



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería
Escuela de Construcción Civil

“CALCULO Y DISEÑO DE ENTIBACIONES PARA EXCAVACIONES EN PROFUNDIDAD”

Tesis para optar al título de:
Ingeniero Constructor.

Profesor Guía:
Sr. Luis Collarte Concha
Ingeniero Civil. M.Sc. en Ingeniería Civil.
Especialidad Hidráulica Mecánica de Suelos.

**HENRIQUE JOSE VALLADARES IDE
VALDIVIA-CHILE**

2007

Esta tesis es dedicada exclusivamente a mi madre

Que me ha otorgado la mayor de las herencias.

La oportunidad de surgir a través del conocimiento.

AGRADECIMIENTOS

No podría dejar de agradecer a mi familia, pilar de mi existencia.

De igual forma agradecer a todos aquellos involucrados en mí pasar por la universidad, a todos los profesores que de alguna manera me inspiraron aun más.

En especial al señor Luís Collarte; profesor guía y mentor de esta tesis.

Sin dejar de lado nunca la participación del señor Juan C. Rivera A., la señora

Elizabeth Hernández, y la señorita Claudia Steinegger quienes han estado presente con su incentivo y apoyo durante estos cinco largos años de estudio.

Son muchas las personas que aportan en nuestras vidas y poco lo que dedicamos a hacerles saber lo importante que han sido.

ÍNDICE

Página

CAPITULO I	1
ANÁLISIS DE ESFUERZOS Y EMPUJES	
1 - General	11
1.1 – Estados de carga	13
1.1.1 - Estado de reposo	13
1.1.2 - Estado Activo	19
1.2 - Suelos Estratificados:	22
1.2.1 - Empujes activos para suelos Estratificados:	23
1.2.2 - Empuje Pasivo para suelos Estratificados:	23
1.3 - Altura Crítica	24
1.4 - Diagramas de Esfuerzos de Entibaciones	26
1.5 - Calculo de cargas en los puntales utilizando los Diagramas De Peck	28
1.6 - Determinación de la utilización de las entibaciones.	30
CAPITULO I I	31
ELECCIÓN DEL TIPO DE ENTIBACIÓN A UTILIZAR	
2 - General	31
2.1 - Entibación de madera:	32
2.1.1 - Clasificaciones de las entibaciones de madera:	33
2.2 - Entibaciones Metálicas	43
2.2.1 - Tipos de Entibaciones Metálicas	44
2.2.2 - Criterio de Utilización:	53
2.3 - Estudio Financiero:	54

2.3.1 Entibaciones de Madera:	54
2.3.2 - Entibaciones Metalicas:	57
CAPITULO III	59
3 - General	59
3.1 - Permeabilidad	60
3.2 - Agotamiento	60
3.3 - Proyecto	62
3.4 - Algunas medidas De Agotamiento	62
3.4.1 - Wellpoint	63
3.4.2 - Drenaje por Electroósmosis	66
CAPITULO I V	67
4 - Materiales a Emplear	67
4.1 - Sistema de Cajones	67
4.1.1 - Codales	67
4.1.2 - Llave de Codal	68
4.1.3 - Paneles Laterales:	69
4.2 - Sistema Guías Deslizantes	70
4.2.1 - Codales y Alargaderas	70
4.2.2 - Paneles Deslizantes	72
4.2.3 - Soporte de Apuntalamiento (Guías)	73
4.2.4 - Carro Móvil	74
4.2.5 - Eslingas 4 Ramales	75

CAPITULO V	76
PROCESO DE EJECUCION	
5.1 - Estimación del equipo necesario para el Montaje	76
5.2 - Proceso ejecución Entibaciones Metálicas:	76
5.2.1 - Sistema de Cajones	76
5.2.2 - Montaje de los Sistemas con Guías Deslizantes	83
5.2.3 - Montaje e Instalación del Sistema con Guías Deslizantes	88
5.3 – Retirada	95
Capitulo VI	96
PREVENCION EN LA OBRA	
6.1 - Objetivo del Plan de Seguridad	98
6.2 - Características de la Obra	99
6.3 - Responsabilidades:	99
6.4 - Riesgos y Medidas Preventivas en las actividades de Obra	101
6.4.1 - Determinación de Riesgos Potenciales	103
6.4.2 - Medidas Preventivas	104
6.5 - Inspecciones de Seguridad	105
6.6 -Excavación a Cielo Abierto	106
6.7 - Protección contra Incendios	108
6.8 – Maquinaria	109
6.9 - Salud Ocupacional	109
6.10 - Capacitación	110

Capitulo VII	112
7 - Nuevas Tecnologías.	112
7.1 - Entibaciones de Aluminio	112
7.2 - Entibaciones Hidráulicas	115
7.2.1 - Pressbox	115
7.2.2 - Proceso de Ejecución:	107
CONCLUSIONES	109
ANEXO A -DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD	111
ANEXO B - EJEMPLO DE CÁLCULO	136
BIBLIOGRAFIA	140

RESUMEN

En esta investigación se dan a conocer las características de las entibaciones, manera de calcularlas y el tipo de sistema que se debe elegir dentro de los parámetros estipulados, tomando en cuenta casos especiales como lo son las excavaciones bajo nivel freático en el cual se presenta un análisis completo del sistema de achique por bombas.

Se señalan los métodos de colocación y retiro de las entibaciones tomando en cuenta las existentes en el mercado actual y presentando los avances tecnológicos en este ámbito.

Se presenta además un método práctico para la ejecución de un plan de seguridad para excavaciones entibadas.

SUMMARY

In this investigation they occur to know the characteristics the timbering, way to calculate them and the type of system that is due to choose within the stipulated parameters, taking into account special cases as they are it the excavations low phreatic level in which a complete analysis of the system of bailing by pumps appears.

To the methods of positioning and retirement of the timbering are indicated taking into account the existing ones in the present market and presenting/displaying the technological advances in this scope.

A practical method for the execution appears in addition to a plan of security for propped up excavations.

INTRODUCCION

Entre los problemas que pueden ocurrir dentro de la realización de trabajos en profundidad ya sean colocación de tuberías, obras maestras o la colocación de estructuras como plantas elevadoras, se encuentran los derrumbes o desprendimientos de suelos colindantes a la zona de excavación.

Para evitar este problema es necesario realizar un estudio previo a la obra del suelo implicado en las labores para verificar es capaz de soportar la deformación de su estado natural sin colapsar.

Existen varios casos de suelos donde las paredes de las excavaciones pueden mantenerse por si misma, ello ocurre, en suelos cohesivos sin presencia de napas. Pero no siempre ocurre por lo que es imprescindible la colocación de entibaciones las cuales tienen como finalidad principal la realización de un trabajo expedito asegurando la vida de los trabajadores involucrados dentro de la obra.

Dentro de la problemática está presente el hecho del incremento final del costo total de la obra por la utilización de estas estructuras de contención, pero haciendo un contrapeso de los eventuales problemas que pudieran suscitarse con los beneficios que otorga queda claro que es de suma importancia la utilización de este tipo de solución para obras de excavación donde implica un suelo poco cohesivo, suelos con grietas o con presencia de la napa freática.

El motivo de esta memoria de título es realizar un análisis detenido de este sistema debido a la poca documentación existente para este tipo de medida preventiva destacando los tópicos más importantes a considerar en las distintas etapas de este proceso.

CAPITULO I

ANÁLISIS DE ESFUERZOS Y EMPUJES.

1 - General

El cálculo de empujes sobre estructuras de contención es un tema complejo si se consideran todas las variables y todas las condicionantes de los distintos casos que pueden presentarse. Es por ello que se hace necesaria la simplificación del cálculo para su consideración dentro de cualquier proyecto. Se consideraran dos factores más relevantes para el estudio de la utilización de entibación que son las fuerzas actuantes en el muro de contención y el estado límite de cargas para considerar si el terreno falla debido a las fuerzas solicitantes.

Para el estudio de este tipo de comportamientos utilizaremos la teoría de Coulumb-Rankine 1857; a pesar de ser una teoría que data de 150 años su aceptación es tal que no se ha demostrado mediante laboratorio o en forma empírica alguna contradicción, es así, que tomaremos su método de calculo como método de estudio por tener un sistema de cuñas deslizante de relleno en forma simplificada y sencilla aplicación.

El cálculo de empujes de tierras permite evaluar los requisitos para un correcto diseño de estructuras de contención. El comportamiento de los suelos dependen de muchos factores los cuales según Rankine, 1857; podemos nombrar la cohesión, la calidad, la homogeneidad, etc.

Es por ello que el estudio de los empujes sobre entibaciones es empírico y general para casos que cumplen ciertas hipótesis de cálculo:

- Suelo Homogéneo.
- Posibilidad de desplazamiento del muro de contención.
- Superficie de rotura del suelo es plana.
- El empuje es normal al plano de la entibación.
- Coronamiento Horizontal.
- En el fondo de la excavación los empujes se estabilizan y se anulan.
- Debido a la disminución de empujes en la zona inferior, la parte superior, debe estar apuntalada desde un principio, sobrecargando la entibación con relación a la ley triangular.
- Estas afirmaciones han sido corroboradas, y con ella se han propuesto diversos diagramas para el cálculo de empujes (Terzaghi, Peck, 1955)

Para el inicio del estudio de empujes es necesario hacer referencia a los estados de cargas al cual esta directamente relacionado con la sollicitación que será soportada por la solución de retención adoptada.

1.1 – Estados de carga

El empuje de tierras es considerado directamente proporcional a la profundidad del suelo.

Presión pasiva y presión activa son términos usados para describir condiciones límite de presiones de tierra contra la estructura lateral de contención.

1.1.1 - Estado de reposo

Es el empuje correspondiente a la situación ideal de desplazamiento nulo en una estructura de contención. En este estado existe un equilibrio elástico que garantiza que no exista una expansión lateral debido al confinamiento del suelo.

En este estado el suelo actúa como un sistema inerte sin fuerzas externas aplicadas en él. Este estado supone que el suelo no ha sido movido ni alterado de su estado natural.

1.1.1.1 – Presión de tierra en reposo

Para una superficie de suelo horizontal el coeficiente de presión en reposo se define como la relación existente entre el esfuerzo horizontal y el vertical efectivo ejercido por y en el suelo bajo condiciones donde no existe deformación.

Para una masa de suelo consolidada naturalmente que no ha sido sometida a remoción de cargas ni a actividades que hayan producido movimientos bruscos laterales, el coeficiente de la presión de tierra al reposo ejercida lateralmente es igual a:

Formula de Jáky (1944):

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi$$

Brooker & Ireland (1965)

(Mas aceptada en arcillas):

$$K_o = 0,95 - \text{sen } \phi$$

Donde:

K_o: Coeficiente de distribución de carga en reposo.

Φ : Angulo de roce interno

En general se utilizan valores empíricos:

K_o	0,5	Arena Natural
	0,8	Arena Compactada
	0,7	Arcilla

Tabla 1.01 Valores empíricos de la permeabilidad.

-- Si el terreno se elevara a partir de la entibación con un Angulo $\beta \leq \Phi$ para dicho empuje $K_{o\beta}$ se considerara la formula

$$K_{o\beta} = K_o(1 - \text{sen}\beta)$$

Donde

$K_{o\beta}$: Coeficiente de distribución de carga en reposo para un terreno colindante de un ángulo $\beta \leq \Phi$.

β : Angulo de inclinación del suelo arriba de la entibación.

Las tensiones en reposo de una capa de suelo esta condicionada no solo por el peso del mismo sino por su historia previa; durante eventuales recargas anteriores nuevas deposiciones, ciclos climáticos, por ello debemos considerar casos donde los suelos cohesivos han sufrido tensiones efectivas superiores a las que están recibiendo actualmente. Este tipo de suelos suelen llamarse suelo sobre consolidado y tiene un valor mayor a los suelos analizados anteriormente.

Esta diferencia se basa en que aparecen mayores fuerzas horizontales, por su estado tiene una formula empírica:

$$K_o = (1 - \text{sen}\phi)(R_{oc})^{1/2}$$

Donde

Φ : Es el ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno

R_{oc} : Razón de sobre consolidación

--Utilizando la teoría de Coulomb que descompone la presión efectiva en dos direcciones principales (τ , σ) tenemos la siguiente ecuación:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \Phi + C$$

Donde:

τ : Componente horizontal de la presión efectiva.

σ : Componente Vertical de la presión efectiva.

Φ : Es el ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno.

C : Cohesión característica del suelo.

Con la utilización del círculo de Mohr Y realizando un giro de ∞ grados respecto a la horizontal para producir un corte máximo del suelo con el cual se romperá (τ máx.)

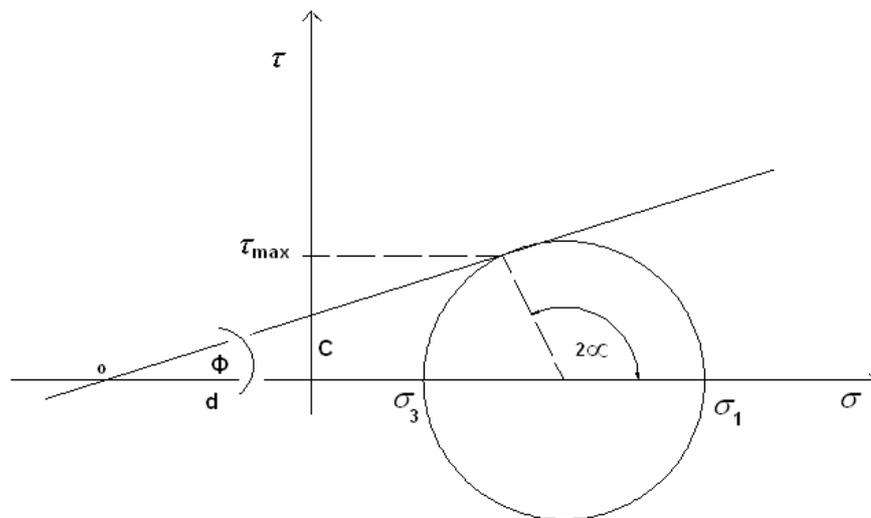


Fig. 1.01 Cálculo de los esfuerzos por la Circunferencia de Mohr.

Obteniendo las ecuaciones de y desarrollando el círculo podemos deducir la formula empírica:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2 \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot C$$

Donde:

σ_1 : Tensión horizontal.

σ_3 : Tensión vertical.

En esta ecuación nuestra $N\phi$ vendría siendo la expresión:

$$N\phi = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Con ello obtenemos la ecuación válida para la ruptura obtenida desde la teoría de Coulomb:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N\phi + 2C\sqrt{N\phi}$$

Como sabemos que la componente vertical " σ_3 " depende solamente de la altura "z", y del peso específico del suelo " γ ", en caso de haber una sobrecarga superficial uniforme "q" tenemos que:

$$\sigma_3 = z\gamma + q$$

Lo que nos lleva a la expresión final:

$$\sigma_h = z\gamma N\phi + 2C\sqrt{N\phi} + qN\phi$$

Es importante tener en cuenta que el uso de valores de K_0 muy bajos o muy altos en el procedimiento puede dar lugar a tensiones que incumplan la condición de rotura de Coulomb.

1.1.2 - Estado Activo

Este estado corresponde a la potencial falla del suelo colindante a la entibación.

Los elementos del suelo se expanden el esfuerzo vertical permanece constante pero el esfuerzo lateral se ve potencialmente reducida.

Se produce un equilibrio plástico con lo cual falla del material.

1.1.2.1 - Presiones Activas

Teoría de Rankine

La teoría de Rankine asume un estado de equilibrio constante y una presión de poros nulos

Estipula que el suelo ha recibido movimiento suficiente para que alcance un estado de equilibrio plástico

Esta teoría funciona solamente para ángulos "i" el cual forma la fuerza activa con la normal en la espalda de la entibación no excede el valor de δ , lo cual es favorable para nuestro estudio dado que las entibaciones deben ser colocadas verticalmente.

Según Rankine el valor de la presión activa en un suelo granular está dada por:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A - 2CH \sqrt{K_A} + qHK_A$$

Donde:

$$K_A = \cos i \left(\frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \right)$$

K_A : Coeficiente de distribución activa de carga.

ϕ : Ángulo de roce interno.

C : Cohesión del suelo.

i : Ángulo de la pendiente del terreno arriba de la entibación.

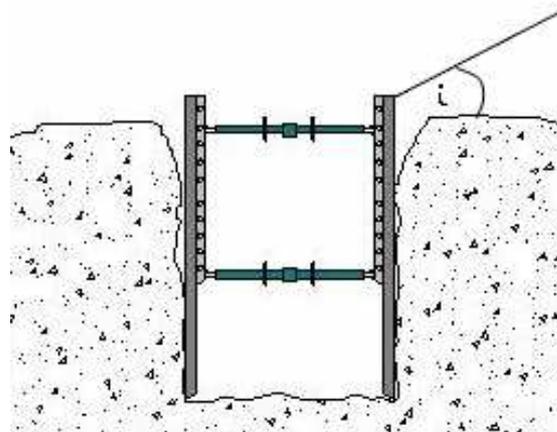


Fig. 1.02 Representa la designación de la variable "i".

- **Caso especial donde la superficie es plana:**

Entonces $i=0$

$$K_A = \frac{1}{\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$K_A = \frac{\sigma_H}{\sigma_V} = \frac{1}{N\phi} \quad (1)$$

Llegamos al valor de fluencia del suelo:

$$N\phi = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Para la condición de ruptura tenemos

$$\sigma_1 = \sigma_3 N\phi + 2C\sqrt{N\phi} \quad (2)$$

- K_0 : Siempre es positivo y mayor que 1
- C : La cohesión puede ser nulo lo que ocurre en suelos donde no existe cohesión por ejemplo en arenas secas.

-Reemplazando la ecuación (1) en la ecuación (2) y despejando la presión horizontal y considerando una carga “q” distribuida obtenemos:

$$\sigma_H = \sigma_V K_A - 2C\sqrt{K_A} = z\gamma K_A - 2C\sqrt{K_A} + qK_A$$

1.2 - Suelos Estratificados:

Para suelos estratificados debemos usar el mismo método utilizando un sistema análogo para encontrar el valor real de los empujes:

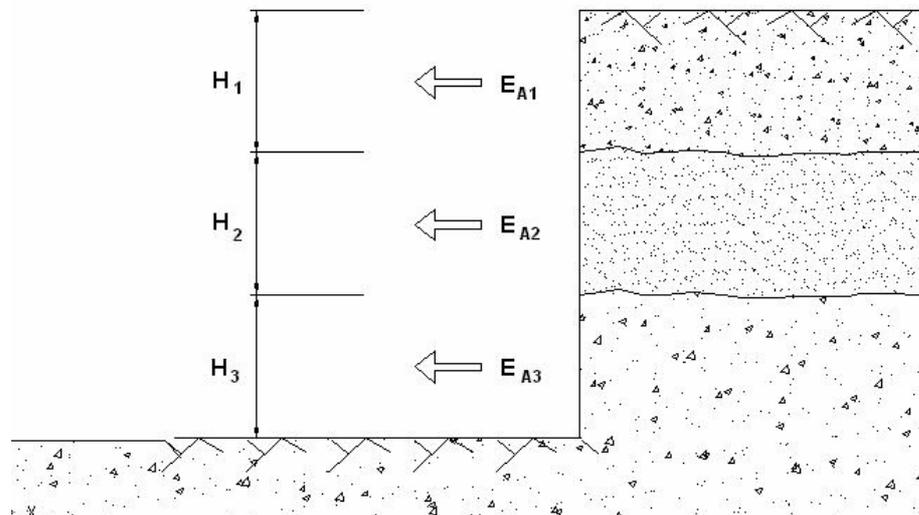


Fig. 1.02 Determinación de los esfuerzos en un suelo estratificado.

1.2.1 - Empujes activos para suelos Estratificados:

$$E_A = E_{A1} + E_{A2} + E_{A3}$$

$$E_{A1} = \frac{1}{2} \gamma_1 H_1^2 K_A - 2C_1 H_1 \sqrt{K_A}$$

$$E_{A2} = \frac{1}{2} \gamma_2 H_2^2 K_{A2} - 2C_2 H_2 \sqrt{K_{A2}} + \gamma_1 H_1 H_2 K_{A2}$$

$$E_{A3} = \frac{1}{2} \gamma_3 H_3^2 K_{A3} - 2C_3 H_3 \sqrt{K_{A3}} + (\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2) H_3 K_{A3}$$

1.2.2 - Empuje Pasivo para suelos Estratificados:

$$E_P = E_{P1} + E_{P2} + E_{P3}$$

$$E_{P1} = \frac{1}{2} \gamma_1 H_1^2 K_{o1} + 2C_1 H_1 \sqrt{K_{o1}}$$

$$E_{P2} = \frac{1}{2} \gamma_2 H_2^2 K_{o2} + 2C_2 H_2 \sqrt{K_{o2}} + (\gamma_1 H_1) H_2 K_{o2}$$

$$E_{P3} = \frac{1}{2} \gamma_3 H_3^2 K_{o3} + 2C_3 H_3 \sqrt{K_{o3}} + (\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2) H_3 K_{o3}$$

1.3 - Altura Crítica

Utilizando las formulas obtenidas anteriormente podemos determinar la altura crítica despejando la variable “z” en la formula (1) (del punto 1.1.2.1) anulando el valor de σ_H :

$$\sigma_H = 0 \rightarrow z_c = \frac{2C}{\gamma} \sqrt{K_o} \quad (3)$$

- Pero debemos utilizar la formula que establece es la Nch349.Of1999 Construcción – Disposiciones de seguridad en excavación
Esta altura crítica se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$H_c = 1,3 \frac{qu}{\gamma}$$

En que:

qu : corresponde a la resistencia al corte de una muestra inalterada de suelo en el ensaye de compresión simple (monoaxial), kg/m²;

γ : corresponde a la densidad natural del terreno, kg/m³.

Esta fórmula tiene validez sólo si cualquier sobrecarga al borde de la excavación se encuentra a una distancia (d) del borde superior a la profundidad de ella (Hs) (fig 1.03).

La altura máxima de excavación a la cual se le denomina altura de seguridad H_s se calcula dividiendo la altura crítica H_c por un factor de seguridad F.S. que puede variar entre los valores 1,1 y 2,0:

$$H_c = \frac{H_c}{F.S}$$

Cuando exista sobrecarga al borde de la excavación, la expresión de la H_c debe ser corregida y la altura crítica queda como:

$$H_c = \frac{1,3qu - \sigma}{\gamma}$$

σ : corresponde a la sobrecarga uniformemente repartida como lo indica la figura.

La altura de seguridad se calcula utilizando este valor de H_c

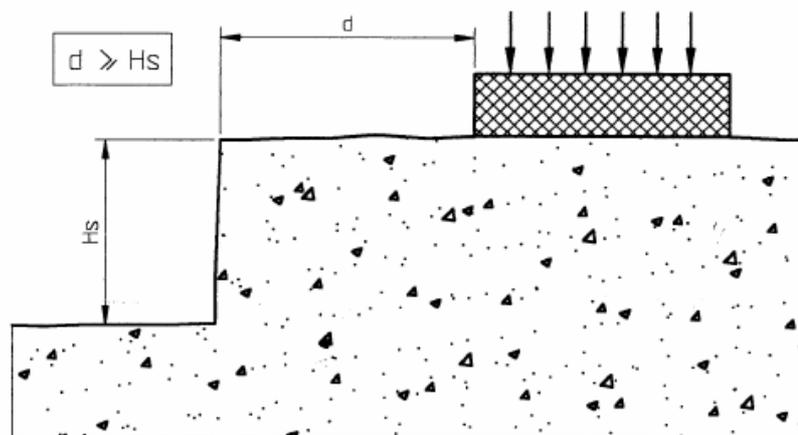


Fig.1.03 Designación de las variables para la altura crítica. Nch349.Of1999 Construcción – Disposiciones de seguridad en excavación

La norma indica que cuando sea posible apuntalar los bordes superiores de la excavación se puede utilizar la formula (3) (de este mismo punto) obtenida por el método de Rankine.

1.4 - Diagramas de Esfuerzos de Entibaciones

Los diagramas de empujes aparentes son diagramas semi-empíricos que fueron desarrollados por Terzaghi y Peck (1967) y perfeccionado por Peck (1969) para el cálculo de cargas envolventes de los codales en excavaciones entibadas.

Según los diagramas de Terzaghi y Peck, (Fig. 1.04) podemos obtener solución para tres situaciones donde se expresan de una manera sencilla los esfuerzos

- 1- cargas drenadas en arena;
- 2- cargas no drenadas en arcillas fisuradas de firmes a duras;
- 3- cargas no drenadas en arcillas blandas a medias.

Estos diagramas permiten realizar un cálculo relativamente simple para obtener la situación mas desfavorable expresada por la letra "p" que representa la máxima presión otorgada por la resistencia al corte del suelo.

Este método implica ciertas consideraciones:

- Se considera que la excavación debe tener una profundidad superior a dos metros y tener una excavación horizontal de fondo ancha.
- Fueron desarrollados para taludes verticales y coronamiento horizontal. Se considera la colocación de puntales horizontales para asegurar un recibimiento de las cargas de una manera uniforme.
- Se asume que para arenas el nivel de la capa freática esta por debajo de la excavación horizontal de fondo y para arcillas este nivel se hace despreciable o simplemente no fue considerada para estos estudios. No importando así su existencia en este estudio.
- Para las arcillas blandas o medias obtendremos el valor de una constante auxiliar "N" cuya valor es $N = \gamma H / c$ con este valor podremos obtener un valor aproximado del momento máximo "p". En el caso que "p" adquiera un valor igual o superior a $0,4 \gamma H$ se tomara este valor para el calculo.

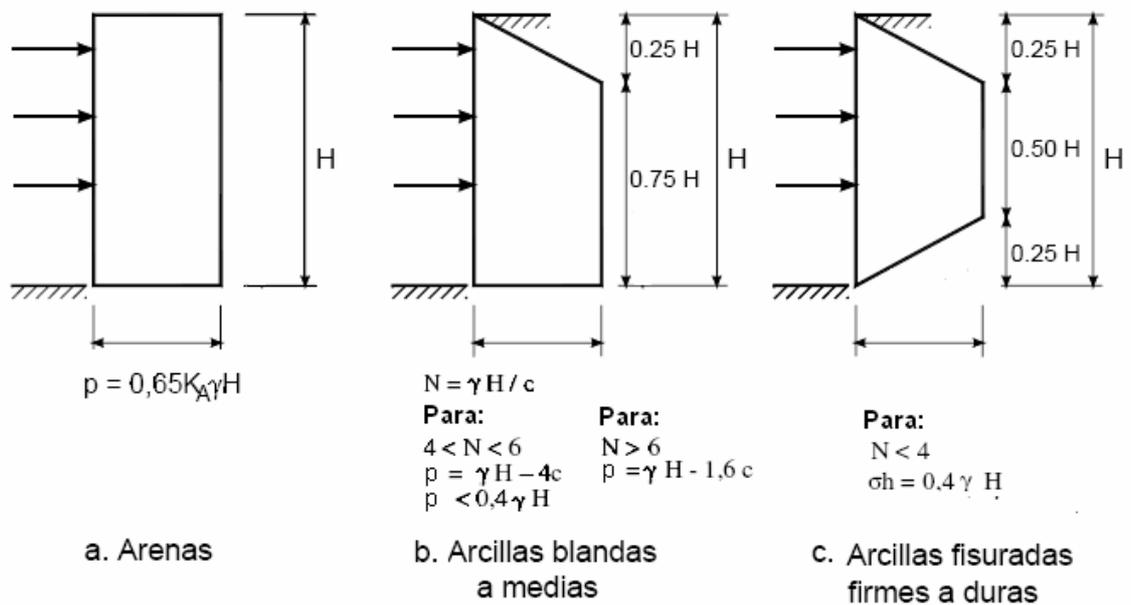


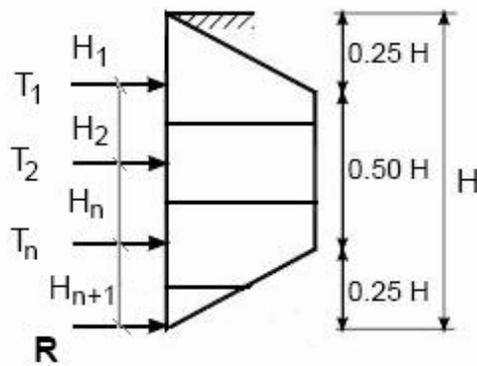
Fig. 1.04 Diagramas de Terzaghi y Peck para la determinación de cargas en los puntales.

1.5 - Calculo de cargas en los puntales utilizando los Diagramas De Peck

Las cargas que reciben los puntales se pueden obtener mediante los gráficos de la Fig. 1.05 pudiendo utilizarse métodos de análisis estático para dicha función:

- La placa de entibación se considera para efectos de calculo como una viga que recibe las cargas horizontales en su totalidad.
- Cada puntal se considera como un apoyo simple separado a una distancia aproximadamente constante.

- Supondremos una articulación ficticia en la cual el momento flexor es nulo.
- El momento máximo se encuentra en la base de la entibación.
- Un método de cálculo donde se determinan las áreas tributarias de influencia de cada puntal (separación entre puntales horizontales) resulta eficaz y sencillo para calcular las fuerzas actuantes en los puntales puesto que solo se debe calcular el valor de esa área de influencia.



$T_1 =$ carga sobre la altura $H_1 + H_2 / 2$

$T_2 =$ carga sobre la altura $H_2 / 2 + H_n / 2$

$T_n =$ carga sobre la altura $H_n / 2 + H_{n+1} / 2$

$R =$ carga sobre la altura $H_{n+1} / 2$

Fig. 1.05 determinación de las cargas en los puntales (Terzaghi y Peck)

1.6 - Determinación de la utilización de las entibaciones.

Una vez realizados los cálculos se debe estimar la necesidad de la colocación de entibaciones si el suelo por si mismo no es capaz de soportar el efecto cortante y las cargas solicitantes, para ello y en todo su efecto se debe entibar:

- Cuando la altura de excavación supera la altura critica calculada según la norma Nch349.Of1999 Construcción – “*Disposiciones de seguridad en excavación*”. En los incisos 5.4 , 5.5 y 5.7 mencionados en el punto 1.2.1 ALTURA CRITICA del presente capitulo.
- Cuando el empuje activo $E_A \geq 0$ pues en presencia de empuje lateral positivo requiere protección.
- En caso de la presencia de grietas aparentes las cuales solo se pueden apreciar en terreno.
- En arenas y suelos poco cohesivos.

CAPITULO I I

ELECCIÓN DEL TIPO DE ENTIBACIÓN A UTILIZAR:

2 - General

Cuando en situaciones ya vistas en el capítulo 1 el suelo por si solo no es capaz de resistir las cargas solicitadas dentro de los problemas encontrados en la colocación de tuberías en profundidad, plantas elevadoras, cámaras profundas, etc. se hace necesario la utilización de estructuras que aseguren una estabilidad a la excavación. Es así que se hace necesario no solo la utilización de entibaciones sino que una correcta elección del tipo de estructura a emplear para los distintos casos cuya utilización facilitara la faena tanto en el ambiente físico como en el sentimiento de seguridad que otorga a los integrantes del frente.

Se hizo un estudio sobre los métodos usados en el mercado chileno de los cuales hacemos mención.

En esta memoria solo haremos una reseña de las características de las entibaciones de madera pues este tipo de entibaciones esta en la norma Nch349.Of1999 Construcción –“ Disposiciones de seguridad en excavación” y nos enfocaremos en capítulos posteriores solo en entibaciones metálicas por no poseer norma y por ser uno de los objetivos principales de la presente.

2.1 - Entibación de madera:

Es el sistema mas antiguo el cual ha sido reemplazada por las entibaciones metálicas pero no por ello han dejado de de cumplir las solicitudes requeridas.

Ventajas:

- Permite diferentes anchos de excavación.
- Su realización implica materiales de fácil acceso.
- Costo razonable.
- Es recomendable para excavaciones poco profundas y de corto tiempo de ejecución.
- Se recomiendan cuando la solicitud no es tan importante y la excavación no comprometa la capa de la napa subterránea.

Desventajas:

- Tiene limitaciones tanto en la altura de excavación como de la cantidad de soporte la cual dependerá exclusivamente de los puntales de soporte y del la madera elegida para dicho efecto.
- Su confección es lenta, y poco percedera.
- Es necesario un mantenimiento constante en las placas de soporte y en el clavado.
- Mayor uso de mano de obra.

- Muy baja vida útil.
- No es recomendable para suelos con presencia de napas subterráneas.
- Su forma puede dar lugar a elementos sometidos a torsión, hinchamiento, pandeo.
- Determina un factor importante de riesgo a la hora de colocación y retiro de las entibaciones puesto que son colocadas una vez realizada la excavación final no otorgando seguridad en el periodo de realización de esta.

2.1.1 - Clasificaciones de las entibaciones de madera:

Las entibaciones de madera se clasifican en dos grandes grupos:

2.1.1.1 - Entibación de madera Semi-Continua:

Es el tipo de entibación en el cual se reviste solamente el 50% de la superficie de la excavación lateral. Su resistencia esta definida por el tipo de uniones y por la calidad de la madera (Fig. 2.03 y Fig. 2.04).

Se pueden realizar como paneles prefabricados mediante un larguero y piezas horizontales clavados entre si.

Los puntales pueden ser ajustables metálicos o puntales de madera.

Los puntales metálicos son recomendables pues así se evitan problemas de torsión dentro del periodo de duración de la excavación.

La geometría de la entibación semi cuajada puede encontrarse en la norma

La Norma española Tecnológica NTE-ADZ/1976 (Acondicionamiento del terreno.

Desmontes: Zanjas y pozos) la cual nos provee dos maneras de determinarla:

1)- Determinación de la separación vertical S en cm entre los ejes de apoyo en función del espesor mínimo E en mm del tablero y del empuje total "q" en kg/cm^2 o viceversa:

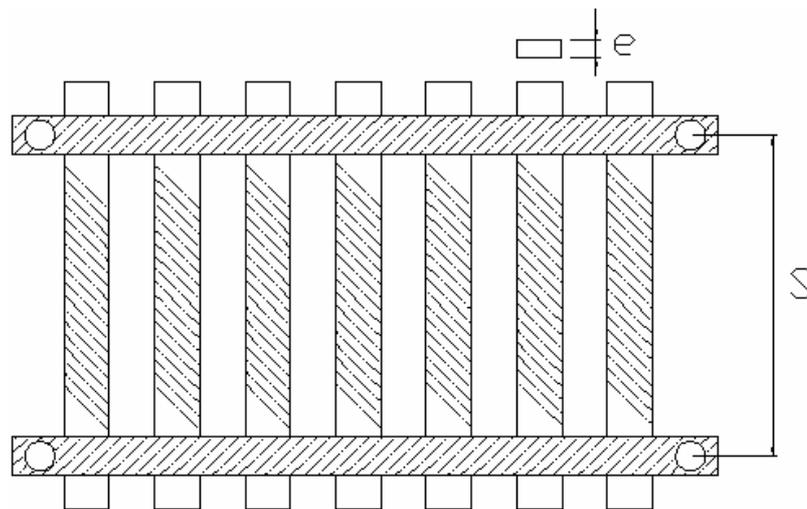


Figura 2.01 Representa la designación de las variables en una entibación semi-cuajada.

Donde:

e: Espesor de las piezas verticales.

S: Separación vertical entre codales

Podemos obtener esos valores dentro de la tabla siguiente:

		Espesor E mínimo de las piezas verticales en mm						Separación vertical S cm
		20	25	30	52	65	76	--
q en kg/cm ²	0,17	0,27	0,39	1,2	1,87	2,53	30	
	0,06	0,1	0,14	0,43	0,68	0,92	50	
	--	--	0,06	0,19	0,3	0,41	75	
	--	--		0,1	0,16	0,23	100	

Tabla 2.01 Determinación de la separación vertical "S" según espesor "E" Norma española Tecnológica NTE-ADZ/1976

2)- Determinación de la separación entre codales, vertical S y horizontal M en función del espesor mínimo F en mm y del empuje total "q" en Kg/cm²

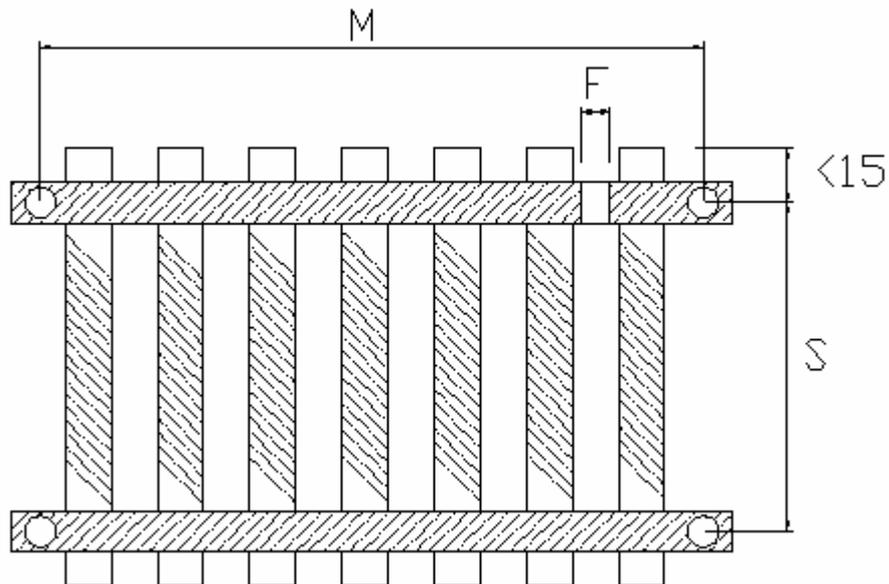


Figura 2.02 Representa la designación de las variables en una entibación de madera semi-cuajada.

Donde:

M: Separación entre puntales.

F: Espesor del travesaño.

S: Separación vertical entre codales.

Podemos obtener esos valores dentro de la tabla siguiente:

	Espesor mínimo del travesaño F en mm			Separación vertical S+30 en cm	Separación horizontal M en cm
	52	65	76		
Carga "q" en kg/cm ²	0,12	0,2	0,27	50	100
	0,08	0,12	0,17	50	125
	0,04	0,05	0,12	50	150
	--	0,05	0,09	50	175
	0,1	0,16	0,22	60	100
	0,06	0,1	0,14	60	125
	--	0,07	0,1	60	150
	--	0,04	0,07	60	175
	0,08	0,12	0,18	76	100
	0,05	0,08	0,1	75	125
	--	--	0,08	75	150
	0,07	0,12	0,16	80	100
	0,06	0,07	0,1	80	125
	--	0,05	0,07	80	150
	0,06	0	0,12	100	100
	--	0	0,08	100	125
	0	0	0	100	100
--	0	0	100	125	

Tabla 2.02 Determinación de la separación vertical "S" y separación horizontal "M" según espesor "F" del travesaño(codal) Norma española Tecnológica NTE-ADZ/1976

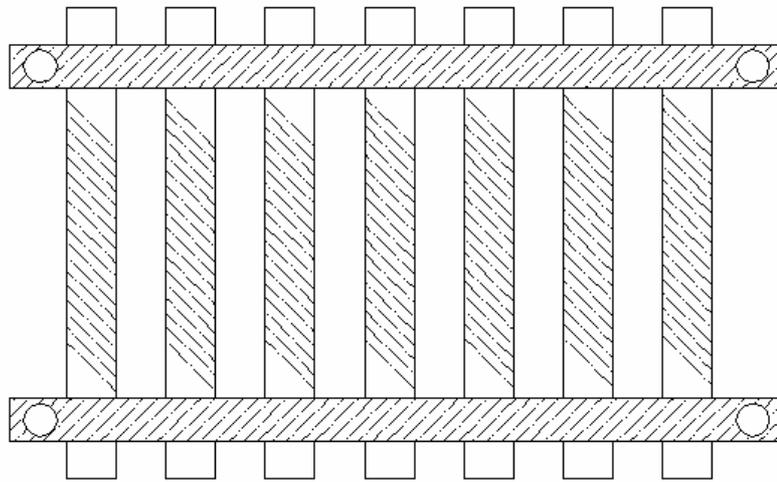


Fig. 2.03 Vista lateral Entibación de madera Semi-Cuajada.

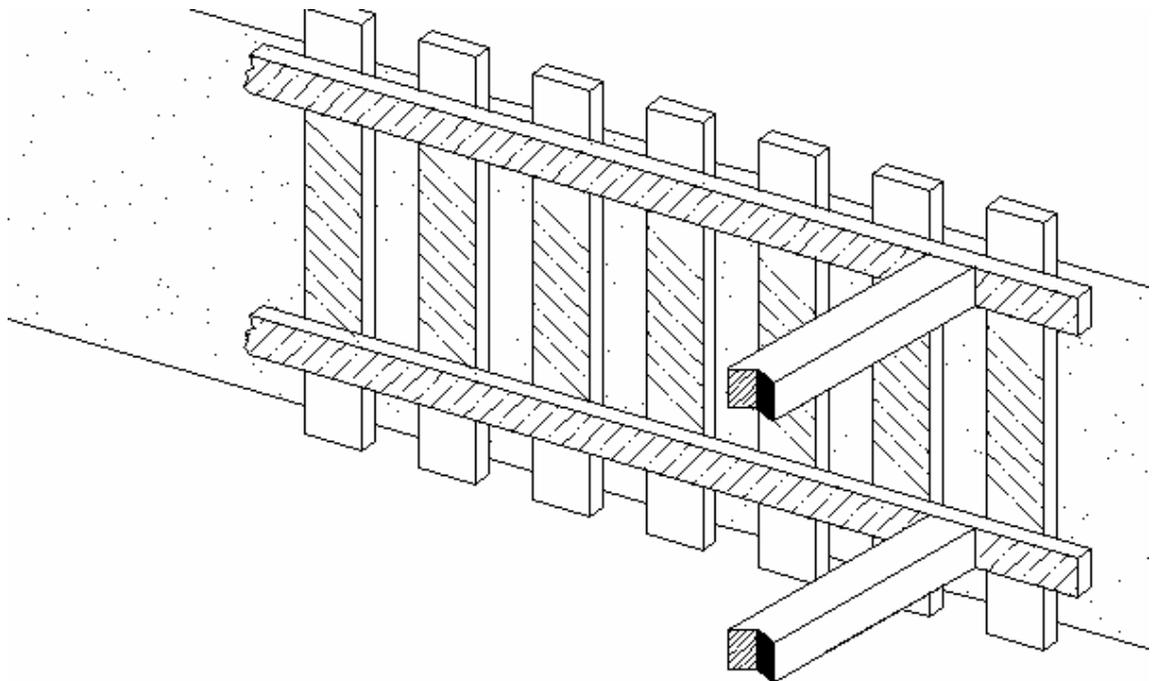


Fig. 2.04 Vista Isométrica Entibación de madera Semi-Cuajada.

2.1.1.2 - Entibación de madera Continua:

Es la entibación a la cual se reviste el 100% de la superficie en contacto con los lados de la excavación (Fig. 2.07 y Fig. 2.08). Su geometría es básica, pudiendo reemplazarse los tablonés longitudinales por planchas laminadas o con tableros, de fibras MDF (Médium Density Fiberboard), OSB Estructural, entre otros, obteniendo los mismos resultados, la cual será fijada con clavos entre sus distintas partes.

La Norma española Tecnológica NTE-ADZ/1976 citada previamente dispone dos tablas para la obtención de la geometría básica de la estructura:

- 1)- Determinación de la separación horizontal M en cm, en función del espesor mínimo “ e ” en mm del tablero y del empuje total “ q ” en kg/cm^2 (resultados de los cálculos obtenidos en el capítulo 1):

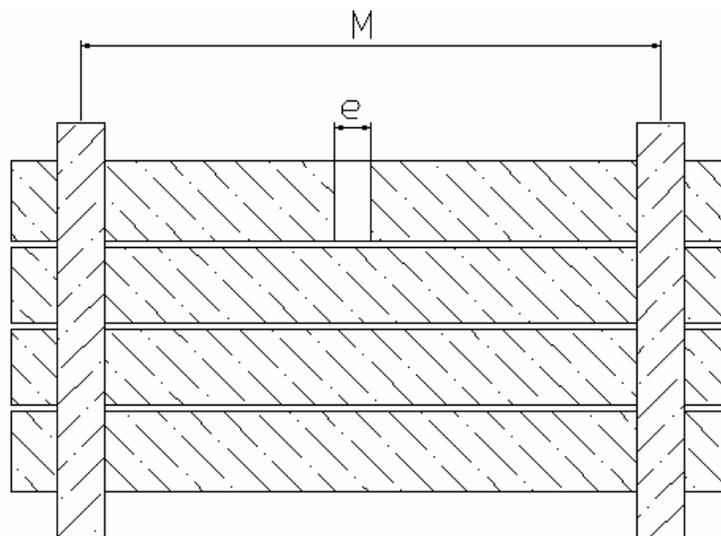


Figura 2.05 Representa la designación de las variables entibación de madera cuajada.

Donde:

M: Separación horizontal de pilares.

e: Espesor del tablero.

Podemos obtener esos valores dentro de la tabla siguiente:

	Espesor del tablero E en mm			Separación horizontal M en mm
	52	65	76	
q en kg/cm ²	0,21	0,33	0,46	100
	0,13	0,21	0,29	125
	0,07	0,15	0,2	150
	0,05	0,09	0,15	175
	0,03	0,06	0,1	200

Tabla 2.03 Determinación de la separación horizontal "M" según espesor "E" del tablero .Norma española Tecnológica NTE-ADZ/1976

2)- Determinación de las separaciones entre codales, vertical S en cm y horizontal M en cm en función del espesor mínimo F en mm del travesaño y del empuje total "q" en kg/cm²

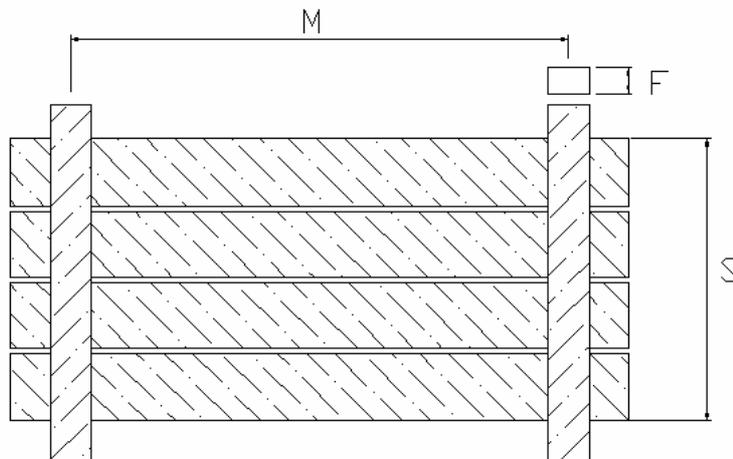


Figura 2.06 Representa la designación de las variables entibación de madera cuajada.

Donde:

M: Separación horizontal entre puntales.

F: Espesor del Puntal.

S: Distancia máxima o longitud del tablero.

Podemos obtener esos valores dentro de la tabla siguiente:

	Espesor mínimo del travesaño F en mm			Separación vertical S en cm	Separación horizontal M en cm
	52	65	76		
Carga "q" en kg/cm ²	0,36	0,56	0,76	30	100
	0,2	0,31	0,43	40	100
	0,12	0,2	0,27	50	100
	0,09	0,14	0,19	60	100
	0,26	0,45	0,6	30	125
	0,16	0,25	0,34	40	125
	0,1	0,16	0,22	50	125
	0,07	0,11	0,15	60	125
	0,24	0,37	0,5	30	150
	0,13	0,21	0,28	40	150
	0,08	0,13	0,18	50	150
	0,06	0,09	0,12	60	150
	0,2	0,32	0,43	30	175
	0,11	0,18	0,24	40	175
	0,07	0,11	0,15	50	175
	0,05	0,08	0,11	60	175
	0,18	0,28	0,38	30	200
	0,1	0,15	0,21	40	200
	0,06	0,1	0,13	50	200
	0,04	0,07	0,09	60	200

Tabla 2.04 Determinación de la separación vertical "S" y separación horizontal "M" según espesor "F" del travesaño(codal) Norma española Tecnológica NTE-ADZ/1976

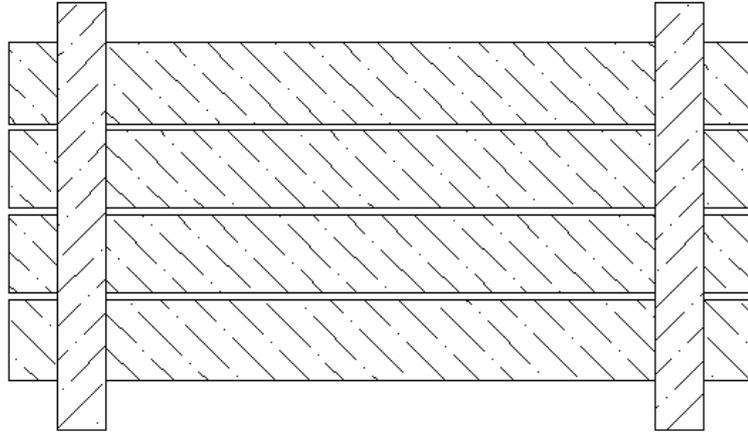


Fig. 2.07 Vista lateral Entibación de madera Cuajada.

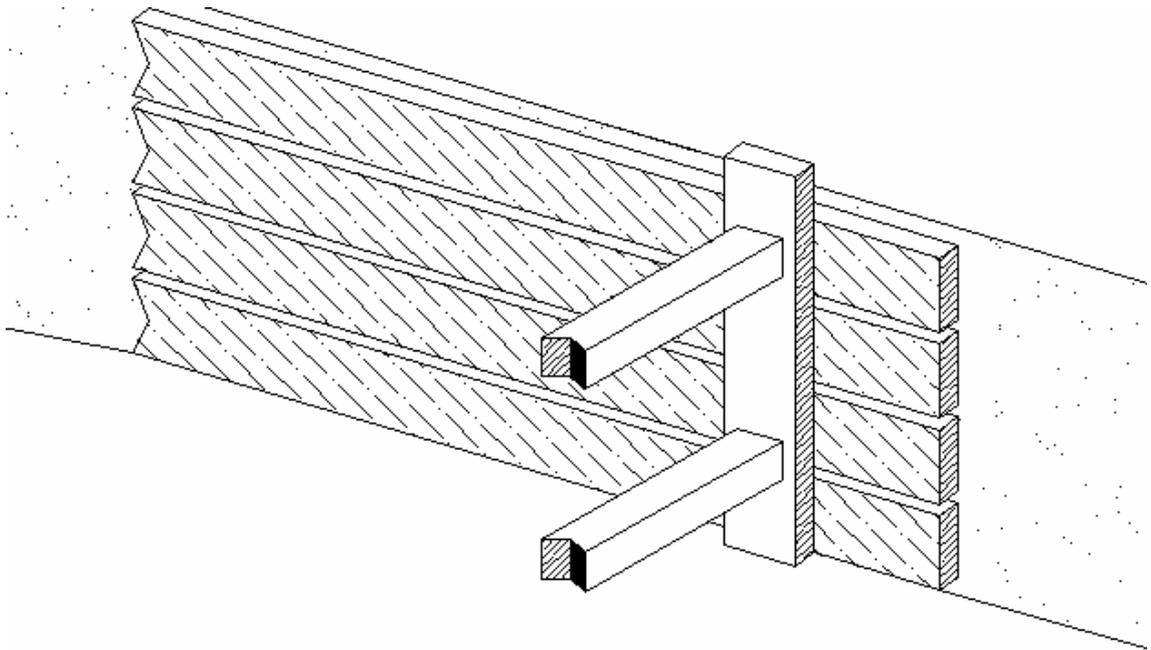


Fig. 2.08 Vista lateral Entibación de madera Semi-Cuajada.

La elección del tipo de entibación a utilizar lo podemos apreciar dentro de la siguiente tabla otorgada **por** La Norma Tecnológica NTE-ADZ/1976

la cual sugiere lo siguiente:

		Profundidad de corte en metros (m)			
Tipo terreno	Solicitud	<1,30	1,30--2,0	2,0--2,5	>2,5
Cohesivo	Sin Solicitud	--	Ligera	Semi-Continua	Continua
	Con Solicitud Vial	Ligera	Semi-Continua	Continua	Continua
No cohesivo	Solicitud de cimentación	Continua	Continua	Continua	Continua
	Indistintamente	Continua	Continua	Continua	Continua

Tabla 2.05 Elección del tipo de entibación de madera según solicitud. Norma española Tecnológica NTE-ADZ/1976 «Acondicionamiento del terreno.

Desmontes: Zanjas y pozos»

2.2 - Entibaciones Metálicas

Es el método más utilizado y el más recomendable pues asegura mediante el acero una mayor estabilidad en la ejecución de las faenas.

Ventajas:

- Permite diferentes anchos para la excavación.
- Permite excavaciones profundas.
- Tiene mayor resistencia a los esfuerzos de empujes solicitantes.
- Necesita menos mano de obra para su colocación y retiro.
- Permite una mayor rapidez de avance.
- El costo es alto en comparación a las entibaciones de madera pero considerando las garantías de seguridad que otorga se elige el sistema, siendo el mas utilizado.
- Una perdida muy reducida o nula.
- Posee un sistema de ajuste del ancho deseado.
- El sistema con guías deslizantes puede utilizarse como moldaje provisorio exterior.
- No es necesario otros elementos más que los utilizados en las excavaciones mismas para su manipulación, colocación y retiro.
- Provee un nivel de confianza muy elevado.

Desventajas:

- Necesita un grado de capacitación para la colocación y extracción de los módulos en forma correcta y segura para cada tipo de sistema.
- Tiene un costo elevado por ser un mercado poco abarcado en nuestro país. El arriendo de los módulos solo existe en Santiago y el arriendo esta disponible para todo el país pero no incluye en ningún caso el transporte.

2.2.1 - Tipos de Entibaciones Metálicas

Las entibaciones metálicas permiten lograr altas cadencias (avances) que involucran una reducción importante de costos de la obra, un cumplimiento de los plazos comprometidos y, por supuesto, una alta seguridad para las personas que trabajan en las obras.

Este tipo de entibaciones es el principal objetivo de análisis en los posteriores capítulos.

Existen varios tipos, entre los cuales destacan y son utilizados en Chile principalmente:

2.2.1.1 - Sistemas de Cajones

Este sistema comprende situaciones entre 3 a 7 metros de profundidad.

Compuesto por puntales estándar para entibaciones expansibles, paneles laterales que recibirán las cargas pertinentes, los cuales son de metal reforzado por la cara interior con placas verticales las cuales soportaran la carga lateral mediante los puntales los cuales van sujetos a las planchas con pasadores los que se fijan en los rieles que traen incorporados.

El panel base y el panel extensión se fijan entre sí mediante acoples metálicos asegurados con pasadores.

Su colocación y extracción debe realizarse con una excavadora de 20 toneladas por la presión lateral a la cual se ve sujeta.

Cada modulo tiene entre 3 y 4 metros de largo y entre 2 y 2.5 metros de altura en su primer cuerpo, el cual puede ampliarse con una extensión de las mismas características de 1.5metros. Estas medidas pueden variar según el proveedor.

Se recomienda utilizar a lo máximo 3 extensiones las cuales nos permitirán una altura máxima de entibación de casi 10 metros.

Sus puntales son extensibles resistiendo una presión mucho mayor que la exigida hasta los 7metros. Su diámetro puede variar según el modelo pero va desde los 50cm hasta los 3 metros de ancho.

Este sistema es el más utilizado para la solución de entibaciones siendo el más requerido en el mercado chileno.

Criterios de Utilización:	
Longitud de zanja	Entre 20 y 40 metros; los trabajos se efectúan en secuencia horizontal.
Avance	Avance rápido por la secuencia de instalación
Profundidad de Zanja	3,0 a 6,0
Técnica de excavación	Cuchara de la retroexcavadora en cabeza: excavación y entibación simultáneas.
Tipo de suelo	Sin limitaciones excepto obstáculos
Asentamientos	Nulo
Dimensiones de tubo	Limitada verticalmente por posiciones predeterminada para los codales. y horizontalmente por el largo de dos módulos
Relleno y Compactación	Difícil debido a la extracción simultanea
Extracción	Debido a la fricción lateral requiere una excavadora de 20 ton
Rebaje Nivel freático	Una vez entibada la excavación no presenta problemas para su achique.
Resistencia del modulo	Entre los los 30-45 kN/m ²
Disponibilidad	Inmediata. Entrega del arriendo en 2 días hábiles.
Seguridad Personal	Moderada.

Tabla 2.06 Criterios de Utilización Sistema Cajones/Elaboración Propia.

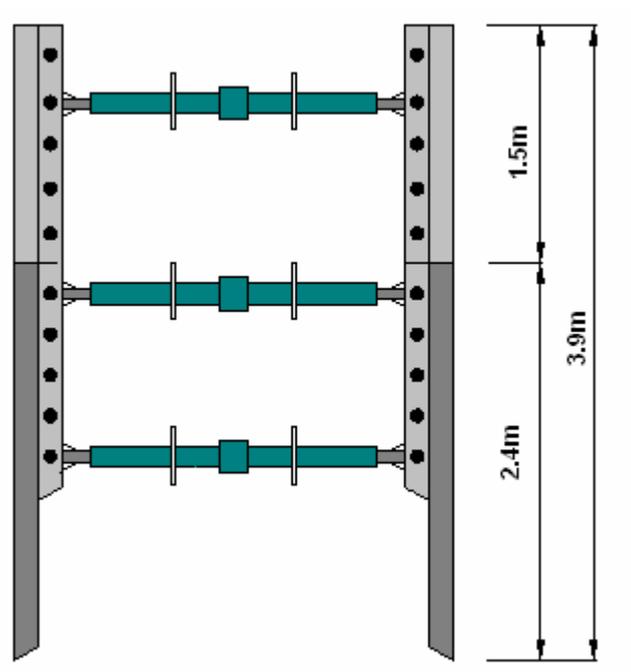


Fig. 2.09 Vista Frontal Entibaciones Metálicas, Sistema Cajón./Elaboración Propia.

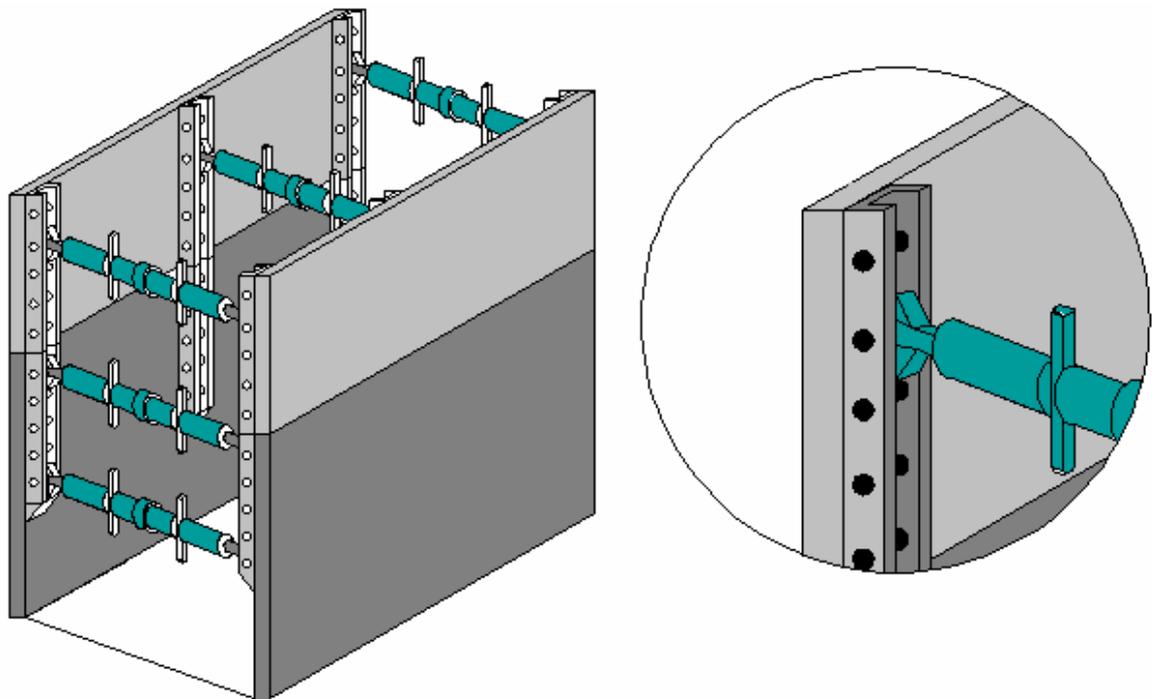


Fig. 2.10 Vista Isométrica Entibaciones Metálicas, Sistema Cajón con detalle ampliación de la esquina superior para demostrar empotrado del codal con el panel./Elaboración Propia.

2.2.1.2 - Sistemas con Guías Deslizantes

Sistema de guía deslizante podemos discriminar dos tipos:

1-) Sistema Doble Corredera:

Este sistema se compone de 2 paneles base por lado, entre 3 y 4 metros de largo y entre 2 y 2.5 metros de altura, con una altura total entibada de $2.40+2.40=4.80$ m(dimensiones que pueden variar según el proveedor) (Fig. 2.11 y Fig. 2.12).

Esta altura puede implementarse con pilares de apoyo de mayor envergadura pudiendo resistir la carga de hasta 3 paneles los que llegan a una altura superior a los 7 metros.

Los paneles se deslizan por un riel doble corredera instalando el panel superior por la parte externa del riel y el panel inferior por la parte interna.

Al estar los paneles superiores e inferiores en distinto plano se reduce el rozamiento de éstos con el terreno y por tanto su adhesión al mismo.

Además, esto permite extraer los paneles inferiores sin mover los superiores, lo que involucra una gran eficiencia en el proceso de rellenos compactados.

El ancho interior entre paneles varia entre 1.00 y 1.20 m

Para mayor ancho interior se colocan extensiones de los puntales, pudiendo llegar a 3 m y más.

Este método no implica gran diferencia en avance en relación al sistema de cajones pero permite una mayor velocidad en la ejecución del relleno y la compactación pues se pueden retirar los paneles inferiores, rellenar luego sacar la parte superior de la estructura lo que implica un mayor grado de seguridad en esa faena.

Utiliza un elemento de refuerzo usado como guía lateral el cual posibilita un deslizamiento de paneles en distintos niveles y planos para su fácil colocación y extracción, con ello reduce el roce producido por las paredes de la excavación y los paneles pues la presión se hace en paneles independientes y no en toda la estructura en si.

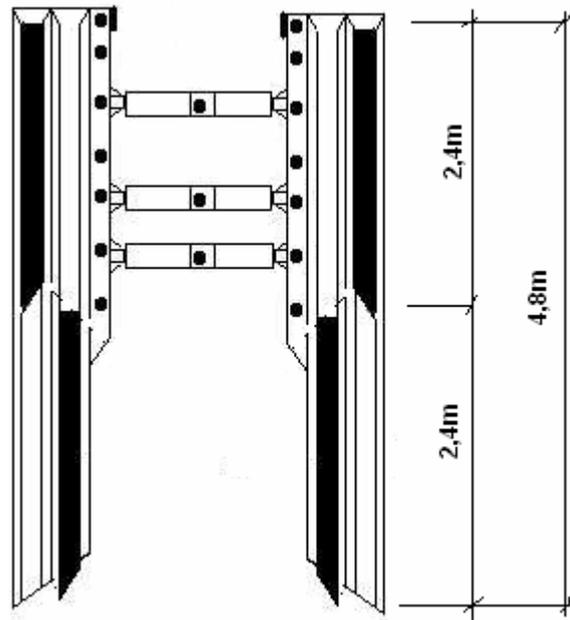


Fig. 2.11 Vista Frontal Entibaciones Metálicas, Sistema Doble Corredera

./Elaboración Propia

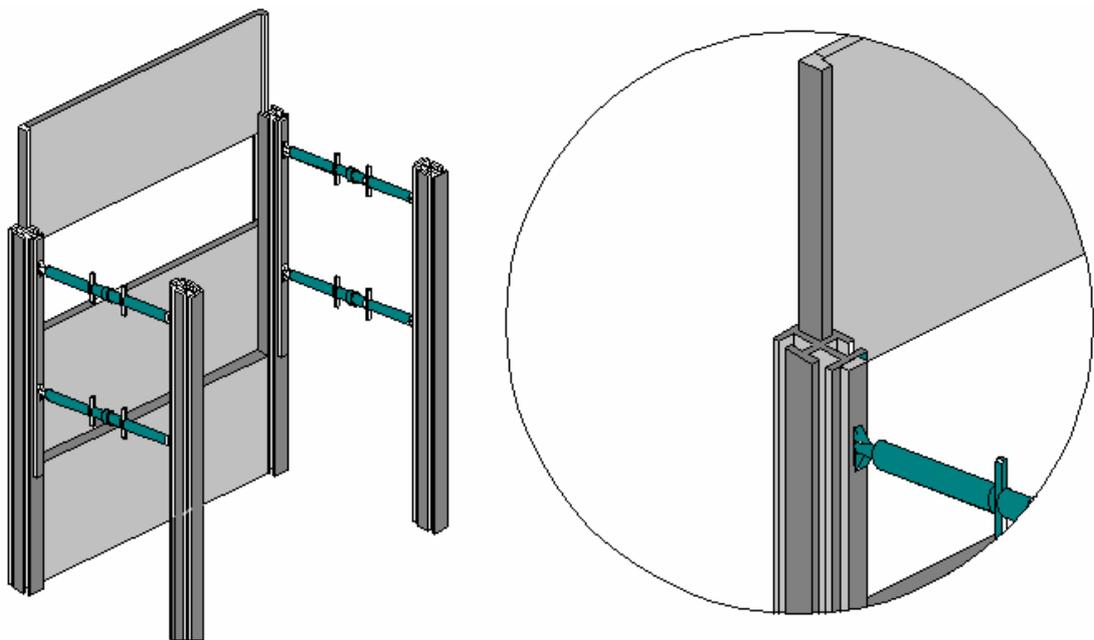


Fig. 2.12 Vista Isométrica Entibaciones Metálicas, Sistema Doble Corredera con detalle ampliación de la esquina superior para demostrar empotrado del codal con el Carro Móvil. ./Elaboración Propia.

2-) Sistema Paralelo:

Este sistema compone de dos paneles base por lado de dimensiones entre 3 y 4 metros de largo y entre 2 y 2.5 metros de altura c/u mas un panel extensión por lado de hasta una altura de 1.5 metros (dimensiones que pueden variar según el proveedor).

El ancho libre interior estándar entre paneles es de 0.75 m. y se agregan extensiones de vigas para lograr el ancho requerido para cada obra, llegando a 8 m y más.

El funcionamiento de este sistema es el mismo que el de Doble Corredera, pero nos permite un ancho interior mucho mayor y la altura libre para la colocación de tubos puede llegar a ser de 3 m o mas.

El sistema Paralelo se puede utilizar, además, como moldaje exterior para cajones de hormigón in situ u otras obras similares, colocando una capa de poli estireno expandido de 50 mm adosado a los paneles.

Este sistema permite mayores luces puesto que se utiliza como puntales vigas perfil "H" que dependiendo de sus dimensiones cambian la resistencia final de de la entibación. Las vigas son inextensibles, por lo mismo, la posición o dimensión final de la excavación debe estar presentada en una sola solución.

Permite dos estados de trabajo.

Dentro de las ventajas más importantes tenemos una mayor resistencia mecánica, lo que permite su uso en condiciones extremas.

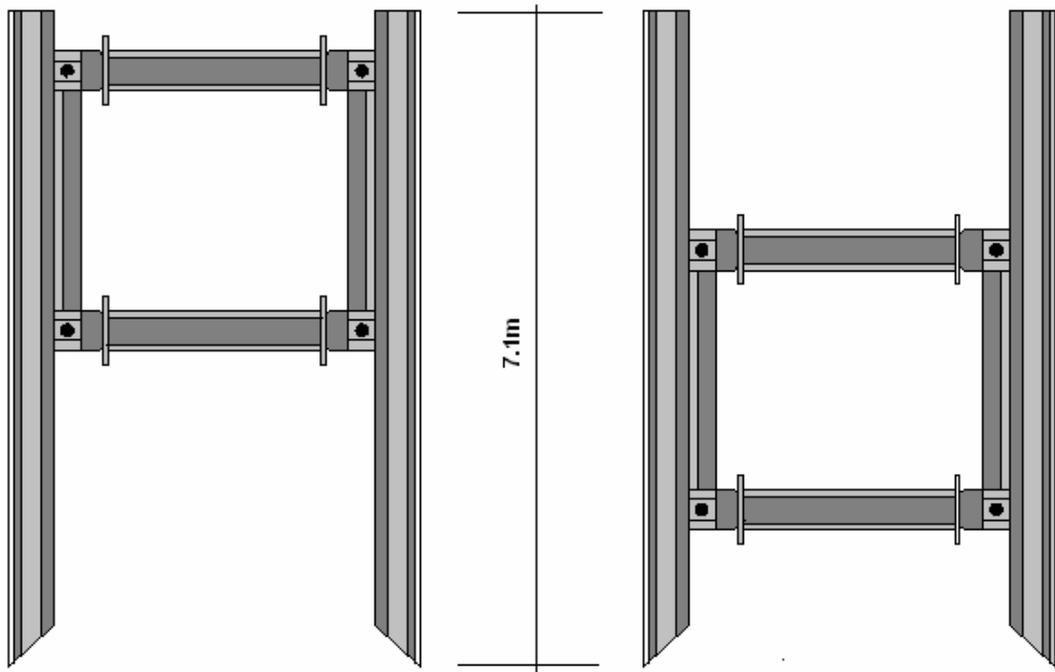


Fig. 2.13 Vista Frontal Entibaciones Metálicas, Sistema Paralelo designando las posibles posiciones del Carro Móvil ./Elaboración Propia

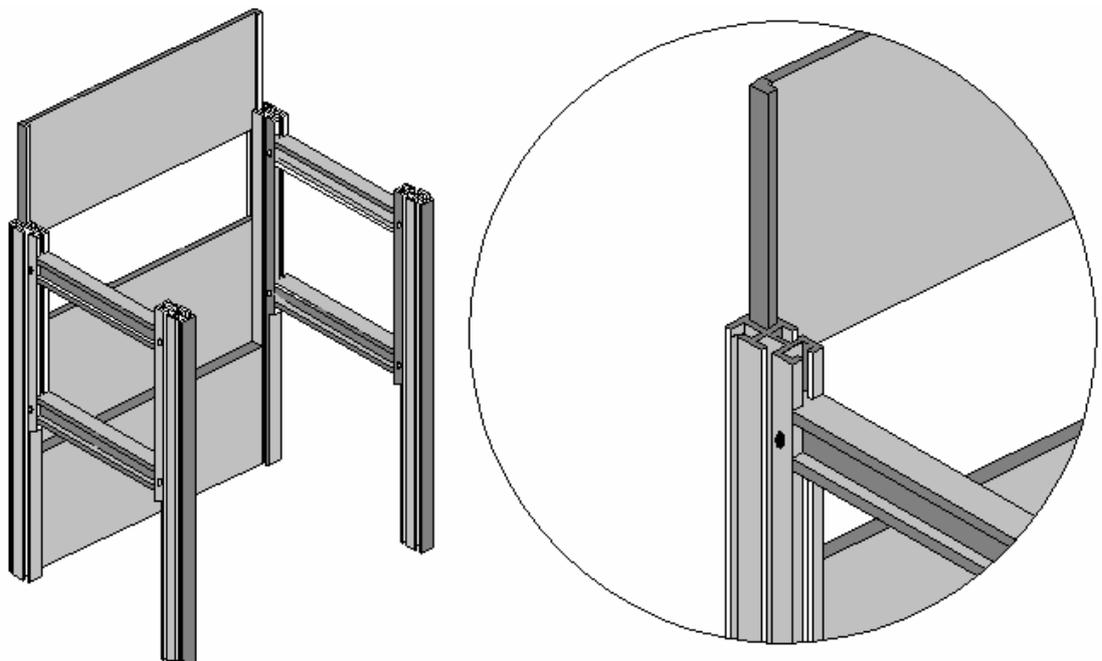


Fig. 2.14 Vista Isométrica Entibaciones Metálicas, Sistema Paralelo con detalle ampliación de la esquina superior./Elaboración Propia.

2.2.2 - Criterio de Utilización:

Para ambos métodos del sistema de guías deslizantes los criterios de utilización es el mismo. Solo difieren en la gran capacidad de soporte lateral del sistema paralelo por la utilización de perfiles "H" datos técnicos que veremos en capítulos posteriores.

Criterios de Utilización:	
Longitud de zanja	Entre 20 y 40 metros; obra puntal, es decir, los trabajos se efectúan en secuencia vertical.
Avance	Moderado por la colocación
Profundidad de Zanja	Adaptable a grandes profundidades (hasta 12 o 15) metros.
Técnica de excavación	Cuchara de la retroexcavadora en cabeza: excavación y entibación simultáneas. Realizando excavación hasta profundidad requerida.
Tipo de suelo	Cualquier tipo de suelo siempre que se eliminen obstáculos
Asentamientos	Nulo
Dimensiones de tubo	Limitada parcialmente por la posición del Carro Móvil
Relleno y Compactación	Por capas antes de retirar totalmente los paneles.
Extracción	Más sencilla por su método de niveles de paneles. Debido a la fricción lateral requiere una retroexcavadora
Rebaje Nivel freático	Una vez entibada la excavación no presenta problemas para su rebaje.
Resistencia del Modulo.	Depende del número de alargaderas y de sus dimensiones. Puede llegar hasta los 150 kN/m ²
Disponibilidad	Inmediata. Entrega del arriendo en 2 días hábiles.
Seguridad Personal	Total.

Tabla 2.07 Criterios de Utilización Sistema Cajones/Elaboración Propia.

2.3 - Estudio Financiero:

El desarrollo del punto tiene un fin de entregar una referencia de los costos actuales de los distintos sistemas de entibación presentados. No se tomaron en cuenta valores fijos de las entibaciones de madera pues sus dimensiones y composición varían de acuerdo con la solicitud del terreno.

Los valores estipulados han sido seleccionados luego de un presupuesto obtenido de diversas empresas del rubro las cuales en ningún caso contemplan el costo de transporte desde lugar de origen, principalmente Rancagua y Santiago en el caso de entibaciones metálicas, y tampoco la reposición en caso de pérdida o deterioro.

2.3.1 Entibaciones de Madera:

En esta sección solo se hace referencia de precios del mercado actual para tener referencia aproximada de cuanto sale un metro cuadrado de entibación de madera y se realiza como forma de ejemplo el calculo de entibaciones de madera con la mayor solicitud permitida en ambos casos:

- Pino dimensionado seco (largo 3,2 mt.) 3/4" x 5"	\$ 1.339 x c/u
- Pino dimensionado verde (largo 3,2 mt.) 1x4"	\$ 1.039 x c/u
- Pino dimensionado verde (largo 3,2 mt.) 2x3"	\$ 1.197 c/u
- Pino dimensionado verde (largo 3,2 mt.) 2x6"	\$ 3.289 x c/u
- Pino dimensionado verde (largo 3,2 mt.) 3x3"	\$ 2.180 x c/u
- Pino dimensionado verde (largo 3,2 mt.) 2x5"	\$ 2.980 x c/u

-Terciado estructural Pino 18 mm. - 2.44 x 1.22 m.	\$ 13.710xPlancha
- Pino dimensionado verde (largo 3,2 mt.) 2x4"	\$ 1.990 x c/u
- Pino dimensionado verde (largo 3,2 mt.)2'x2'	\$ 966 x c/u

Utilizando estos precios para una estimación del metro cuadrado tenemos:

2.3.1.1 Entibacion semi cuajada:

Tomando en cuenta el mayor esfuerzo $q = 2,53$ en kg/cm^2 según la Tabla 2.01 del presente capítulo obtenida en " Norma española Tecnológica NTE-ADZ/1976, necesitamos piezas verticales de 3 pulgadas de espesor "e" con una separación vertical "S" de 30 cm.

- Pino dimensionado verde 2x3" 3.2 m	\$ 1.197 c/u
--------------------------------------	--------------

Serian 10.03 metros lineales por metro cuadrado de entibación la cual implica 4 piezas de 3.2 metros de largo. Dejando el margen de error para perdidas en la construcción y deterioro.

Mas 2 puntales resistentes de 3x3 pulgadas.

$$(4 \times 1.197) + (2 \times 2180) = 9148$$

Lo que equivale a \$9148 pesos por cada metro cuadrado de entibación semi cuajada.

2.3.1.2 Entibación Continua:

Tomando en cuenta el mayor esfuerzo $q = 0,46$ en kg/cm^2 según la Tabla 2.03 del presente capítulo obtenida en " Norma española Tecnológica NTE-ADZ/1976, necesitamos piezas horizontales de 2 pulgadas de espesor "e" por 5 de ancho con una separación vertical "M" de 100 cm.

Serian 9 metros lineales por metro cuadrado de entibación la cual implica 3 piezas de 3.2 metros de largo. Dejando el margen de error para perdidas en la construcción de la entibación y deterioro.

Mas 2 puntales resistentes de 3x3 pulgadas:

$$(3 \times 2.980) + (2 \times 2180) = 13300$$

Lo que equivale a \$13300 pesos por cada metro cuadrado de entibación Continua.

2.3.2 - Entibaciones Metalicas:

2.3.2.1 -Sistema cajon:

Este sistema consta de dos paneles base de 3.5x2.4 metros y dos paneles de realza de 3.x1.5 m, con una altura entibada de 2.4+1.5=3.9 m.

La distancia interior varia según las riostras desde 1.0 a 1.2m las superficies de entibacion es la siguiente:

Modulo base de 3.5x2.4m es de 16.8 m² (2.000 Kg. aprox)

Modulo realza de 3.5x1.5m es de 10.5m² (1.400 Kg)

- El valor del arriendo de cada Modulo Base es \$235.200/mes + iva.
- El valor del arriendo de cada Modulo realza es \$147.000/mes + iva.

Por lo tanto el valor del metro cuadrado de entibación con este método es de
\$14000

2.3.2.2 -Sistema Deslizante con Doble Corredera:

Este sistema de acuerdo a la empresa consultada consta de dos paneles base por lado de 3.5x3.4 m cada uno, con una altura total de entibación de 2.4+2.4 y con tres líneas de puntales entre paneles las cuales varían entre 1.00 a 1.20 m

El cual recubre una superficie aproximada de 34.6 metros.

- El valor del arriendo de cada modulo es \$520.000 /mes + iva.

Por lo tanto el valor del metro cuadrado de entibación con este método es de \$
15.028

2.3.2.3 - Sistema deslizante paralelo:

Este sistema de entibación consta de dos paneles base por lado de 3.5x2.4 m cada uno mas un panel de extensión por lado de 3.5x1.3m cada uno con una altura total de entibación de $2.4+2.4+1.3=6.1$ m.

La distancia interior es de 0.75m pudiendo llegar con extensiones provistas por el contratista de hasta 6 metros.

La superficie de la entibación es de aproximadamente de 46.7 m².

-El valor del arriendo de cada Modulo es \$815.000/mes + iva.

Por lo tanto el valor del metro cuadrado de entibación con este método es de \$
17.451

CAPITULO III

EXCAVACIONES BAJO NIVEL FREATICO

3 - General

Toda masa de suelo esta constituida no solo de materia sólida sino también de una porción de líquidos y otra de gases. Cuando descendemos encontramos un nivel donde el agua ocupa en su totalidad los espacios vacíos ocupados por los gases, este nivel es conocido como Nivel Freático.

Ocurre en estratos permeables del terreno las cuales por sus características pueden almacenar agua entre sus poros.

Tal nivel puede determinarse en terreno si es un nivel muy superficial o en laboratorio mediante el ensayo de contenido de humedad de la muestra. En el nivel donde el suelo sea saturado sabremos que estamos en presencia del nivel freático.

Este nivel depende de muchos factores los cuales encontramos:

- Temperatura pues en sectores donde el calor es mayor este nivel se presenta en grandes profundidades.
- Aguas lluvias
- Aguas pluviales
- Calidad y nivel de cohesión del suelo.

Para condiciones donde la infiltración es menor que la que se pierde por filtración hacia ríos lagos o terrenos con menor cota o cohesión el nivel freático baja. Lo mismo ocurre para el caso contrario pero en esa condición el nivel sube.

Este movimiento natural de agua influye directamente en las propiedades de los suelos produciendo cambios en la resistencia, compresibilidad y cambios volumétricos los cuales conllevan a contracciones y expansiones permanentes modificando considerablemente su capacidad de soporte.

3.1 - Permeabilidad

Es la capacidad de un suelo para ser “atravesado” por un fluido. Cuanto mas grandes sean las partículas que componen el terreno mayor será el índice de permeabilidad y cuanto mas permeable sea el suelo mejores serán las condiciones para el drenaje. “Es una estimación cualitativa porque sus "valores" (es decir, clases) son inferidos a partir de la textura del suelo, o de otros sustitutos, en lugar de ser mediciones reales”, Soil Survey Staff, (1996).

La permeabilidad la podemos obtener en el laboratorio mediante un permeámetro (ANEXO A).

3.2 - Agotamiento

Es el conjunto de operaciones necesarias para realizar una excavación y trabajos en profundidad en seco. Tiene por objeto eliminar total o parcialmente el agua existente en los frentes de trabajos y asegurar un nivel freático relativamente constante. Para ello es necesario implementar distintas soluciones para asegurar

un nivel estable y un ambiente donde el agua de las napas subterráneas no influya de manera desfavorable en los trabajos realizados en las zanjas.

Aumenta la resistencia al corte del suelo por reducción de las tensiones neutras.

Esta medida es de vital importancia para el proyecto de una excavación con protecciones pues se ve involucrado directamente en la elección del tipo de solución de entibación a elegir. Una solución con madera no sería aconsejable para una excavación que contenga un nivel freático importante pues el hinchamiento de la misma provocaría no solo pandeos sino también variaciones tanto de la forma como la resistencia de los puntales.

Existen varias fuerzas empleadas en el agotamiento las cuales se deben superar por gravedad o por fuerza mecánica, tales como la resistencia a la filtración (coeficiente de permeabilidad), la capilaridad y la adhesión.

Se deben hacer algunas consideraciones en la elección del método de agotamiento de la napa subterránea.

- Cantidad de agua(flujó)
- Condiciones del terreno
- Profundidad del nivel freático
- Factor económico

3.3 - Proyecto

Deben contemplar la mayor efectividad en menor costo y tiempo de abatimiento.

Para el anteproyecto de agotamiento de deben considerar:

- Naturaleza y características geotécnicas.
- Nivel freático, condición de subidas y bajadas,
- Tiempo de ejecución de la obra de drenaje
- Profundidad de la excavación.
- Método de entibación.
- Mantenimiento de la maquinaria disponibilidad de los distintos sistemas.
- Factibilidad económica.

3.4 - Algunas medidas De Agotamiento

El agua es uno de los factores más importantes dentro de la resistencia y compresibilidad que presentan los suelos, por lo tanto cualquier movimiento o flujo por más lento que sea provocara cambios en la estructura natural de la composición de suelo. Es por ello que se hace importante hacer una buena elección del tipo de sistema de agotamiento a emplear.

Hace ya varias décadas se utilizaba el método de rebajamiento de la capa acuífera donde se utilizaba solamente un punto de absorción. Centrado en la única idea de eliminar el agua dentro del frente de trabajo, sin tomar en cuenta factores como la inestabilidad del terreno ya que al ser un drenaje puntual altera

la estructura del suelo del fondo provocando inminentes erosiones por la forma que ocurre la filtración. A fines del siglo pasado se implemento una nueva técnica de drenaje que implica una serie de pozos evitando la centralización de la absorción el cual tenia un diámetro desde los 20 cm. hasta los 40 cm con el pasar de los años se fue perfeccionando hasta llegar a pozos filtrantes de 2",3",4", 8" que es el sistema que hoy conocemos como Wellpoint.

3.4.1 - Wellpoint

Sistema que involucra un drenaje continuo donde un colector o tubo principal hace el recorrido el cual es conectado a una bomba centrífuga asegurando el rebaje del nivel freático de una manera uniforme.

La estabilidad de la excavación no se ve comprometida puesto que la absorción es homogénea por todo el sector drenado.

La capacidad de aspiración es hasta los 7 metros lográndose con una bomba centrífuga o varias distanciadas conectadas a un mismo colector si la distancia de drenado es amplia.

La capacidad de aspiración horizontal esta determinada por el radio de influencia (punto 3.3) puesto que si obtenemos este dato de prueba de bombeo podemos determinar la distancia máxima que pueden estar las punteras para obtener un agotamiento óptimo.

Esta compuesto por una punta de doble tubo (wellpoint), la parte exterior esta diseñada de tal manera que permita la absorción con la menor perdida y el tubo interior esta diseñado para la succión; este tubo interior no permite la entrada del aire si el tubo no esta sumergido cerrando una válvula que solo permite el paso del agua. Así se asegura un drenaje sin perdidas puesto que es un sistema longitudinal.

Cada Wellpoint esta conectado con el colector principal mediante un tubo vertical liso por medio de uniones giratorias en tiras de un metro.

El colector constituye tubos de 0.6 metros que se enlazan con un acoplamiento que evita la estanqueidad del aire.

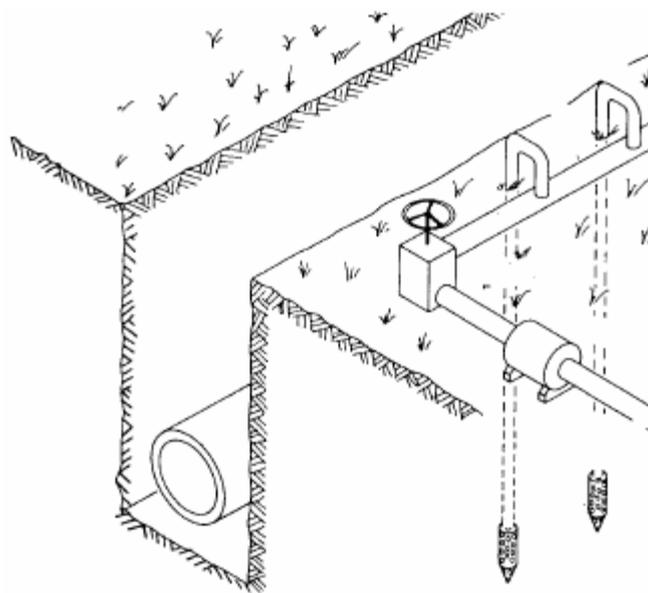


Fig. 3.08 Vista en perspectiva del sistema de punteras Wellpoints

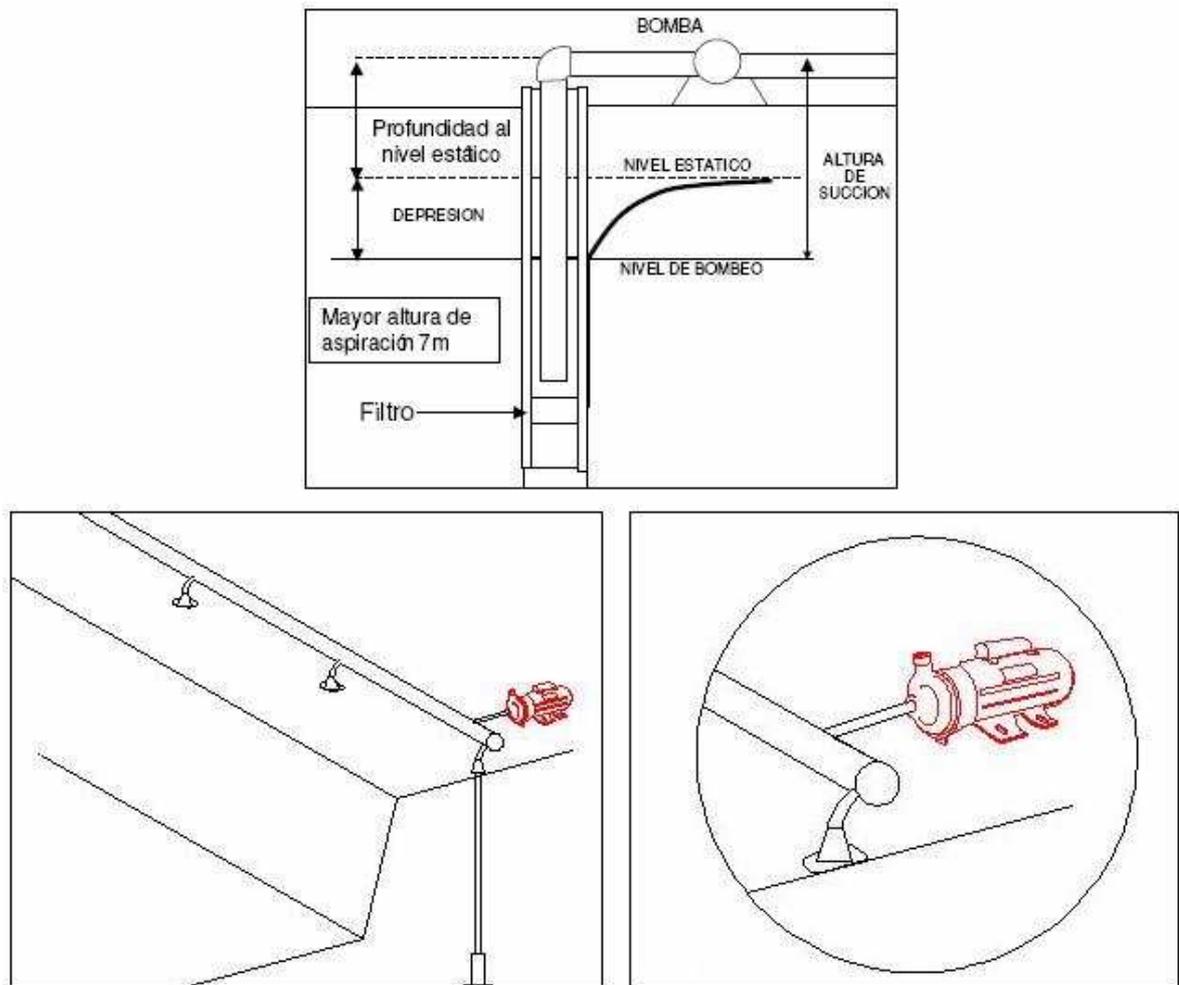


Fig. 3.09 Sistema wellpoint: (a) Corte esquemático del sistema de bombeo. (b) Viste en perspectiva de la distribución de la tubería. (c) Detalle de la bomba centrífuga y su conexión con el colector principal.

3.4.1.1 - Wellpoint con inyección

. Si la altura es mayor a la citada se instalaran redes escalonadas a distintos niveles. El sistema consiste en el mismo método de succión solo variando la disposición de las bombas centrifugas. En este caso, mediante venturis colocados en los pozos por los cuales el agua bombeada circula a gran velocidad.

3.4.2 - Drenaje por Electroósmosis

Este drenaje esta fundado en la química del suelo con relaciones entre los iones y estructura molecular la cual difiere de los objetivos de esta memoria.

Es por ello que solo nombraremos sus características generales sin entrar en detalles.

Este método es muy poco utilizado por su poca práctica por su poca economía y autonomía puesto que depende de la energía eléctrica lo cual se hace difícil para situaciones donde no se disponen de un suministro de energía eléctrica. Utiliza dos electrodos los cuales se les hace pasar corriente eléctrica entre los mismos. Este sistema solo permite un flujo relativamente constante para facilitar el bombeo en un punto concentrado o en un pozo que se ubica en el cátodo. Anteriormente nombramos los factores que hacen poco conveniente el agotamiento realizado en un solo foco de bombeo (inestabilidad, erosión, pérdida brusca de la forma del terreno, etc.)

La cantidad de energía que se requiere para desplazar una cantidad de agua es importante y por necesidades económicas se hace poco factible.

CAPITULO IV

4 - Materiales a Emplear

4.1 - Sistema de Cajones

4.1.1 - Codales

El codal es un elemento de vital importancia en las entibaciones pues dependiendo de su estructura y su resistencia será en gran medida la capacidad de soporte transversal de la estructura de retención.

Según la Norma Nch349.Of1999 define codal como “Travesaño, elemento resistente, atravesado horizontalmente entre taludes de una excavación y que solo trabaja como puntal”.

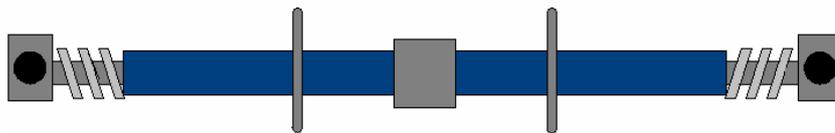


Fig. 4.01 Codal resistente regulable/Elaboración Propia.

Los codales pueden tener dimensiones variables desde 1m hasta las de 3 o 4 metros reforzados.

Su carga admisible es del orden de los 35 kN sin refuerzo. Los codales reforzados pueden llegar a los 70 kN.

Con dos pernos ajuste sin escalonamiento carga admisible 35KN

4.1.2 - Llave de Codal

La llave de codal (Fig. 4.02) no solo sirve para el sistema de cajones sino también para el de guías deslizantes y es el elemento que tiene la función de dar el aprete a los codales una vez instalados en la excavación para asegurarla en su posición final.

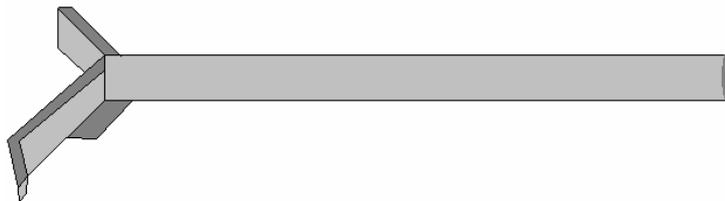


Fig. 4.02 Llave de codal /elaboración Propia.

4.1.3 - Paneles Laterales:

Los paneles laterales resistentes son independientes retienen y dan soporte lineal en la dirección longitudinal de la excavación. Por poseer una gran área se produce una desviación de las cargas laterales recibidas dispersándola por todo su longitud y transmitiéndolas a los puntales resistentes.

Cuanto mayor es la longitud del panel mayor será dicha dispersión.

Se pueden lograr distintas profundidades acoplando paneles de distinto tamaño. Debe contener orificios para la colocación y fijación de los codales resistentes. En su parte superior traen un anillo donde se colocan las cadenas o los eslingues para su extracción, los cuales pueden ser removibles dependiendo del modelo y del fabricante. La resistencia final del modulo según fabricantes esta en el rango de los 30-45 kN/m² sin necesidad de la utilización de codales reforzados.

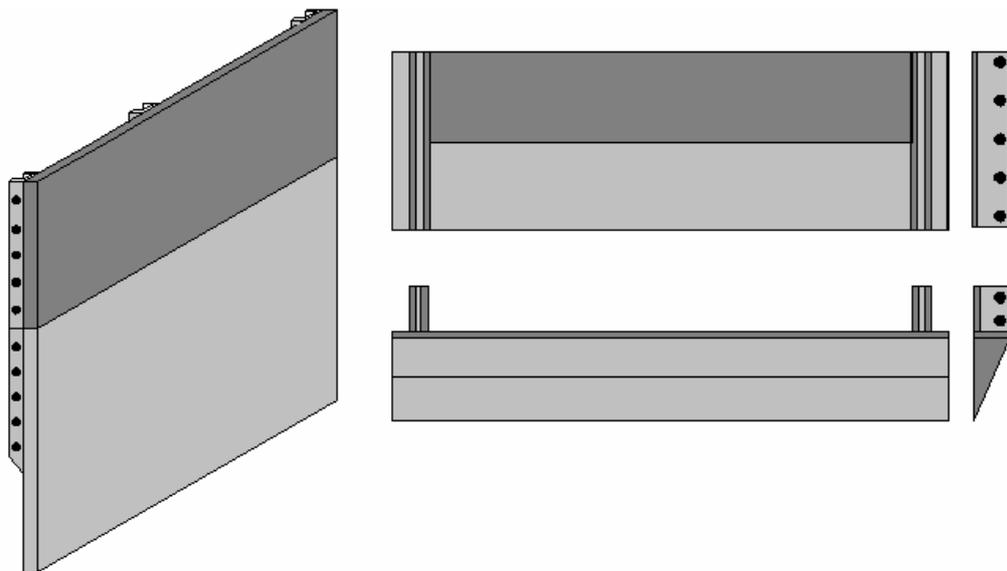


Fig. 4.03 Paneles resistentes laterales del sistema de cajón/Elaboración Propia..

4.2 - Sistema Guías Deslizantes

4.2.1 - Codales y Alargaderas

El sistema doble corredera utiliza codales como lo vimos anteriormente con las mismas condiciones y usos.

Para el sistema paralelo se utilizan alargaderas o puntales perfil H con distintas dimensiones las cuales pueden combinarse para ajustarse a las distintas condiciones necesarias.

Tales dimensiones dependerán del proveedor pero se estiman valores estándar.

En caso de petición se suministran alargaderas de longitudes especiales.

Longitud Alargaderas (m) 0,275 0,55 1,10 1,65 2,20

Las alargaderas deben ser unidas mediante cuatro o seis tornillos hexagonales M275

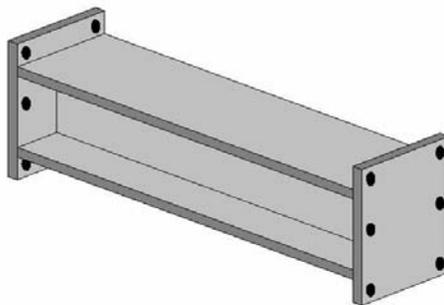


Fig. 4.04 Alargaderas Sistema Paralelo Apernables./Elaboración Propia.

Según la longitud final de las alargaderas será la presión máxima que podrá soportar la estructura. Estos valores no son fijos y varían según el tipo de perfil.

Los valores que manejan en Chile usando el sistema internacional de entibaciones oscilan entre los valores encontrados en la siguiente tabla:

Nº alargaderas	Presión máxima (kN)	Ancho interior (m)
0	491	0,78 – 1,22
1	491	1,33 – 1,77
2	491	1,88 – 2,32
3	437	2,43 – 2,87
4	372	2,98 – 3,42
5	310	3,53 – 3,97
6	285	4,08 – 4,52

Tabla 4.01 Tabla referencia de presión máxima admitida para distintos anchos interiores.

Dichos valores tendrán variaciones dependiendo de los espesores nominales.

Se puede hacer solicitud para solicitaciones superiores a las presentadas en la tabla 4.01. Pero para el presente estudio se hacen irrelevantes pues las presiones características siempre serán menores a las expuestas.

4.2.2 - Paneles Deslizantes

Así como en el sistema de cajones la idea de los paneles en este sistema es dispersar la fuerza solicitante, reteniendo el soporte de apuntalamiento lineal en la dirección longitudinal de la zanja.

El sistema tiene distintas posiciones para que los paneles inferiores y superiores queden en distinto plano para facilitar su extracción.

Los paneles inferiores son de mayor espesor para asegurar un mayor soporte en la parte de mayor sollicitación como en la Fig. 4.05

En caso de ser necesario para su extracción tienen un sistema de fijación que permite que los paneles puedan ser unidos entre si para su extracción.

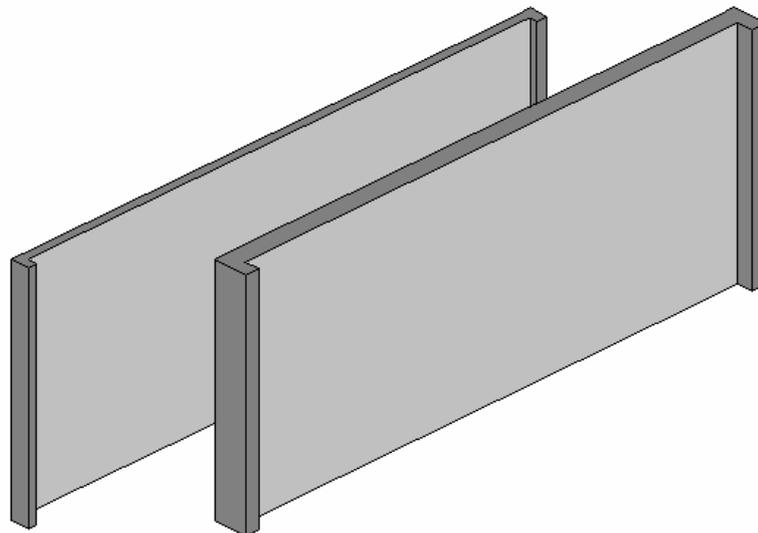


Fig. 4.05 Paneles deslizantes. Superior a la izquierda e inferior a la derecha.
/Elaboración Propia.

4.2.3 - Soporte de Apuntalamiento (Guías)

El soporte apuntalamiento lineal puede encontrarse en el mercado desde longitudes de 5 hasta los 12 metros. No es necesario que la guía deba ir completamente enterrada ya que pudiera darse el caso que no se ocupara todo el largo del sistema.

El soporte de apuntalamiento sirve de guía para el carro móvil y los paneles deslizantes. Debe ser tal que permita un movimiento vertical tanto de los paneles deslizantes como del carro móvil.

Tiene una forma tal que impide que se llene con material de la excavación.

Junto con el armazón del carro móvil conforman un sistema que actúan como una sola estructura a la hora de recibir las cargas.

Es la guía y soporte para los paneles los cuales tendrán que encajar en el proceso de ejecución de forma expedita, su resistencia no es tan importante pues la carga que recibe la transmite total y directamente al carro móvil.

4.2.4 - Carro Móvil

Cada carro está conformado por dos mitades de carro móvil (Fig. 4.06) unidos linealmente por un apuntalamiento lineal ya sea por cordales o por el perfil H.

El soporte de apuntalamiento lineal sirve de guía y anclaje de posicionamiento del carro móvil. Posee un sistema de rodillos para facilitar al movimiento del carro para sus distintas posiciones y la transmisión de energía presente en el sistema evitando una eventual torsión del soporte principal.

El carro móvil tiene un desplazamiento vertical en el soporte.

Un anclaje de posición controla las fuerzas de tracción. Para compensar el juego de las guías resultante de la fabricación, el tubo intermedio inferior debe prolongarse con una o dos placas de separación, dependiendo del lugar de la instalación.

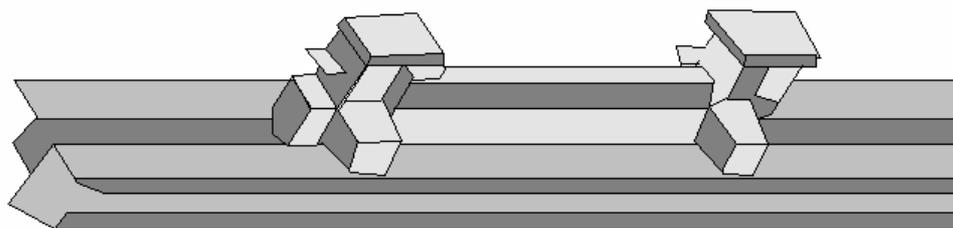


Fig. 4.06 Mitad del carro móvil del sistema de Guías Deslizantes/Elaboración

Propia.

4.2.5 - Eslingas 4 Ramales

Se debe verificar el buen estado de las cadenas que se usen para levantar y manipular el cajón o los elementos de los distintos métodos de entibación.

Deben quedar bien aseguradas a cada panel para la extracción del modulo y colocación de los paneles; Su resistencia mínima debe ser de 3500 kilos por ramal.



Fig. 4.07 Eslingue de cuatro puntas para el retiro de los paneles./Elaboración

Propia.

CAPITULO V

5 - PROCESO DE EJECUCION

5.1 - Estimación del equipo necesario para el Montaje

El equipo humano que estimamos necesario por frente de trabajo, es:

- Un capataz, jefe de equipo o similar.
- Un carpintero, albañil o similar.
- Tres o cuatro jornales.

Para la colocación así como la manipulación de los módulos se hará necesaria la utilización de una retroexcavadora de 20 toneladas para contrarrestar el esfuerzo lateral ofrecido por el suelo.

5.2 - Proceso ejecución Entibaciones Metálicas:

5.2.1 - Sistema de Cajones

El peso de cada módulo dependerá de cada fabricante. Según referencia internacional el peso varía entre 2 ton y 2.6 ton.

Los módulos deben colocarse con excavadoras de mínimo una carga resistente de 20 toneladas para la aplicación de presión el modulo (pasos que veremos posteriormente en este mismo capítulo).

Además debe estar provista de cadenas capaces de soportar a lo menos 3 toneladas de tracción.

Los codales de este tipo de entibación es articulable. Usaremos esta propiedad para la colocación de la entibación pues nos permitirá una gran movilidad vertical pero un movimiento nulo en forma horizontal.

5.2.1.1 - Ensamble Del Modulo

Los módulos son independientes por lo que debemos realizar este procedimiento para cada modulo a instalar. A diferencia del sistema de rieles los cuales veremos en la siguiente sección.

El modulo debe ponerse en forma tendida en la cercanía del eje principal realizado en el replanteo con anterioridad (Fig.5.01)

Se deben colocar los codales en forma vertical apernándolos completamente si el sistema esta provisto de un brazo articulado con amortiguación (Fig.5.02) de lo contrario se deben dejar los pernos flojos para que pueda existir una cierta holgura en la hora de la instalación en zanja.

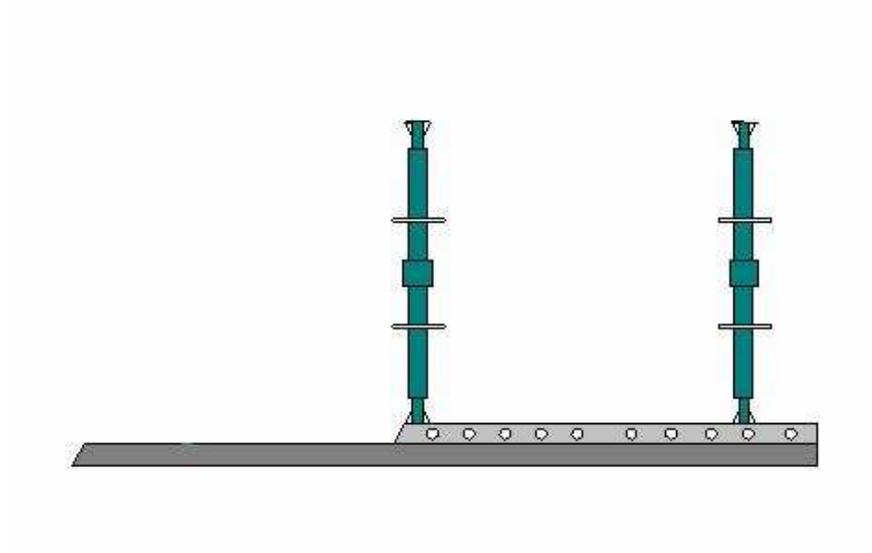


Fig.5.01 Posición Inicial para el ensamble del modulo del sistema de cajones./Elaboración Propia.

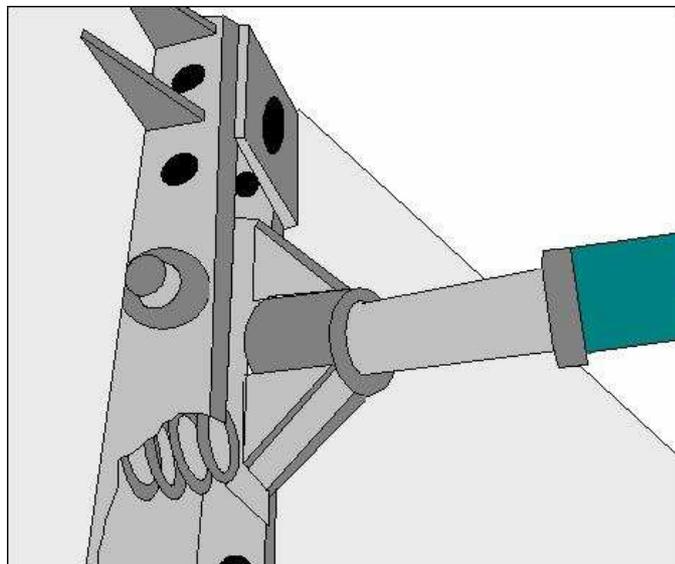


Fig. 5.02 Detalle del empotramiento entre los codales y el panel del Sistema de Cajones./Elaboración Propia

Luego se procede a colocar el otro panel resistente con la ayuda de una excavadora mixta o de ser necesaria una retroexcavadora para tener mayor rango de movimiento. Este panel al igual que el primero se fija con pernos firmes o con holgura dependiendo del caso.

Todo este proceso se hace en tendido para evitar la necesidad de realizar el trabajo con el panel de pie pues implica mayor riesgo y esfuerzo de los trabajadores. Con este proceso la maquina realiza todo el trabajo necesario.

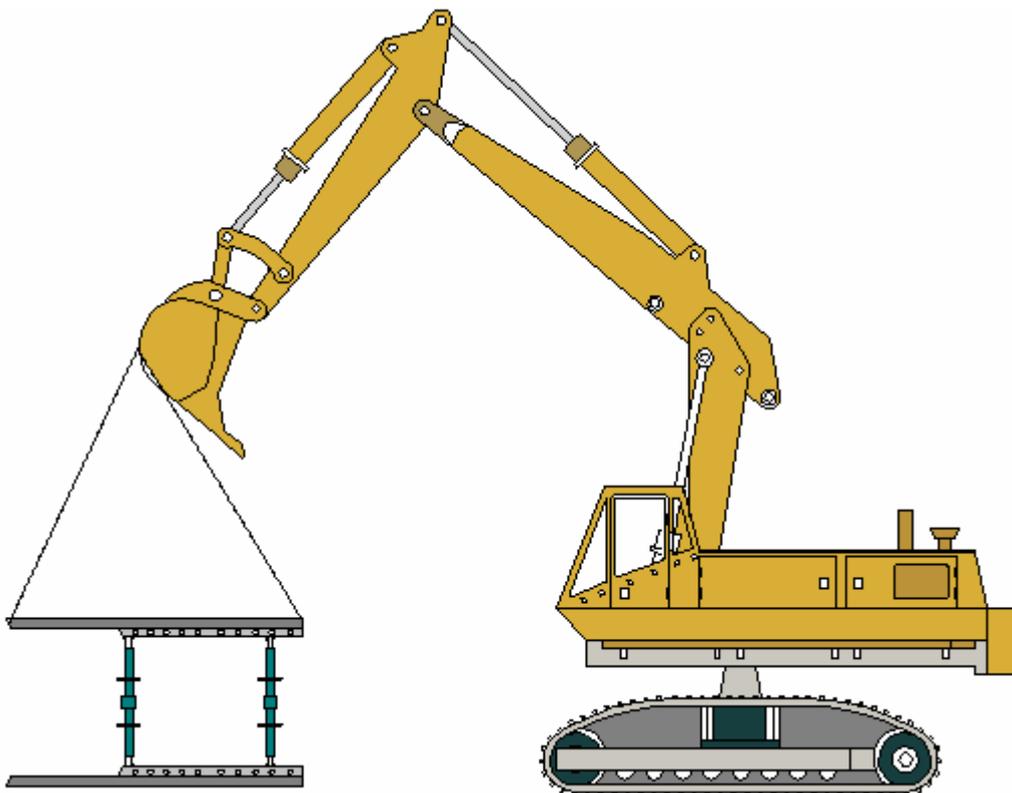


Fig. 5.03 Ensamble Final del primer modulo, Sistema de Cajones utilizando una excavadora./Elaboración Propia.

Una vez montado el modulo (Fig. 5.04) se posiciona al margen del eje principal de la excavación. Es recomendable para mejorar el avance que se realicen varios módulos para la hora de la colocación realizar los procedimientos con una velocidad de avance constante y tener la maquina realizando una labor por vez.

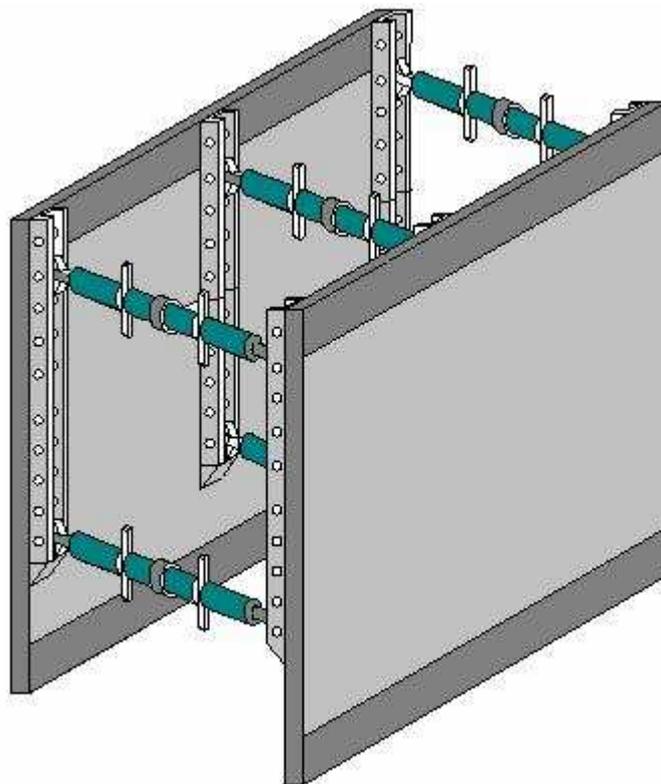


Fig. 5.04 Vista en Isométrica del modulo ensamblado del Sistema de Cajones./Elaboración Propia.

5.2.1.2 - Colocación del Módulo:

Se realiza una pre-zanja entre 50 cms y 1.5 metros dependiendo de la profundidad final de la excavación en todo el perímetro a excavar.

Se coloca el modulo alineado con el eje principal por el cual se ira guiando por todo el recorrido

Por último, se realiza la excavación hasta la profundidad deseada por el interior del modulo el cual ira descendiendo de manera progresiva pues el operador de la maquinaria debe realizar la excavación de tal manera que lo permita.

De ser necesario la maquinaria debe hacer presión sobre el modulo como lo indican las figuras 5.05 y 5.06 para que esta descienda de forma correcta asegurando así su estabilidad una vez terminada su colocación.

Los módulos posteriores deben colocarse usando la misma metodología.

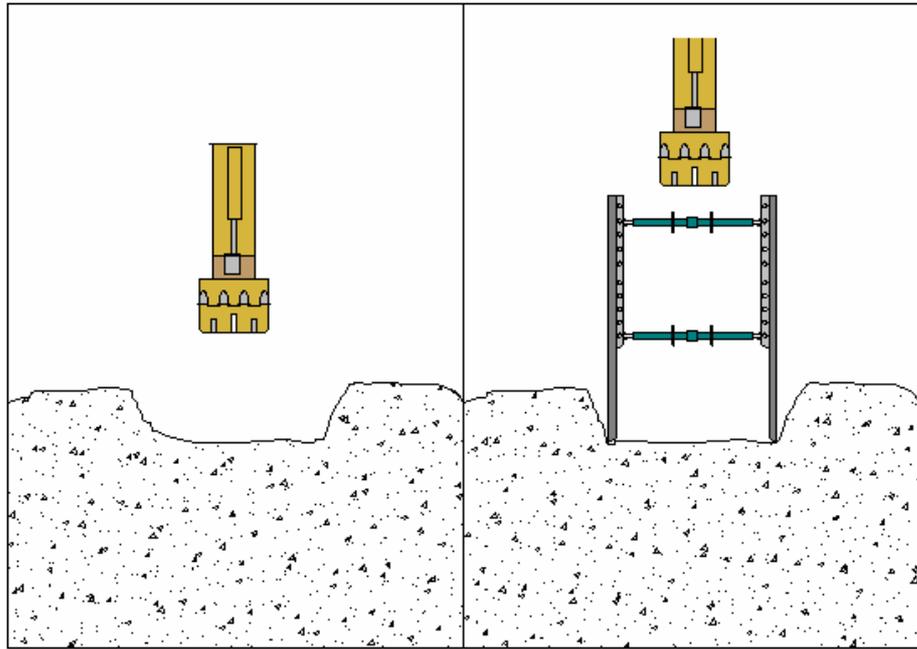


Fig. 5.05 Realización de la prezanja de excavación y luego la presentación del modulo. /Elaboración Propia

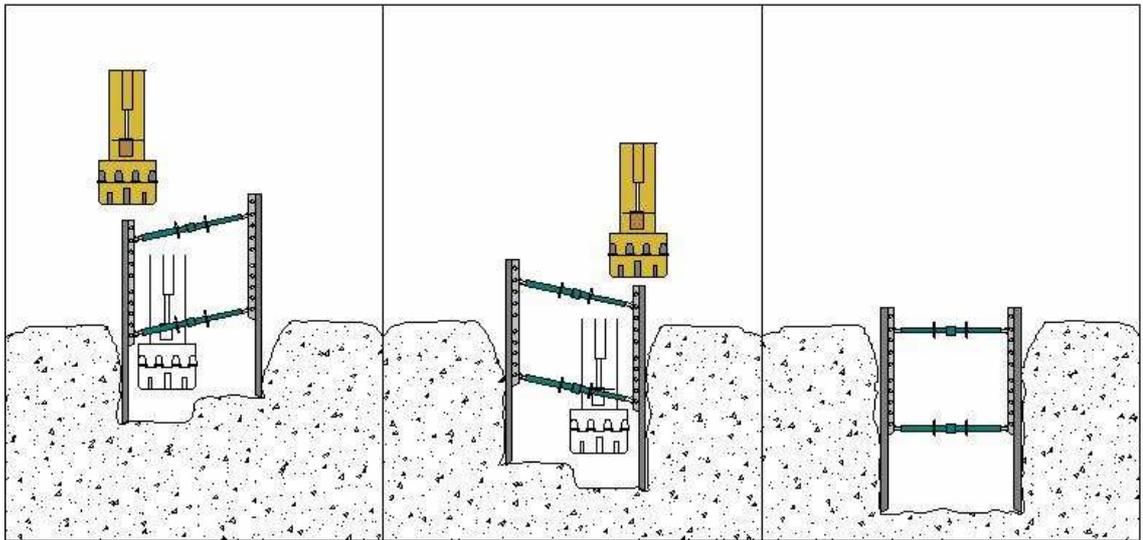


Fig. 5.06 Colocación final del modulo del Sistema de Cajón./Elaboración Propia.

5.2.2 - Montaje de los Sistemas con Guías Deslizantes

Este sistema requiere una excavadora de 20 toneladas para su manejo.

No por el peso que implica la estructura en si sino por la fuerza que requiere su manejo en la colocación.

Procederemos a especificar el método de ensamblaje y colocación de la estructura del modulo puesto que para los dos tipos (Sistema de doble corredera y Sistema Paralelo) es el mismo, estos dos sistemas cabe recalcar que solo difieren en los codales pues el sistema paralelo utiliza perfiles en H y el de doble corredera utiliza codales móviles o fijos dependiendo de la estructura a utilizar.

Si los codales del sistema de doble correderas fueran móviles o articulados se procede la instalación como se explico en el montaje del sistema de cajón pues se utiliza esta característica dinámica para aumentar la velocidad de colocación e inicio de obra.

5.2.2.1 - Montaje Marco Guía

El primer paso para la instalación de la entibación es la creación del pórtico o marco guía.

Por ser un sistema de correderas donde las planchas laterales se montan en las guías debemos hacer un pórtico con ellas para que soporten esas planchas en ambos lados.

Este sistema trae un marco móvil que eventualmente podría ser reemplazado por un riel fijo con espacios para la colocación de la fijación de los codales. Su colocación debe ser realizada afuera de la excavación.

5.2.2.2 - Ensamble del Carro Móvil

Se coloca un pilar del marco, el cual trae una canal de guías, en forma horizontal y se procede a instalar sobre el riel el marco móvil el cual recibirá los codales transversales entre los laterales de la entibación.

Se deja sujeto con pernos pasados para que el marco no quede fijo a las guías permitiendo un desplazamiento en la estructura.

Toda la operación se puede realizar en tendido si la luz a cubrir es demasiado grande y la utilización de maquinaria resulta ineficiente.

De ser necesario por el peso también se recomienda la utilización de una excavadora.

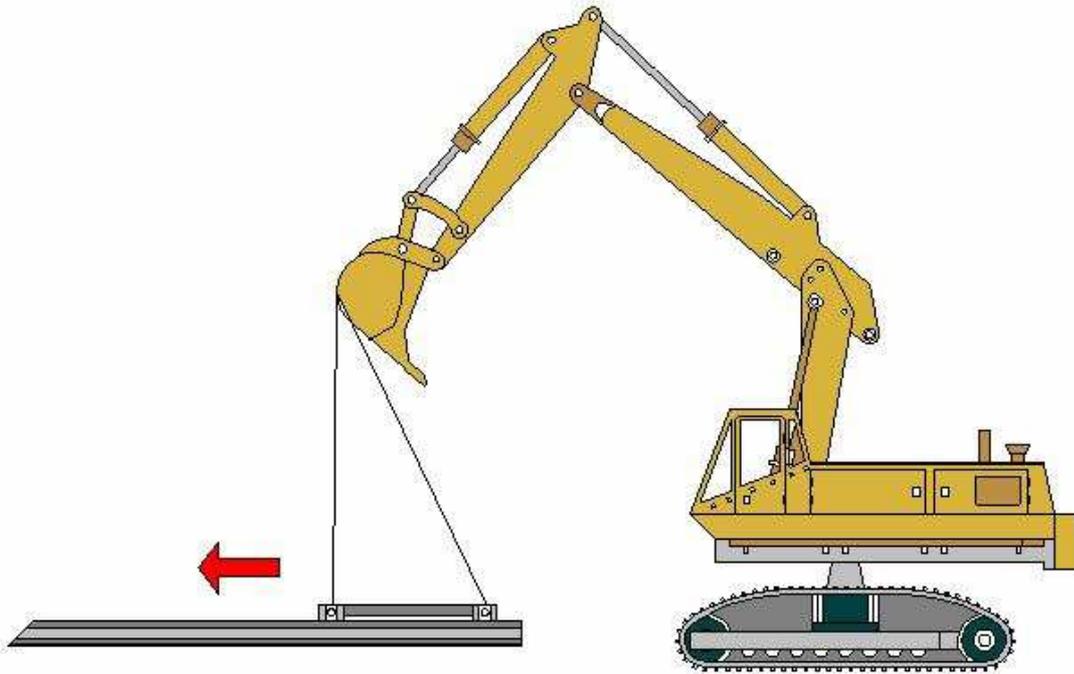


Fig. 5.07 Colocación del primer Marco Guía con utilización de una excavadora./Elaboración Propia.

5.2.2.3 - Ensamble de los Codaes

Se colocan los codaes previamente ensamblados con la medida elegida previamente. Se aperturan para lograr el ancho deseado de la excavación.

En algunos casos el sistema utiliza Juntas de Dilatación que son generalmente realizadas con goma para evitar el roce acero/acero la cual debe ser instalada en este paso.

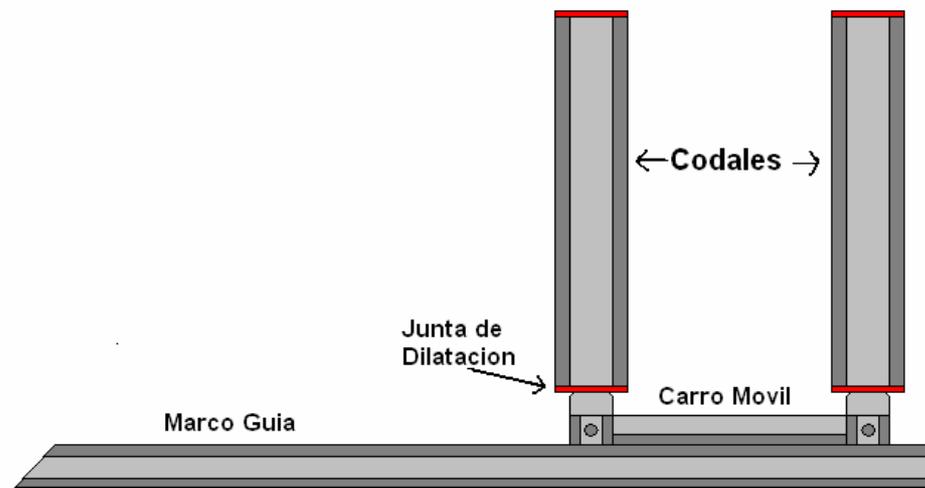


Fig. 5.08 Montaje vertical de los Codales. (Perfiles en H para el Sistema Paralelo y Codales regulables para el Sistema de Doble Corredera. /Elaboración Propia.

5.2.2.4 -Ensamble final del Marco Guía:

Este paso es el más importante para la realización Marco Guía y el que implica mayor riesgo.

Se debe montar otro pilar del marco principal sobre el colocado anteriormente en forma horizontal.

Para ello se utiliza necesariamente una retroexcavadora de poca envergadura para el sostenimiento del pilar guía sobre la estructura montada previamente el cual será implementado con un sistema de correas o cadenas resistentes para la elevación de la viga.

Luego se procede a la colocación de las juntas de goma si las hubiere y se apertura todo el sistema de forma definitiva.

Su colocación debe realizarse con las mayores medidas de seguridad.

Como la armazón se necesita una grúa mecánica o retroexcavadora para su colocación para luces superiores a 4 metros la creación del marco debe hacerse en forma tendida en un lugar despejado y de la misma manera en la disposición de las juntas y en los pasos anteriores correspondientes.

Se deben realizar dos Marcos Guía para tener un “cuerpo” o sistema completo de guías deslizantes.

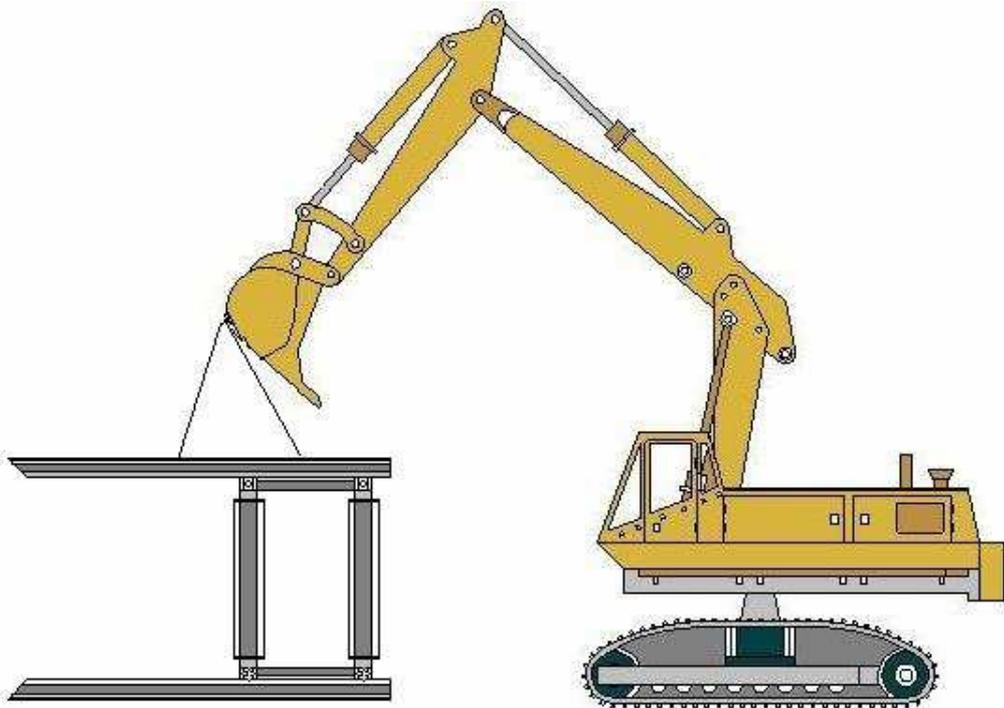


Fig. 5.09 Montaje final del segundo pilar utilizando una excavadora./Elaboración Propia.

5.2.3 - Montaje e Instalación del Sistema con Guías Deslizantes

5.2.3.1 - Excavación Previa:

Luego del montaje del marco principal debemos realizar el replanteo topográfico el cual nos indicara el eje y el ancho que deberá seguir la intubación a colocar, en ese eje debe estar situado nuestro centro del modulo a colocar.

Se realiza una pre-zanja de 50 cms de profundidad en todo el perímetro a excavar, luego se debe realizar una sobre-excavación de 1,5 metros en la cual se apoya el primer marco guía. Por ser la primera excavación se recomienda una holgura de 70 cm la cual se reducirá luego del segundo modulo instalado.

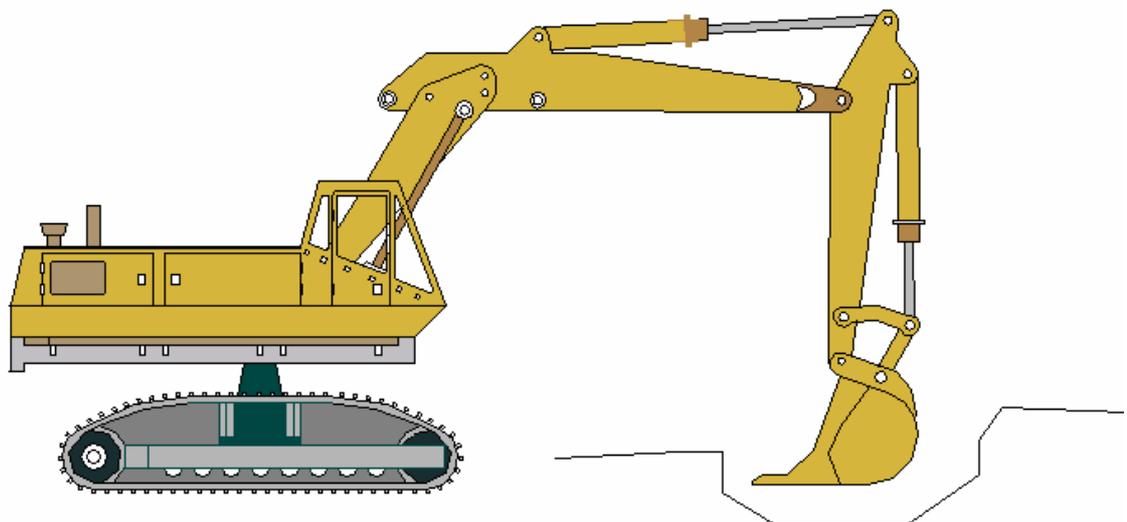


Fig. 5.10 Realización de una prezanja de excavación con una retroexcavadora./Elaboración Propia.

5.2.3.2 - Colocación del primer Módulo:

El primer marco de las guías deslizantes se coloca la línea del eje posicionado en el replanteo. En forma lo mas vertical posible.

En esta etapa el carro deslizante debe posicionarse en la parte inferior para aumentar la resistencia y para permitir la posterior extracción de material dentro de la zanja.

Es de vital importancia que el primer modulo quede bien posicionado pues es la guía a todos los módulos posteriores.

Luego se procede a colocar los paneles laterales en la pre-excavación de 50cm realizadas con anterioridad (de ser necesario se utilizara otra retroexcavadora para mantener vertical el marco guía). Al instalar uno de estos paneles el marco principal ya puede mantenerse por peso propio por lo cual ya no se hará necesaria la presencia de la retroexcavadora de apoyo.

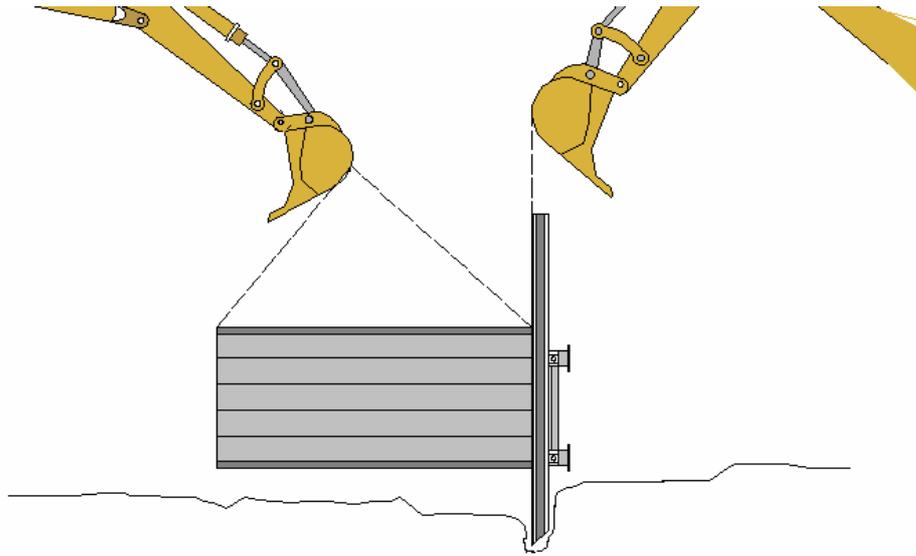


Fig.5.11 Colocación del primer módulo del Sistema de Guías Deslizantes con la utilización eventual de dos excavadoras./Elaboración Propia.

Una vez instalado el primer panel interior procede a instalar el otro panel lateral. Se busca en este paso la alineación no solo del marco guía sino de los paneles laterales asegurando el paralelismo entre ambas estructuras para la recepción del segundo marco guía el cual será instalado con la misma retroexcavadora. El carro guía debe estar en la parte inferior para permitir la excavación final al interior del módulo.

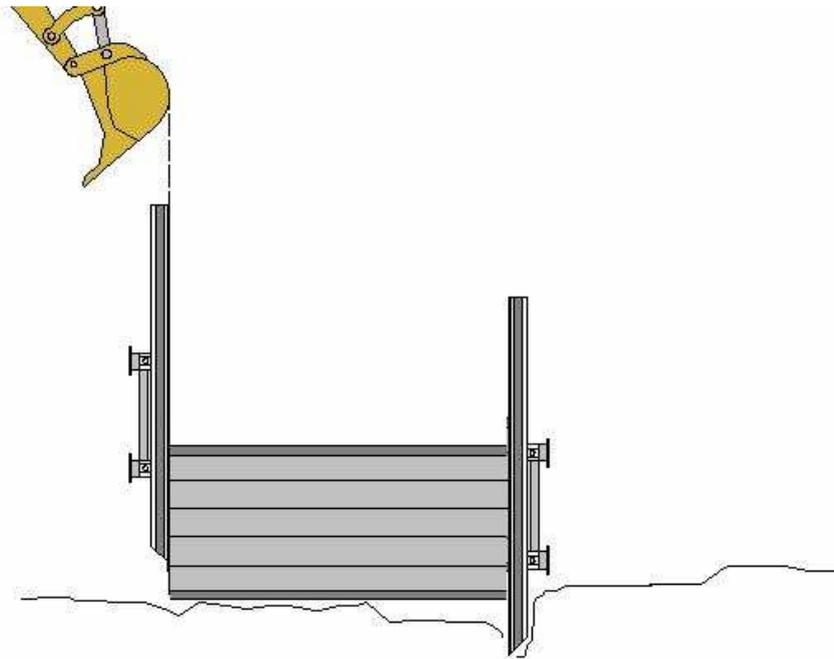


Fig. 5.12 Colocación del segundo Marco Guía para la conformación final del primer modulo./Elaboración Propia.

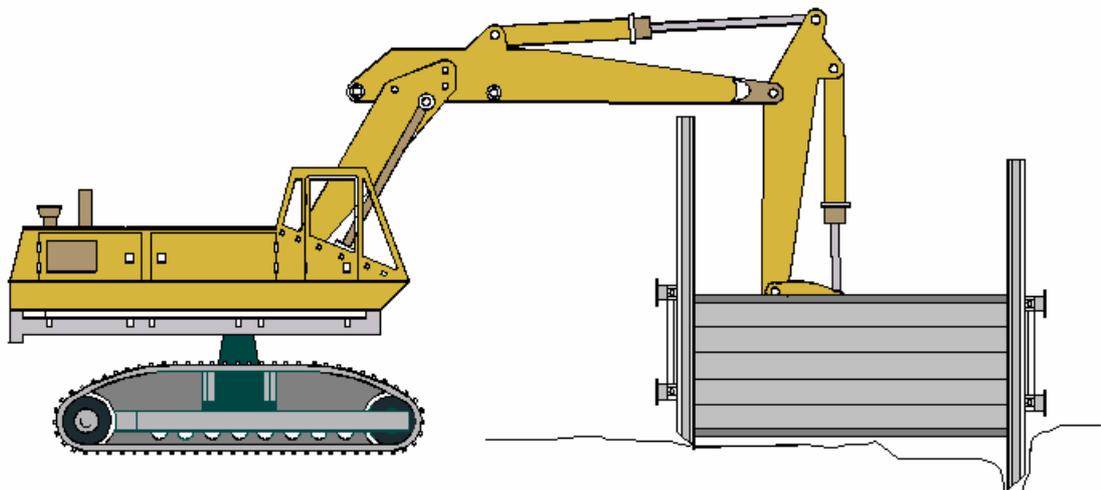


Fig. 5.13 Excavación en el interior del primer modulo para realizar la colocación del primer modulo dentro de la excavación final./Elaboración Propia.

A medida que se realiza la excavación los componentes del modulo se van hundiendo alternadamente puesto que no están apernados sino que unidos solo por el riel deslizante lo que permite que las partes se muevan independientemente.

Se debe tener siempre presente que el marco guía nunca debe quedar del todo enterrado sino que dejar un margen sobre el nivel del terreno para asegurar la totalidad de la excavación.

De ser necesario se utilizara la retroexcavadora para hacer presión sobre los paneles y el marco principal para facilitar el descenso del modulo.

A medida que el modulo principal desciende dependiendo de la profundidad a excavar se hará necesaria la instalación del segundo tablero lateral el cual se colocara cuando el tablero interior haya descendido mas de su totalidad.

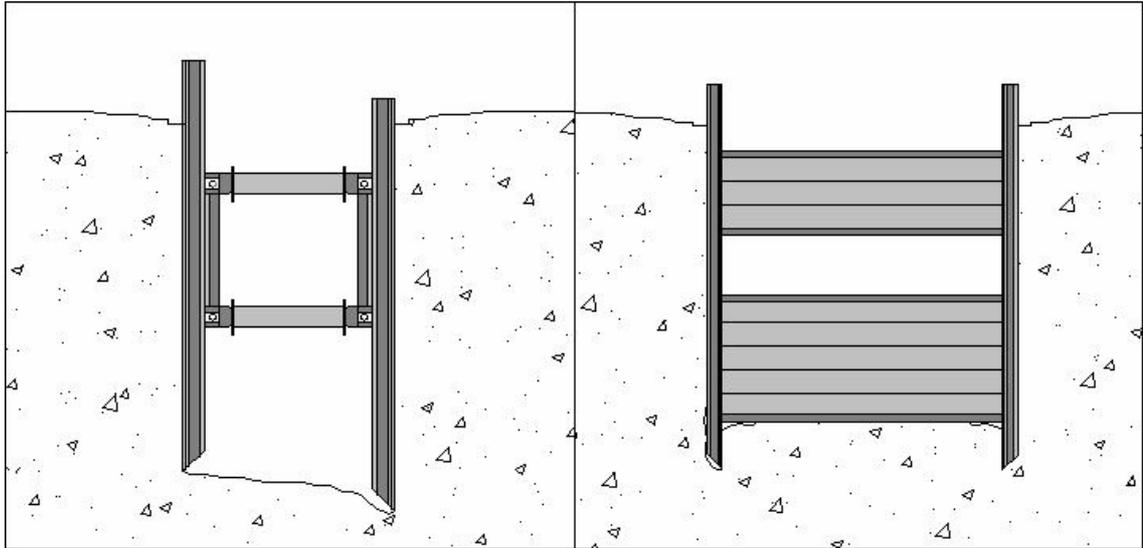


Fig. 5.14 Finalización del montaje y colocación del primer módulo y sus paneles deslizantes.

5.2.3.3 - Colocación de los siguientes Módulos:

Los siguientes módulos se colocan una vez que el primer módulo o el módulo anterior está colocado en su posición final asegurando siempre que este alineado con el eje principal de la excavación. En este proceso es de vital importancia que a la colocación de los paneles laterales sea expedita y que estén paralelos y de la medida del marco principal para que éstos puedan deslizarse libremente por dichos carriles.

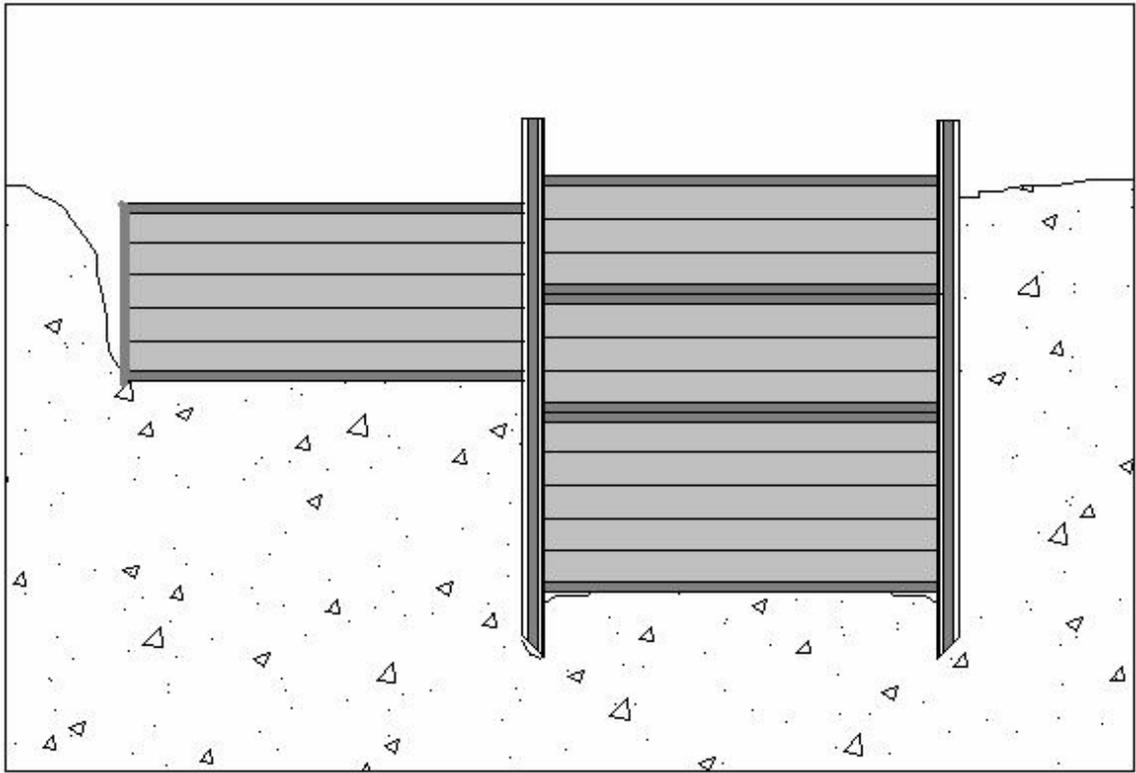


Fig.5.15 Colocación de los siguientes módulos del sistema en forma cíclica.

Luego de la colocación del segundo moldaje completo se procede a la fijación entre los paneles y el marco con pernos para evitar pandeos ocasionados por las fuerzas laterales.

5.3 – Retirada

Mediante la colocación de las cadenas de extracción en los ganchos habilitados en los paneles exterior e interior y en las guías se procede a la retirada del equipo de entibación. Lo primero es la retirada de los paneles interiores, a continuación los exteriores y por último las guías.

Todas las acciones presentadas en este capítulo deben estar respaldadas por el plan de seguridad estipulado en la faena.

En el capítulo VI de la presente tesis se hará mención de las condiciones de seguridad que deben estar presentes durante dichas labores.

CAPITULO VI

Seguridad En la obra

6 - General

El sector económico con más índice de riesgos y un gran índice de siniestridad es el sector de la construcción.

Esta alta tasa de accidentes se justifica por circunstancias que no se presentan en los otros sectores económicos como lo son los centros de trabajo temporales, varias empresas en el centro de trabajo, actividad itinerante y permanente cambio de los lugares de trabajo, entre otros.

Las causas son infinitas debido a la gran variedad de labores y riesgos que implican las diferentes faenas en este ámbito.

Es por ello que es vital una planificación preventiva para aminorar los factores de riesgo presentes en nuestra labor y disminuir mediante la organización el número de accidentes producidos.

En este capítulo procederemos a realizar un plan de seguridad "tipo" para excavaciones en general que contengan obras de contención lateral.

Sin fines de hacer referencia a la parte legal o las normas legislativas de comités, orden, reglamentos que deben hacer cumplir los I.T.O. o las funciones que deben ejercer los expertos en prevención de riesgos pues estos escapan de nuestro objetivo.

La norma chilena que hace referencia a la seguridad en excavaciones y a la cual debemos regirnos es la Nch349.Of1999 Construcción – Disposiciones de seguridad en excavación.

En esta norma solo se hace mención a las entibaciones de madera y eventualmente metálicas.

También tomamos como referencia el Manual de Riesgos en Excavaciones de la Mutual de Seguridad CChC (Cámara Chilena de la Construcción)

Este capítulo hará énfasis en las medidas de prevención en la colocación y extracción de las entibaciones donde existe el mayor factor de riesgo, anulando los derrumbes eventuales de suelo con las entibaciones.

Establecer un Procedimiento seguro para la realización de una excavación

Toda obra de construcción, deberá contar con un **Plan de Seguridad y Salud** para garantizar no solo la integridad física sino también la salud de sus trabajadores, sean estos de contratación directa o subcontratada y toda persona que de una u otra forma tenga acceso a la obra e interfiera directa o indirectamente en las faenas de excavación, colocación y retiro de entibaciones, colocación de tubos, relleno, compactación y otra obra dentro del(los) lugares de trabajo.

El plan de seguridad y salud, deberá estar ligado a todo proceso de construcción.

6.1 - Objetivo del Plan de Seguridad

El objetivo principal del plan de seguridad es dejar estipulado las directrices a seguir en casos tipo de excavaciones a cielo abierto.

Las características de seguridad en este tipo de obras son idealizadas a estilos estándar los cuales no incluyen situaciones especiales las cuales podrían variar en pequeña proporción el objeto principal de esta materia.

En ningún caso este capítulo tendrá efecto legal o intenta dejar de lado ninguna norma vigente en Chile sino dar una idea de un plan de seguridad estándar para las excavaciones destinadas a la colocación de tuberías colectores, mediante excavaciones entubadas.

Dentro del objetivo general tenemos:

- Buscar la preservación de la integridad de todos los trabajadores o personas involucradas en las faenas.
- Aminorar a toda costa los riesgos a través de la organización.
- Asesorar las instalaciones que se vieran involucradas y establecer un parámetro único para la prevención de accidentes
- Asesorar las instalaciones para la Higiene y el Bienestar de los trabajadores y salud social.

- No solo establecer las normas sino asegurar la buena utilización de los elementos de seguridad involucrados.
- Proporcionar a los trabajadores mediante la capacitación los conocimientos necesarios para el uso correcto y seguro de los útiles y maquinarias que estén a cargo.
- Definir los parámetros a seguir en caso de una emergencia garantizando así una adecuada evacuación y rápida asistencia a heridos involucrados si los hubieren.

6.2 - Características de la Obra

Se deben tener presentes en las características de la obra los planos, especificaciones técnicas, número de trabajadores, tipo de excavación, ya sea excavación profunda semi profunda o superficial, Estudio geotécnico, persona competente la cual tendrá ciertas responsabilidades en eventuales accidentes.

Dentro de la caracterización se debe incluir un programa general de ejecución, fuerza laboral y recursos físicos a utilizar.

6.3 - Responsabilidades:

En este apartado se deben estipular las funciones, responsabilidades legales y de trabajo del personal que gestiona, verifica las actividades que se establecen como riesgosas, de ellos podemos destacar los siguientes cargos:

- Jefes de la obras
- Supervisores de obra
- Inspector de Seguridad

La persona a cargo del plan de seguridad:

- Debe determinar las condiciones del suelo y decidir, mediante un estudio previo la necesidad de la entibación y sistema a emplear.
- Debe inspeccionar las operaciones de la faena diariamente y posterior a lluvias, helada o cambios drásticos en el clima para prevenir eventuales problemas debido a cambios en las características del terreno
- Revisar y corregir cualquier tipo de peligro, potencial o verdadero (Actos y condiciones)
- Tiene la facultad para detener faenas que no se estén ejecutando bajo el plan de seguridad o que no sean seguras por su género o su mal manejo.
- No solo debe estar, sino que, es de vital importancia su presencia dentro de las labores que se estén realizando dentro, en la cercanía, o en cualquier labor relacionada con la excavación en si.

6.4 - Riesgos y Medidas Preventivas en las actividades de Obra

Debemos determinar los riesgos potenciales presentes en toda excavación para luego ejecutar un plan de desarrollo, medidas preventivas y de contingencia.

Previo a la elaboración de procedimientos de trabajo, se deberá realizar un análisis de riesgos de la obra; Dicho análisis tendrá por finalidad la identificación de riesgos potenciales asociados a cada una de las actividades relacionadas a la excavación, entibación, y todas las tareas ligadas directa o indirectamente a la obra y se propondrán medidas preventivas para eliminar o controlar dichos peligros para mantener un control de los posibles problemas y sus soluciones.

Luego se deberá identificar los riesgos por su magnitud separando los que sean "Riesgos Críticos" los que deberán ser prioridad y deberán ser atendidos en forma inmediata.

Podemos efectuar una valoración de los riesgos propuesta por el Instituto Nacional de Seguridad e Higiene en el Trabajo de España la cual determina el valor de riesgo a partir de una combinación de probabilidad de ocurrencia del suceso con las consecuencias que tendría en el caso de producirse.

Dicho instituto utiliza una tabla de medidas y efectividad frente a la ocurrencia del hecho riesgoso del accidente propiamente tal catalogando con colores la relevancia presente y las medidas inmediatas que deben realizarse.

La tabla representa un buen método a seguir a la hora de la determinación

Riesgos y acciones inmediatas:

RIESGO	ACCION Y TEMPORIZACION
Trivial	No se requiere acción específica
Tolerable	No se necesita mejorar la Acción Preventiva. Sin embargo se deben considerar soluciones más rentables o mejoras que no supongan una carga económica importante. Se requieren comprobaciones periódicas para asegurar que se mantiene la eficacia de las medidas de control.
Moderado	Se deben hacer esfuerzos para Reducir el riesgo, determinando las inversiones precisas. Las medidas para reducir el Riesgo deben implantarse en un período determinado. Cuando el Riesgo moderado está asociado con consecuencias extremadamente dañinas, se precisará una acción posterior para establecer con más precisión, la probabilidad de daño, como base para determinar la necesidad de mejora de las medidas de control.
Importante	No debe comenzarse el trabajo hasta que se haya reducido el Riesgo. Puede que se precisen recursos considerables para controlar el riesgo. Cuando el Riesgo corresponda a un trabajo que se está realizando, debe remediarse el problema en un tiempo inferior al de los riesgos moderados.
Intolerable	No debe comenzar ni continuar el trabajo hasta que se reduzca el riesgo. Si no es posible reducir el riesgo, incluso con recursos ilimitados, debe prohibirse el trabajo.

Tabla 6.01 Prioridades de ejecución según Instituto Nacional de Seguridad e Higiene en el Trabajo de España

6.4.1 - Determinación de Riesgos Potenciales

Para cumplir los estándares del plan de seguridad debemos realizar un listado de riesgos potenciales presentes en todas y cada etapa de las faenas:

En el Manual de Riesgos en Excavaciones de la Mutual de Seguridad CChC (Cámara Chilena de la Construcción) se hace mención de varios agentes peligrosos potenciales en excavaciones:

- Derrumbes y atrapamientos de paredes laterales o de material retirado al socavar los cimientos.
- Caídas de personas desde pasarelas o escalas.
- Golpes por caídas de herramientas y otros elementos dentro de las excavaciones.
- Caídas de trabajadores.
- Contacto eléctrico con redes subterráneas.
- Intoxicación por acumulación de gases al interior de la excavación.
- Caída de elementos fijos.

De los cuales según nuestro estudio podemos agregar:

1. Acumulación de Agua
2. Condiciones meteorológicas adversas
3. Caída de Maquinaria en la excavación.
4. Problemas de desplomes en edificios colindantes.

5. Riesgo Respiratorio.
6. Inhalación de sustancias tóxicas
7. Atrapamientos por partes móviles de la maquinaria que interactúan en la colocación y extracción de los módulos.
8. Ruido, contaminación acústica.
9. Vibraciones

6.4.2 - Medidas Preventivas

Una vez identificados los riesgos se deben proponer medidas de control que serán el pilar para la elaboración de conductas seguras que se deberán incluir en el plan de control y de seguridad.

Debe existir una buena comunicación entre lo estipulado y lo real, pues, para que tenga efectividad el plan de trabajo debe existir una retroalimentación.

Esta comunicación puede darse mediante capacitaciones folletos charlas diarias o cualquier medio que permita una comunicación fluida.

Dentro de las medidas preventivas podemos nombrar:

- Entibaciones
- Agotamiento de la napa subterránea.
- Protecciones en el borde de las excavaciones.

- Adecuada separación entre el tránsito de vehículos particulares y maquinaria pesada.
- Evitar trabajadores en el radio de acción máquinas.
- Señalización adecuada en todas las labores.
- Maquinaria con señalizaciones adecuadas.
- Evitar el acopio de materiales en las cercanías de la excavación.
- Vigilancia del estado de los edificios colindantes.
- Distancia segura de las líneas eléctricas
- Control periódico de las faenas.
- Capacitación.

6.5 - Inspecciones de Seguridad

La inspección de seguridad es un método analítico el cual, mediante la observación, directa en terreno de los procesos constructivos que se están realizando identifica los focos de peligro y las situaciones peligrosas.

Debe ser realizada por un profesional competente y debidamente acreditado para efectos legales pero que en su género debe ser un encargado de velar por el correcto funcionamiento de las faenas existentes a nivel de seguridad.

El objetivo principal es la de precaver e identificar nuevos riesgos, conductas y condiciones inseguras, que nos han sido identificados previamente en la

determinación de riesgos potenciales realizada anterior a la obra y que son generadas en circunstancias eventuales.

Debe tener presente los riesgos potenciales e instruir en caso de ser necesario a los trabajadores que las produjeran. Se debe velar también en esta etapa no solo la seguridad sino la salud y el bienestar de los trabajadores involucrados, tanto así como el orden y limpieza.

Se puede implementar en esta etapa un sistema que demuestre que se cumplen las distintas exigencias que la labor requiera.

Acerca de la frecuencia de las inspecciones esta puede variar dependiendo de la magnitud de la obra o de los frentes que se elaboren y de la peligrosidad de las distintas tareas que se realicen en las etapas actuales. Estas inspecciones deben estar programadas y dicho programa debe estar estipulado en el plan de seguridad pero nunca se menos de una revisión diaria.

6.6 -Excavación a Cielo Abierto

Los principales riesgos potenciales que se pueden producir, son los ocasionados por la maquinaria empleada necesarias para el agotamiento, movimiento de tierra, ensamble de las entibaciones como también en maquinarias pesadas de transporte.

Esta última resulta ser la más severa y la cual se debe guardar mas recelo pues es la mayor causal de accidentes en esta etapa.

En el manual de Riesgos en Excavaciones de la Mutual de Seguridad CChC se indica:

“Se debe cercar o señalizar el borde superior de la excavación.

- El acopio de materiales se debe hacer a una distancia igual o superior a la mitad de la profundidad con un mínimo de 0,6 m.
- No se debe aproximar maquinaria pesada al borde de la excavación sin haber tomado las precauciones debidas.

- Se debe evitar la presencia de gases al interior de la excavación.
- Se debe contar con buena iluminación al interior de la excavación.
- Se debe colocar rodapiés de tablonces de 2x10" colocados en forma vertical en todo el perímetro de la excavación.
- Al salir o entrar a la excavación el trabajador debe encontrarse con cinturón de seguridad amarrado a una cuerda de vida.
- No se debe contar con ganchos hechizos en los cables.
- Los baldes deben tener sus asas y fondos en buen estado.”

Además toda excavación debe ser aislada y protegida mediante cerco con barandas, señalización y todo lo indicado en las normas vigentes, los cuales deben ser ubicados a una distancia que no interfiera directamente los trabajos.

6.7 - Protección contra Incendios

En esta etapa se debe incluir la identificación de fuentes de ignición, materiales que pudieran ser combustibles y factores que contribuyen a la propagación del fuego.

El peligro de incendio se refiere a una condición que puede contribuir al inicio o también a la propagación del incendio.

Se debe tener presente en la ejecución del plan de seguridad la protección contra incendios para proteger al personal de posibles.

Aunque para este tipo de faenas es considerado un “Riesgo Trivial” y de escasa ocurrencia, por no decir nula, es recomendable tener a disposición un sistema de precaución y de evacuación.

La selección de los métodos más apropiados para controlar los peligros de esta índole, es la etapa final de una evaluación de peligros de sinistro.

Los objetivos más básicos de protección son controlar los peligros significativos y cumplir con los requerimientos legales de protección contra incendio.

6.8 – Maquinaria

La operación de maquinaria, de equipos, herramientas y accesorios debe lograrse en un proceso que asegure la prevención de riesgos de accidentes personales,

Es recomendable que al inicio de cada faena, la persona responsable, prevencionista de riesgos y seguridad imparta una charla técnica de seguridad.

Y tener en cuenta dentro de las evaluaciones posteriores el resultado de la práctica de ciertos rangos de seguridad que debiera ser implementado por los operarios de máquinas.

- Los montacargas, tecles, grúas, etc., estarán prohibidos de transportar personal, debiéndose colocar un cartel visible de esta prohibición, para evitar conductas inseguras y muy recurrentes dentro de la obra. Esta acción será solo permitida en caso extra ordinario y cuando la situación puntual lo amerite.

6.9 - Salud Ocupacional

Un programa de salud ocupacional debe contar con los elementos básicos para cumplir con la evaluación médica de los trabajadores, la investigación en profundidad de las causales de los accidentes que ocurran y un programa de capacitación y divulgación de las aristas a seguir para evitarlos.

Lo fundamental del programa de salud ocupacional es la evaluación médica del personal que esta involucrado directa o indirectamente en las faenas.

Esta evaluación tiene como objeto determinar el estado de salud de los trabajadores: se deben detallar aquellos casos que padezcan enfermedades y tener presentes tales condiciones en la hora de la delegación de sus labores.

Si hubiere algún trabajador que no aceptara esta evaluación se debe dejar constancia de su negación lo cual debe quedar escrito.

6.10 - Capacitación

La planificación para tener acciones seguras no surgen efecto alguno si no existe un contacto directo entre la persona competente que la elabora y el personal involucrado, es por ello que debe existir una capacitación directa o charlas informativas presentando todos los riesgos posibles dentro del proyecto, exponer en forma clara la manera de actuar frente a un siniestro, accidente, o cualquier acción insegura por mínima que sea.

Estas charlas deben ser dinámicas y ser modificados cada vez que existan variaciones significativas en el proceso constructivo y es distinta para todas las situaciones de excavaciones entibadas.

La capacitación de obra debe ser de corta duración y de fácil comprensión para todos los trabajadores.

Es conveniente establecer un perfil para cada puesto de trabajo pues existen distintas funciones dentro del proceso y dicha capacitación debe ser colectiva pero para grupos definidos por funciones de trabajo.

Al final de la capacitación el trabajador deberá estar conciente de los riesgos potenciales a los cuales se ve sujeto y las medidas de control y prevención establecidas por la empresa.

Luego de esta capacitación es importante recalcarles a los trabajadores en forma eventual y en las inspecciones de seguridad sus conductas inseguras.

CAPITULO VII

7 - Nuevas Tecnologías.

7.1 - Entibaciones de Aluminio

Rango de hasta 3 metros de profundidad. En el mercado podemos encontrar en sistema de cajón y de guías deslizantes doble corredera.

Su instalación es la misma dependiendo del sistema empleado pero el ensamble no requiere de ayuda mecánica pues al tener un peso reducido con 3 operarios es posible realizar el montaje sin mas problemas en tendido o en volcado.

Es tan reducido su peso que de ser necesario el movimiento lateral es posible realizarlo manualmente.



Fig. 7.01 Sistema Cajón De paneles laterales de aluminio.

Su peso distingue de las demás categorías, su capacidad de soporte es idéntica a las fabricadas en acero.

Por su versatilidad pueden ser transportados en camionetas y su carga y descarga es realizada a mano.

Una de sus desventajas considerables es que en Chile su utilización es reducida por su alto costo. Las empresas optan por un sistema un poco menos efectivo pero que no requiere mucho presupuesto tanto para su adquisición como para arriendo.

Dentro de las ventajas que otorga este sistema se encuentra la durabilidad factor de poca relevancia para nuestro proyecto pero vital para empresarios dispuestos a invertir en entibaciones; el fabricante asegura que bordea las 3.000 veces de uso. Además, requiere una pequeña cantidad de trabajadores para montarse, y una exigencia de aprendizaje reducida.

Se puede aplicar a cualquier tipo de obras, especialmente las viviendas.

El material aluminio de las placas soportantes se consigue mediante un tratamiento químico de curado. Por la versatilidad del material permite realizar diseños curvos ideales para situaciones de mayor exigencia.

Los paneles se combinan por medio de piezas de unión o pilares guía, en el caso de zanjas longitudinales aseguradas mediante pernos de sujeción, dando al

conjunto una suficiente resistencia a la flexión y permitiendo que se cambien los puntos de apoyo de los codales para facilitar la instalación de tubos largos.

El blindaje de aluminio corresponde a las prescripciones según la norma española DIN 4124 y DIN EN 13331.

Criterios de Utilización	
Longitud de zanja	Obra linear.
Profundidad de zanja	Hasta 3 metros
Técnica de excavación	En cabeza o también colocación manual lateral.
Tipo de suelo	Temporalmente solidó
Asentamiento	Nulo
Dimensión de tuberías	Limitada por las posiciones predeterminada de los codales
Conducciones transversales	Por su escasa altura hay pocos trabajos adicionales de entibación
Relleno y Compactación	Simultaneo a la extracción
Extracción	Estática con ligeros refuerzos de tracción
Rebaje Nivel Freático	No presenta problemas para el achique.
Resistencia del Modulo	Hasta 45 kN/m ²
Disponibilidad	Inexistente en nuestro mercado en la actualidad.
Seguridad Personal	Moderada

Tabla 7.01 Criterios de Utilización./Elaboración Propia.

7.2 - Entibaciones Hidráulicas

7.2.1 - Pressbox

Sistema europeo que utiliza elementos estándar de paneles con métodos de entibaciones con tablestacas.

Las tablestacas son perfiles cerrados con un momento flector admisible de 343 kN m/m con agujeros cada 50cm, donde se colocan los bulones de arrastre en uno ú otro sentido.

Anchura de zanja:	de 1,70 a 4,70m
Altura del tubo ó del cajón de hormigón:	4,00m máx.
Máxima profundidad:	6,00m

Tabla 7.02 Dimensiones del sistema Pressbox

Creado para situaciones especiales donde las características no son las usuales para una excavación, espacios reducidos,

Incorpora tecnología de punta utilizando un sistema hidráulico con el fin de aminorar el esfuerzo cortante al ejercer la misma presión ejercida por el efecto de cizalle.

Garantiza un funcionamiento totalmente libre de sacudidas, golpes y vibraciones. Los grupos hidráulicos situados sobre el gran armazón de la máquina están sobre amortiguadores. Es importante la misión del zuncho interior, que debe situarse siempre a la altura exigida por la profundidad de la zanja.



Fig. 7.02 Sistema de entibaciones hidráulicas PRESSBOX..

En Chile a la fecha no existe dicha tecnología. Su utilización en Europa es reducida pero esta en ascenso por su versatilidad.

7.2.2 - Proceso de Ejecución:

El operador del sistema pone en marcha el motor hidráulico con su panel de control, los piñones de la **PRESSBOX** empiezan a girar. Cada piñón tiene su tecla separada, cuando se toca esta tecla el piñón se acopla a la cremallera y mueve la tablestaca hacia abajo.

La tablestaca se hinca en el terreno mediante una presión hidráulica de 50 kN en función del suelo utilizando como contrapeso, en caso de ser necesario, el brazo de la excavadora para compensar la reacción del suelo.

Cuando el operador suelta la tecla los piñones regresan a su posición inicial y la tablestaca se detiene.

Cambiando la dirección del motor hidráulico se pueden extraer las tablestacas. De la misma forma si se encuentran obstáculos en el terreno se detendrá la prensa y se elevará un poco la tablestaca para poder extraer con la excavadora el obstáculo encontrado.

Todo este proceso se realiza en forma continua segura silenciosa y garantizando una perfecta recompactación.

El sistema de entibación hidráulica Pressbox utiliza conceptos de cizalle para ayudar a la retroexcavadora en la apertura de la zanja.

Su resistencia es similar a las entibaciones tradicionales.

Su rendimiento es menor pues su utilización requiere más tiempo de avance pues su colocación requiere maquinaria pesada pero especializada. Es por ello que su utilización esta fijada para elementos de difícil acceso o que justifiquen la utilización de una tecnología avanzada.

El principio de funcionamiento del sistema de entibación hidráulica se basa en el acondicionamiento hidráulico.

Criterios de Utilización	
Longitud de zanja	Entre 2 y 4 metros; obra puntal, es decir, los trabajos se efectúan en secuencia vertical.
Avance	Lento por el método de la colocación
Profundidad de Zanja	Adaptable hasta 6 o 7 metros.
Técnica de excavación	Cuchara de la retroexcavadora en cabeza: excavación y entibación simultáneas. Realizando excavación hasta profundidad requerida.
Tipo de suelo	Cualquier tipo de suelo sin importar obstáculos.
Asentamientos	Nulo
Dimensiones de tubo	Limitada por la capacidad del sistema.
Relleno y Compactación	Por capas en secuencia con la retirada del sistema.
Extracción	Sencilla por su método.
Rebaje Nivel freático	Una vez entibada la excavación no presenta problemas para su rebaje.
Resistencia del Modulo.	Depende de la capacidad del sistema. Puede llegar hasta los 200 kN/m ²
Disponibilidad	Inexistente en nuestro mercado en la actualidad.
Seguridad Personal	Total

Tabla 7.03 Criterios de utilización Sistema Pressbox/elaboración Propia.

CONCLUSION

De los contenidos entregados es posible inferir que en el presente mercado se ofrecen distintos métodos de protección lateral en excavaciones, las cuales no se encuentran en las normas vigentes. Por tal motivo el cuadro general presentado en los distintos capítulos precedentes confirman dicho hecho y dan la pauta necesaria para la realización de la correcta metodología de cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones profundas de lo que podemos obtener las siguientes conclusiones particulares:

- Las entibaciones metálicas tienen un mayor costo por metro cuadrado, pero, al tener mayor rapidez de avance, proporcionan una menor inversión a largo plazo.
- Las entibaciones de madera presentan características similares a las metálicas en poca profundidad lo que la hace recomendable por su menor costo frente a esta situación.
- El hecho de que la mayor parte del trabajo de montaje de las entibaciones se realice en forma horizontal, y fuera de la excavación, nos proporciona mayor seguridad durante la colocación de los paneles y una menor probabilidad de accidentes ocasionados en esta etapa de la obra.

- En presencia de napa subterránea se recomienda el sistema de punteras (Wellpoints), el cual, permite un abatimiento homogéneo sin provocar una gran perturbación del suelo obteniendo un agotamiento sin erosión de las paredes laterales de la excavación.
- Para una correcta elección del tipo de entibación a utilizar es necesario tener un entendimiento y conocimiento de su comportamiento frente a las distintas sollicitaciones, así como sus propiedades mecánicas, resistencias, factibilidad y usos.

Finalmente esta tesis entrega las bases para la introducción del estudio para el cálculo y diseño de entibaciones en profundidad, la cual, abarca desde su inicio hasta la culminación incluyendo los aspectos de seguridad del proyecto.

ANEXO A.

Determinación de la permeabilidad.

Dentro de los permeámetros se encuentran los de carga constante y los de carga variables, los que se rigen por la ley de Darcy utilizando un flujo laminar para determinar el coeficiente de permeabilidad "k"

La permeabilidad depende de muchos factores de los cuales podemos citar:

- Estructura física del suelo.
- Cohesión
- Adhesión
- Estratificación
- Temperatura
- Porosidad
- Relación de vacíos
- Humedad del suelo

1- Carga Constante (Permeable):

Según la ley de Darcy, el coeficiente de permeabilidad viene dado por:

$$k = \frac{v}{i} = \frac{V \cdot H}{A \cdot t \cdot \Delta h}$$

Donde:

V = volumen de agua que atraviesa el suelo en el tiempo t.

L = Longitud de la muestra.

A =Área de la sección de la muestra perpendicular al escurrimiento.

t = tiempo.

Δh = diferencia de nivel del agua en los piezómetros extremos.

i= gradiente hidráulico necesario para la existencia del flujo.

2- Carga Variable (Impermeable):

El permeámetro de carga variable se emplea sólo para ensayos en suelos de media a baja permeabilidad.

$$k = \frac{v}{i} = \frac{aL}{At} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

Donde:

k=Permeabilidad del suelo analizado.

a= Área del permeámetro.

L=Longitud de la muestra.

A=Área de la muestra en contacto con el agua.

t= Tiempo de descenso del nivel de agua desde la altura h1 a la altura h2.

Podemos encontrar valores típicos para la permeabilidad basándose en los trabajos sobre la mecánica de fluidos en los suelos del ingeniero francés

Henry Darcy (1853):

Tipo de Suelo	k
Grava	10^{-1} -- 10^{-2}
Arena Gruesa	10^{-3}
Arena Mediana	10^{-3} -- 10^{-4}
Arena Fina	10^{-4} -- 10^{-5}
Arena Limosa	10^{-5} -- 10^{-7}
Arcilla Limosa	10^{-5} -- 10^{-9}
Arcilla	$<10^{-4}$

Tabla A01 Valores típicos del coeficiente de permeabilidad según Henry Darcy

(1853)

	-2	10	1	-1	-2	-3	-4	-5	-6	-7	-8	-9
Drenaje	Bueno						Pobre		Prácticamente Impermeable			
Tipo de Suelo	Grava Limpia	Arenas Limpias y mezclas limpias de arena y grava			Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcilla, morenas glaciares, depósitos de arcilla estratificada				Suelos "impermeables" es decir arcillas homogéneas situadas por debajo de la zona de descomposición			
							Suelos impermeables modificados por la vegetación o por descomposición					
Determinación Directa de k	Ensayo directo del suelo "in situ" por ensayos de bombeo. Se requiere mucha experiencia pero bien realizados son bien exactos											
	Permeámetro de carga hidráulica constante, No requiere mayor experiencia											
Determinación indirecta de k			Permeámetro de carga Hidráulica decreciente. No se requiere mayor experiencia y se obtienen buenos resultados.			Permeámetro de carga Hidráulica decreciente. Resultados dudosos. Se requiere mucha experiencia		Permeámetro de Carga Hidráulica decreciente. Resultados de regular a bueno. Se requiere mucha experiencia				
	Por cálculo partiendo de la curva granulométrica. Solo aplicables en el caso de arenas y gravas limpias sin cohesión.								Cálculos basados en los ensayos de consolidación. Resultados buenos. Necesaria mucha experiencia.			

Tabla A2 TERZAGHI, K; PECK, R.B.; "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica".

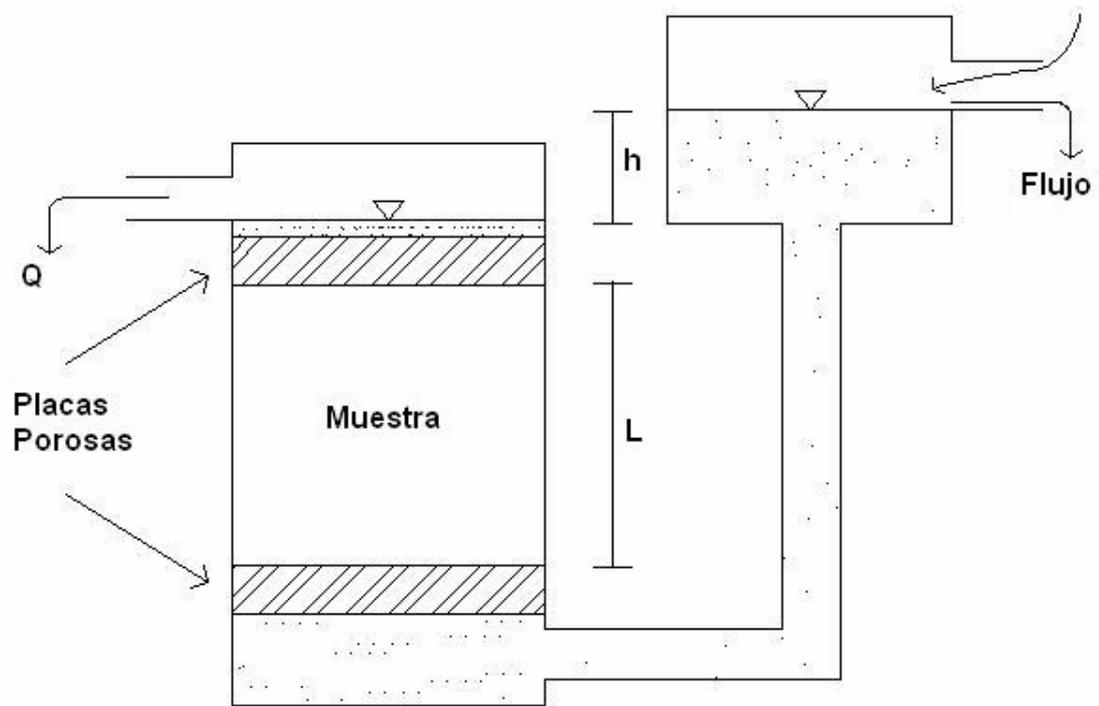


Fig. A01 Permeámetro de carga Constante.

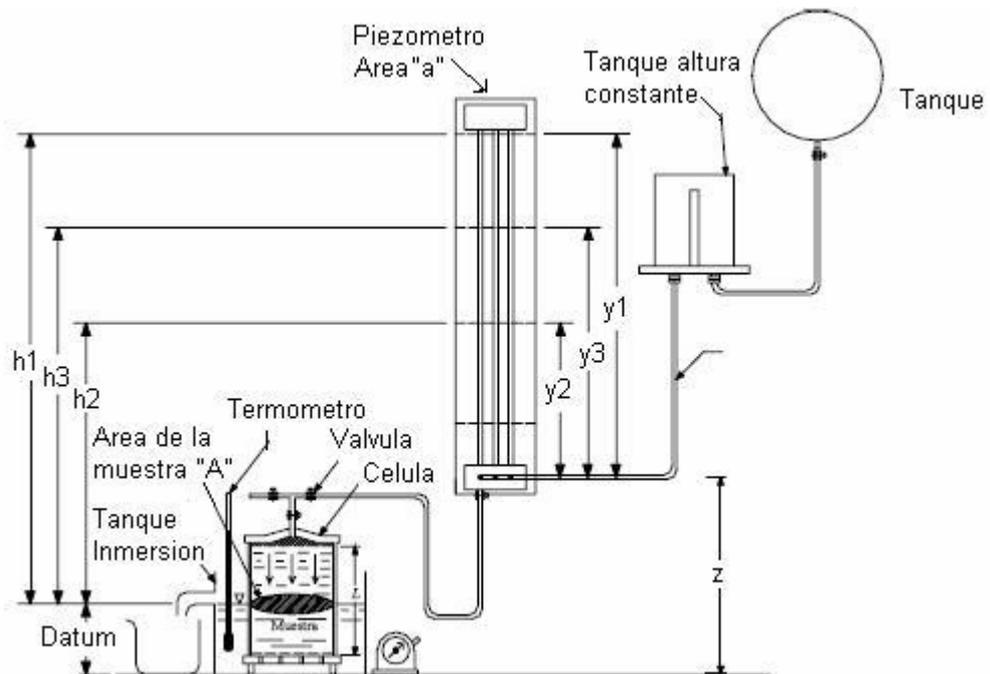


Fig. A02 Permeámetro de Carga Variable

3 - Determinación de la Constante De Permeabilidad “K” In Situ

Los resultados obtenidos en laboratorios son útiles para el cálculo de la permeabilidad para suelos considerados homogéneos, isótropo, o anisótropo pero en suelos con formaciones naturales compuestas por distintos niveles o mantos con variaciones en su composición es eficiente la elaboración de ensayos realizados en terreno.

Los métodos de obtención de la permeabilidad en terreno nos permiten identificar la conductividad hidráulica de un suelo en forma directa a través de ensayos que involucran la excavación pozos superficiales, en los cuales se efectúan pruebas de agotamiento y recuperación, el uso de pruebas de infiltración, y también a través de medidas de velocidad.

Los ensayos in situ se diferencian notablemente no solo en costos comparados con los efectuados en laboratorio sino también en la rapidez de los resultados y su efectividad. Existen diferentes tipos de ensayos que dependerán de las condiciones del terreno a trabajar.

4 - Ensayos de Permeabilidad Gilg-Gavard (Entubada)

El ensayo Gilg-Gavard Lefranc se realiza en el interior de un sondeo, parcialmente entubado, mediante la adición de agua influida solamente por gravedad. Se mide el caudal que es capaz de admitir el suelo para un tramo final de un sondeo.

El ensayo Gilg-Gavard o Lefranc es un ensayo de permeabilidad realizada en el terreno en condiciones atmosféricas normales. Es un ensayo sencillo y no requiere de muchos implementos para su realización, da resultados aceptables sobre todo para nuestro tipo de estudio puesto que no se comprometen estructuras a largo plazo. Es un ensayo eficaz y se deben hacer varias repeticiones dependiendo de la longitud de nuestro proyecto.

El ensayo Lefranc o Gilg-Gavard es un ensayo que utiliza la presión atmosférica para determinar la permeabilidad del suelo. La presión del agua en el tramo de sondeo ensayado corresponde a la altura de la columna de agua en el interior de la entubación por encima de la cota del nivel freático.

El ensayo asegura muy buenos resultados en un rango de permeabilidades entre 10^{-6} y 10^{-9} [m/s], es por ello que se realiza en suelos que se espera a priori una permeabilidad relativamente alta.

Para efectuar el ensayo realiza un pozo luego se coloca un tubo cilíndrico con diámetro un poco mayor, para asegurar que no exista filtración ni ascensión por los bordes del pozo, hasta unos centímetros abajo del nivel freático, luego se sube el tubo entre unos 30 a 50 cm para permitir la entrada del agua subterránea al pozo durante la recuperación (Fig. 3.03) luego se llena la tubería de agua hasta la boca

Existen numerosas formulas empíricas para la determinación de k para este tipo de ensayo que se diferencian en los factores de corrección que pretenden un mejor acercamiento al real valor de la permeabilidad, para nuestro estudio en particular utilizaremos la formula de Jiménez-Salas (1.981), y las de Custodio y Llamas (1.983):

a) Jiménez-Salas

$$k = \frac{de^2 \ln(2l / d)}{8lt} \cdot \ln \frac{H_1}{H_2}$$

Donde:

de= diámetro interior de la entubación

d= diámetro interior de la cámara ensayada

l= longitud de la cámara ensayada

H1 y H2= alturas respectivas del nivel freático hasta el centro de la cámara ensayada al inicio y final del intervalo de tiempo

t= intervalo de tiempo tomado en minutos

b) Custodio y Llamas (Hidrología subterránea, 1985)

$$K = 1.308 \frac{d^2 \Delta h}{A \cdot h_m \Delta t}$$

Donde:

d = diámetro del sondeo (m)

Δh = descenso del nivel en m. durante el intervalo de tiempo *Δt* en minutos

h_m = altura media del nivel del agua en el intervalo de tiempo *Δt*

A = *a*(1.032*L* + 30*d*) en metros

L = longitud de la cámara ensayada

Si *L* ≥ 6m. *a* = 1

Si *L* < 6 m. *a* = 0.481 + 0.178*L* + 0.014*L*²

Se toman varios valores en distintas calicatas lo que por promedio aritmético obtendremos el valor de la permeabilidad de ese tramo.

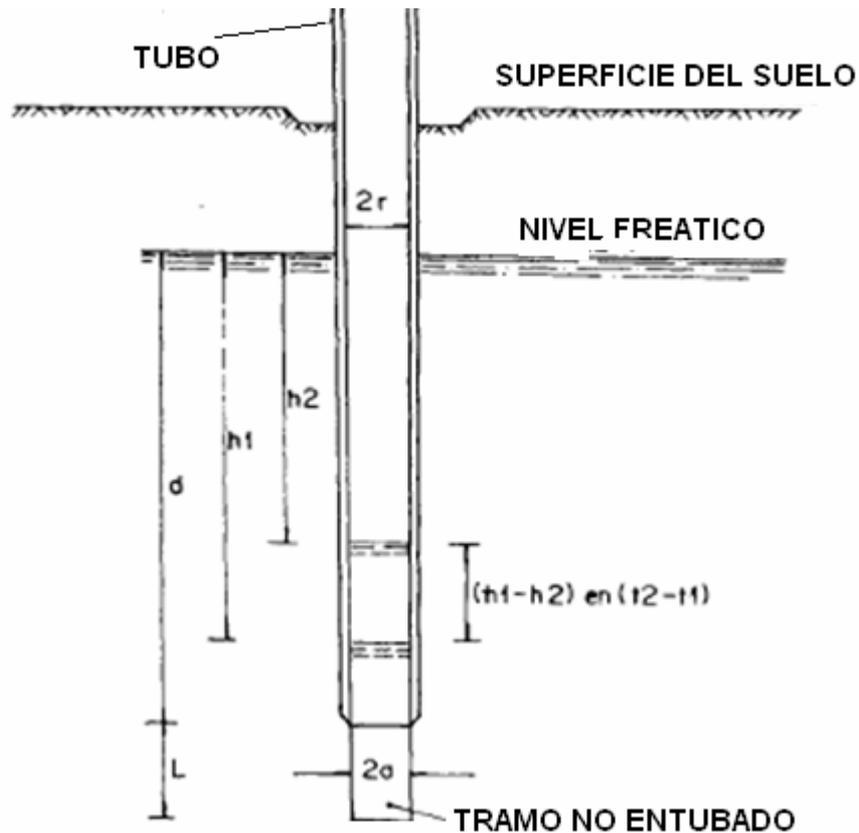


Fig. A03 Método de Lefranc para la determinación del coeficiente de permeabilidad

5 - Ensayos de Permeabilidad No Entubada:

En el caso de la prueba en perforación no entubada se realiza una excavación de un pozo de sección lo mas circular posible hasta obtener un nivel que este por debajo del nivel freático a lo menos 50 cm. Como lo indica su nombre no se reviste la perforación; el nivel se deprime mediante el uso de una bomba y se mide su recuperación a través del tiempo. La Figura 3.04 muestra un esquema de este método:

En el caso que la perforación atraviese sólo parcialmente la napa, el coeficiente de permeabilidad se estima a partir de la siguiente relación:

$$K = \frac{a \cdot S \cdot \ln(h_1 / h_2)}{(2d + a) \cdot (t_2 - t_1)}$$

donde

S=a d/0.19 en el sistema MKS.

En el caso que la perforación comprometa totalmente el espesor de la napa, el coeficiente de permeabilidad se estima a partir de la siguiente relación:

$$K = \frac{a \cdot S \cdot \ln(h_1 / h_2)}{2 \cdot d \cdot (t_2 - t_1)}$$

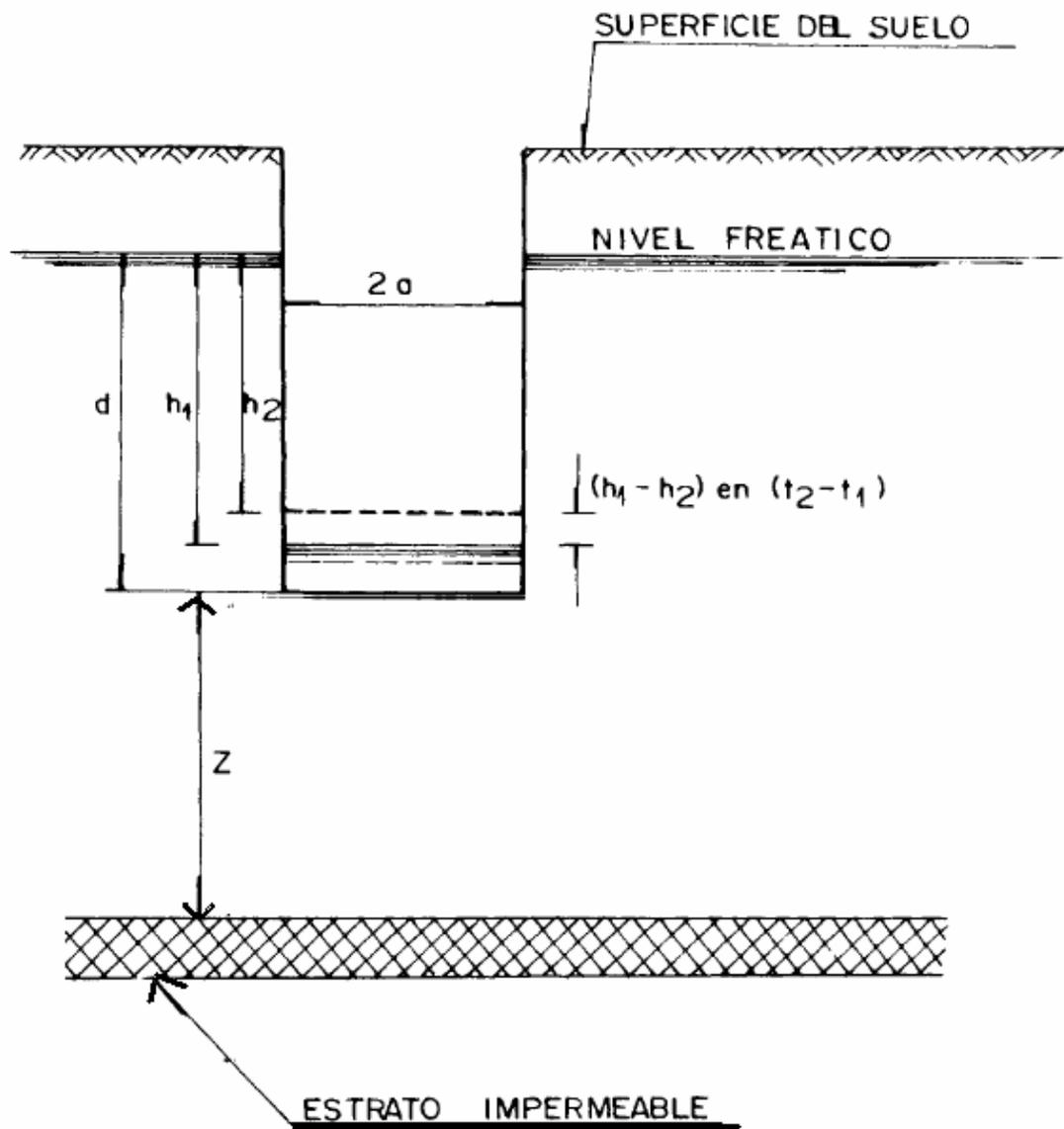


Fig. A04 Ensayo de permeabilidad no entubada

6 - Pruebas de Bombeo

Este es otra prueba de diagnostico previo a una excavación donde tendremos un nivel considerable de la napa.

Este ensayo es el mas practico para la solución de nuestra temática, pues con datos previos podremos realizar un agotamiento efectivo al ser este método lo mas cercano a la situación que se va realizar pues una de las soluciones y la mas recurrente será la utilización de bombas centrifugas para agotar el agua existente. Con este método podremos verificar en terreno las condiciones futuras de trabajo pues podremos predecir su comportamiento bajo las circunstancias a la que se vera expuesta.

Para ello es necesario obtener información de varios puntos seleccionados previamente para tener un resultado satisfactorio.

En chile son mínimas las exigencias para las pruebas de bombeo por no decir inexistentes. Pero para la preparación de un proyecto es necesario un buen manejo de todas las variables implicadas.

Datos que se obtienen con una prueba de bombeo:

- Estratigrafía del pozo realizada por el geólogo.
- Prueba de gasto variable.
- Prueba de gasto constante.
- Prueba de recuperación.
- Datos de calidad del terreno.
- Radio de influencia.

Estas dos pruebas pueden realizarse con dos métodos, a caudal constante o con abatimiento escalonado.

7- Prueba de bombeo a Caudal Constante:

Esta prueba debe ir como lo indica su nombre con un caudal constante durante todo el procedimiento (en Chile son 24 horas con 3 horas de estabilización) lo que implica una regulación constante del caudal de salida. El caudal de salida es siempre el mismo y conocido.

Es de poca práctica este tipo de prueba para nuestra solución pues es casi imposible conseguir una situación donde el caudal sea constante durante nuestra faena de estabilización, es por ello que no entraremos en más detalle y solo profundizaremos un poco más en la prueba de bombeo con abatimiento escalonado.

8 - Prueba de bombeo Escalonado:

En las pruebas de pozo con abatimiento escalonado se utiliza un caudal constante por un lapso de tiempo luego se aplica otro caudal (esa diferencia de caudales posteriormente la nombraremos escalón) en otro espacio de tiempo distinto para lograr un flujo impermanente que en realidad son similares a los flujos que tendremos durante nuestras faenas en presencia de la capa freática.

Si bien el costo de esta prueba es similar a los costos de los realizados por un laboratorio sus resultados pueden tener mayor versatilidad pues con su realización también se adquiere experiencia del terreno.

Este método se implementa con un pozo de filtración o principal en el cual se instalara una bomba centrífuga con potencia variable y regulador de caudal para obtener las distintas lecturas necesarias para su realización y un pozo de observación o satélite el cual nos dará la lectura del descenso del nivel en ese punto, es de conveniencia tomar puntos que serán utilizados en la excavación poniendo pozos de observación por ejemplo en el eje principal de la misma.

El caudal obtenido en el pozo principal se mide generalmente haciendo pasar el flujo por una curva de calibración la cual nos indica de forma precisa el caudal existente; en caso de tener a disposición de dicho aparato se puede optar por llenar un recipiente con volumen conocido y tomar el tiempo que se demora su llenado obteniendo así por la ley de darcy su valor estimado.

8- Ecuaciones Elementales Para El Análisis de la Prueba de Bombeo

Utilizaremos las formulas de Dupuit-Thiem la cual refleja la formula de descensos en función de la distancia

Para ensayos de Caudal Constante:

$$Q = v \Omega = k \frac{dh}{dr} 2\pi r h$$

$$Q = \frac{dr}{r} = k h 2\pi dh$$

- Luego haremos una integración en ambos lados de la ecuación entre el pozo de bombeo y el pozo de observaciones:

$$Q \int_{r=r_p}^{r=r} \frac{dr}{r} = k 2\pi \int_{h=h_p}^0 h dh$$

- Lo que obtenemos es finalmente la ecuación que utilizaremos para el calculo del coeficiente de permeabilidad:

$$Q \ln\left(\frac{r}{rp}\right) = \Pi * k(h^2 - hp^2)$$

Entonces el coeficiente de permeabilidad esta determinado por:

$$k = \frac{Q \ln\left(\frac{r}{rp}\right)}{\Pi(h^2 - hp^2)}$$

Donde:

k : Coeficiente de permeabilidad

Q : Caudal retirado por la bomba centrifuga

r : Distancia entre los ejes del pozo de bombeo al pozo de observación.

rp: Radio del pozo de Bombeo

h : Nivel del agua en el pozo de Observación.

hp: Nivel del agua en el pozo de Bombeo.

Si intercambiamos los límites de integración:

a) Entre el pozo de bombeo y el Radio de influencia "R".

$$Q \ln\left(\frac{R}{rp}\right) = \Pi * k(H^2 - hp^2)$$

b) En el caso de la existencia de un pozo de observación la integración debe ser entre el pozo de observación y el radio de influencia.

$$Q \ln \left(\frac{R}{r} \right) = \Pi * k (H^2 - hp^2)$$

En caso de tener dos o más pozos de bombeo las depresiones de cada pozo se suman:

$$S=H-h$$

En el pozo de bombeo la depresión:

$$Sp=H-Hp$$

Luego la depresión total será la sumatoria de las depresiones independientes:

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + \dots + S_n$$

8.1 - Radio De Influencia

Dentro de la prueba de bombeo se recomienda la realización de varios pozos de observación, el radio de influencia es la distancia donde no existe una interferencia de la napa por el efecto de succión de la bomba centrífuga (Fig.3.05).

El radio de influencia no depende del caudal ocupado en la prueba sino que

variará dependiendo de las condiciones especiales y características de cada terreno.

Es importante tener presente este dato para una posible solución de agotamiento que veremos posteriormente Wellpoints.

Para la obtención del valor del radio de influencia el Manual De Normas Y Procedimientos Para La Administración De Recursos Hídricos (santiago 2002 recomienda la utilización de la formula de Cooper y Jacob (1946)

$$R = 1.5 \sqrt{\left(\frac{k \cdot t}{s} \right)}$$

Donde:

R: Radio de influencia del pozo, m

k: Permeabilidad del terreno.

t: Tiempo de bombeo, días

s: Coeficiente de almacenamiento

Podemos obtener los valores del Coeficiente de almacenamiento

1. Hidrología para ingenieros. Linsley et al.
2. Analysis and evaluation of pumping test data. G. P. Kruseman and N.A. de Ridder.
3. Apuntes de hidráulica aplicada. R. León.

Los valores son para acuíferos no confinados.

Tipo de Material	Kriseman y Ridder	Linsley et al.	R.Leon
grava gruesa	0,23	--	--
grava media	0,24	0,22	0,25
grava fina	0,25	--	--
arena gruesa	0,27	--	--
arena meda	0,28	0,25	--
arena fina	0,23	--	0,1
limo	0,08	--	--
arcilla	0,03	0,03	0,03
caliza	0,14	--	--
grava y arena	--	0,16	0,2
arcilla y grava	--	--	0,05
arenisca	--	0,08	--

Tabla A03 Comparación del radio de influencia según distintos métodos.

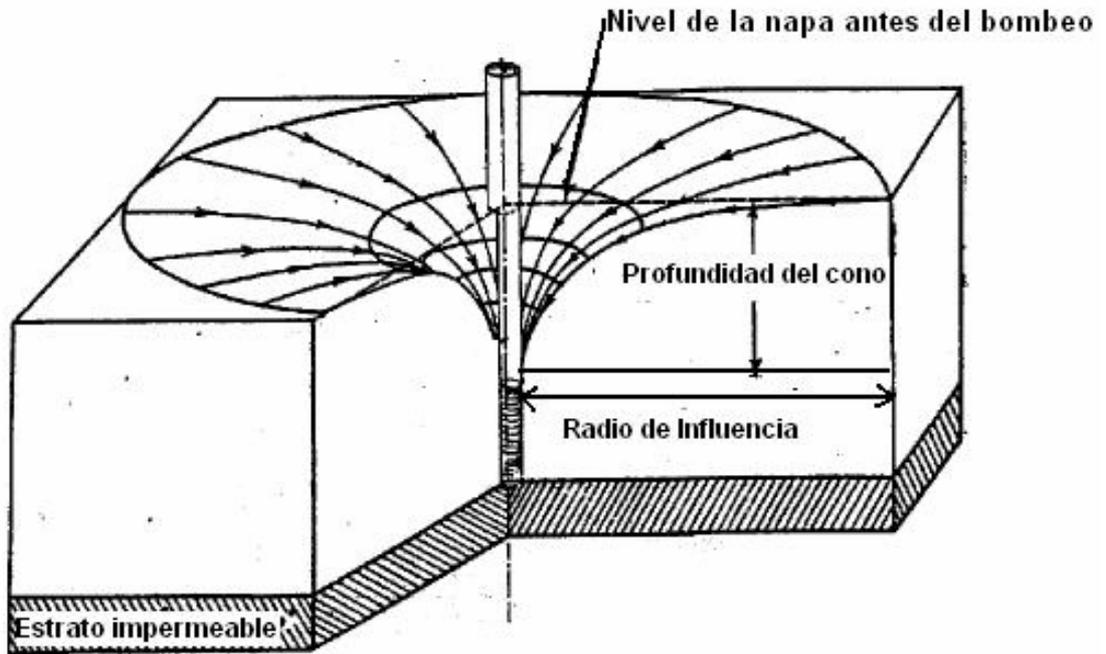


Fig. A05 Cono de descenso alrededor de un sondeo bombeado (MARGAT, 1962).

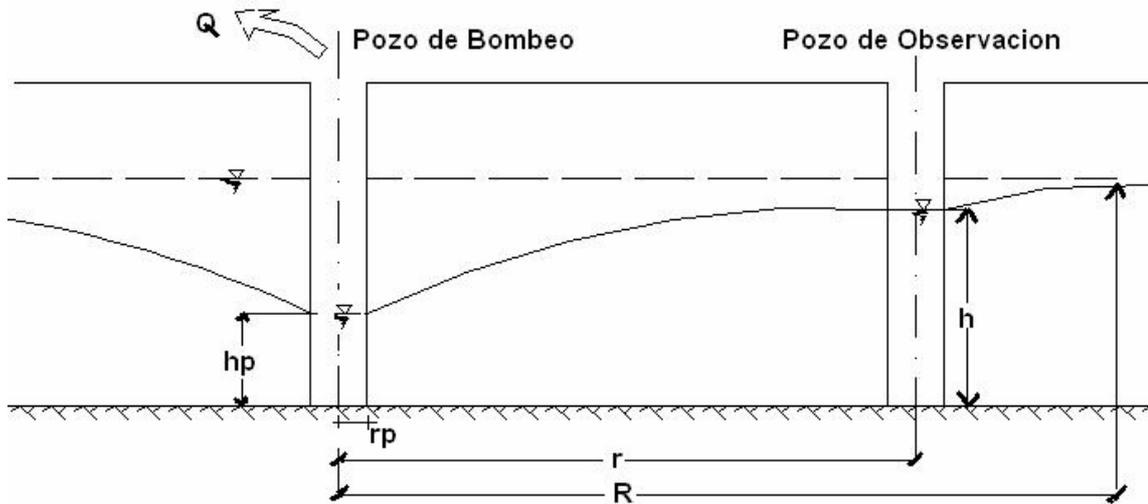


Fig. A06 Designación de las variables de la prueba de bombeo

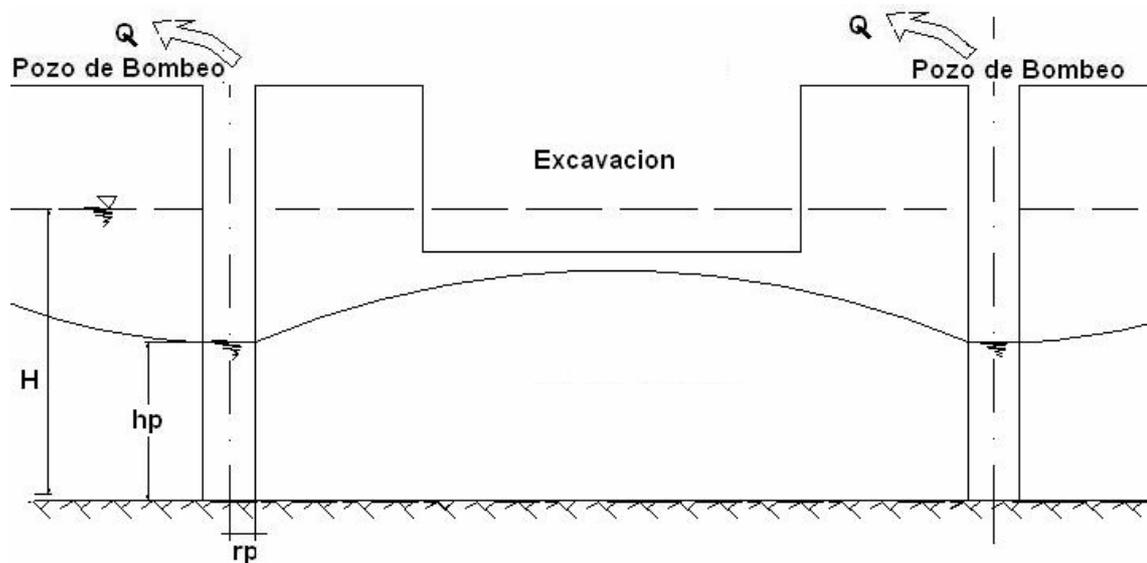


Fig. A07 Designación de las Variables de la prueba de bombeo

8.2 - Interpretación del Coeficiente de Permeabilidad

Para la interpretación de los resultados tomaremos como referencia lo expuesto en el Manual de Carreteras Vol. 2 en el inciso 2.503.303 Permeabilidad en Sitio:

“La interpretación de estas pruebas está muy influenciada por las condiciones de borde existente, por lo que no cabe la posibilidad de establecer un procedimiento o método único de obtención del coeficiente de permeabilidad del acuífero afectado, a partir del gasto de agua bombeado o inyectado y del nivel que alcanza el agua en la perforación. Cada prueba realizada debe ser analizada por separado, considerando las condiciones de borde que le son propias y usando los métodos o procedimientos de interpretación que se entregan en la literatura

especializada. Al respecto cabe mencionar, entre otras, las siguientes publicaciones:

- «Ground Water Manual» U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
- «Theory and Problems of Water Percolation» U.S. Bureau of Reclamation, Eng. Monograph N° 8 C.N. Zangar.”

Clases de permeabilidad de los suelos	Coeficiente de permeabilidad (k en m/s)	
	Limite inferior	Limite Superior
Permeable	2×10^{-7}	2×10^{-1}
Semipermeable	1×10^{-11}	1×10^{-5}
Impermeable	1×10^{-11}	5×10^{-7}

Tabla Distinción de las clases de Permeabilidad de suelos.

Las siguientes definiciones son los criterios tradicionales empleados para estimar las clases de drenaje natural de los suelos (**Soil Survey Staff, 1996c**):

Muy pobremente drenada: El agua está cerca de la superficie presentando en la mayor parte del período un gran crecimiento vegetal. El agua libre interna es *poco profunda*; y es o *persistente* o *permanente*. Normalmente el suelo ocupa una depresión o una posición plana. Si la lluvia es persistente, el suelo puede ser pobremente drenado, aunque se encuentre en pendiente.

Pobremente drenada: El suelo está saturado a poca profundidad durante la época de de lluvias o permanece saturado por largos períodos. La capa de agua libre es *poco o muy poco profunda*, y es *común o persistente*. La capa freática es producida por una *baja o muy baja* clase de conductividad hidráulica presente en el suelo, o de lluvia una lluvia persistente, o de una combinación de ambos factores.

Algo pobremente drenado: El suelo está saturado a poca profundidad por períodos significativos. La capa de agua libre está comúnmente a *poca o moderada* profundidad, en forma *transitoria o permanente*. El suelo comúnmente tiene una clase de conductividad hidráulica saturada *baja a muy baja*, o una capa freática alta, o recibe agua desde zonas laterales, o está sujeto a lluvias persistentes, o presenta alguna combinación de estos factores.

Moderadamente bien drenada: El agua se mueve lentamente a través del suelo, durante algunos períodos del año. La capa de agua libre está comúnmente a una profundidad *moderada* y puede ser *transitoria o permanente*. El suelo comúnmente tiene una clase *moderadamente baja* de conductividad hidráulica o más baja, dentro del metro desde la superficie, o recibe periódicamente abundantes lluvias, o presenta ambas condiciones.

Bien drenada: El agua se mueve a través del suelo fácilmente, pero no rápidamente. La capa de agua libre es comúnmente *profunda o muy profunda*.

Algo excesivamente drenado: El agua se mueve rápidamente a través del suelo. La capa de agua libre está *muy profunda*, o no se encuentra. Los suelos tienen comúnmente textura gruesa y alta conductividad hidráulica saturada.

Excesivamente drenada: El agua se mueve a través del suelo muy rápidamente. El agua libre interna está *muy profunda*, o no se encuentra. Los suelos tienen comúnmente textura gruesa y muy alta conductividad hidráulica saturada. Al ser un suelo que presenta problemas de retención de agua es problemático pues presenta inestabilidad frente al corte.

Finalmente podemos clasificar la permeabilidad de un suelo según su clase utilizando una tabla guía expuesta en (Soil Survey Staff, 1996c) donde estima con medidas inglesas los rangos de permeabilidad:

Clase de permeabilidad	Criterio: estimación en pulgadas / hora¹
Impermeable	< 0,0015
Muy lenta	0,0015 a < 0,06
Lenta	0,06 a < 0,2
Moderadamente lenta	0,2 a < 0,6
Moderada	0,6 a < 2,0
Moderadamente rápida	2,0 a < 6,0
Rápida	6,0 a < 20
Muy rápida	≥ 20

Tabla A05 Clase de permeabilidad de cada estrato. Una guía para la estimación de la permeabilidad (Soil Survey Staff, 1996c).

BIBLIOGRAFIA

- RANKINE, W.J.M.: "On the Stability of Loose Earth". Philosophical Transactions of the Royal Society. 1857.
- TERZAGHI, K; PECK, R.B.; "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica". El Ateneo. Buenos Aires. Segunda Edición, 1955
- Jáky, J. 1944. A nyuglami nyomas tenyezozje (the coefficient of earth pressure at rest). Magyar Mernok es Epitesz-Egylet Kozlonye, pp. 355-358
- Brooker E.W. & Ireland, H.O. 1965. Earth Pressure at Rest Related to Stress History. Canadian Geotechnical Journal, vol 2, no. 1, pp. 1-15.
- Karl Terzaghi, Ralph B. Peck y Gholamreza Mesri (Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica), 1996
- Peck R.B. (1969), "Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics", Geotechnique, Vol 19, Nº 2, London.
- Sistemas de entibación (Ischebeck Ibérica)
- Sistemas de entibación Krings Chile S.A
- La Norma española Tecnológica NTE-ADZ/1976 «Acondicionamiento del terreno. Desmontes: Zanjás y pozos»
- Soil Survey Staff Manual , Version Español 1996c
- *Jimenez Salas, J. A., Justo Alpañez, J. L. & Serrano González. 1981. Geotecnia y Cimientos II. Capítulo 10. Editorial Rueda. Madrid*
- Custodio y Llamas (Hidrología subterránea, 1985)
- Manual De Normas Y Procedimientos Para La Administración De Recursos Hídricos(santiago 2002
- Manual de Carreteras vol 2 en el inciso 2.503.303 Permeabilidad en Sitio
- la Nch349.Of1999 Construcción – Disposiciones de seguridad en excavación.
- Manual de Riesgos en Excavaciones de la Mutual de Seguridad CChC (Cámara Chilena de la Construcción)