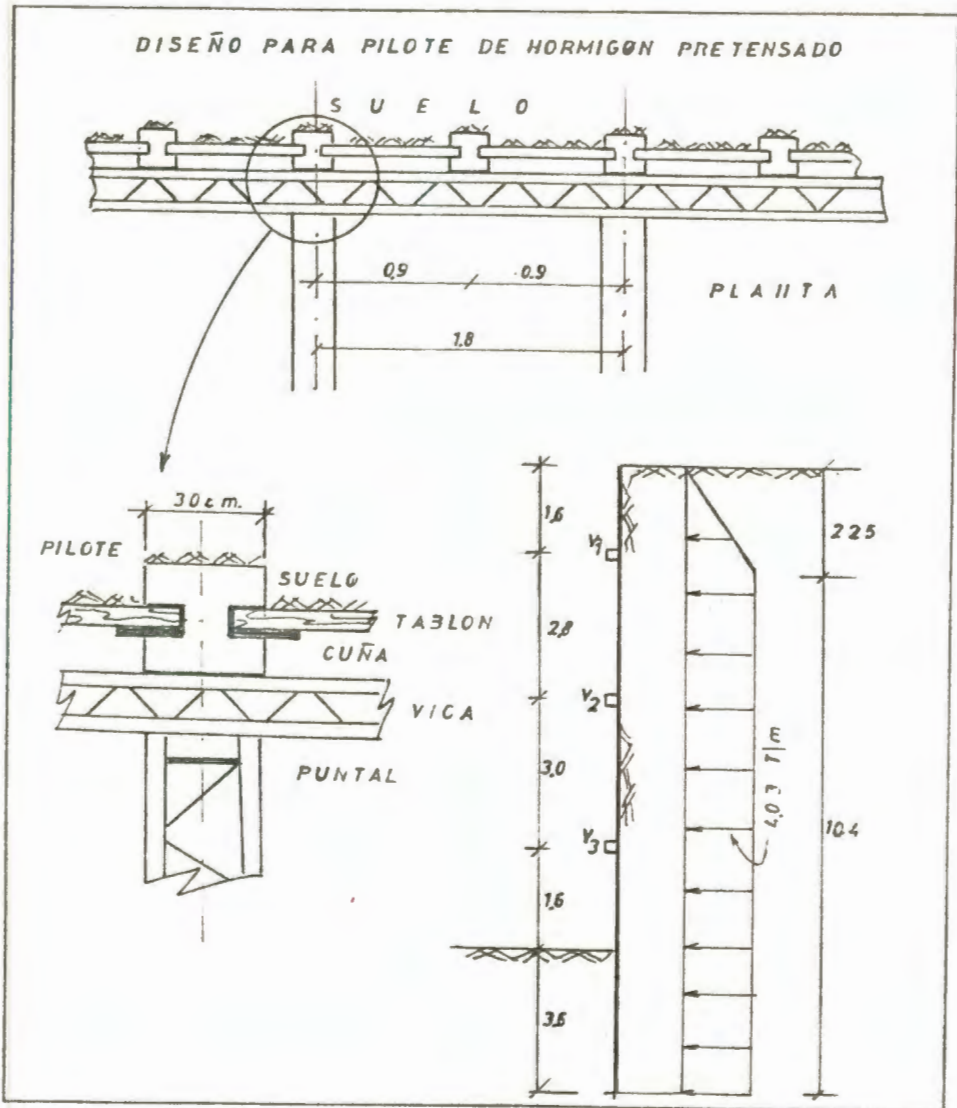
$$f_b = \frac{451000}{372,68} = 1210,2 \text{ K/cm}^2 \cdot$$

$$f_s = 0,6 f_y = 0,6 * 2400 = 1440 \text{ k/cm}^2 \cdot$$

$$f_b < f_s$$

$$1210 < 1440 \text{ o.k.}$$

b) Excavación a la Cota: - 9 m.



Diseño de Viga 1

$$w = 4,03 \text{ T/m.}$$

$$s = \text{Distancia entre puntales} = 1,8 \text{ m.}$$

$$P = \left(\frac{4,03 \times 2,2}{2} + 4,03 \times 0,8 \right) \times 0,9$$

$$P = 6,89 \text{ T.}$$

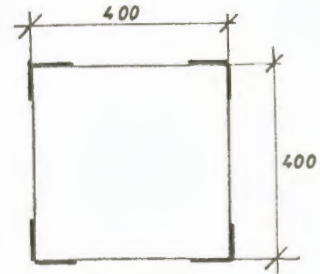


BIBLIOTECA FICT
ESPOL

$$M = \frac{P \cdot s}{6} = \frac{6,89 \cdot 1,8}{6}$$

$$M = 2,07 \text{ T-m.}$$

$$L \ 60 \times 4 \quad \left[\begin{array}{l} A = 4,54 \text{ cm}^2 \cdot \\ I_o = 16 \text{ cm}^4 \cdot \\ x = y = 1,68 \text{ cm.} \end{array} \right.$$



$$I = 2(I_o + Ad^2) = 2 [16 + 2(4,54)(20 - 1,68)^2]$$

$$I = 2 (16 + 3047,45) = 6126,90 \text{ cm}^4 \cdot$$

$$I = 6126,9 \text{ cm}^4 \cdot$$

$$S = \frac{I}{y} = \frac{6127}{20} = 306,3 \text{ cm}^3 \cdot$$

$$f_b = \frac{207000}{306,3} = 675,81 \text{ K/cm}^2 \cdot$$

$$f_s = 0,6 f_y = 0,6 \cdot 2400 = 1440 \text{ k/cm}^2 \cdot$$

$$f_b < f_s$$

$$676 < 1440 \text{ o.k.}$$

Diseño de Viga 2

$$w = 4,03 \text{ T/m.}$$

$$s = \text{Distancia entre puntales} = 1,8 \text{ m.}$$

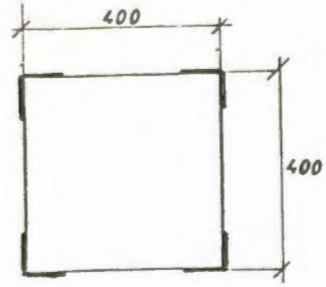
$$P_2 = 4,03 \cdot 2,9 \cdot 0,9$$

$$P_2 = 10,52 \text{ T.}$$

$$M = \frac{P_2 \cdot s}{6} = \frac{10,52 \cdot 1,8}{6}$$

$$M = 3,16 \text{ T-m.}$$

$$L \ 60 \times 4 \quad \left[\begin{array}{l} A = 4,54 \text{ cm}^2 \cdot \\ I_o = 16 \text{ cm}^4 \cdot \\ x = y = 1,68 \text{ cm} \cdot \end{array} \right.$$



$$I = 2(I_o + Ad^2) = 2 [16 + 2(4,54)(20 - 1,68)^2]$$

$$I = 2(16 + 3047,45) = 6126,90 \text{ cm}^4 \cdot$$

$$I = 6126,9 \text{ cm}^4 \cdot$$

$$S = \frac{I}{y} = \frac{6127}{20} = 306,3 \text{ cm}^3 \cdot$$

$$f_b = \frac{316000}{306,3} = 1031,67 \text{ K/cm}^2 \cdot$$

$$f_s = 0,6 f_y = 0,6 \times 2400 = 1440 \text{ k/cm}^2 \cdot$$

$$f_b < f_s$$

$$1032 < 1440 \quad \text{o.k.}$$

Diseño de Viga 3

$$w = 4,03 \text{ T/m} \cdot$$

$$s = \text{Distancia entre puntales} = 1,8 \text{ m} \cdot$$

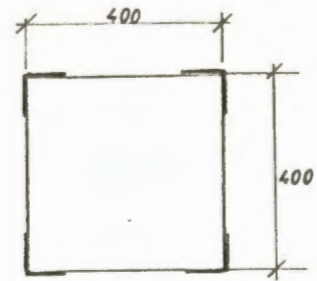
$$P_2 = 4,03 \times 4,1 \times 0,9$$

$$P_2 = 14,87 \text{ T} \cdot$$

$$M = \frac{P_2 \times s}{6} = \frac{14,87 \times 1,8}{6}$$

$$M = 4,46 \text{ T-m} \cdot$$

$$L\ 75 \times 4 \quad \left[\begin{array}{l} A = 5,74 \text{ cm}^2 \cdot \\ I_o = 32,02 \text{ cm}^4 \cdot \\ x = y = 2,06 \text{ cm.} \end{array} \right.$$



$$I = 2(I_o + Ad^2) = 2 [32,02 + 2(5,74)(20 - 2,06)^2]$$

$$I = 2 (32,02 + 1922,25) = 7453,57 \text{ cm}^4 \cdot$$

$$I = 7453,57 \text{ cm}^4 \cdot$$

$$S = \frac{I}{y} = \frac{7453,57}{20} = 372,68 \text{ cm}^3 \cdot$$

$$f_b = \frac{446000}{372,68} = 1196,7 \text{ K/cm}^2 \cdot$$

$$f_s = 0,6 f_y = 0,6 \times 2400 = 1440 \text{ k/cm}^2 \cdot$$

$$f_b < f_s$$

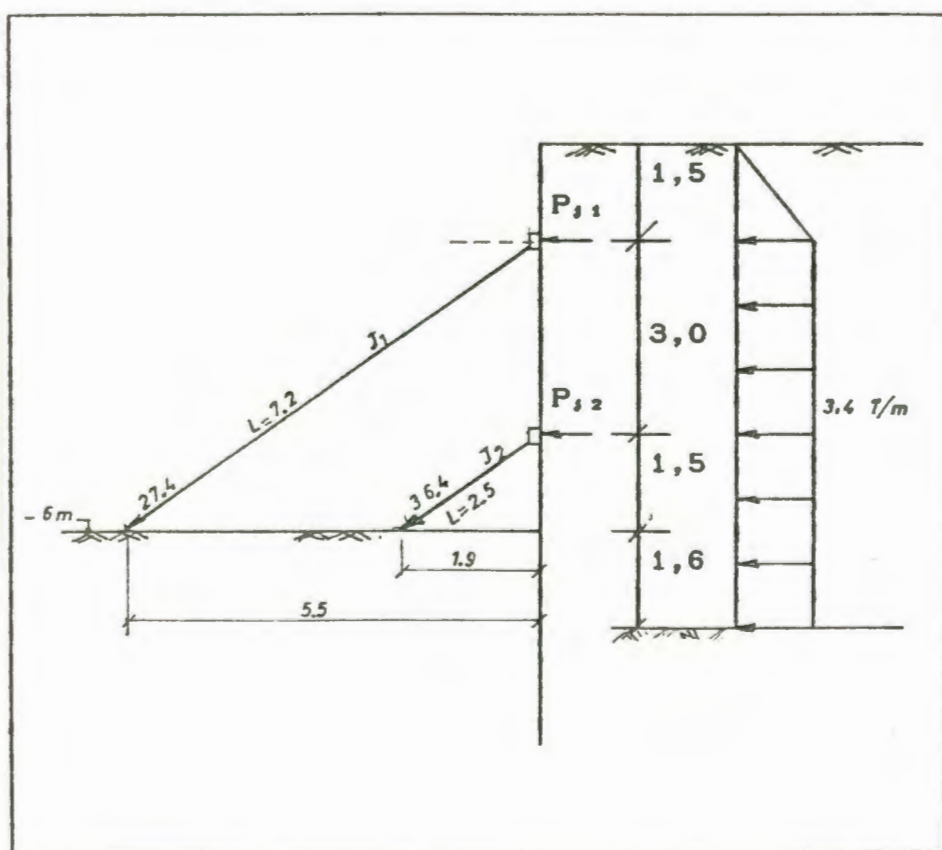
$$1197 < 1440 \text{ o.k.}$$

3.3 DISEÑO DE PUNTALES

Se procederá a realizar el diseño de los puntales que resistirán a la pantalla y a su vez a las vigas; éstos puntales serán de estructura metálica, los mismos que descansarán en el terreno para las excavaciones a la cota -6 m. y -9 m.

El diseño de los puntales para la primera excavación será el mismo tanto para los pilotes de H. pretensado como para los pilotes de mangle.

a) Excavación a la Cota: -6 m.



$$w_1 = 3,4 \text{ T/m.}$$

$$P_{1,1} = \frac{(3,4 \times 1,5 + 3,4 \times 1,5) \times 2,8}{2}$$

$$P_{1,1} = 7,65 \times 2,8 = 21,40 \text{ T.}$$

$$P_{1,1} = 21 \text{ T.}$$

$$P_{1,2} = (3,4 \times 1,5 + 3,4 \times 1,5) \times 2,8$$

$$P_{1,2} = 10,20 \times 2,8 = 28,6 \text{ T.}$$

Diseño del Puntal J₁

DATOS

$$P_1 = 27,4 \text{ T.}$$

$$L = 7,2 \text{ m.}$$

$$f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$K = 1$$

$$r = 0,4h = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1(720)}{14} = 51,43$$

De AISC; pág. A - 87 se tiene:

$$F_a = 18,22 \text{ Ksi.} = 1275 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{27400}{1275} = 21,49 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{A}{4} = 5,37 \text{ cm}^2. \implies L \ 60 \times 60 \times 5$$

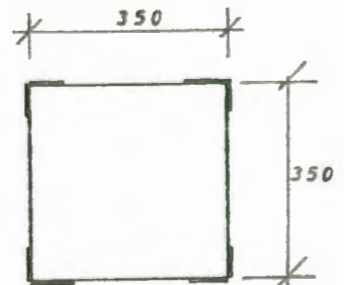
L 60x5

$$A = 5,59 \text{ cm}^2.$$

$$I_o = 19,40 \text{ cm}^4.$$

$$x = y = 1,73 \text{ cm.}$$

$$r_x = r_y = 1,86 \text{ cm.}$$



Diseño del Puntal J₂

DATOS

$$P_1 = 36,4 \text{ T.}$$

$$L = 2,48 \text{ m.}$$

$$f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$K = 1$$

$$r = 0,4h = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1(248)}{14} = 17,71$$

De AISC; pág. A - 87 se tiene:

$$F_a = 20,73 \text{ Ksi.} = 1451 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{36400}{1451} = 25,09 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{A}{4} = 6,27 \text{ cm}^2. \implies L \ 60 \times 60 \times 6$$

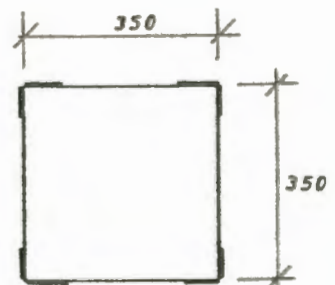
L 60*6

$$A = 6,60 \text{ cm}^2.$$

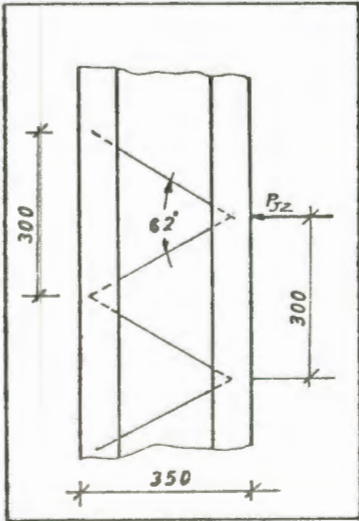
$$I_o = 22,56 \text{ cm}^4.$$

$$x = y = 1,78 \text{ cm.}$$

$$r_x = r_y = 1,85 \text{ cm.}$$



Diseño de Barras de Enlace



$$l_0 = \frac{25}{\cos 31^\circ} = 29,17 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm.}$$

$$r_0 = \frac{l_0}{A}$$

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (1,6)^4}{64} = 0,32 \text{ cm}^4$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$r_0 = \frac{0,32}{2,01} = 0,4 \text{ cm.}$$

$\frac{l_0}{r_0}$ Para ángulo de esquina < 55

$$\frac{30}{0,94} = 32 < 55$$

$$\frac{l_0}{r_0} = \frac{29,17}{0,4} = 72,5$$

De AISC; pág. A - 87 se tiene:

$$F_a = 16,18 \text{ Ksi} = 1133 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$P_1' = 0,02 * 28,6 = 0,57 \text{ T.} = 572 \text{ Kg.}$$

$$P_1 = \frac{572}{2} * \frac{1}{\cos 31^\circ} = 334,00 \text{ Kg.}$$

$$A = \frac{334,00}{1133} = 0,295 \text{ cm}^2.$$

Usando Varillas $\phi = 12 \text{ mm.}$

$$I = \frac{\pi (1,2)^4}{64} = 0,101 \text{ cm}^4.$$

$$A = 1,13 \text{ cm}^2.$$

$$r_0 = \frac{0,101}{1,130} = 0,3 \text{ cm.}$$

$$A = \frac{346,50}{1133} = 0,306 \text{ cm}^2.$$

Usando Varillas $\phi = 12 \text{ mm}$.

$$I = \frac{\pi(1,2)^4}{64} = 0,101 \text{ cm}^4.$$

$$A = 1,13 \text{ cm}^2.$$

$$r_o = \frac{0,101}{1,130} = 0,3 \text{ cm}.$$

$$\frac{l_o}{r_o} = \frac{30}{0,30} = 100$$

De AISC; pág. A - 87 se tiene:

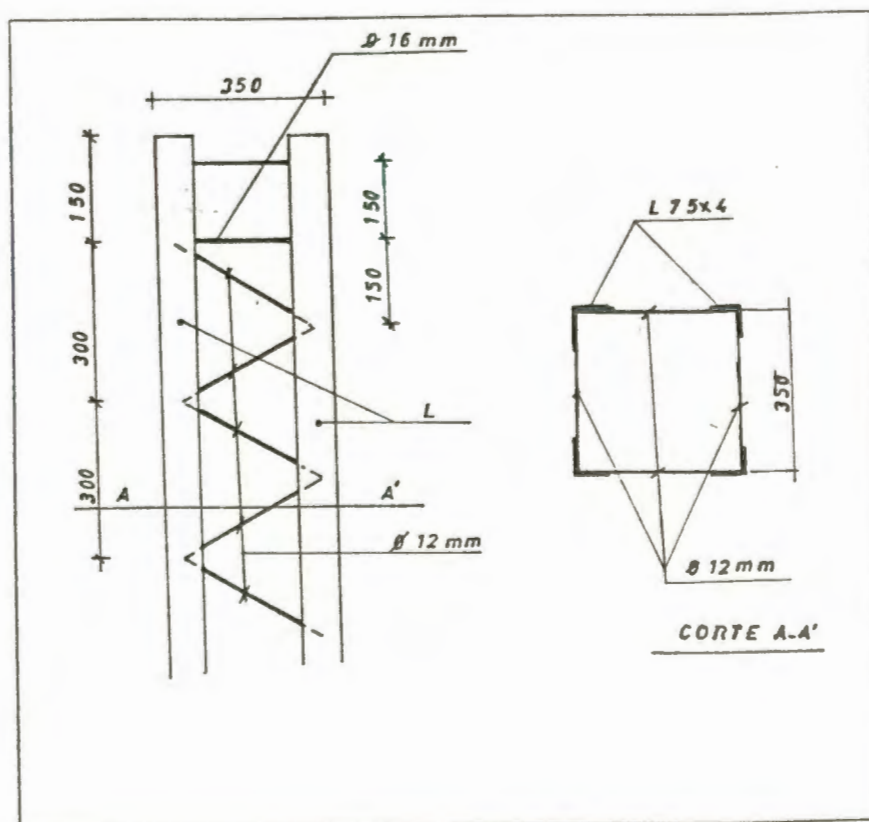
$$F_a = 12,98 \text{ Ksi} = 909 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{346,50}{909} = 0,381$$

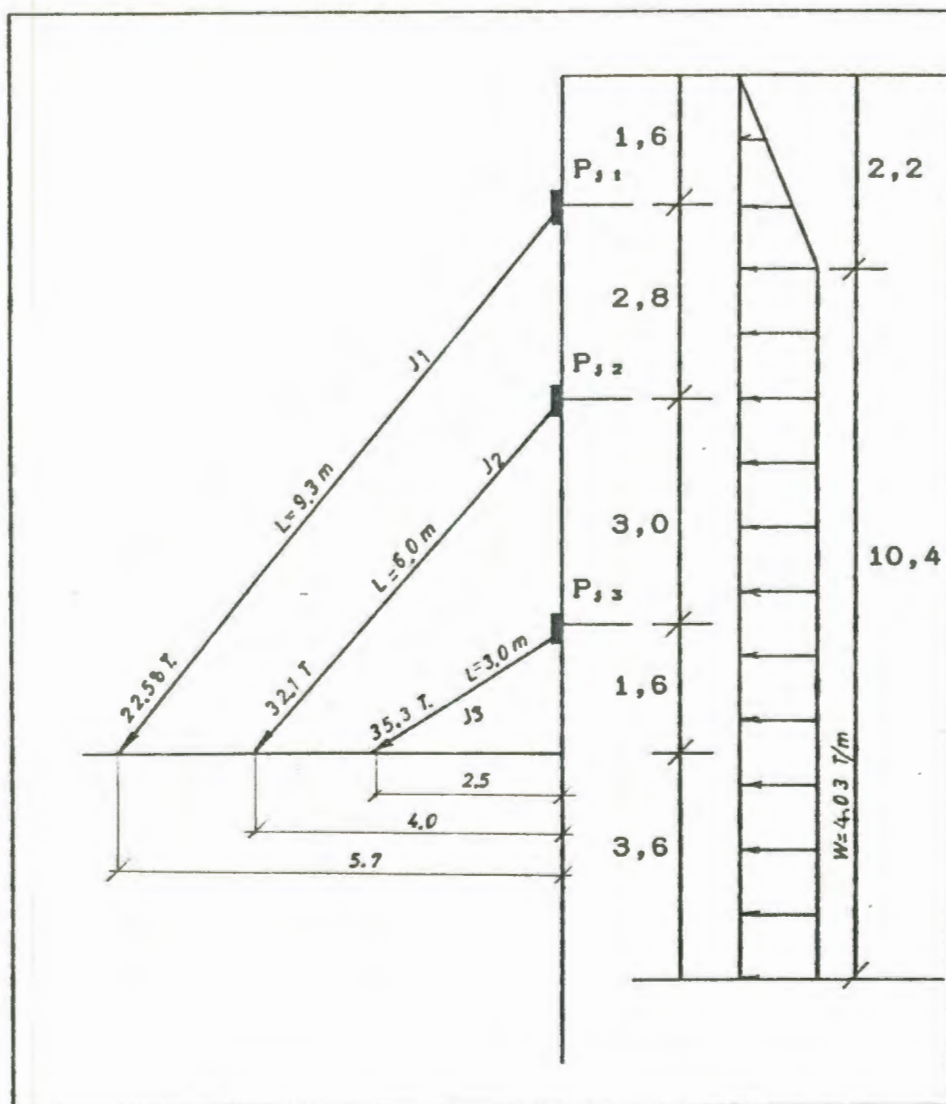
$$A = 0,38 \text{ cm}^2. < 1,12 \text{ cm}^2. \text{ o.k.}$$



BIBLIOTECA FICT
ESPOL



b.1) Excavación a la Cota: - 9 m. Diseño de Puntales para pantalla con pilotes de H. Pretensado.



$$P_{j1} = \frac{(4,03 \times 2,2 + 4,03 \times 0,8)}{2} \times 1,8$$

$$P_{j1} = 13,78 \text{ T.}$$

$$P_{j2} = 4,03 \times 2,9 \times 1,8$$

$$P_{j2} = 21,04 \text{ T.}$$

$$P_{j3} = 4,03 \times 4,1 \times 1,8 = 29,7 \text{ T.}$$

Diseño del Puntal J₁**DATOS**

$$P_1 = 22,58 \text{ T.}$$

$$L = 9,3 \text{ m.}$$

$$f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$K = 1$$

$$r = 0,4h = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1(930)}{14} = 66,43$$

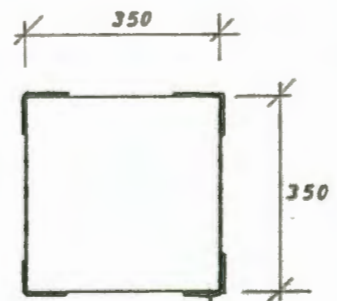
De AISC; pág. A - 87 se tiene:

$$F_a = 16,79 \text{ Ksi.} = 1175 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{22580}{1175} = 19,22 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{A}{4} = 4,80 \text{ cm}^2. \quad \implies \quad L \ 60 \times 60 \times 5$$

$$L \ 60 \times 5 \quad \left[\begin{array}{l} A = 5,59 \text{ cm}^2. \\ I_o = 19,4 \text{ cm}^4. \\ x = y = 1,73 \text{ cm.} \\ r_x = r_y = 1,86 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

**Diseño del Puntal J₂****DATOS**

$$P_2 = 32,1 \text{ T.}$$

$$L = 6,0 \text{ m.}$$

$$f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$K = 1$$

$$r = 0,4h = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1(600)}{14} = 42,86$$

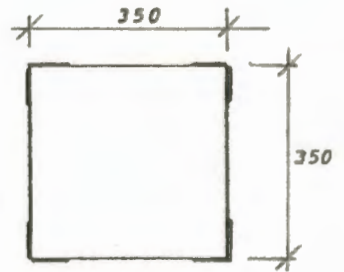
De AISC; pág. A - 87 se tiene:

$$F_a = 19,02 \text{ Ksi.} = 1331 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{32100}{1331} = 24,12 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{A}{4} = 6,03 \text{ cm}^2. \quad \implies \quad L \ 60*60*6$$

$$L \ 60*6 \left\{ \begin{array}{l} A = 6,60 \text{ cm}^2. \\ I_o = 22,56 \text{ cm}^4. \\ x = y = 1,78 \text{ cm.} \\ r_x = r_y = 1,85 \text{ cm.} \end{array} \right.$$



Diseño del Puntal J₃

DATOS

$$P_j = 35,3 \text{ T.}$$

$$L = 3,0 \text{ m.}$$

$$f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$K = 1$$

$$r = 0,4h = 0,4*35 = 14 \text{ cm.}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1(300)}{14} = 21,43$$

De AISC; pág. A - 87 se tiene:

$$F_a = 20,51 \text{ Ksi.} = 1436 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{35300}{1436} = 24,58 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{A}{4} = 6,15 \text{ cm}^2. \quad \implies \quad L \ 60*60*6$$

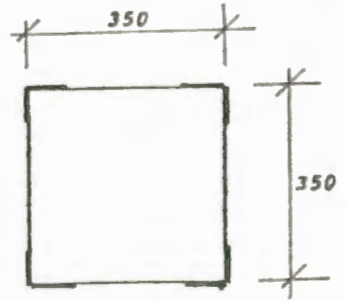
L 60x6

$$A = 6,60 \text{ cm}^2.$$

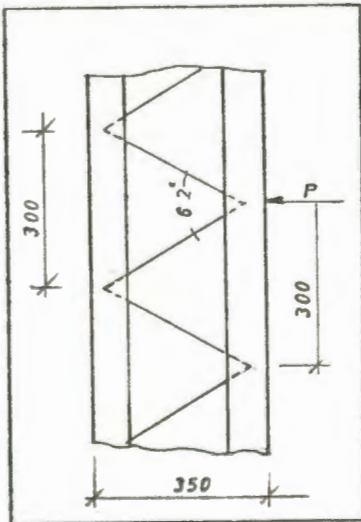
$$I_0 = 22,56 \text{ cm}^4.$$

$$x = y = 1,78 \text{ cm}.$$

$$r_x = r_y = 1,85 \text{ cm}.$$



Diseño de Barras de Enlace



$$l_0 = \frac{25}{\cos 31^\circ} = 29,17 \text{ cm}.$$

$$\phi = 16 \text{ mm}.$$

$$r_0 = \frac{I}{A}$$

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (1,6)^4}{64} = 0,32 \text{ cm}^4$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$r_0 = \frac{0,32}{2,01} = 0,4 \text{ cm}.$$

$\frac{L}{r_0}$ Para ángulo de squina < 55

$$\frac{30}{0,94} = 32 < 55$$

$$\frac{L_0}{r_0} = \frac{29,17}{0,4} = 72,5$$

De AISC; pág. A - 87 se tiene:

$$F_a = 16,18 \text{ Ksi} = 1133 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$P_1' = 0,02 \times 29,7 = 0,594 \text{ T.} = 594 \text{ Kg}.$$

$$P_1 = \frac{594}{2} \times \frac{1}{\cos 31^\circ} = 346,5 \text{ Kg}.$$



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

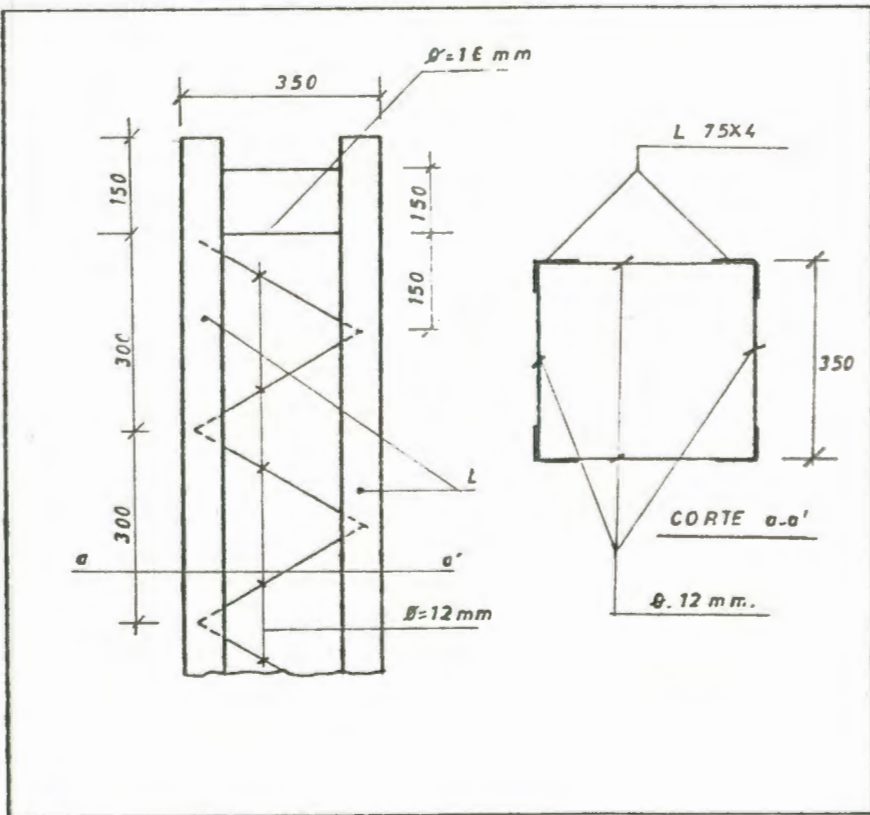
$$\frac{l_r}{r_o} = \frac{30}{0,30} = 100$$

De AISC; pág. A - 87 se tiene:

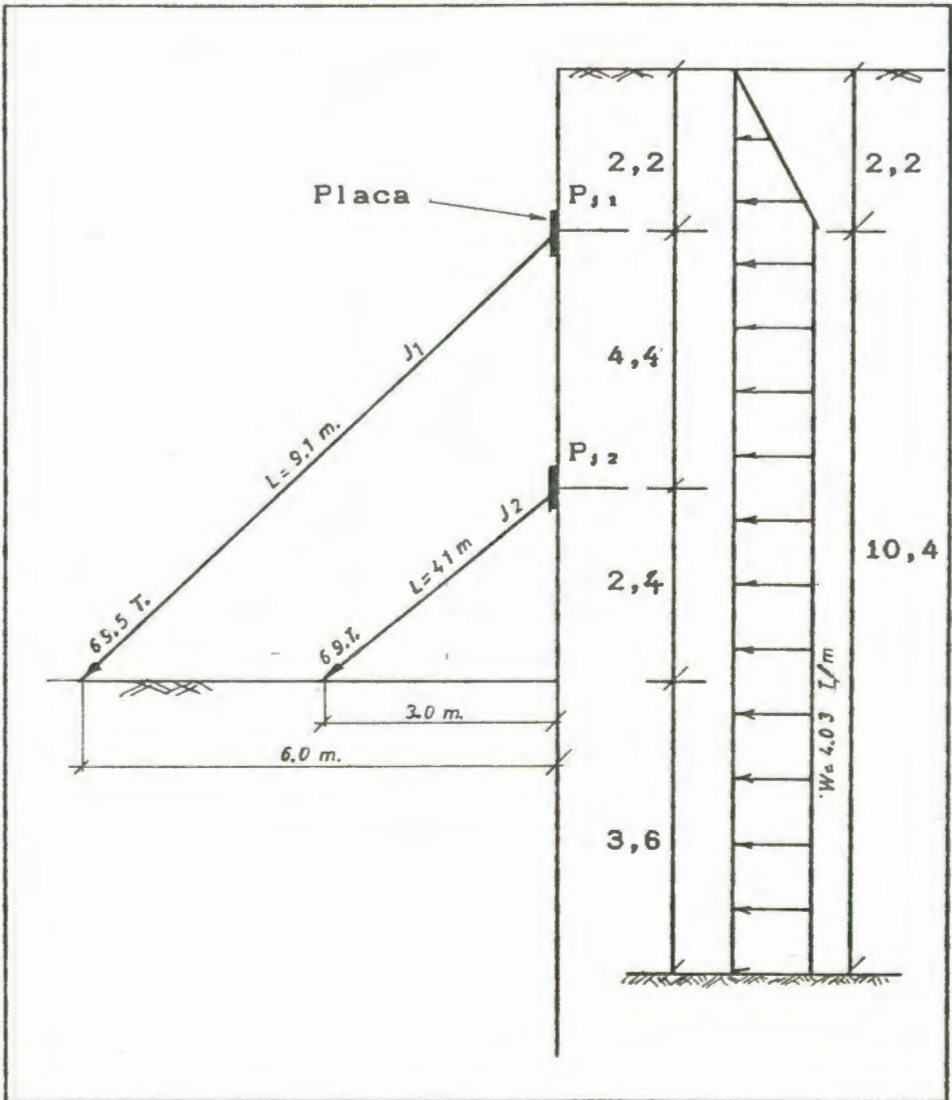
$$F_a = 12,98 \text{ Ksi} = 909 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{334,00}{909} = 0,367$$

$$A = 0,37 \text{ cm}^2. < 1,12 \text{ cm}^2. \text{ o.k.}$$



b.2) Excavación a la Cota: - 9 m. Diseño de
Puntales para pantalla de H. Armado.



$$w_1 = \frac{2}{3} (4,03) = 2,7 \text{ T/m. ; } s = 5,5 \text{ m.}$$

$$P_{j1} = \frac{(2,7 * 2,2 + 2,7 * 2,2) * 5,5}{2}$$

$$P_{j1} = 46 \text{ T.}$$

$$P_{j2} = 2,7 * 3,4 * 5,5$$

$$P_{j2} = 50,5 \text{ T.}$$

Diseño del Puntal J₁

DATOS

$$P_1 = 69,50 \text{ T.}$$

$$L = 9,1 \text{ m.}$$

$$f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$K = 1$$

$$r = 0,4h = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1(910)}{14} = 65$$

De AISC; pág. A - 87 se tiene:

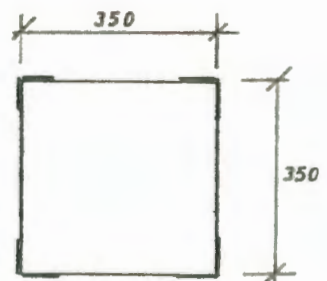
$$F_a = 16,94 \text{ Ksi.} = 1185,8 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{69500}{1186} = 58,60 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{A}{4} = 14,65 \text{ cm}^2. \implies L \ 100 \times 100 \times 8$$

L 100*8

$$\begin{aligned} A &= 14,95 \text{ cm}^2. \\ I_o &= 144,6 \text{ cm}^4. \\ x &= y = 2,87 \text{ cm.} \\ r_x &= r_y = 3,11 \text{ cm.} \end{aligned}$$



Diseño del Puntal J₂

DATOS

$$P_1 = 69 \text{ T.}$$

$$L = 4,1 \text{ m.}$$

BIBLIOTECA



FACULTAD D
EN CIENCIAS DE LAS INGENIERAS

$$f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$K = 1$$

$$r = 0,4h = 0,4 \cdot 35 = 14 \text{ cm.}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1(410)}{14} = 29,30$$

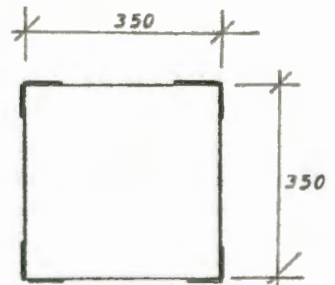
De AISC; pág. A - 87 se tiene:

$$F_a = 19,99 \text{ Ksi.} = 1399 \text{ Kg/cm}^2.$$

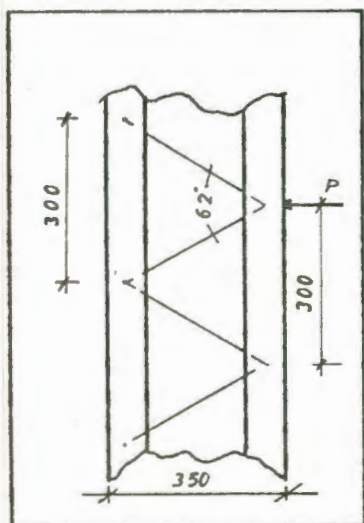
$$A = \frac{69000}{1399} = 49,30 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{A}{4} = 12,3 \text{ cm}^2. \implies \text{L } 80 \times 80 \times 10$$

$$\text{L } 80 \times 10 \left[\begin{array}{l} A = 14,36 \text{ cm}^2. \\ I_o = 84,27 \text{ cm}^4. \\ x = y = 2,47 \text{ cm.} \\ r_x = r_y = 3,03 \text{ cm.} \end{array} \right.$$



Diseño de Barras de Enlace



$$l_e = \frac{25}{\cos 31^\circ} = 29,17 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm.}$$

$$r_e = \frac{l_e}{A}$$

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (1,6)^4}{64} = 0,32 \text{ cm}^4$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$r_e = \frac{0,32}{2,01} = 0,4 \text{ cm.}$$

\underline{L} Para ángulo de squina < 55
 r_e

$$\frac{30}{0,94} = 32 < 55$$

$$\frac{l_e}{r_e} = \frac{29,17}{0,4} = 72,5$$

De AISC; pág. A - 87 se tiene:

$$F_a = 16,18 \text{ Ksi} = 1133 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$P_1' = 0,02 \times 50,5 = 1,01 \text{ T.} = 1010 \text{ Kg.}$$

$$P_1' = \frac{1010}{2} \times \frac{1}{\cos 31^\circ} = 589,15 \text{ Kg.}$$

$$A = \frac{589,15}{1133} = 0,520 \text{ cm}^2.$$

Usando Varillas $\phi = 12 \text{ mm.}$

$$I = \frac{\pi (1,2)^4}{64} = 0,101 \text{ cm}^4.$$

$$A = 1,13 \text{ cm}^2.$$

$$r_e = \frac{0,101}{1,130} = 0,3 \text{ cm.}$$

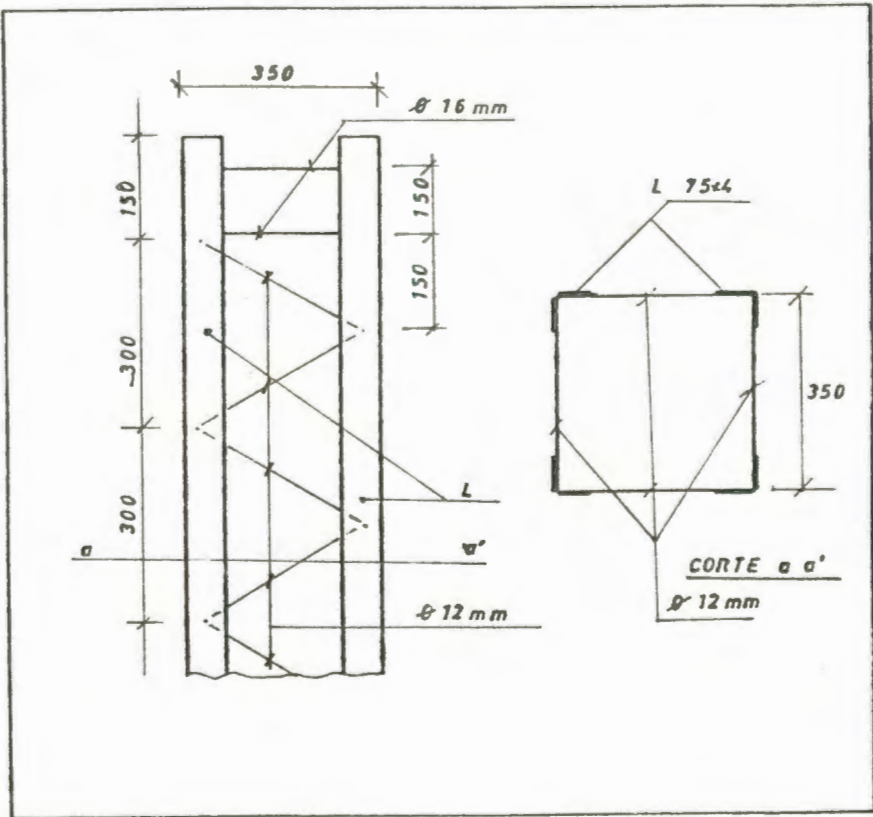
$$\frac{l_r}{r_x} = \frac{30}{0,30} = 100$$

De AISC; pág. A - 87 se tiene:

$$F_a = 12,98 \text{ Ksi} = 909 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{589,15}{909} = 0,648$$

$$A = 0,65 \text{ cm}^2. < 1,12 \text{ cm}^2. \text{ o.k.}$$



CAPITULO IV

MOVIMIENTOS DE LOS SISTEMAS DE APUNTALAMIENTO

4.1 DIFERENTES FACTORES QUE INFLUYEN EN EL MOVIMIENTO DE LOS SISTEMAS DE APUNTALAMIENTO.

El propósito de ésta sección es de evaluar la estabilidad del sistema en función de los desplazamientos del propio sistema, así como del suelo adyacente a la excavación. Este nuevo enfoque permite una consideración más realista del problema.

El método de diseño basado en la evaluación de las presiones y el diseño de los elementos de soporte en función de dichas cargas, no toma en consideración las deformaciones del sistema y la forma en que el proceso constructivo afecta la realización de dicho sistema.

Se ha comprobado que las fallas que se han presentado, raramente se debe a un elemento estructural del sistema; sinó más bien a desplazamientos inaceptables que ocasionan daños a terceros.

Algunos de los factores que afectan el movimiento del suelo dentro y fuera de la excavación son:

- Liberación de esfuerzos por la excavación
- Tiempo que permanece la excavación sin soporte
- Condiciones del Suelo
- Profundidad del estrato rígido
- Espaciamiento y rigidez de los apoyos
- Rigidez de la pantalla
- Profundidad de la excavación
- Clima
- Instalación de la pared y los apoyos
- Vibraciones
- Localización y abajamiento del nivel freático
- Secuencia de Excavación
- Sobrecarga, etc.

Alguna de éstas variables están fuera de control en la etapa de diseño, por lo cual no se puede predecir los movimientos en dicha etapa.

Nuevo Enfoque del Problema.- El nuevo enfoque consiste en diseñar el sistema limitando los desplazamientos máximos a un nivel aceptable.

Este procedimiento es similar al diseño de cimentaciones en arenas.

Se comienza definiendo un nivel aceptable de movimiento en términos de :

- Movimiento Lateral de la Pantalla (ξ_H).
- Asentamiento del suelo detrás de la Pantalla (ξ_v)
- Movimiento Lateral del suelo detrás de la Pantalla (ξ_M).

Se selecciona un sistema preliminar de pantalla y se consideran los movimientos producidos por diferentes causas. Se suman las componentes apropiadas y se los compara con el nivel adoptado; cuando la suma resulta mayor, se consideran varias alternativas:

- 1) Rigidizar la pantalla y los puntales.
- 2) Usar una técnica constructiva con menor riesgo (vibración; instalación rápida de apoyos; mejor control del nivel freático).
- 3) Desplazar la excavación de alguna estructura crítica.
- 4) Reducir la profundidad de la excavación.

Se recalculan los desplazamientos y se procede a un proceso iterativo.



4.2 MAGNITUD Y DISTRIBUCION DE LOS DESPLAZAMIENTOS

La Figura 4.1 muestra los posibles rangos de deformaciones para un muro perfectamente rígido (Fig.4.1.a) y para muros mostrando flexibilidad (Fig.4.1.b).

Básicamente el rango del comportamiento incluye traslación, y alguna rotación alrededor de la base del muro o rotación alrededor de la parte superior del muro vertical. Además la deformación del muro podría también incluir algún abultamiento como resultado de la flexión; la cantidad de abultamiento depende de la rigidez del sistema de apuntalamiento.

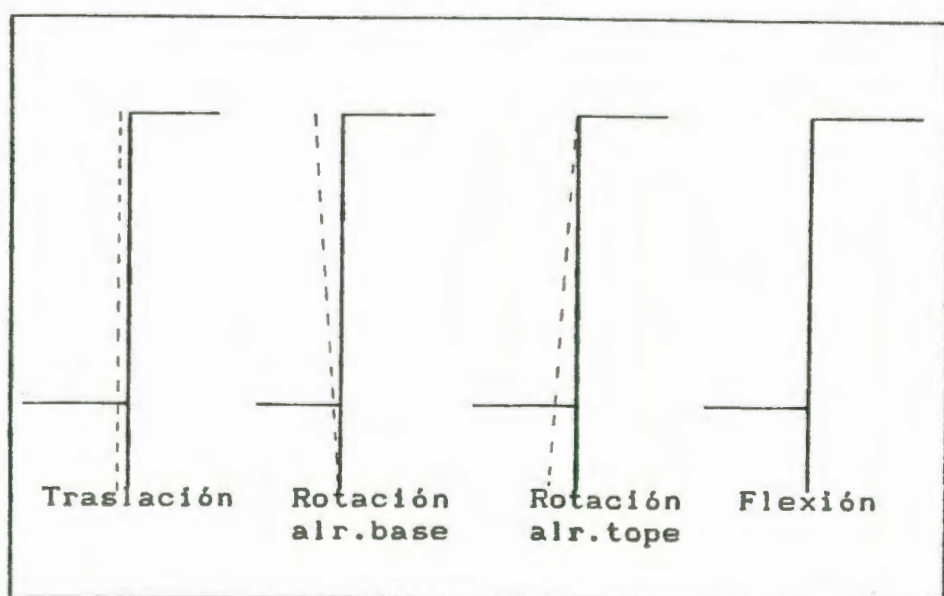


Figura 4.1.a Rango de deformaciones en Muro Rígido.

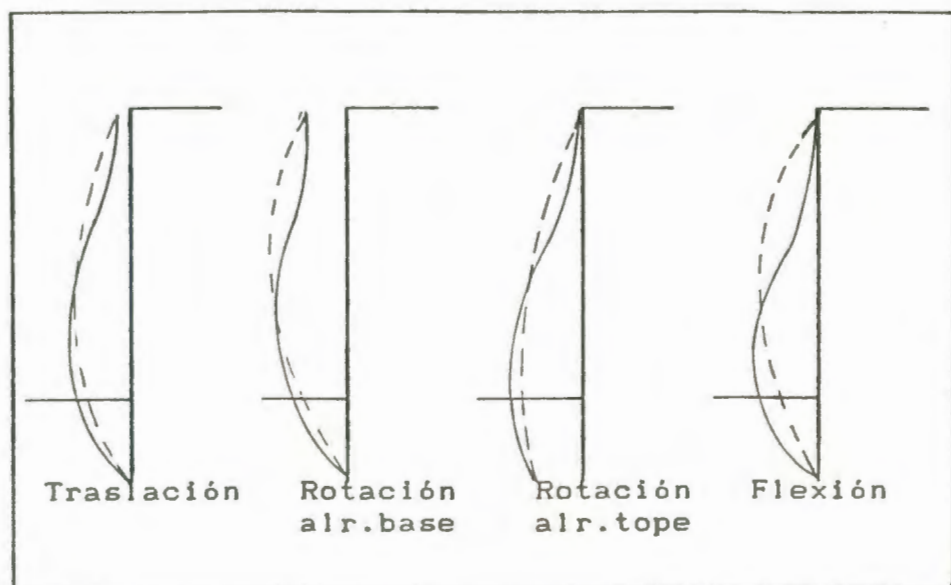


Figura 4.1.b Rango de deform. en Muro Flexible.

Los movimientos laterales de las paredes de la excavación hacia adentro, y, en consecuencia, el asentamiento de la superficie de los terrenos adyacentes, aumentan al aumentar la distancia vertical entre puntales.

4.3 CONTROL DE LOS MOVIMIENTOS POR DISEÑO ITERATIVO

Para estimar los desplazamientos producidos, se pueden utilizar varios métodos de diseño basados en el control de desplazamientos, éstos métodos son de tres categorías:

- 1) Métodos Empíricos
- 2) Métodos Semi-empíricos (Base empírica y analítica)
 - a) Mana y Clough
 - b) Programa Movex
- 3) Métodos Analíticos: Elementos Finitos (Programa Soilstruct)

A continuación se analizan algunos de éstos métodos:

4.3.1 Método Empírico.

Aplicado a excavaciones en arenas. Se basa en la evaluación de Peck y Goldberg de que el máximo desplazamiento lateral de la pantalla y suelo para el caso de arenas secas nunca es mayor que:

$$\delta_{H_{max}} = 0,05 H; \text{ donde}$$

H = Profundidad de la excavación

La distribución de los desplazamientos en el suelo exterior a la pantalla, se lo puede representar adecuadamente por el siguiente gráfico (Figura 4.2).

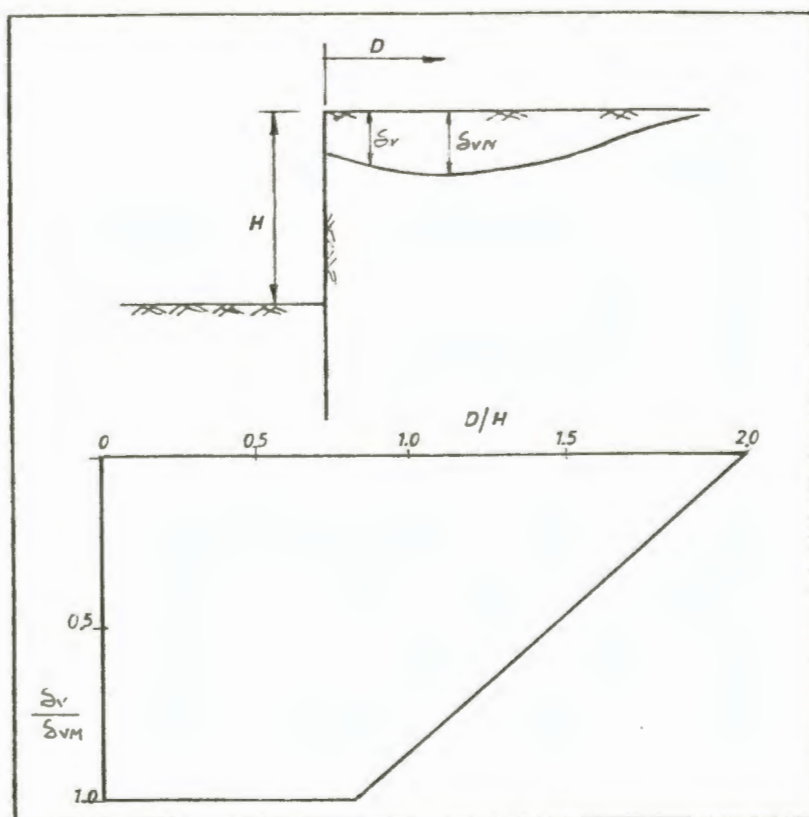


Figura 4.2 Distribución de los desplazamientos en el suelo exterior a la pantalla en Arenas.

Ciertas condiciones disminuyen los valores antes indicados, tales condiciones se presentan a continuación:

- Cementación en la arena
- Pantallas de hormigón
- Ausencia del Nivel Freático.

Las siguientes condiciones hacen que los movimientos se acerquen a los valores indicados:

- Arenas sueltas
- Espaciamiento muy amplio de los puntales (> 5 m.)
- La existencia de un alto nivel freático.

Ciertas condiciones pueden hacer que los desplazamientos superen los valores indicados:

- Demora y mala colocación de los puntales.
- Movimiento del agua dentro de la excavación.
- Tubificación de la arena del fondo de la excavación.

Estos problemas pueden ser eliminados por:

- Bajando el nivel freático
- Usando muro impermeable
- Aumentando la penetración de la pantalla
- Tapando rápidamente los escapes del suelo.

4.3.2 Métodos Semi-empíricos.

Aplicados a suelos estratificados. Combinan la experiencia del campo y aspectos analíticos.

a. Método de Mana y Clough

Correlaciona el factor de seguridad contra el levantamiento del fondo (Ver Figura 4.3) con los desplazamientos laterales de la pantalla y la rigidez del sistema Pantalla - Puntal (Figura 4.4) representado por la expresión:

$$\frac{E I}{\gamma_v H_v^4} ; \text{ Donde :}$$

$E I$ = Rigidez a flexión de la pantalla
 H_v^4 = Espaciamiento promedio vertical entre puntales.

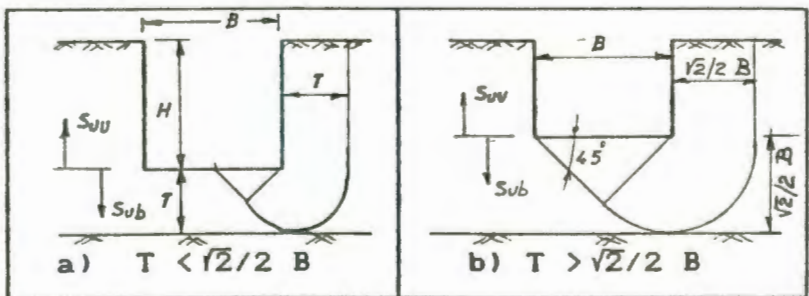


Figura 4.3 Levantamiento del fondo

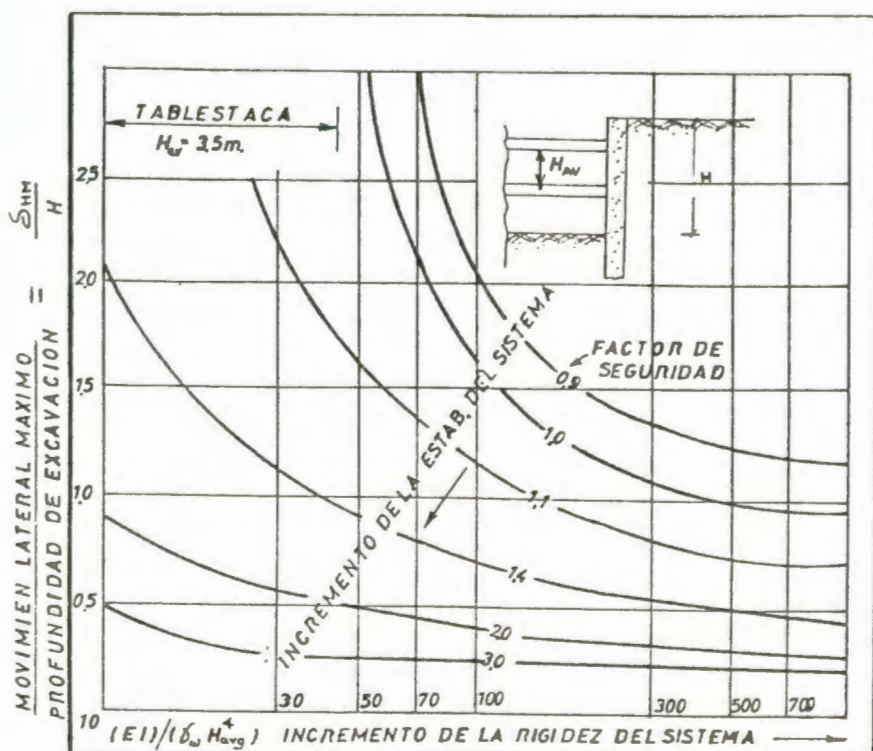


Figura 4.4 Gráfico para estimar máximos movimientos laterales (δ_{ML}) del muro y asentamientos superficiales del suelo para sistemas de apuntalamiento en arcilla.

En la Figura 4.4 se observa, la razón entre el Movimiento lateral máximo de la pantalla y la profundidad de excavación (δ_{ML}/H) Vs la rigidez del sistema pantalla-puntal ($EI/\delta_w H_{avg}^4$), éstos se relacionan con el Factor de seguridad contra el levantamiento del fondo y mediante el gráfico se puede observar que, a medida que el factor



BIBLIOTECA FICT,
ESPOL

de seguridad contra el levantamiento del fondo es mayor, se produce un incremento en la estabilidad del sistema y los movimientos laterales de la pantalla disminuyen.

Los resultados de la figura 4.4 están basados en condiciones promedios y buena mano de obra. Igualmente se supone que los movimientos cuando la pantalla está en cantilever son pequeños; si esto no es verdad los desplazamientos son sub-estimados.

La figura 4.4 tampoco toma en cuenta los siguientes factores:

- a) Rigidez de los puntales
- b) Efecto de las conexiones
- c) Ancho de la excavación
- d) Precarga
- e) Anisotropía de la arcilla.

En la Figura 4.5 se hace un intento de valorizar los desplazamientos del suelo adyacente a la excavación; en el eje de las ordenadas se tiene la relación del desplazamiento vertical a

La Figura 4.6 muestra el gráfico de la envolvente de los asentamientos del suelo adyacente a la pantalla. Esta envolvente será utilizada para establecer si, la curva de asentamientos (δ_v) que se obtiene por medio del gráfico 4.5 está dentro de los rangos admisibles de asentamientos de suelo propuesto por Mana y Clough para un material arcilloso.

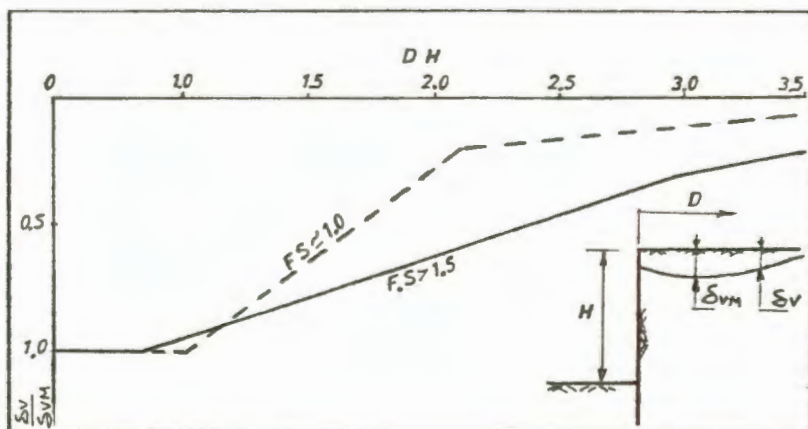


Figura 4.6 Asentamientos del suelo (δ_v) detrás de la pantalla en arcillas (Mana y Clough).

Tomando en consideración que ésta investigación está relacionada con suelos arcillosos, utilizando este método; se procederá a la obtención de la magnitud de

los movimientos laterales de la pantalla, asentamientos del suelo detrás de la pantalla y los movimientos laterales del suelo detrás de la pantalla; tanto para la excavación a la cota de - 6 m. como para la excavación a la cota de - 9 m.

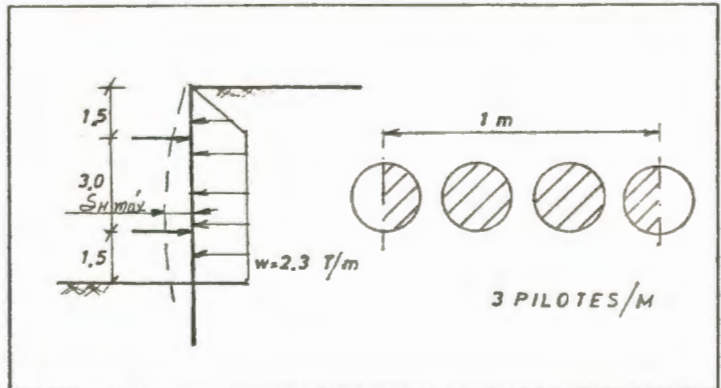


**BIBLIOTECA FICT
ESPOL**

CALCULO DE LOS MOVIMIENTOS DE LOS DIFERENTES
SISTEMAS DE APUNTALAMIENTO PROPUESTOS

1) Excavación a la cota - 6 m.

a) Pantalla con pilotes de Mangle



$$E_{\text{muelle}} = 12,22 * 10^4 \text{ K/cm}^2.$$

$$I = 7854 \text{ cm}^4.$$

En 1 m de pantalla tres pilotes:

$$I_T = 3I = 2,36 * 10^4 \text{ cm}^4.$$

$$E I = 12,22 * 10^4 (2,36 * 10^4)$$

$$E I = 2879276 \frac{\text{K-cm}^2}{\text{m.}}$$

$$E I = 287,93 \frac{\text{T-m}^2}{\text{m.}}$$

$$H_{\text{v.o.}} = 3,0 \text{ m.}$$

$$\gamma_o = 1,0 \text{ T/m}^2.$$

$$\frac{E I}{\gamma_o H_{\text{v.o.}}^4} = \frac{287,93}{1,0 (3)^4} = 3,55$$

$$\frac{E I}{\gamma_s H_s \gamma_s^4} = 3,5$$

$$B = 20 \text{ m.}$$

$$C_b = 2,25 \text{ T/m}^2.$$

$$C_s = 2,0 \text{ T/m}^2.$$

$$T = 18 \text{ m.}$$

$$T > 0,7 B$$

$$18 > 14,14$$

$$F.S. = \frac{N_c C_b}{(\gamma_s H + q_s) - 1,4 \frac{C_b H}{B}}$$

$$F.S. = \frac{5,33(2,25)}{1,4(6) + 1 - \frac{1,4(6)(2)}{20}}$$

$$F.S. = \frac{12}{8,56} = 1,40$$

$$F.S. = 1,4$$

Del gráfico (Figura 4.4) se tiene:

$$\frac{\text{Mov. Lat. Máximo de la Pantalla}}{\text{Profundidad de Excavación}} = \frac{\xi_{HH}}{H}$$

$$\frac{\xi_{HH}}{H} = 1,25$$

$$\xi_{HH} = \frac{1,25 * 600}{100} = 7,5 \text{ cm.}$$

Así se puede observar que el máximo desplazamiento lateral que puede ocurrir en la pantalla con pilotes de mangle en una excavación de - 6 m. es $\xi_{HH} = 7,5 \text{ cm.}$

Cálculo de la Curva de Asentamientos del suelo adyacente a la pantalla.

A continuación se procede a calcular la curva de asentamientos del suelo detrás de la pantalla, es decir D/H vs S_v utilizando el gráfico de la fig. 4.5; y a la vez se relaciona con el gráfico de la envolvente propuesto por Mana y Clough descrito en la Fig. 4.6 $S_{HH} = 7,5$ cm.

Profundidad de Excavación (H) = 6 m.

D = distancias variables en el trasdós de la pantalla.

D (m)	D/H	S_v/S_{HH}	S_v (cm)	S_v/S_{vH}
0,0	0,0	0,08	0,60	0,17
1,0	0,20	0,12	0,90	0,26
2,5	0,40	0,20	1,50	0,43
4,0	0,67	0,28	2,10	0,61
6,0	1,00	0,43	3,22	0,93
7,0	1,17	0,46	3,45	1,00
9,0	1,50	0,39	2,92	0,80
12,0	2,00	0,27	2,02	0,59
15,0	2,50	0,18	1,35	0,39
18,0	3,00	0,11	0,82	0,24

La curva de la variación de los asentamientos del suelo detrás de la pantalla se muestran en la Figura 4.7

$$\delta_{vH} = 3,45 \text{ cm.}$$

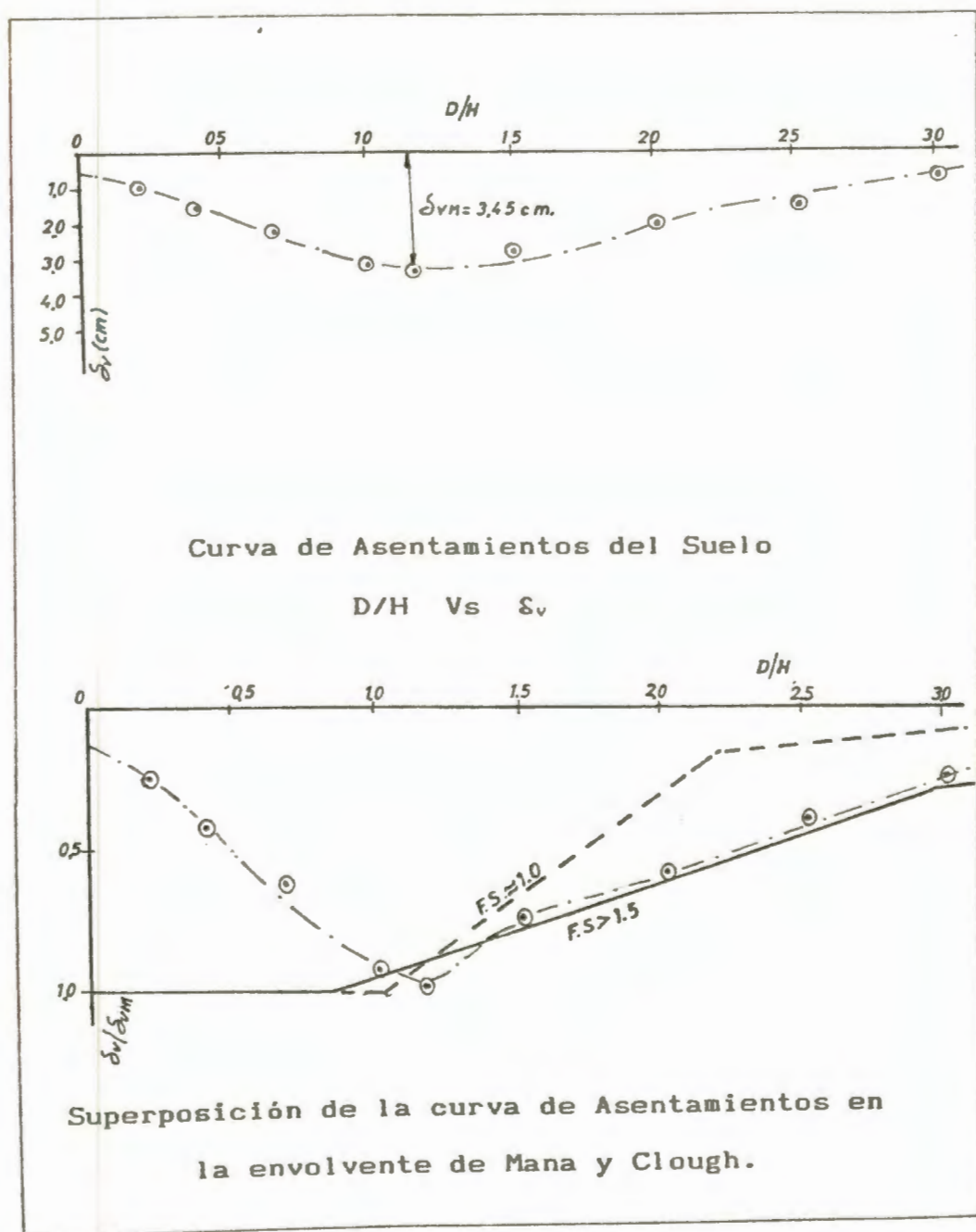
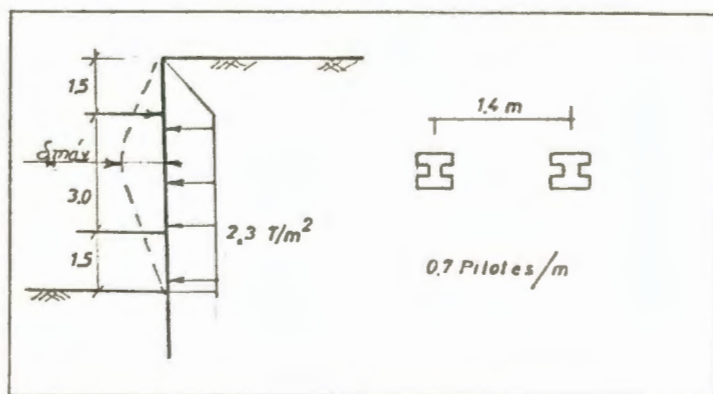


Figura 4.7 Curva de Asentamientos adyacente a la Pant.

b) Pantalla con Pilotes de Hormigón Pretensado



$$E_c = 210000 \text{ K/cm}^2.$$

$$I = 32151,9 \text{ cm}^4.$$

En 1 m de pantalla 0,7 pilotes:

$$I_r = 0,7(I) = 22506,33 \text{ cm}^4.$$

$$E I = 210000(22506,33)$$

$$E I = 4,7263 * 10^9 \frac{\text{K-cm}^2}{\text{m.}}$$

$$E I = 472,63 \frac{\text{T-m}^2}{\text{m.}}$$

$$H_{s.v.} = 3,0 \text{ m.}$$

$$\gamma_w = 1,0 \text{ T/m}^2.$$

$$\frac{E I}{\gamma_w H_{s.v.}^4} = \frac{472,63}{1,0 (3)^4} = 5,83$$

$\frac{E I}{\gamma_w H_{s.v.}^4} = 5,8$

$$B = 20 \text{ m.}$$

$$C_u = 2,0 \text{ T/m}^2.$$

$$T = 18 \text{ m.}$$

$$T > 0,7 B$$

$$18 > 14,14$$

$$F.S. = \frac{N_c C_u}{(\gamma_s H + q_s) - 1,4 \frac{C_u H}{B}}$$

$$F.S. = \frac{5,33(2,25)}{1,4(6) + 1 - \frac{1,4(6)(2)}{20}}$$

$$F.S. = \frac{12}{8,56} = 1,40$$

$$F.S. = 1,4$$

Del gráfico (Figura 4.4) se tiene:

$$\frac{\text{Mov. Lat. Máximo de la Pantalla}}{\text{Profundidad de Excavación}} = \frac{\delta_{MH}}{H}$$

$$\frac{\delta_{MH}}{H} = 0,83$$

$$\delta_{MH} = \frac{0,8 \times 600}{100} = 4,8 \text{ cm.}$$

Así se puede observar que el máximo desplazamiento lateral que puede ocurrir en la pantalla con pilotes de H. Pretensado en excavación de - 6 m. es $\delta_{MH} = 4,8 \text{ cm.}$



Cálculo de la Curva de Asentamientos del suelo adyacente a la pantalla.

A continuación se procede a calcular la curva de asentamientos del suelo detrás de la pantalla, es decir D/H vs S_v utilizando el gráfico de la fig. 4.5; y a la vez se relaciona con el gráfico de la envolvente propuesto por Mana y Clough descrito en la Fig. 4.6 $S_{HN} = 4,8$ cm.

Profundidad de Excavación (H) = 6 m.

D = distancias variables en el trasdós de la pantalla.

D (m)	D/H	S_v/S_{HN}	S_v (cm)	S_v/S_{vN}
0,0	0,0	0,08	0,38	0,17
1,0	0,20	0,12	0,58	0,26
2,5	0,40	0,20	0,96	0,44
4,0	0,67	0,28	1,34	0,61
6,0	1,00	0,43	2,06	0,94
7,0	1,17	0,46	2,21	1,00
9,0	1,50	0,39	1,87	0,85
12,0	2,00	0,27	1,30	0,59
15,0	2,50	0,18	0,86	0,39
18,0	3,00	0,11	0,53	0,24

La curva de la variación de los asentamientos del suelo detrás de la pantalla se muestran en la Figura 4.8 $\delta_{vH} = 2,21 \text{ cm.}$

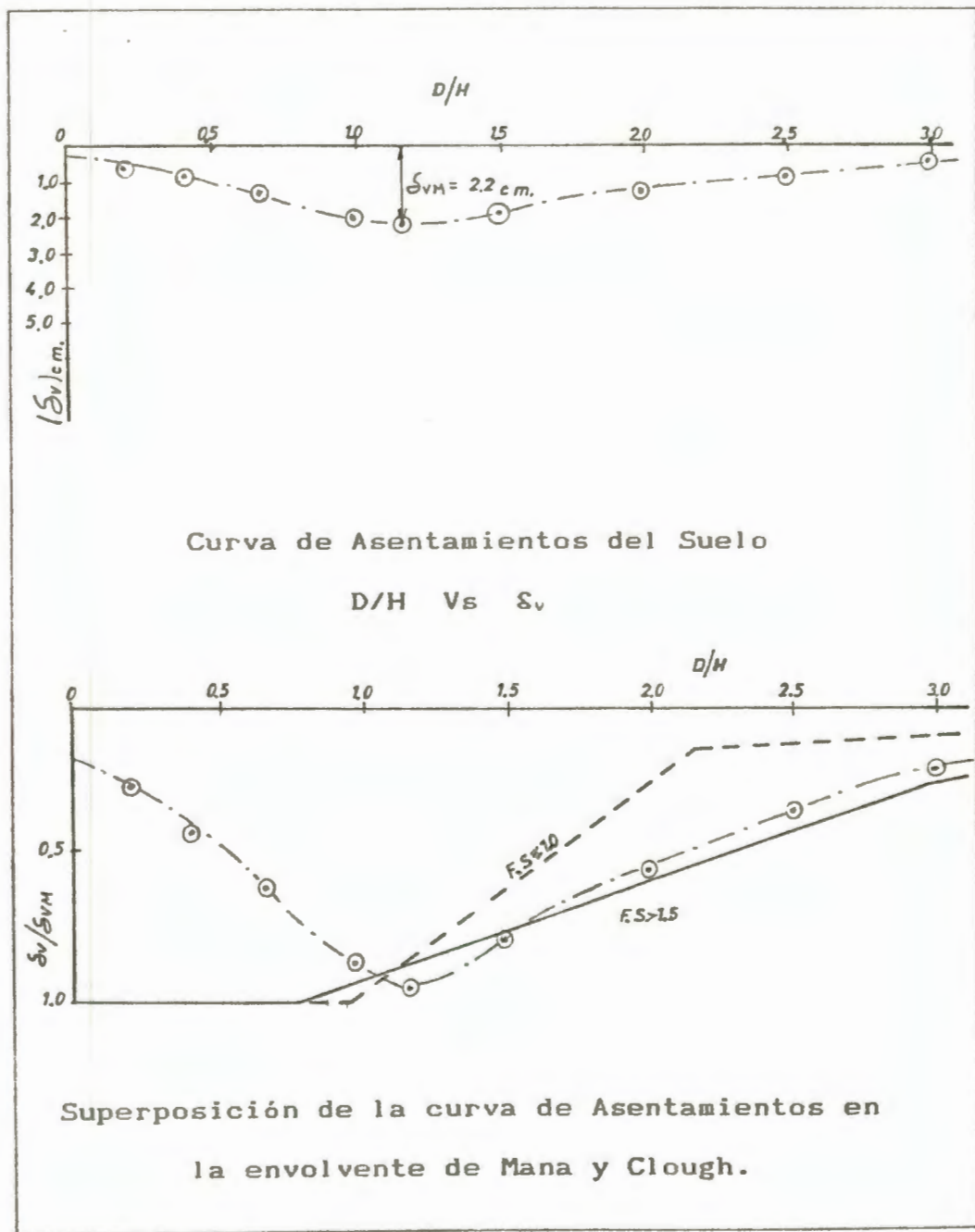
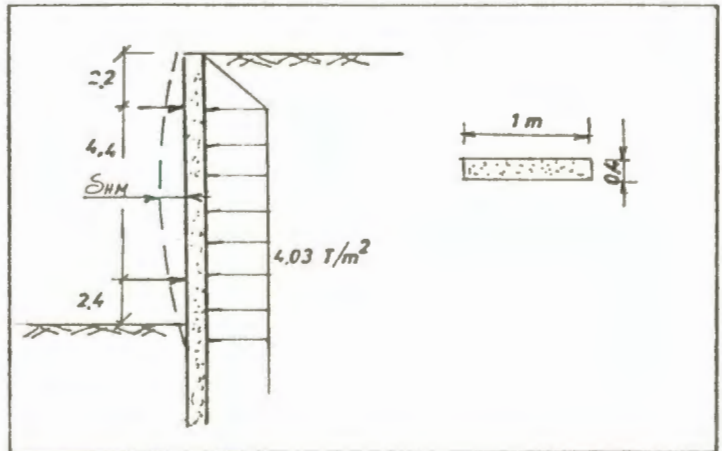


Figura 4.8 Curva de Asentamientos adyacente a la Pant.

2) Excavación a la cota - 9 m.

a) Pantalla de Hormigón Armado

$$E_c = 210000 \text{ K/cm}^2.$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100(40)^3}{12} = 533333,33 \text{ cm}^4.$$

$$I = 533333,33 \text{ cm}^4.$$

$$E I = 210000(533333,33)$$

$$E I = 1,12 * 10^{11} \frac{\text{K-cm}^2}{\text{m.}}$$

$$E I = 11200 \frac{\text{T-m}^2}{\text{m.}}$$

$$H_{a.v.} = 4,4 \text{ m.}$$

$$\gamma_u = 1,0 \text{ T/m}^2.$$

$$\frac{E I}{\gamma_u H_{a.v.}^4} = \frac{11200}{1,0(4,4)^4} = 30,00$$

$\frac{E I}{\gamma_u H_{a.v.}^4} = 30,00$

$$B = 20 \text{ m.}$$

$$C_u = 2,25 \text{ T/m}^2.$$

$$C_s = 2,0 \text{ T/m}^2.$$

$$T = 15 \text{ m.}$$

$$T > 0,7 B$$

$$15 > 14,14$$

$$F.S. = \frac{N_c C_u}{(\gamma_s H + q_s) - 1,4 \frac{C_u H}{B}}$$

$$F.S. = \frac{5,33(2,25)}{1,4(9) + 1 - \frac{1,4(9)(2)}{20}}$$

$$F.S. = \frac{12}{12,3} = 1,0$$

F.S. = 1,0

Del gráfico (Figura 4.4) se tiene:

$$\frac{\text{Mov. Lat. Máximo de la Pantalla}}{\text{Profundidad de Excavación}} = \frac{\xi_{HH}}{H}$$

$$\frac{\xi_{HH}}{H} = 1,0$$

$$\xi_{HH} = \frac{1,0 * 900}{100} = 9,0 \text{ cm.}$$

Así se puede observar que el máximo desplazamiento lateral que puede ocurrir en la pantalla de Hormigón Armado en una excavación de - 9 m. es $\xi_{HH} = 9,0 \text{ cm.}$

Cálculo de la Curva de Asentamientos del suelo adyacente a la pantalla.

A continuación se procede a calcular la curva de asentamientos del suelo detrás de la pantalla, es decir D/H vs S_v utilizando el gráfico de la fig. 4.5; y a la vez se relaciona con el gráfico de la envolvente propuesto por Mana y Clough descrito en la Fig. 4.6 $S_{H H} = 9,0$ cm.

Profundidad de Excavación (H) = 9 m.

D = distancias variables en el trasdós de la pantalla.

D (m)	D/H	$S_v / S_{H H}$	S_v (cm)	$S_v / S_{v H}$
0,0	0,0	0,05	0,45	0,14
2,5	0,30	0,09	0,81	0,26
4,5	0,50	0,13	1,17	0,37
7,2	0,80	0,25	2,25	0,71
9,9	1,10	0,35	3,15	1,00
13,5	1,50	0,27	2,43	0,77
18,0	2,00	0,16	1,44	0,46
22,5	2,50	0,09	0,81	0,26
27,0	3,00	0,05	0,45	0,14



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

Cálculo de la Curva de Asentamientos del suelo adyacente a la pantalla.

A continuación se procede a calcular la curva de asentamientos del suelo detrás de la pantalla, es decir D/H vs S_v utilizando el gráfico de la fig. 4.5; y a la vez se relaciona con el gráfico de la envolvente propuesto por Mana y Clough descrito en la Fig. 4.6 $S_{H H} = 9,0$ cm.

Profundidad de Excavación (H) = 9 m.

D = distancias variables en el trasdós de la pantalla.

D (m)	D/H	$S_v/S_{H H}$	S_v (cm)	$S_v/S_{v H}$
0,0	0,0	0,05	0,45	0,14
2,5	0,30	0,09	0,81	0,26
4,5	0,50	0,13	1,17	0,37
7,2	0,80	0,25	2,25	0,71
9,9	1,10	0,35	3,15	1,00
13,5	1,50	0,27	2,43	0,77
18,0	2,00	0,16	1,44	0,46
22,5	2,50	0,09	0,81	0,26
27,0	3,00	0,05	0,45	0,14



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

La curva de la variación de los asentamientos del suelo detrás de la pantalla se muestran en la Figura 4.9 $\delta_{vH} = 3,15 \text{ cm}$.

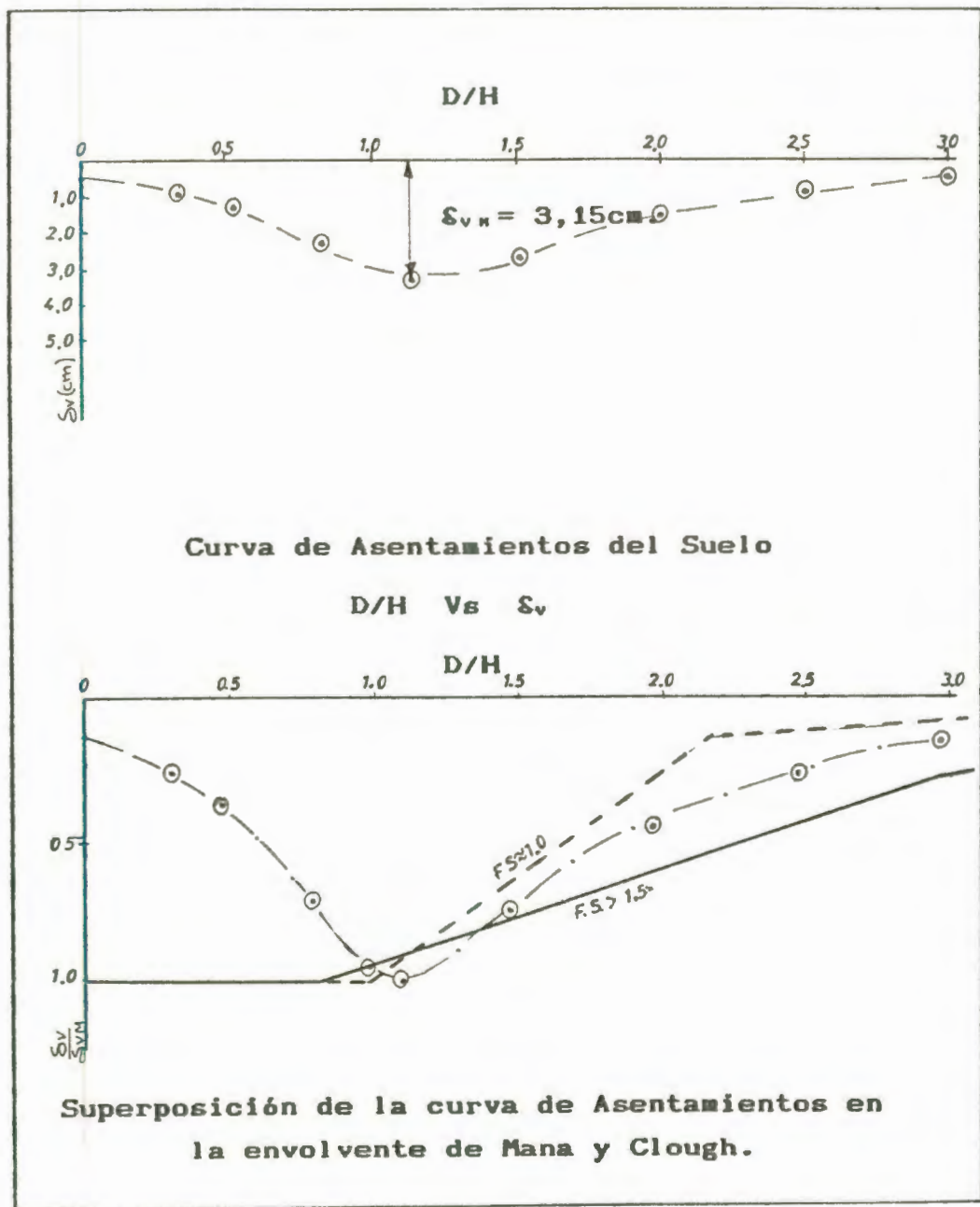
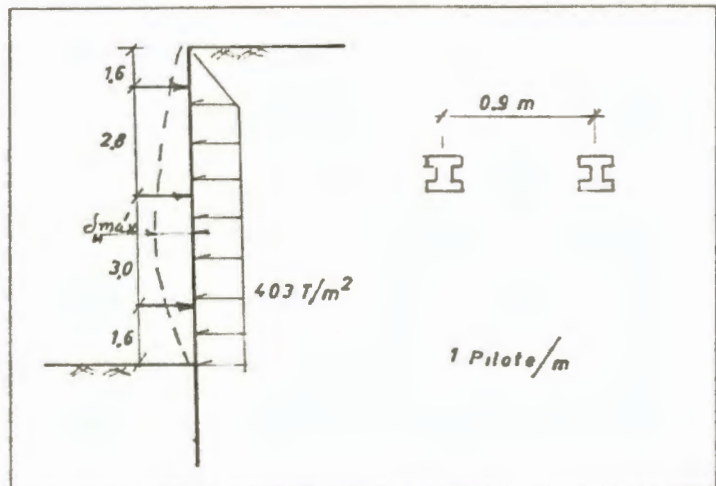


Figura 4.9 Curva de Asentamientos adyacente a la Pant.

b) Pantalla con Pilotes de Hormigón Pretensado



$$E_c = 210000 \text{ K/cm}^2.$$

$$I = 66166,67 \text{ cm}^4.$$

En 1 m de pantalla 1,08 pilotes:

$$I_r = 1(I) = 66166,67 \text{ cm}^4.$$

$$E I = 210000(66166,67)$$

$$E I = 1,390 \times 10^{10} \frac{\text{K-cm}^2}{\text{m}}.$$

$$E I = 1389,5 \frac{\text{T-m}^2}{\text{m}}.$$

$$H_{av} = 2,9 \text{ m}.$$

$$\gamma_w = 1,0 \text{ T/m}^2.$$

$$\frac{E I}{\gamma_w H_{av}^4} = \frac{1389,5}{1,0(2,9)^4} = 19,65$$

$\frac{E I}{\gamma_w H_{av}^4} = 19,6$
--

$$B = 20 \text{ m.}$$

$$C_s = 2,25 \text{ T/m}^2.$$

$$C_a = 2,0 \text{ T/m}^2.$$

$$T = 15 \text{ m.}$$

$$T > 0,7 B$$

$$15 > 14,14$$

$$F.S. = \frac{N_c C_s}{(\gamma_s H + q_s) - 1,4 \frac{C_s H}{B}}$$

$$F.S. = \frac{5,33(2,25)}{1,4(9) + 1 - \frac{1,4(9)(2)}{20}}$$

$$F.S. = \frac{12}{12,3} = 1,0$$

F.S. = 1,0

Del gráfico (Figura 4.4) se tiene:

$$\frac{\text{Mov. Lat. Máximo de la Pantalla}}{\text{Profundidad de Excavación}} = \frac{\delta_{MH}}{H}$$

$$\frac{\delta_{MH}}{H} = 1,20$$

$$\delta_{MH} = \frac{1,2 * 900}{100} = 10,8 \text{ cm.}$$

Así se puede observar que el máximo desplazamiento lateral que puede ocurrir en la pantalla de Pilotes de Pretensado en una excavación de - 9 m. es $\delta_{MH} = 10,8 \text{ cm.}$

Cálculo de la Curva de Asentamientos del suelo adyacente a la pantalla.

A continuación se procede a calcular la curva de asentamientos del suelo detrás de la pantalla, es decir D/H vs S_v utilizando el gráfico de la fig. 4.5; y a la vez se relaciona con el gráfico de la envolvente propuesto por Mana y Clough descrito en la Fig. 4.6 $S_{HH} = 10,8$ cm.

Profundidad de Excavación (H) = 9 m.

D = distancias variables en el trasdós de la pantalla.

D (m)	D/H	S_v/S_{HH}	S_v (cm)	S_v/S_{vH}
0,0	0,0	0,05	0,54	0,14
2,5	0,30	0,09	0,97	0,26
4,5	0,50	0,13	1,40	0,37
7,2	0,80	0,25	2,70	0,71
9,9	1,10	0,35	3,78	1,00
13,5	1,50	0,27	2,92	0,77
18,0	2,00	0,16	1,73	0,46
22,5	2,50	0,09	0,97	0,26
27,0	3,00	0,05	0,54	0,14

La curva de la variación de los asentamientos del suelo detrás de la pantalla se muestran en la Figura 4.10 $S_{v,n} = 3,78 \text{ cm}$.

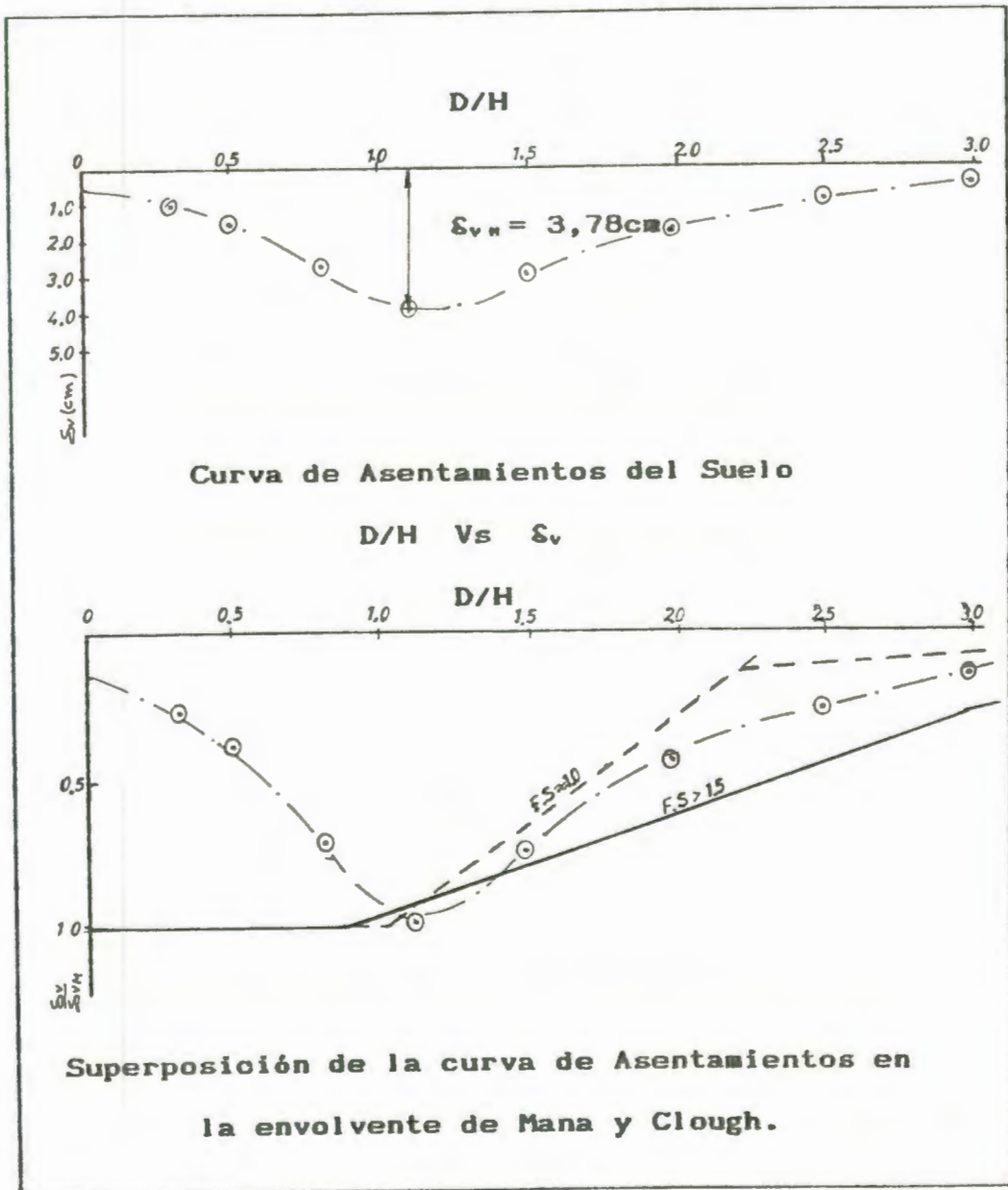


Figura 4.10 Curva de Asentamientos adyacente a la Pantalla con pilotes de H. Pretensado (Exc. - 9 m.)

CAPITULO V

ESTUDIO ECONOMICO COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS ESTUDIADOS

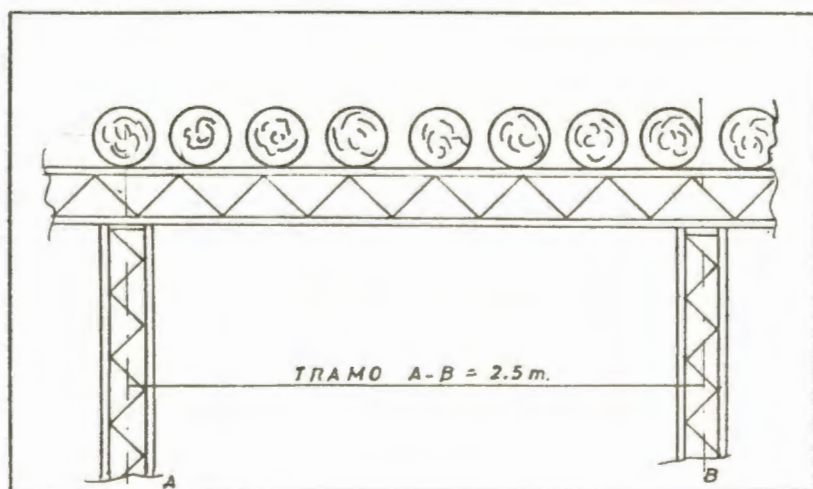
Luego de haber realizado el diseño estructural de los diferentes sistemas propuestos, a continuación se detalla el análisis económico de una manera general para cada sistema de apuntalamiento en los dos niveles de excavación esto es a la cota de -6 m. y -9 m.

1) Excavación a la Cota de - 6 m.

- a) Sistema de Apuntalamiento compuesto de una Pantalla con Pilotes de Mangle, Vigas y Puntales.

Los precios del pilote de mangle hincado se han obtenido en base a la información dada por ingenieros que, en diferentes sectores de la ciudad, se encontraban realizando hincado de pilotes.

El costo del Kilogramo de acero trabajado se verificó en compañías constructoras que hacían trabajos de este tipo a la fecha de ésta investigación.

Análisis de Costo:**Costo Pilotes:**

Long. del Pil. = 11 m.

Pil. en el tramo AB = 7,5 pil.

Costo Pil. de Mangle Hincado = \$ 13.200/m.l.

Costo Pil. en tramo AB = $13.200 * 11 * 7,5$

Costo Pil. en el tramo AB = \$ 1'089.000,00

Costo Vigas Metálicas:**Viga 1**

- Acero Estructural (Perfiles)

Rubro: L 60*60*4 (4 ángulos)

Peso = 3,56 Kg/m.

Longitud = 2,5 m.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

Cantidad Tot. Acero Estruc. = $4 * 3,56 * 2,5$

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 35,6 Kg.

- Acero Barras de Enlace (Varillas)

$\phi = 16$ mm.

Peso = 1,58 Kg/m.

Longitud = $4(1,4) = 5,6$ m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = $1,58 * 5,6$

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 8,8 Kg.

$\phi = 12$ mm.

Peso = 0,888 Kg/m.

Longitud = $4(4,4) = 17,6$ m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = $0,88 * 17,6$

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 15,6 Kg.

Viga 2

- Acero Estructural (Perfiles)

Rubro: L 75*75*4 (4 ángulos)

Peso = 4,51 Kg/m.

Longitud = 2,5 m.

Cantidad Tot. Acero Estruc. = $4 * 4,51 * 2,5$

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 45,1 Kg.

- Acero Barras de Enlace (Varillas)

$\phi = 16$ mm.

Peso = 1,58 Kg/m.

Longitud = 5,6 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = $1,58 * 5,6$

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 8,8 Kg.

$\phi = 12$ mm.

Peso = 0,888 Kg/m.

Longitud = 4(4,4) = 17,6 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 0,88 * 17,6

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 15,6 Kg.

Costo Puntales Metálicos:

Puntal J₁

- Acero Estructural (Perfiles)

Rubro: L 60*60*5 (4 ángulos)

Peso = 4,39 Kg/m.

Longitud = 7,5 m.

Cantidad Tot. Acero Estruct. = 4 * 4,39 * 7,5

Cantidad Tot. Acero Estruct. = 131,7 Kg.

- Acero Barras de Enlace (Varillas)

ϕ = 16 mm.

Peso = 1,58 Kg/m.

Longitud = 5,6 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 1,58 * 5,6

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 8,8 Kg.

ϕ = 12 mm.

Peso = 0,888 Kg/m.

Longitud = 4(14,4) = 57,6 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 0,88 * 57,6

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 51,1 Kg.

Puntal J₂

- Acero Estructural (Perfiles)

Rubro: L 60*60*6 (4 ángulos)

Peso = 5,28 Kg/m.

Longitud = 2,5 m.

Cantidad Tot. Acero Estruct. = $4 * 5,28 * 2,5$

Cantidad Tot. Acero Estruct. = 52,8 Kg.

- Acero Barras de Enlace (Varillas)

$\phi = 16$ mm.

Peso = 1,58 Kg/m.

Longitud = 5,6 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = $1,58 * 5,6$

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 8,8 Kg.

$\phi = 12$ mm.

Peso = 0,888 Kg/m.

Longitud = $4(4,4) = 17,6$ m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = $0,88 * 17,6$

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 15,6 Kg.

La cantidad Total de Acero estructural existente en Vigas y Puntales se muestra en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1

Cantidad Total Acero Estructural (Perfiles)

RUBRO	UNIDAD	PESO TOTAL
L 60 * 60 * 4	Kg	35,60
L 75 * 75 * 4	Kg	45,10
L 60 * 60 * 5	Kg	131,70
L 60 * 60 * 6	Kg	52,80
	Peso Total	265,20

La cantidad Total de Acero (Varillas) existente en Vigas y Puntales se muestra en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2

Cantidad Total Acero (Varillas)

ϕ (mm.)	LONG.(m.)	PESO (Kg.)
16	22,4	35,39
12	110,4	97,90
	Peso Total	133,29

De la Tabla 5.1 y 5.2 se determina el peso Total de Acero requerido para el tramo (AB)

$$\text{Peso Total Acero} = 265,20 + 133,29$$

$$\text{Peso Total Acero} = 398,49 \text{ Kg}$$

$$\text{Costo del acero trabajado en Kg.} = \$ 2.795/\text{Kg}$$

El costo del acero trabajado (A.T.) entre vigas y puntales será:

$$\text{Costo Total de A.T.} = 2.795,00 * 398,49$$

$$\text{Costo Total de A.T.} = \$ \underline{1'113.779,55}$$

Finalmente el costo del sistema de apuntalamiento (S.A.) con pilotes de mangle para el tramo AB es aproximadamente:

$$\text{Costo (S.A.)}_{\dots\dots\dots} = 1'089.000 + 1'113.779,55$$

$$\text{Costo (S.A.)}_{\dots\dots\dots} = \$ 2'202.779,55 \text{ (Tramo AB)}$$

$\text{Costo (S.A.)}_{\dots\dots\dots} = \$ 881.111,8/\text{metro.}$
--

b) Sistema de Apuntalamiento compuesto de una Pantalla con Pilotes de H. Pretensado, Vigas y Puntales.

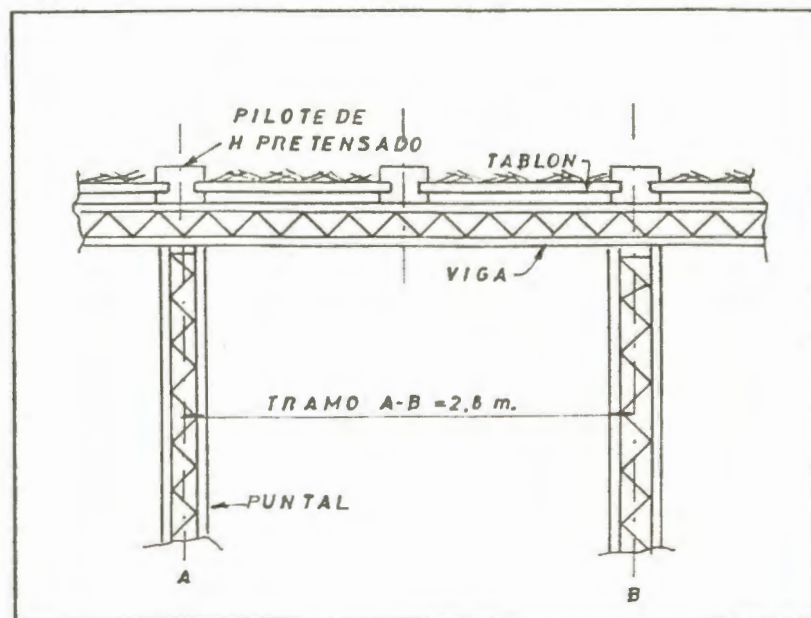
El costo del pilote de h. pretensado se ha obtenido mediante consulta directa con técnicos de la Compañía PRECRETO, la misma que se encarga de construir este tipo de pilotes (H).

Mediante consulta en obras, tales como, construcción del Banco la Previsora y Hotel Colón, se obtuvo precios del metro lineal de pilote hincado; Con éstos datos fácilmente se procederá a determinar el costo por metro lineal del pilote de h. pretensado hincado.

El costo del Kilogramo de acero trabajado se verificó en compañías constructoras que hacían trabajos de este tipo a la fecha de ésta investigación.

A continuación se procede a realizar el análisis de costos para el sistema de apuntalamiento con pilotes de hormigón pretensado en el tramo A[^]B para la excavación a la cota de - 6 m.

Análisis de Costo:



Costo Pilotes:

Long. del Pil. = 12 m.

Pil. en el tramo A[^]B = 2 pil.

Costo Pil. H. Pretensado = \$ 45.000/ml.

Costo del hincado = \$ 14.400/ml.

Costo Pil. H. Pret. hincado = \$ 59.400/ml.

Costo Pil. en tramo A[^]B = 59.400 * 12 * 2

Costo Pil. en el tramo A[^]B = \$ 1'425.600,00

Costo Vigas Metálicas:

Viga 1

- Acero Estructural (Perfiles)

Rubro: L 60*60*4 (4 ángulos)

Peso = 3,56 Kg/m.

Longitud = 2,8 m.

Cantidad Tot. Acero Estruc. = $4 * 3,56 * 2,8$

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 39,87 Kg.

- Acero Barras de Enlace (Varillas)

$\phi = 16$ mm.

Peso = 1,58 Kg/m.

Longitud = $4(1,4) = 5,6$ m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = $1,58 * 5,6$

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 8,8 Kg.

$\phi = 12$ mm.

Peso = 0,888 Kg/m.

Longitud = $4(5,0) = 20,0$ m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = $0,88 * 20,0$

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 17,76 Kg.

Viga 2

- Acero Estructural (Perfiles)

Rubro: L 75*75*4 (4 ángulos)

Peso = 4,51 Kg/m.

Longitud = 2,8 m.

Cantidad Tot. Acero Estruc. = $4 * 4,51 * 2,8$

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 50,5 Kg.

- Acero Barras de Enlace (Varillas)

$\phi = 16$ mm.

Peso = 1,58 Kg/m.

Longitud = 5,6 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = $1,58 * 5,6$

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 8,8 Kg.

ϕ = 12 mm.

Peso = 0,888 Kg/m.

Longitud = $4(5,0) = 20,0$ m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = $0,88 * 20,0$

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 17,76 Kg.

Costo Puntales Metálicos:

Puntal J,

- Acero Estructural (Perfiles)

Rubro: L 60*60*5 (4 ángulos)

Peso = 4,39 Kg/m.

Longitud = 7,5 m.

Cantidad Tot. Acero Estruc. = $4 * 4,39 * 7,5$

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 131,7 Kg.

- Acero Barras de Enlace (Varillas)

ϕ = 16 mm.

Peso = 1,58 Kg/m.

Longitud = 5,6 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = $1,58 * 5,6$

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 8,8 Kg.

ϕ = 12 mm.

Peso = 0,888 Kg/m.

Longitud = $4(14,4) = 57,6$ m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 0,88 * 57,6

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 51,1 Kg.

Puntal J₂

- Acero Estructural (Perfiles)

Rubro: L 60*60*6 (4 ángulos)

Peso = 5,28 Kg/m.

Longitud = 2,5 m.

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 4 * 5,28 * 2,5

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 52,8 Kg.

- Acero Barras de Enlace (Varillas)

ϕ = 16 mm.

Peso = 1,58 Kg/m.

Longitud = 5,6 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 1,58 * 5,6

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 8,8 Kg.

ϕ = 12 mm.

Peso = 0,888 Kg/m.

Longitud = 4(4,4) = 17,6 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 0,88 * 17,6

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 15,6 Kg.

La cantidad Total de Acero estructural existente en Vigas y Puntales se muestra en la Tabla 5.3.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

Tabla 5.3

Cantidad Total Acero Estructural (Perfiles)

RUBRO	UNIDAD	PESO TOTAL
L 60 * 60 * 4	Kg	39,87
L 75 * 75 * 4	Kg	50,51
L 60 * 60 * 5	Kg	131,70
L 60 * 60 * 6	Kg	52,80
	Peso Total	282,88

La cantidad Total de Acero (Varillas) existente en Vigas y Puntales se muestra en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4

Cantidad Total Acero (Varillas)

ϕ (mm.)	LONG.(m.)	PESO (Kg.)
16	22,4	35,39
12	115,2	102,22
	Peso Total	137,61

De la Tabla 5.3 y 5.4 se determina el peso Total de Acero requerido para el tramo (A^B)

$$\text{Peso Total Acero} = 282,88 + 137,61$$

$$\text{Peso Total Acero} = 420,49 \text{ Kg}$$

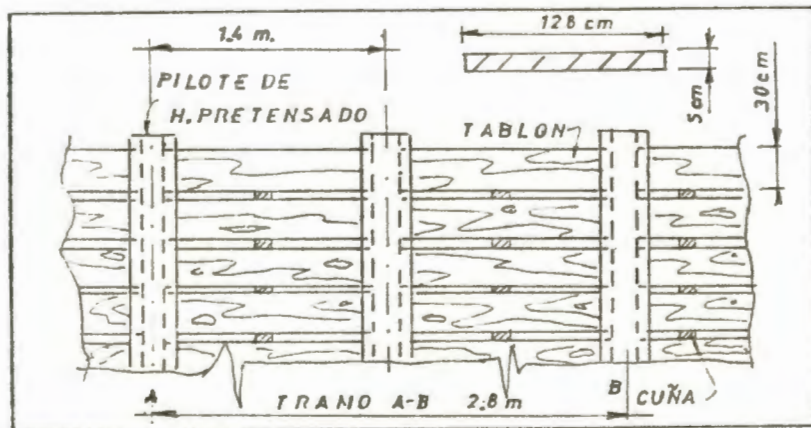
$$\text{Costo del acero trabajado en Kg.} = \$ 2.795/\text{Kg}$$

El costo del acero trabajado (A.T.) entre vigas y puntales será:

Costo Total de A.T. = 2.795,00 * 420,49

Costo Total de A.T. = \$ 1'175.269,55

Costo cuartones de madera de mangle:



Long. del Tablón en tramo A^B = 2.560 mm.

Espesor del tablón = 50 mm.

Ancho de tablón = 300 mm.

El Costo del tablón de mangle (2.560*300*50) colocado en sitio es ≈ \$ 24.000,00/Tablón
Longitud de Pantalla = 12 m.

Tablones en tramo A^B = 34 Tablones

Costo Tablones en tramo A^B = 24.000,0 * 34

Costo Tablones en tramo A^B = \$ 816.000,00

Finalmente el costo del sistema de apuntalamiento (S.A.) con pilotes de H. Pretensado (H.P.) en el tramo A^B es:

$$\text{Costo (S.A.)}_{\text{M.P.}} = 1'425.600 + 1'175.269,55 \\ + 816.000.00$$

$$\text{Costo (S.A.)}_{\text{M.P.}} = \$ 3'416.869,5 \text{ (Tramo A}^{\wedge}\text{B)}$$

$\text{Costo (S.A.)}_{\text{M.P.}} = \$ 1'220.311,0/\text{metro.}$
--

2) Excavación a la Cota de - 9 m.

a) Sistema de Apuntalamiento compuesto de una Pantalla con Pilotes de H. Pretensado, Vigas y Puntales.

El costo del pilote de h. pretensado se ha obtenido mediante consulta directa con técnicos de la Compañía PRECRETO, la misma que se encarga de construir este tipo de pilotes (H).

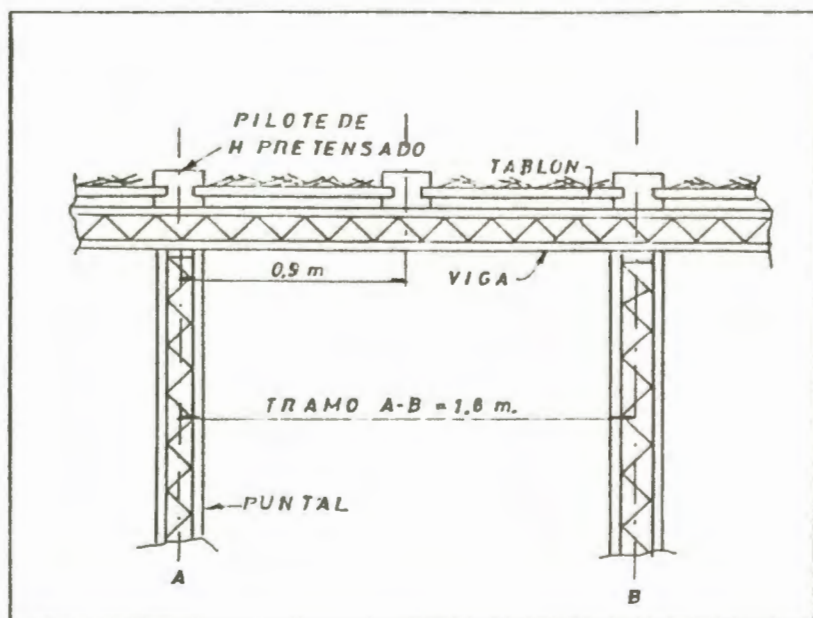
Mediante consulta en obras, tales como, construcción del Banco la Previsora y Hotel Colón, se obtuvo precios del metro lineal de pilote hincado; Con éstos datos fácilmente se procederá a determinar el costo por metro lineal del pilote de h. pretensado hincado.

El costo del Kilogramo de acero trabajado se verificó en compañías constructoras que hacían trabajos de este tipo a la fecha de ésta investigación.

A continuación se procede a realizar el análisis de costos para el sistema de apuntalamiento con pilotes de hormigón

pretensado en el tramo A[^]B para la excavación a la cota de - 9 m.

Análisis de Costo:



Costo Pilotes:

Long. del Pil. = 20 m.

Pil. en el tramo A[^]B = 2 pil.

Costo Pil. H. Pretensado = \$ 47.200/ml.

Costo del hincado = \$ 15.300/ml.

Costo Pil. H. Pret. hincado = \$ 62.500/ml.

Costo Pil. en tramo A[^]B = $62.500 \times 20 \times 2$

Costo Pil. en el tramo A[^]B = \$ 2'500.000,00

Costo Vigas Metálicas:**Viga 1**

- Acero Estructural (Perfiles)

Rubro: L 60*60*4 (4 ángulos)

Peso = 3,56 Kg/m.

Longitud = 1,8 m.

Cantidad Tot. Acero Estruc. = $4 * 3,56 * 1,8$

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 25,63 Kg.

- Acero Barras de Enlace (Varillas)

$\phi = 16$ mm.

Peso = 1,58 Kg/m.

Longitud = $4(1,4) = 5,6$ m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = $1,58 * 5,6$

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 8,8 Kg.

$\phi = 12$ mm.

Peso = 0,888 Kg/m.

Longitud = $4(3,3) = 13,2$ m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = $0,88 * 13,2$

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 11,72 Kg.

Viga 2

- Acero Estructural (Perfiles)

Rubro: L 60*60*4 (4 ángulos)

Peso = 3,56 Kg/m.

Longitud = 1,8 m.

Cantidad Tot. Acero Estruc. = $4 * 3,56 * 1,8$

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 25,63 Kg.

- Acero Barras de Enlace (Varillas)

$\phi = 16 \text{ mm.}$

Peso = 1,58 Kg/m.

Longitud = 4(1,4) = 5,6 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 1,58 * 5,6

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 8,8 Kg.

$\phi = 12 \text{ mm.}$

Peso = 0,888 Kg/m.

Longitud = 4(3,3) = 13,2 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 0,88 * 13,2

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 11,72 Kg.

Viga 3

Rubro: L 75*75*4 (4 ángulos)

Peso = 4,51 Kg/m.

Longitud = 1,8 m.

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 4 * 4,51 * 1,8

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 32,47 Kg.

- Acero Barras de Enlace (Varillas)

$\phi = 16 \text{ mm.}$

Peso = 1,58 Kg/m.

Longitud = 5,6 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 1,58 * 5,6

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 8,8 Kg.

$\phi = 12 \text{ mm.}$

Peso = 0,888 Kg/m.

Longitud = 4(3,3) = 13,2 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 0,88 * 13,2

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 11,72 Kg.

Costo Puntales Metálicos:

Puntal J₁

- Acero Estructural (Perfiles)

Rubro: L 60*60*5 (4 ángulos)

Peso = 4,39 Kg/m.

Longitud = 9,3 m.

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 4 * 4,39 * 9,3

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 163,3 Kg.

- Acero Barras de Enlace (Varillas)

ϕ = 16 mm.

Peso = 1,58 Kg/m.

Longitud = 5,6 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 1,58 * 5,6

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 8,8 Kg.

ϕ = 12 mm.

Peso = 0,888 Kg/m.

Longitud = 4(18,0) = 72,0 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 0,88 * 72,0

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 63,9 Kg.

Puntal J₂

- Acero Estructural (Perfiles)

Rubro: L 60*60*6 (4 ángulos)

Peso = 5,28 Kg/m.

Longitud = 6,0 m.

Cantidad Tot. Acero Estruc. = $4 * 5,28 * 6,0$

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 128,7 Kg.

- Acero Barras de Enlace (Varillas)

$\phi = 16$ mm.

Peso = 1,58 Kg/m.

Longitud = 5,6 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = $1,58 * 5,6$

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 8,8 Kg.

$\phi = 12$ mm.

Peso = 0,888 Kg/m.

Longitud = $4(11,4) = 45,6$ m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = $0,88 * 45,6$

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 40,5 Kg.

Puntal J,

- Acero Estructural (Perfiles)

Rubro: L 60*60*6 (4 ángulos)

Peso = 5,28 Kg/m.

Longitud = 3,0 m.

Cantidad Tot. Acero Estruc. = $4 * 5,28 * 3,0$

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 63,36 Kg.

- Acero Barras de Enlace (Varillas)

$\phi = 16 \text{ mm.}$

Peso = 1,58 Kg/m.

Longitud = 5,6 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 1,58 * 5,6

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 8,8 Kg.

$\phi = 12 \text{ mm.}$

Peso = 0,888 Kg/m.

Longitud = 4(5,4) = 21,6 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 0,88 * 21,6

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 19,2 Kg.

La cantidad Total de Acero estructural existente en Vigas y Puntales en el tramo A^B se muestra en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5

Cantidad Total Acero Estructural (Perfiles)

RUBRO	UNIDAD	PESO TOTAL
L 60 * 60 * 4	Kg	51,26
L 75 * 75 * 4	Kg	32,47
L 60 * 60 * 5	Kg	163,31
L 60 * 60 * 6	Kg	190,08
	Peso Total	437,12

La cantidad Total de Acero (Varillas) existente en Vigas y Puntales en el tramo A^B se muestra en la Tabla 5.6.

Tabla 5.6

Cantidad Total Acero (Varillas)

ϕ (mm.)	LONG.(m.)	PESO (Kg.)
16	33,6	52,80
12	178,8	158,79
	Peso Total	211,59

De la Tabla 5.5 y 5.6 se determina el peso Total de Acero requerido para el tramo (A^B)

Peso Total Acero = 437,12 + 211,59

Peso Total Acero = 648,71 Kg

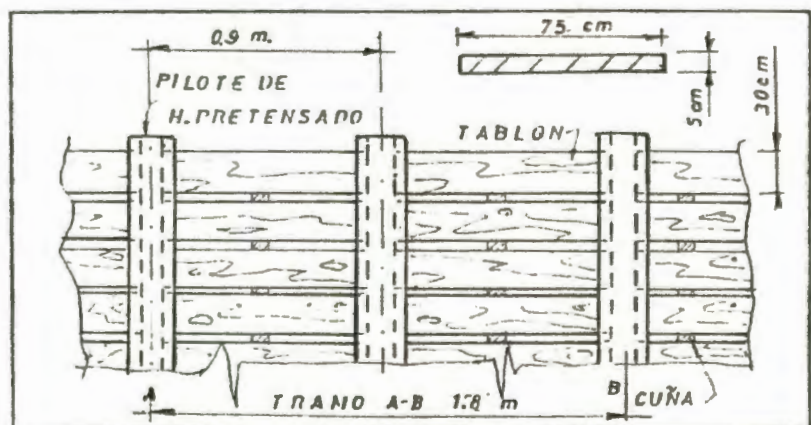
Costo del acero trabajado en Kg. = \$ 2.795/Kg

El costo del acero trabajado (A.T.) entre vigas y puntales será:

Costo Total de A.T. = 2.795,00 * 648,71

Costo Total de A.T. = \$ 1'813.144,45

Costo cuarterones de madera de mangle:



Long. del Tablón en tramo $A^B = 1500$ mm.

Espesor del tablón = 50 mm.

Ancho de tablón = 300 mm.

El Costo del tablón de mangle (1500*300*50) colocado en sitio es $\approx \$ 15.000,00/\text{Tablón}$

Longitud de Pantalla = 20 m.

Tablones en tramo $A^B = 57$ Tablones

Costo Tablones en tramo $A^B = 15.000,0 * 57$

Costo Tablones en tramo $A^B = \$ \underline{855.000,00}$

Finalmente el costo del sistema de apuntalamiento (S.A.) con pilotes de H. Pretensado (H.P.) en el tramo A^B es:

Costo (S.A.)_{H.P.} = 2'500.000 + 1'813.144,45
+ 855.000.00

Costo (S.A.)_{H.P.} = \$ 5'168.144,4 (Tramo A^B)

<p>Costo (S.A.)_{H.P.} = \$ 2'871.191,4/metro.</p>
--



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

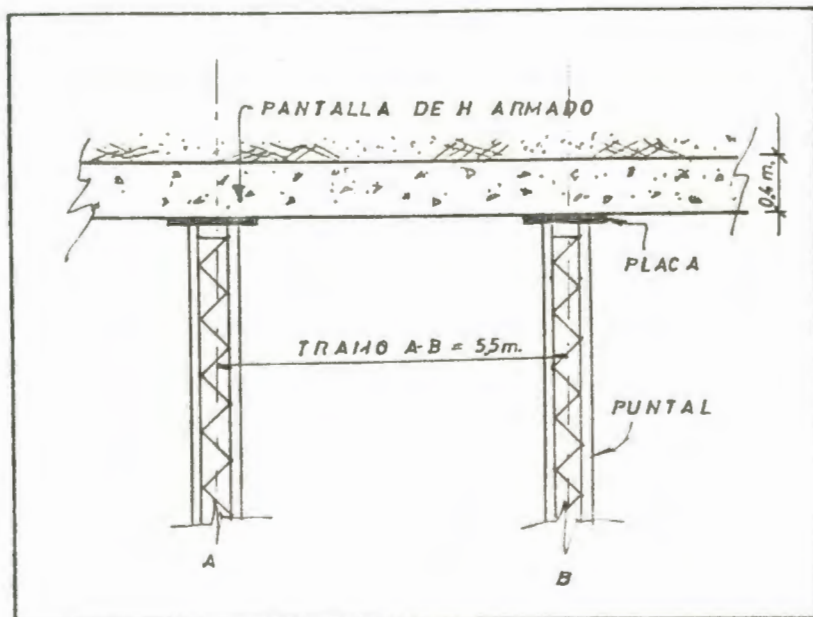
b) Sistema de Apuntalamiento compuesto de una Pantalla de Hormigón Armado, y Puntales.

El costo aproximado del metro cúbico de pantalla de Hormigón Armado se ha obtenido mediante consulta directa con técnicos de la Compañía CIMENTACIONES S.A., la misma que se encarga de construir este tipo de pantallas para sostenimiento.

El costo que se ha determinado para ésta pantalla es real si la pantalla de H. Armado se construye dentro del perímetro urbano, y en suelos blandos o semi-blandos.

El costo del Kilogramo de acero trabajado se verificó en compañías constructoras que hacían trabajos de este tipo a la fecha de ésta investigación.

A continuación se procede a realizar el análisis de costos para el sistema de apuntalamiento con pantalla de h. armado en el tramo A[^]B para la excavación a la cota de - 9 m.

Análisis de Costo:**Costo Pantalla de H. Armado:**

Long. de la Pantalla = 20 m.

Espesor de la pantalla = 0,40 m.

Ancho de Pan. en tramo A[^]B = 5,50 m.

Volúmen de Pan. en tramo A[^]B = $20 \times 0,4 \times 5,5$

Volúmen de Pan. en tramo A[^]B = 44,0 m³.

Costo Pant. H. Armado = \$ 433.461,00/m³.

Costo Pant. en tramo A[^]B = $44,0 \times 433.461,00$

Costo Pant. en tramo A[^]B = \$ 19'072.284,00

Costo Puntales Metálicos:**Puntal J₁**

- Acero Estructural (Perfiles)

Rubro: L 100*100*8 (4 ángulos)

Peso = 11,96 Kg/m.

Longitud = 9,1 m.

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 4 * 11,9 * 9,1

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 435,3 Kg.

- Acero Barras de Enlace (Varillas)

$\phi = 16$ mm.

Peso = 1,58 Kg/m.

Longitud = 5,6 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 1,58 * 5,6

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 8,8 Kg.

$\phi = 12$ mm.

Peso = 0,888 Kg/m.

Longitud = 4(17,6) = 70,4 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 0,88 * 70,4

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 62,5 Kg.

Puntal J₂

- Acero Estructural (Perfiles)

Rubro: L 80*80*8 (4 ángulos)

Peso = 11,40 Kg/m.

Longitud = 4,1 m.

Cantidad Tot. Acero Estruc. = $4 * 11,4 * 4,1$

Cantidad Tot. Acero Estruc. = 186,96 Kg.

- Acero Barras de Enlace (Varillas)

$\phi = 16$ mm.

Peso = 1,58 Kg/m.

Longitud = 5,6 m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = $1,58 * 5,6$

Cantidad Tot. Acero ϕ 16 mm. = 8,8 Kg.

$\phi = 12$ mm.

Peso = 0,888 Kg/m.

Longitud = $4(7,6) = 30,4$ m.

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = $0,88 * 30,4$

Cantidad Tot. Acero ϕ 12 mm. = 27,0 Kg.

La cantidad Total de Acero estructural existente en Puntales en el tramo A^B se muestra en la Tabla 5.7.

Tabla 5.7

Cantidad Total Acero Estructural (Perfiles)

RUBRO	UNIDAD	PESO TOTAL
L 100 * 100 * 8	Kg	435,30
L 80 * 80 * 8	Kg	186,96
	Peso Total	622,26

La cantidad Total de Acero (Varillas) existente en Puntales en el tramo A^B se muestra en la Tabla 5.8.

Tabla 5.8

Cantidad Total Acero (Varillas)

ϕ (mm.)	LONG.(m.)	PESO (Kg.)
16	11,2	17,60
12	100,8	89,50
	Peso Total	107,10

De la Tabla 5.7 y 5.8 se determina el peso Total de Acero requerido para el tramo (A^B)

Peso Total Acero = 622,26 + 107,10

Peso Total Acero = 729,36 Kg

Costo del acero trabajado en Kg. = \$ 2.795/Kg

El costo del acero trabajado (A.T.) entre vigas y puntales será:

Costo Total de A.T. = 2.795,00 * 729,40

Costo Total de A.T. = \$ 2'038.673,00

Finalmente el costo del sistema de apuntalamiento (S.A.) con pantalla de H. Armado en el tramo A^B es:

Costo (S.A.)_{H.A.} = 19'072.284 + 2'038.673,00

Costo (S.A.)_{H.A.} = \$ 21'110.957,0 (Tramo A^B)



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

Costo (S.A.) _{H.A.} = \$ 3'838.355/metro.
--

Los resultados obtenidos en el presente estudio económico de los diferentes sistemas de apuntalamiento se muestran a continuación en la tabla 5.9.

Tabla 5.9

Resultados de costos de los sistemas estudiados

Prof. Exc.	Tipo Sist. Apuntalamien.	Costo (\$/m.)
- 6 m.	Sistema de Apuntalamien. con pilotes de Mangle	881.111,80
	Sistema de Apuntalamien. con pil. H. Pretensado	1'220.311,00
- 9 m.	Sistema de Apuntalamien. con pil. H. Pretensado	2'871.191,40
	Sistema de Apuntalamien. con pantalla H. Armado	3'838.355,00

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Al finalizar el presente trabajo, se considera conveniente plantear las siguientes conclusiones:

a) Excavación a la cota de - 6 m.

- 1.- En lo que respecta a los desplazamientos laterales de la pantalla (δ_{HM}), los resultados obtenidos, se encuentran dentro de los rangos aceptables y se concluye que la pantalla con pilotes de Hormigón Pretensado presenta una mayor rigidez, por lo tanto, los desplazamientos laterales que ocurren en la pantalla son menores en comparación con la pantalla de pilotes de mangle.

$$\delta_{HM(H.P)} = 4,8 \text{ cm.} < \delta_{HM(Mangle)} = 7,5 \text{ cm.}$$

- 2.- De acuerdo a la tabla 5.9, se puede observar que el costo del sistema de apuntalamiento con pilotes de Hormigón pretensado es mayor en un 38%, comparado con el sistema compuesto por pilotes de mangle.

- 3.- El sistema compuesto por pilotes de hormigón pretensado, siendo más costoso, presenta ventajas de tipo ecológico, resultando económico si se mira desde el punto de vista, de que la continua

deforestación del mangle en el campo de las camaroneras y la construcción está dando lugar a que el pilote de mangle sea cada vez más escaso.

- 4.- La utilización continua en el medio del sistema compuesto con pilotes de Hormigón pretensado reducirían los costos de su fabricación.

b) Excavación a la cota de - 9 m.

- 1.- Si bien los resultados obtenidos de los desplazamientos laterales de la pantalla (δ_{HM}), se encuentran dentro de los rangos aceptables, se puede observar que la pantalla de Hormigón Armado es más rígida y los desplazamientos son menores con respecto a la pantalla con pilotes de Hormigón Pretensado.

$$\delta_{HM(H.A.)} = 9,0 \text{ cm.} < \delta_{HM(H.P.)} = 10,8 \text{ cm.}$$

- 2.- Observando la tabla 5.1, se concluye que el costo del sistema de apuntalamiento con pantalla de Hormigón Armado es mayor en un 34%, que el sistema compuesto por pilotes de H. Pretensado.
- 3.- La pantalla con pilotes de H. Pretensado resulta más económica en comparación con la pantalla de H. Armado.

4.- Es evidente que un rango de utilización óptima del sistema con pilotes pretensados sería en excavaciones con profundidades entre 4 y 10 metros.

Se recomienda lo siguiente:

1.- Se recomienda el uso del pilote de Hormigón Pretensado, ya que su costo es insignificativo comparado con el costo que representa el daño ecológico debido a la tala del manglar.

2.- Es recomendable hacer un estudio comparativo entre el sistema con pilotes de H. Pretensado, y el sistema con pilotes Prebarrenados para profundidades mayores.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- ACI, Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado y Comentarios, México, Instituto Mexicano del Cemento y de Concreto, Segunda Edición, 1.984.
- 2.- Bowles, Joseph E, Foundation Analysis and Design, New York, Editorial Mc. Graw - Hill Book Company, Second Edition, 1.970.
- 3.- Bowles, Joseph E, Propiedades Geofísicas de los Suelos, Colombia, Editorial Mc. Graw - Hill, Primera Edición, 1.982.
- 4.- Branson, Dan E, Diseño de Vigas de Concreto Presforzado, México, Editorial Limusa, Primera Edición, 1.990, 21-94 pp.
- 5.- Clough¹, G. Wayne, Smith², M, and Sweeney³, Bryan, "Movement Control of Excavation Support Systems By Iterative Design", Foundation Engineering, Vol. 3, 1.989, 869-884 pp.
- 6.- Das, Braja M, Principles of Foundation Engineering, Texas, Editorial PWS Engineering, 1.984.

- 7.- Duncan, J.M., Notes on Excavation Bracing, California, University of California, Spring Quarter, 1981.
- 8.- Gerwick, Ben C Jr., Construcción de Estructuras de Concreto Presforzado, México, Editorial Limusa, Segunda Edición, 1.990, 187-234 pp.
- 9.- Goldberg, D.T., Lateral Support Systems and Underpinning Vol.1, Washington D.C., Federal Highway Administration, 1.976.
- 10.- Jiménez Salas, José Antonio, Geotecnia y Cimientos II, Madrid, Editorial Rueda, 1,980.
- 11.- Khachaturian, Narvey, Concreto Presforzado, México, Editorial Diana, Segunda Edición, 1.981.
- 12.- Marury, R; Coronel, J; "El Subsuelo de Guayaquil", Geopet, N° 1, (Agosto 1,978), p.39-41.
- 13.- Merritt, Frederick S., Manual Del Ingeniero Civil Vol.1, México, Editorial Mc. Graw - Hill, Primera Edición, 1.988.
- 14.- Peck, Ralph B; Hanson, Walter; Ingeniería de Cimentaciones, México, Editorial Limusa, Segunda Edición, 1.983.

- 15.- Serrano Freire, Agustín, Seminario sobre Apuntalamiento de Excavaciones Profundas.
- 16.- Sowers, George, Introducción a la Mecánica de suelos y Cimentaciones, México, Editorial Limusa, Sexta Edición, 1.990.