

MICROPILOTES Y ANCLAJES INYECTADOS



Prof. Ing. Augusto José Leoni

CAPITULO 5**Micropilotes y Anclajes Inyectados**

5.1	INTRODUCCIÓN		5
5.2	FUNDAMENTOS		5
5.3	APLICACIONES		7
5.4	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO		9
	5.4.1	Micropilotes contruidos con Inyección Global Unitaria (IGU)	11
	5.4.1.1	Anclajes inyectados autoperforantes (AIA)	13
	5.4.2	Micropilotes contruidos con Inyección Repetitiva y Selectiva (IRS)	16
	5.3	Fluidez de la lechada	22
5.5	COMPUTO DE MATERIALES		22
	Ejemplo de aplicación		25
5.6	RESISTENCIA ESTRUCTURAL		28
5.7	MÉTODO DE DISEÑO		29
	5.7.1	Experiencia de Gouvenot	29
	5.7.2	Experiencia de Lizzi	30
	5.7.3	Metodología Francesa (Michel Bustamante)	30
	5.7.3.1	Ensayos de presiometría	31
	5.7.3.2	Ensayo Normal de Penetración (SPT)	36
	5.7.4	Metodología de cálculo Brasileña (Da Costa Nunes)	43
5.8	TOPE ESTRUCTURAL		46
5.9	RESISTENCIA POR PANDEO		46
5.10	EJEMPLO DE CALCULO		47
	5.10.1	Materiales para confeccionar la lechada	49
	5.10.1.1	Lechada primaria	49
	5.10.1.2	Lechada secundaria	49
	5.10.2	Computo de materiales para la lechada	51
	5.10.3	Verificación al pandeo	52
	5.10.4	Disposición de los micropilotes	53
5.11	CONTROL DE LA LECHADA DE INYECCIÓN		55
	5.11.1	Densidad de la lechada	56
	5.11.2	Viscosidad	58
5.12	ENSAYOS DE CARGA SOBRE MICROPILOTES		61
	5.12.1	Ensayos de tracción	61
	5.12.2	Ensayo de carga a compresión	66
5.13	ANCLAJES		70
	5.12.1	Proyectos de obras de excavaciones en las grandes ciudades	70
	5.12.2	Excavaciones en linderos	70
	5.13.3	Tipos de entibamiento	72
	5.13.4	Diagrama de empujes a utilizar	74
	5.13.4.1	Diagrama a) Arcillas compactas a muy compactas	76
	5.13.4.2	Diagrama b) Arcillas duras de la Fm. Pampeano fuertemente preconsolidadas por desecación	77
	5.13.4.3	Diagrama c) Arcillas blandas medianamente compactas	79
	5.13.4.4	Diagrama d) Arenas	82

5.14	OTRO PUNTO DE VISTA PARA ANALIZAR LA FACTIBILIDAD DE REALIZAR EXCAVACIONES EN SUELOS		82
	5.14.1	Excavación vertical con superficie del terreno horizontal y sin sobrecarga	83
	5.14.2	Excavación vertical con superficie del terreno horizontal y con sobrecarga	86
	5.14.3	Excavación vertical con superficie del terreno horizontal con sobrecarga y talud inclinado en la excavación	87
	Ejemplo		88
5.15	EXCAVACIONES ENTIBADAS		89
	5.15.1	Determinación de los esfuerzos en los anclajes	91
	5.15.2	Pantalla de pilotines	93
	5.15.3	Diseño de los anclajes	98
5.16	ANCLAJES ACTIVOS		99
	5.16.1	Construcción de los anclajes	100
	5.16.2	Anclajes temporarios y anclajes permanentes	103
	5.16.3	Aspectos básicos a considerar para la construcción de un anclaje activo	107
	5.16.4	Determinación de las tensiones en la estructura resistente del anclaje	108
5.17	FACTOR DE EFICIENCIA DEL ANCLAJE		114
5.18	CABLES DE TESADO DEL ANCLAJE		117
	5.18.1	Selección de la armadura del anclaje	117
	5.18.2	Características geométricas	118
	5.18.3	Características mecánicas	118
	5.18.4	Verificación de las deformaciones para un anclaje	119
	5.18.5	Verificación de la deformación máxima en servicio del anclaje	119
5.19	DISEÑO ALTERNATIVO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS ANCLAJES CON CABLES		120
	19.1	Ejemplo de aplicación	122
6	EJERCICIO DE APLICACIÓN		126
	6.1	Información disponible	126
	6.2	Diagrama de empujes	127
	6.3	Distribución de los anclajes	129
	6.4	Cálculo de la cuña de falla	130
	6.5	Dimensionado de los anclajes	133
	6.6	Elección de los cordones para los anclajes	136
7	ANCLAJES PARA LA LOSA DE SUBPRESIÓN		138
	7.1	Metodología de cálculo	140
	7.2	Metodología alternativa	141
	7.3	Ejemplo de aplicación	143

5.1.- INTRODUCCIÓN

Dentro del ámbito de la Ingeniería Civil, los micropilotes inyectados son elementos estructurales que ocupan un lugar muy importante dentro del grupo de herramientas a utilizar para dar soluciones a los proyectos, ya que tienen la cualidad de poder resistir, casi con la misma capacidad de carga, cuando son sometidos a esfuerzos de tracción, como de compresión.

Otra de las cualidades de importancia de los micropilotes es su pequeña dimensión, ya que por lo general se los construye en diámetros de 0,15 a 0,25 m, lo cuál, también lleva a que los equipos mecánicos necesarios para su construcción sean de pequeño porte.

Estas cualidades juntamente con las elevadas cargas admisibles que se pueden lograr, llevan a que se constituyan en elementos ideales para proceder a submurar edificios antiguos ó construidos en forma deficiente ya que permite que los mismos puedan ser construidos, tanto desde el exterior, como desde el interior de las edificaciones.

5.2.- FUNDAMENTOS

Básicamente el presente trabajo se basa en explicitar la tecnología constructiva y de cálculo de los micropilotes inyectados y tie-bakc ó anclajes. Dichos elementos son utilizados en la fundación de las grandes obras civiles, en las fundaciones de las viviendas y submuración de edificios antiguos, y en todo tipo de anclaje de obras de ingeniería

La técnica de construcción de los micropilotes inyectados y de los tie-backs en la geotécnica representa indudablemente uno de los grandes desarrollos en la ingeniería del siglo XX. Las primeras aplicaciones fueron realizadas a fines de 1957 y principios de 1958 en Brasil y Alemania respectivamente.

Dichos elementos, que por lo general tienen un diámetro pequeño, pueden soportar cargas del orden de las 100 tn. Para el desarrollo de esta resistencia, se utiliza un hecho básico de la Ingeniería Geotécnica que consiste en que, si a un suelo se lo somete a una precarga, mejora notablemente su capacidad friccional. Es decir que si se inyecta una lechada de cemento a presión en el suelo, se produce con ello un incremento de tensiones en su maza, que conduce a un mejoramiento de sus parámetros de corte.

Esto se ve muy fácilmente en el gráfico de Mohr donde siguiendo la curva de resistencia intrínseca de un suelo, observamos que para un valor de la tensión de confinamiento σ_3 le

corresponde un valor de τ y que a cada incremento de $\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ le corresponde un valor adicional de $\tau + \Delta\tau$. (Figura N° 1)

En los elementos que estamos mencionando, este concepto se aplica tanto en el fuste como en la punta de los mismos, pero hay que tener en cuenta que la punta, al tener una sección muy pequeña, prácticamente no gravita en el cálculo de la capacidad de carga total, como si lo hace la resistencia de fuste, es por ello que estos elementos sean muy útiles para diseñar las fundaciones de las torres de alta tensión donde los esfuerzos en las bases tanto de tracción como de compresión son, en algunos casos comparables.

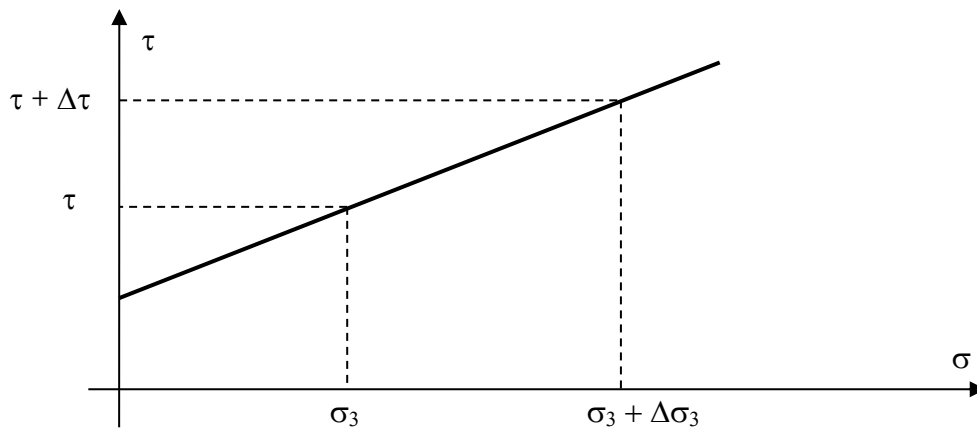


Figura N° 1

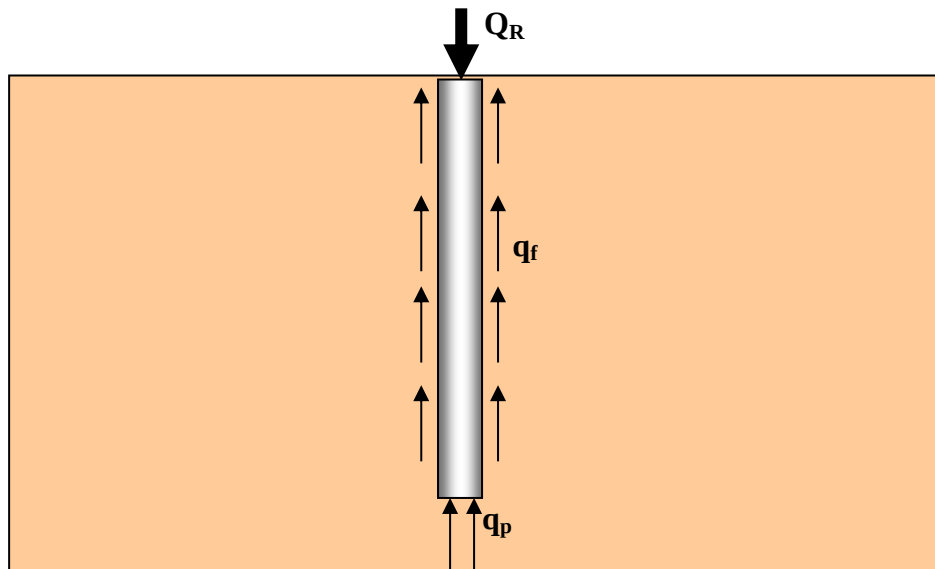


Figura N° 2

Para determinar la carga de rotura " Q_R " de un micropilote, se deberá conocer el valor de la resistencia al corte en rotura sobre la superficie del fuste " q_f " del elemento inyectado y la tensión de punta " q_p " como se muestra en la figura N° 2.

5.3.- APLICACIONES

A continuación se presentan algunas de las más importantes aplicaciones de estos elementos, dentro del ámbito de la Ingeniería Civil.:

1) Submuraciones: En áreas donde las alturas disponibles son mínimas y los reducidos espacios complican la ejecución de tareas de submuración, los micropilotes inyectados presentan ventajas técnicas y económicas sobre otro tipo de procedimientos que cumplan el mismo propósito. Fig. N° 3.

2) Fundaciones en lugares de difícil acceso: Para el caso de terrenos sobre pendiente, en los cuales las condiciones geotécnicas demanden fundaciones profundas, la instalación de equipos pesados de pilotaje, representa una operación, además de dificultosa, muy costosa. Bajo esta circunstancia, los micropilotes inyectados permiten la ejecución de fundaciones con altas cargas de trabajo y también la posibilidad del tratamiento de dichos terrenos por medio de equipos rotary, portables.

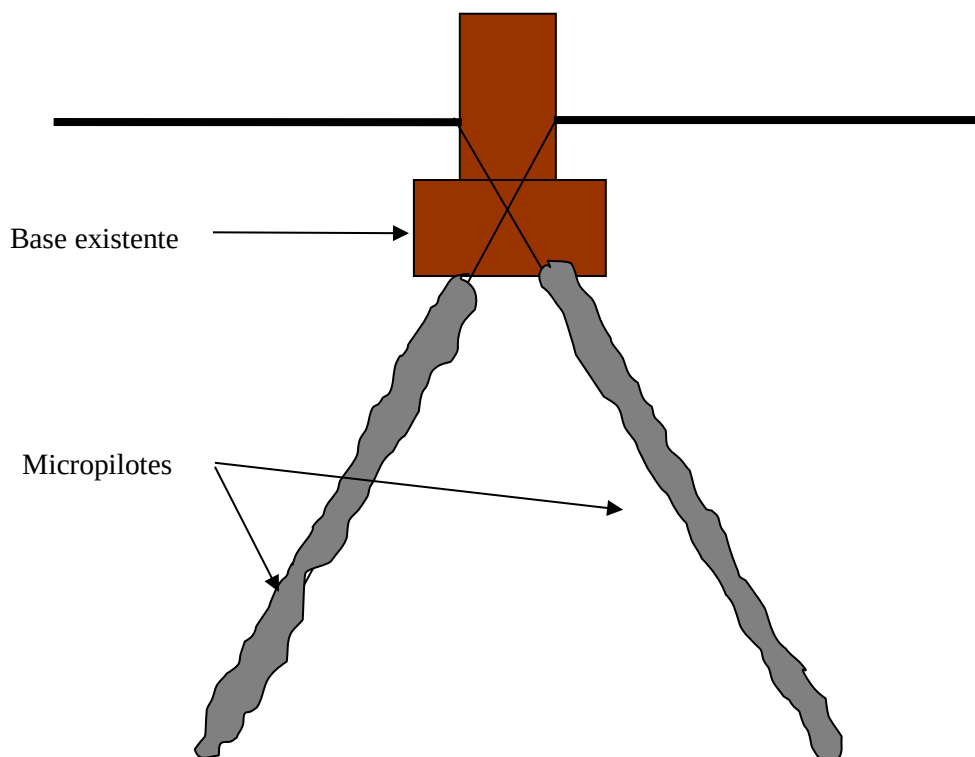


Figura N° 3

- 3) Fundaciones de torres y mástiles en general: Para fundaciones que demandan altas tensiones de tracción y altas cargas de compresión, como aquellas que se requieren para las torres de transmisión de energía o de microondas, los pilotes inyectados son especialmente apropiados ya que su capacidad de carga a tracción y a compresión son muy similares.
- 4) Eliminación de vibraciones: En las áreas urbanas el hincado de pilotes premoldeados, resulta siempre una causa de conflicto con las edificaciones linderas, debido a la generación de vibraciones que pueden producir daños importantes en las mismas.
- 5) Excavaciones profundas con paredes de recubrimiento ancladas: La ejecución de profundas y grandes excavaciones para ejecutar fundaciones amplias en las zonas centrales de las ciudades y en las áreas industriales representan un problema de difícil solución. La excavación en talud demanda un área cercana a menudo incompatible con el área disponible en el lugar, en la que los anclajes juegan un rol fundamental (Figura N° 4)
- 6) Estabilización de taludes: Los pilotes inyectados han sido usados desde siempre para la estabilización de taludes. Para estas situaciones los micropilotes pueden actuar de dos maneras distintas: a) como anclajes trabajando a tracción y b) como pilotes trabajando al corte. Fig. N° 5.

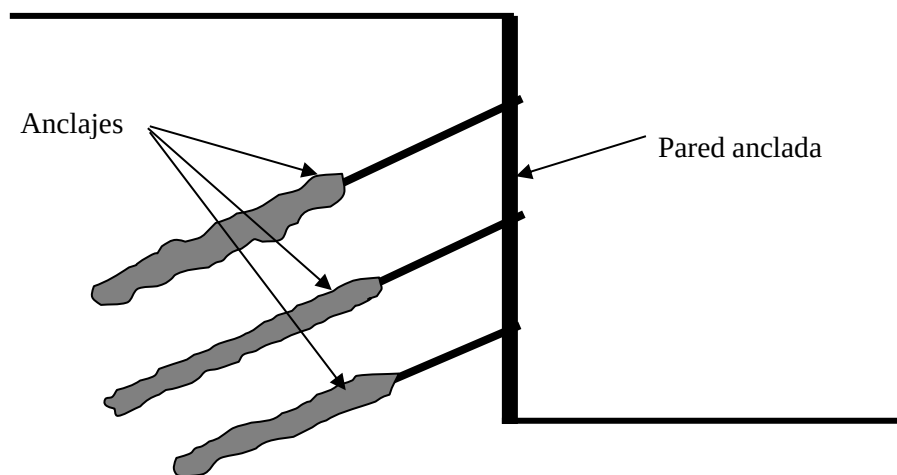


Figura N° 4

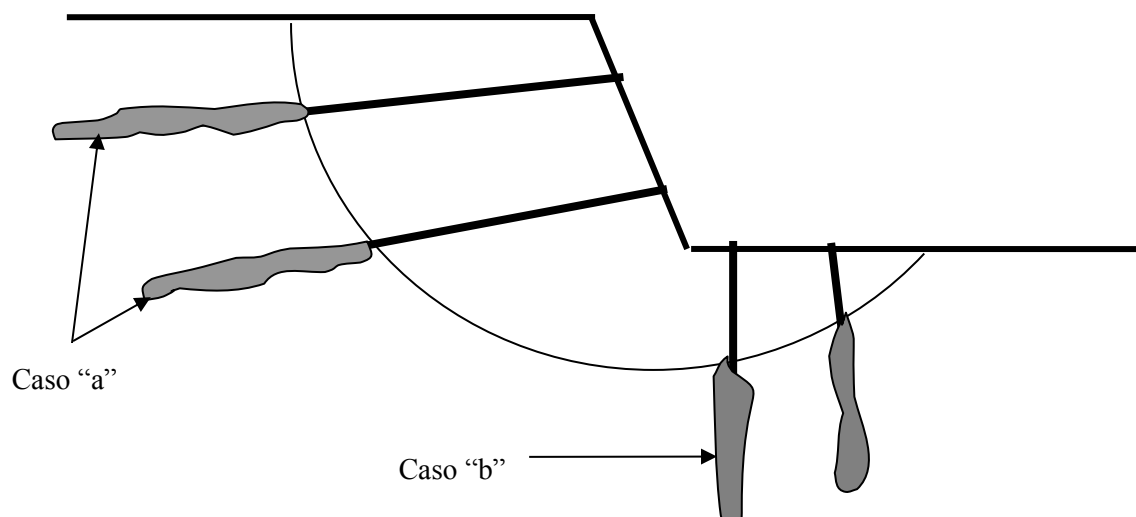


Figura N° 5

5.4.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:

Para la construcción de los micropilotes se debe practicar una perforación del diámetro proyectado para el elemento, que por lo general se ejecuta con una máquina rotativa de cabezal basculante. Cuando se trabaja en lugares cerrados, la misma podrá estar equipada con motor eléctrico para evitar la generación de ruidos molestos y gases contaminantes de los motores a explosión dentro de los edificios.

Si se trata de submuraciones, por lo general, se deben atravesar cimientos existentes, esto hace que se deban perforar estructuras de hormigón y de mampostería. Para ello se utiliza una mecha especial, impregnada con diamantes industriales para facilitar el corte de las bases y en algunos casos, también de las armaduras. (Figura N° 3)

Una vez que se atraviesan los cimientos y se retiran los restos del corte, se perforará en suelo con mechas especiales, en forma rotativa y con recirculación de agua, ó lodos bentoníticos según sea necesario, hasta alcanzar la profundidad establecida en el proyecto.

Esta recirculación de lodos se hará mediante un caño camisa de 2,00 m de longitud con una derivación en "Te" en su extremo superior que permitirá volcar los lodos de perforación en una batea receptora a los efectos de cuidar dentro de lo posible la limpieza en el desarrollo de los trabajos, si bien es sabido, que estos son trabajos sucios de por sí.

Alcanzada la profundidad de proyecto del micropilote, se bajará una cañería de 1" a 1 3/4" de diámetro hasta el fondo de la perforación ejecutada. A través de esta cañería se procede a

bombear una lechada de cemento y agua para el llenado del micropilote, ésta lechada de cemento comúnmente se denomina “**Lechada Primaria**”.

La fluidez de la lechada estará limitada por la cantidad de agua. Hay que tratar que una vez en el terreno, el exceso de agua no se separe de la lechada. Para evitar esto, en algunos casos se adiciona a la lechada bentonita, para que retenga el exceso de agua, esto ocurre cuando estamos construyendo un micropilotes bajo el nivel de la napa y el suelo no admite más agua. Si por el contrario estamos trabajando por encima de los suelos saturados, el suelo puede absorber el exceso de agua de la lechada

Al ser bombeada al interior de la perforación, desde el fondo de la misma, la lechada primaria desplaza a los lodos de perforación residuales por tener una mayor densidad y ocupa toda la sección de la perforación ejecutada para el micropilote (figura N° 6).

Una vez que la lechada inyectada surja en la boca de la perforación, significará que la totalidad del lodo de perforación ha sido desplazado por la **Lechada Primaria**. En este punto, se suspenderá la inyección y se retirará de la perforación, la cañería utilizada para este fin

Generalmente la lechada de inyección, está conformada por una mezcla de cemento y agua en una relación que cae dentro del siguiente entorno:

$$0,5 \leq \frac{a}{c} \leq 0,60$$

Debemos decir en este punto que una elevada relación de $\frac{a}{c}$ de la lechada de inyección, produce efectos negativos ya que baja la resistencia de la misma, incrementa la contracción y disminuye la durabilidad del elemento. Por otra parte, una baja relación de $\frac{a}{c}$ dificulta la inyección y disminuye la eficiencia de la bomba.

En algunas ocasiones, a la lechada primaria se le suele adicionar arena fina para reducir los costos, ya que se logra un mayor volumen de lechada con la misma cantidad de cemento. En estos casos, por lo general la relación en pesos de $\frac{\text{arena}}{\text{cemento}}$ no supera el valor de 1,5.

Es común la utilización de aditivos en la confección de las lechadas de inyección para tratar de mejorar los siguientes aspectos:

- Prevenir y disminuir la contracción

- Reducir la relación $\frac{q}{c}$ sin perder la fluidez de la lechada ni la eficiencia del bombeo
- Compatibilizar el tiempo de fragüe con la operación de instalación de la armadura

Comúnmente en estos elementos la resistencia característica de la lechada se proyecta para que su valor esté en un orden no menor a los 250 kg/cm^2 ($\sim 25 \text{ MPa}$)

Tendremos entonces, una perforación de pequeño diámetro (15 a 25 cm) que hemos colmatado con una lechada de cemento y agua.

Haremos acá una diferenciación que tiene que ver con el método constructivo de los micropilotes.

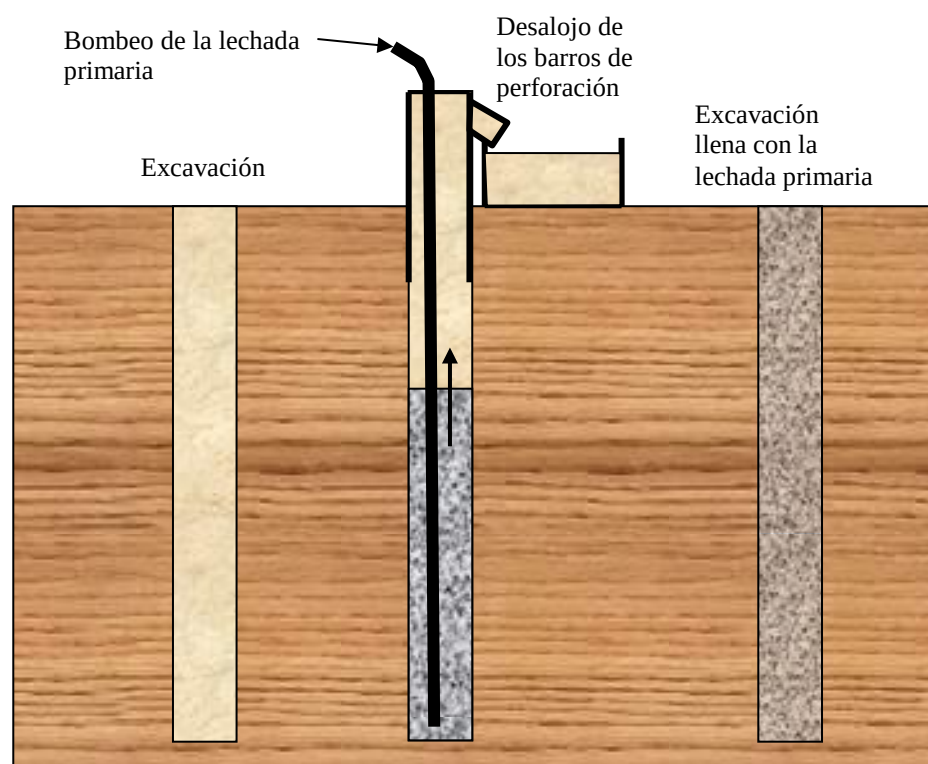


Figura N° 6: Colado de la lechada primaria en un micropilote

5.4.1.- Micropilotes contruidos con Inyección Global Unitaria (Sistema IGU)

En primer lugar tenemos los micropilotes a los que se les da una “Inyección Global Unitaria o Única” “IGU” similar a la que se representa en la figura N° 6.

En este caso se trata solamente de una lechada de inyección, que sería la que hemos definido también como “inyección primaria” y a la que luego de colocada la armadura, hay que darle una cierta presión, para lograr un aumento de los parámetros de corte del suelo y para que la lechada penetre en las oquedades o fisuras que puedan existir en el mismo.

Para lograr esto, existen elementos especiales que obturan la parte superior del micropilote y permiten que la lechada de inyección alcance una cierta presión, cuyo valor lógicamente dependerá de la eficiencia de esta obturación.

La instalación de las armaduras de los micropilotes, dentro de la perforación, se colocan con separadores de plástico como los que se aprecian en las figuras N° 7 y N° 8.

Se aprecia en la misma un corte transversal del micropilote con la armadura longitudinal y la armadura de corte que la contiene. Estos separadores tratan que la armadura tenga en todo momento un recubrimiento mínimo superior a los 2,50 cm.

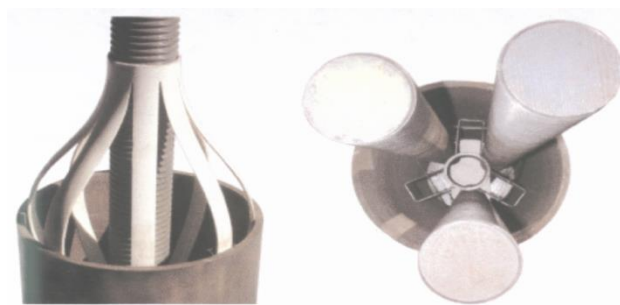


Figura N° 7: Separadores de plástico para las armaduras

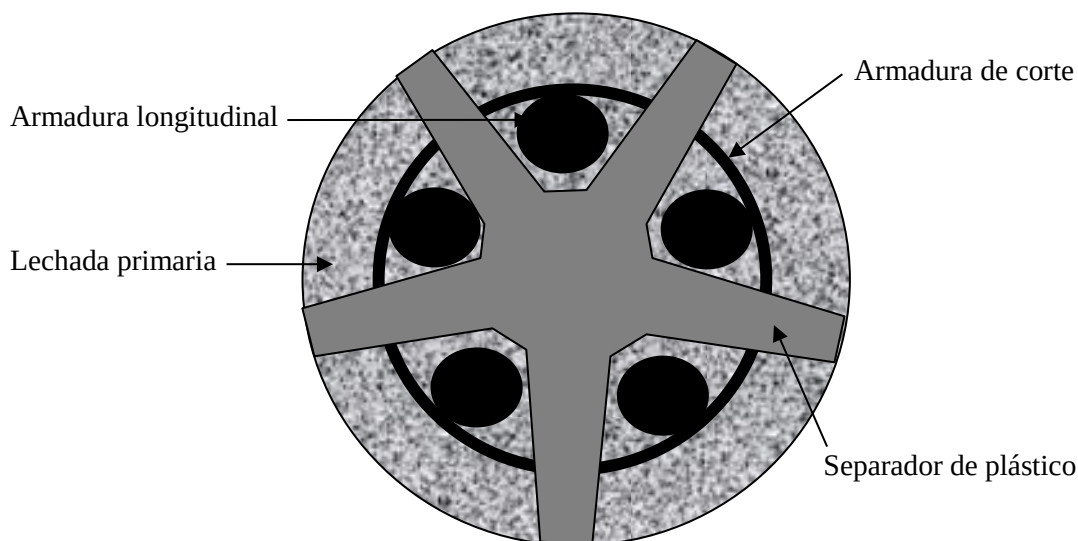


Figura N° 8: Separadores de plástico tipo estrella para las armaduras

En la figura N° 9 se representan los pasos a seguir para la construcción de un micropilote con el sistema “IGU”.

- Perforación con sistema róтары y encamisado de la perforación.
- Llenado de la perforación con lechada de cemento por desplazamiento de los barros.
- Colocación de las armaduras.

- d) Se levanta en parte la camisa metálica y se procede a obturar la parte superior e inyectar la lechada secundaria a presión o a darle una presión a la lechada ya colocada con aire comprimido.
- e) Se extrae la camisa y queda el micropilote conformado.

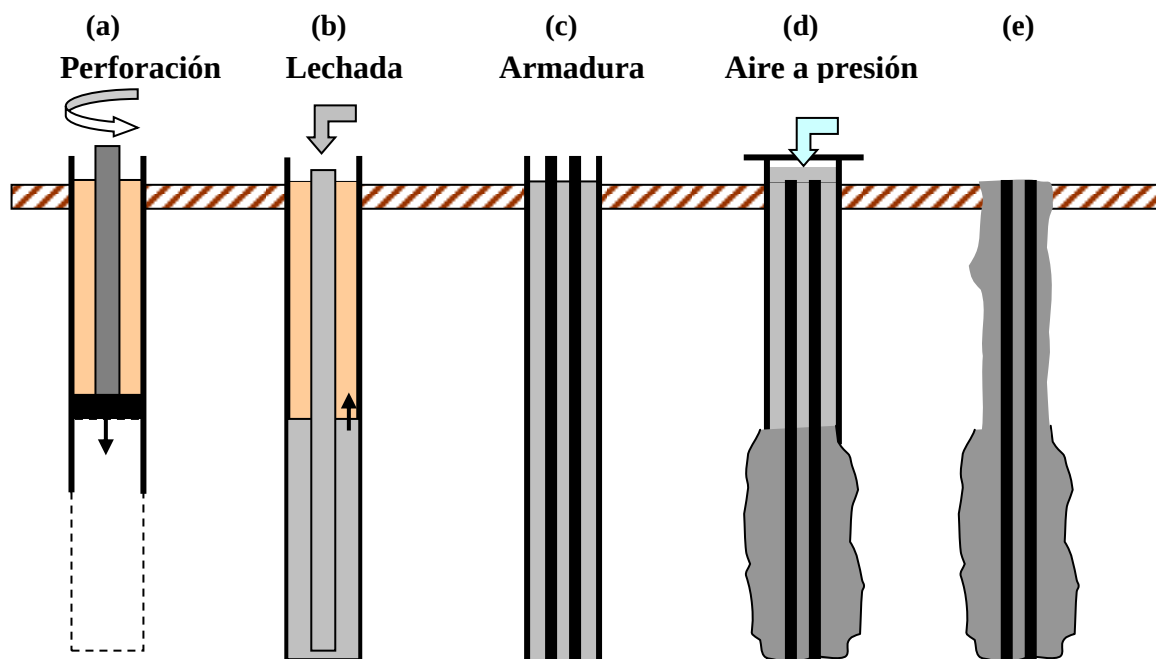


Figura N° 9:

5.4.1.1.- Anclajes inyectados autoperforantes (AIA)

Una variante de mucha aplicación, que se utiliza muy frecuentemente en la construcción de líneas de alta tensión, son los anclajes inyectados autoperforados, conocidos con la sigla “AIA”.

Para la construcción de estos elementos se utilizan las barras tipo Ischebeck que se muestran en la figura N° 10 y cuyas características técnicas se indican en la Tabla I.

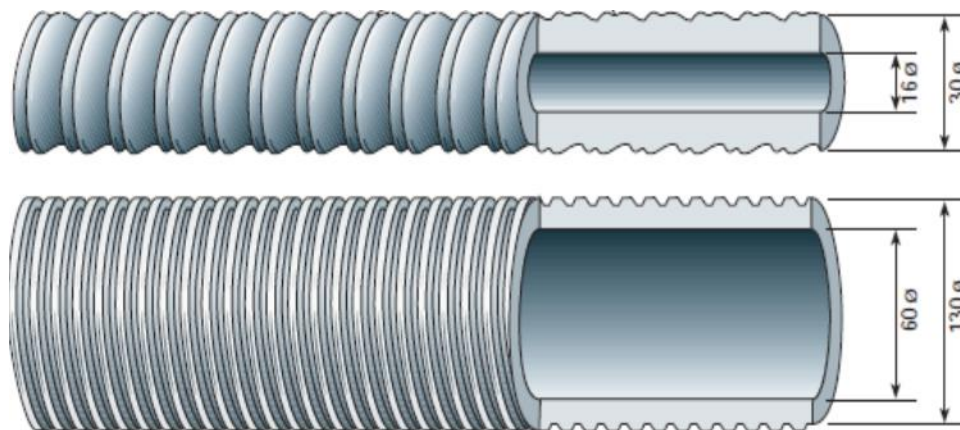


Figura N° 10: Dimensiones de las barras roscadas Titan 30/16 y 130/60

Tabla I: Propiedades geométricas y resistentes de las barras de acero roscadas Ischebeck - Titan

Tipo de barras	Diámetro externo mm	Diámetro interno mm	Sección nominal mm ²	Carga de fluencia (kN)	Carga de rotura (kN)
30/16	30	16	382	180	220
30/14	30	14	395	220	260
30/11	30	11	446	260	320
40/20	40	20	726	430	539
40/16	40	16	879	525	660
52/26	52	26	1.337	730	929
73/53	73	53	1.631	970	1.160
73/56	73	56	1.414	785	1.194
103/78	103	78	3.146	1.800	2.282
103/51	103	51	5.501	2.750	3.460
130/60	130	60	9.540	5.250	7.940

Al ejecutar la perforación la misma se realiza utilizando como barra de perforación la misma barra que posteriormente conformará la armadura del anclajes, que tiene un orificio interno por donde se inyecta directamente la lechada de cemento que se mezcla con los suelos removidos y conforma la pasta resistente del anclaje. Figura N° 11.

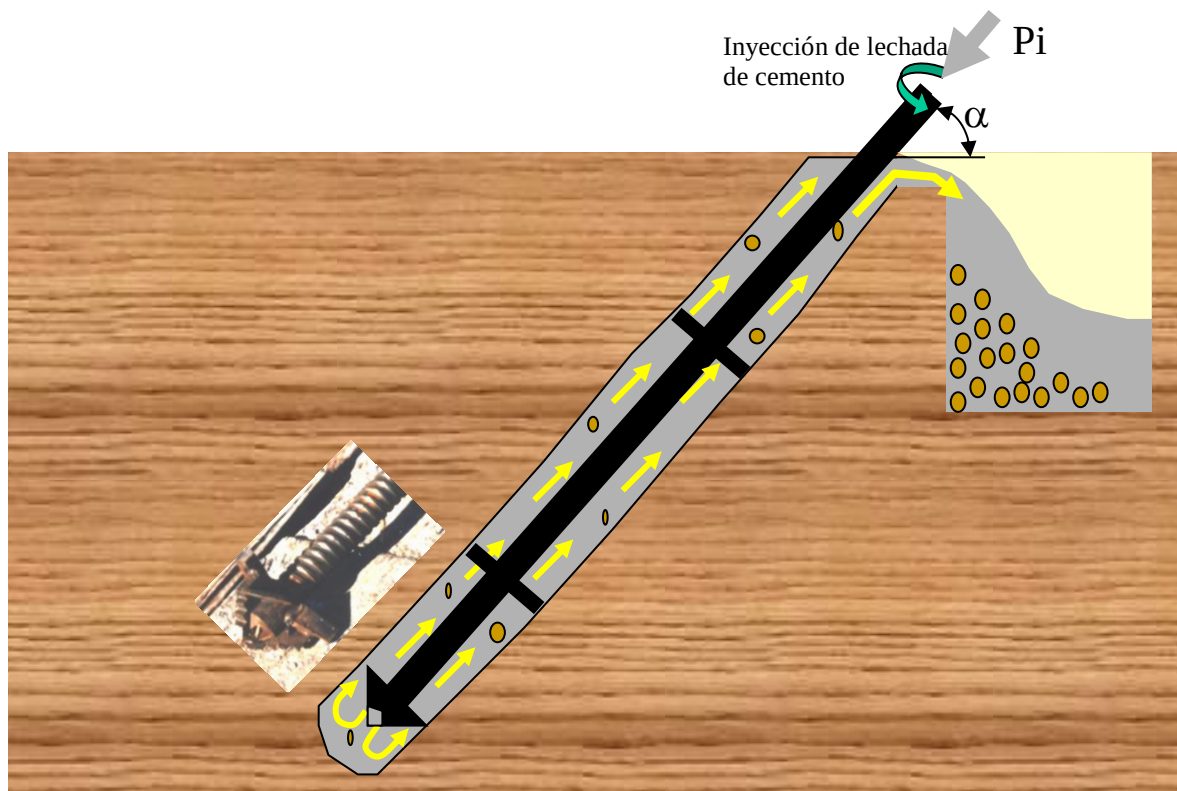


Figura N° 11 a: Esquema constructivo de un micropilote con barras Ischebeck.

Para ello se trabaja con una máquina rotativa a bajas revoluciones, con brocas especiales que quedan perdidas en el extremo inferior del anclaje. Figura N° 12.



Figura N° 12: Barra de acero y broca "ISCHEBECK" para anclajes

A medida que se penetra en el terreno, la presión de inyección se va aumentando, regulando la válvula de retorno de la bomba que la inyecta.

Uno de los inconvenientes más importantes de este sistema es el gran volumen de lechada que se pierde durante la construcción de estos anclajes, ya que toda la operación de perforado se ejecuta con inyección de lechada de cemento y una vez que se alcanza la profundidad establecida se procede a la operación de lavado, que consiste en inyectar lechada para "barrer"

la totalidad de los detritos de suelos removidos durante la perforación por la broca. Figura N° 13a y 13b.



Figura N° 11 a: Perforación con inyección de lechada de cemento para un anclaje con barras ISCHEBECK



Figura N° 11 b: Micropilote terminado ejecutados con el sistema IGU

Como orden de magnitud hay que pensar que para un micropilote de 0,15 m de diámetro y de 10 m de longitud confeccionado con una lechada de 0,6 de relación agua / cemento, se utilizan aproximadamente 690 litros de lechada con un consumo de 15 bolsas de cemento, a razón de 1,50 bolsas por metro de anclaje.

5.4.2.- Micropilotes contruidos con Inyección Repetitiva y Selectiva (Sistema IRS):

Un segundo grupo de micropilotes son los contruidos con el sistema de “Inyección Repetitiva y Selectiva” “I.R.S.”

En estos micropilotes, luego de colocada la inyección primaria, se procede a realizar una segunda inyección a presiones levadas y a lo largo del micropilote, que se pueden repetir en el tiempo y que se pueden proyectar en distintos puntos de la longitud del micropilote.

Esta nueva inyección se la denomina Inyección Secundaria, y se coloca mediante los elementos que se describen a continuación.

Inmediatamente que se inyecta la Lechada Primaria (Figura N° 6), se colocará dentro de la perforación el conjunto conformado por el paquete de armadura y tubo de inyección coaxial, denominado **“tubo de manguitos”** o **“tubo con manguitos”**.

Los manguitos son válvulas especiales de goma regularmente espaciados a lo largo del micropilote.

La armadura se dispone junto ó alrededor del tubo de manguitos en forma simétrica y fijada con los separadores. (ver figura N° 14 a)

El tubo con manguitos para proceder a la inyección de la lechada secundaria consiste en un caño de PVC de 40 a 50 mm de diámetro interno, provisto de perforaciones radiales a intervalos de 0,50 m a 1,00 m, a lo largo del caño y que se recubren en forma externa con un tubo de goma de 0,15 a 0,20 m de largo como se muestra en la figura N° 14 b.

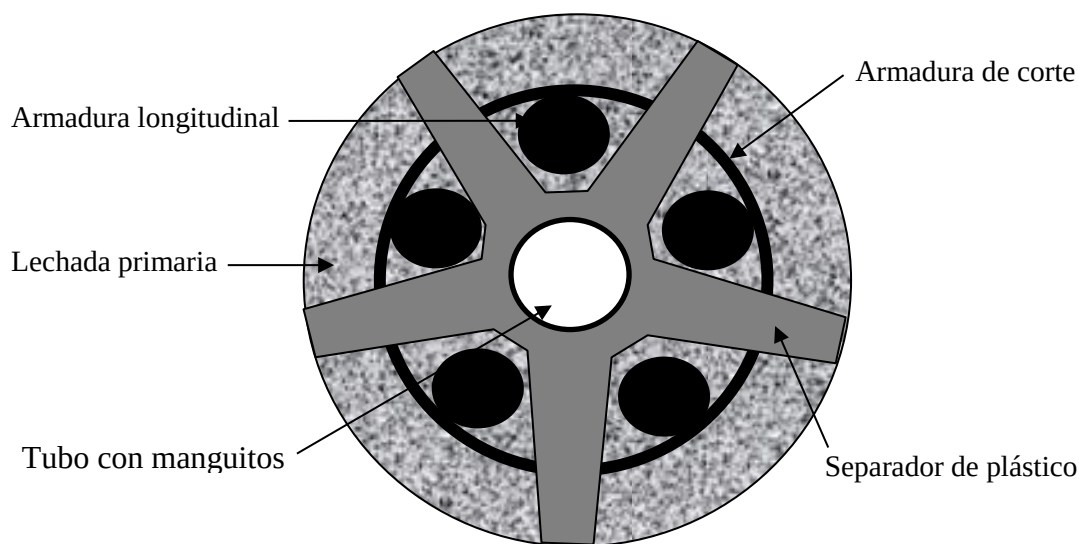


Figura N° 14 a: Corte transversal de la armadura de un micropilote “IRS”

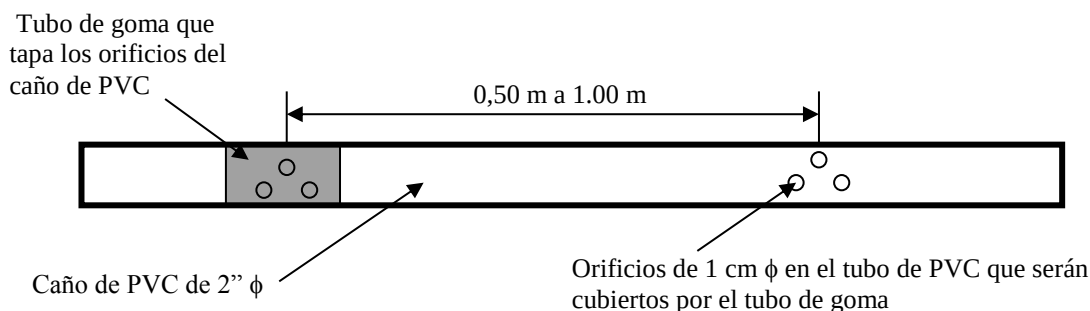


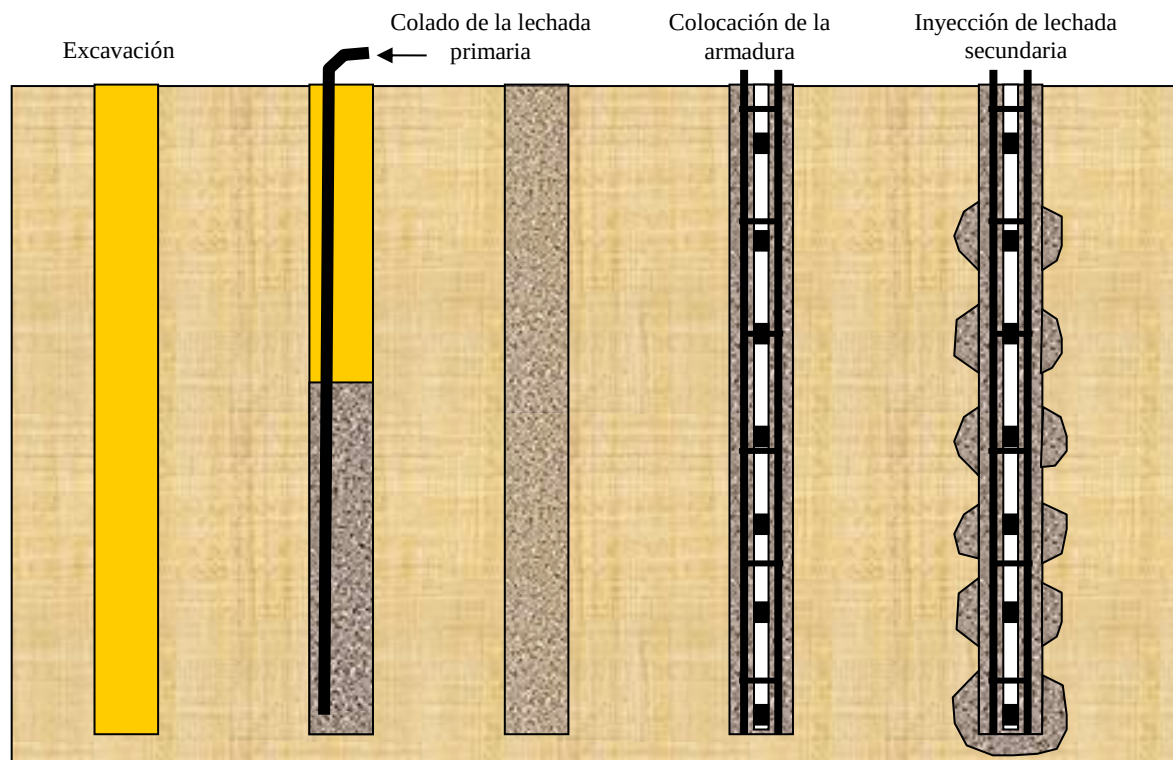
Figura N° 14 b: Representación esquemática de un tramo del tubo con manguitos

Estos tubos de goma hacen las veces de válvulas de retención de la lechada de cemento durante el proceso de inyección y reciben también el nombre de válvulas “Manchete”.

El tramo de micropilote en el que se realizará la inyección secundario en el micropilote comenzará a partir de cierta profundidad, que por lo general supera los 2,00 m a partir de la superficie del terreno natural y se prolongará hasta el extremo inferior del mismo, esta limitación en los niveles superiores para proceder a inyectar, se debe a que al ser las presiones de inyección de las lechadas de cemento elevadas, las mismas podrán ser retenidas por el suelo, siempre y cuando exista al nivel en que se inyecta un confinamiento tal que impida a estas lechadas ascender hasta la superficie del terreno natural. Esta condición se da por lo general, por debajo de los 2,00 a 3,00 m de profundidad, debido fundamentalmente a la inexistencia a partir de éste nivel, de grietas y fisuras que tienen su origen en la pérdida de humedad del suelo.

En ciertos casos en los que se requiera una sección mayor de armadura, se podrá usar en lugar de tubos con manguitos de PVC, caños de acero con manguitos.

Una vez instalado el tubo con manguitos juntamente con la armadura, se dejará reposar el micropilote a la espera de que fragüe la lechada primaria, durante un lapso no menor a las 24 hs.



La **Lechada Secundaria** de cemento, será inyectada a través de los manguitos, para ello será necesario, contar con una bomba que garantice una presión de inyección de por lo menos 80 kg/cm^2 y con un obturador doble como el que se indica en la figura N° 15.

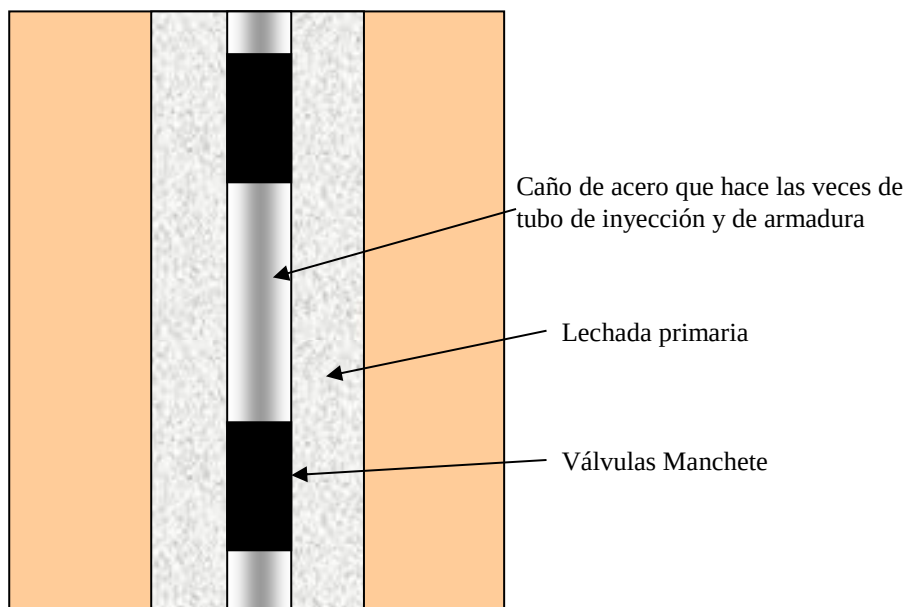


Figura N° 16: Micropilote que tiene un tubo de acero como armadura y lo utiliza también como caño de inyección

Para la operación de inyección de esta lechada secundaria, se introduce desde la superficie, el obturador doble de la figura 17 en el tubo con manguitos hasta que la boquilla de inyección,

que se encuentra ubicada entre los dos obturadores inflables, coincide con el manguito que se quiere inyectar. (Figura N° 18)

Posteriormente se inflan con agua a presión los dos obturadores de goma, de manera de bloquear la salida de la lechada hacia la parte superior o la inferior del tubo con manguitos y se procede a inyectar la lechada de cemento a una presión elevada.

Esta lechada a presión, actúa a través de los orificios, sobre la parte interna del manguito de goma, este se expande, rompe la lechada primaria que tiene 24 hs o menos de colocada y posteriormente fluye a presión al terreno natural como se puede apreciar con detalle en la figura 18.

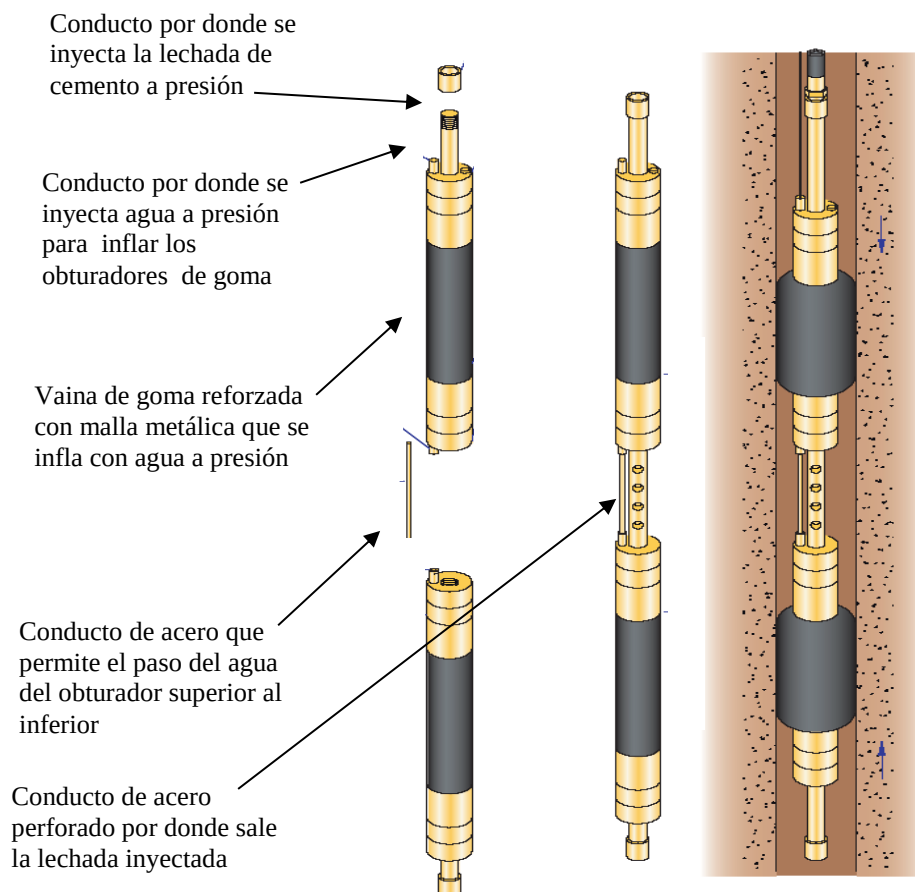


Figura N° 17: Detalle de un obturador doble que se utiliza para realizar la inyección secundaria

Por lo general para micropilotes de 0,20 m de diámetro, se requiere una presión inicial de la lechada secundaria, para romper la lechada primaria, del orden de los 30 a 50 kg/cm² en un suelo compacto, si el suelo es muy compacto esta presión se incrementa.

Todo esto es válido, si el fragüe fue de solo 24 hs, es por ello que se aconseja proceder a la inyección secundaria durante este lapso de tiempo ya que si se procede en un tiempo mayor, las presiones necesarias son mucho mayores y a veces se agota la capacidad de la bomba y no se puede realizar la inyección

Una vez terminada la operación de la inyección secundaria, inyectando a cada maguito el volumen de lechada establecido previamente, el elemento quedará conformado como se indica en la figura N° 15 a la derecha.

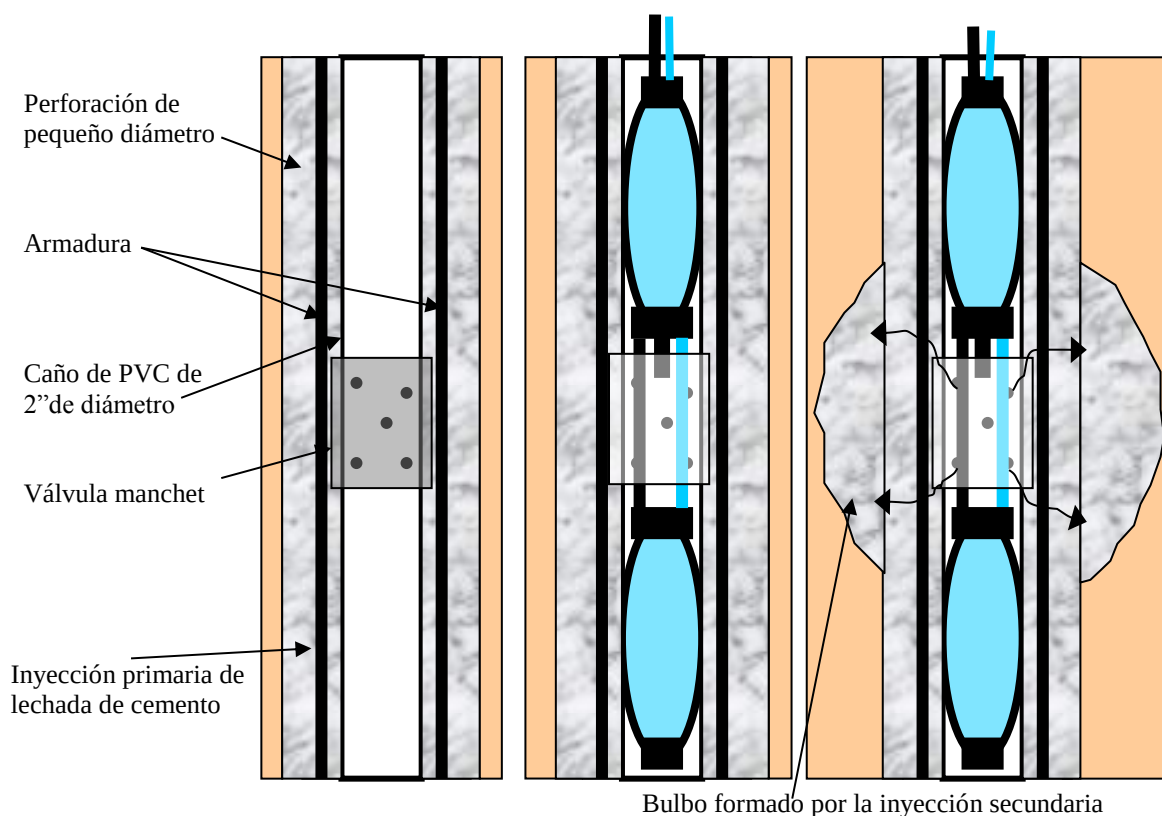


Figura N° 18: Secuencia de colocación y de inyección de la lechada secundaria

En la foto N° 19 se muestra la bomba hidráulica manual que se utiliza para inyectar agua a presión en los obturadores de goma de la figura 17 y 18



Figura N° 19: Bomba hidráulica manual

5.4.3.- Fluidez de la lechada

Si la lechada de cemento con la que trabajamos tiene una fluidez baja, tendremos importantes problemas para proceder a la inyección, por esa razón la misma deberá mantener la plasticidad bajo las presiones de inyección y durante el tiempo que dure la inyección.

El problema radica en que los dos parámetros varían entre los distintos proyectos que se realizan al variar el diámetro y la longitud de los micropilotes, por lo tanto será necesario que las lechadas se mantengan plásticas bajo presiones del orden de los 30 a 60 kg/cm² y durante las horas necesarias para completar la inyección.

Si la fluidez de la lechada es muy elevada podemos provocar la fractura del suelo ya que la misma penetrará fácilmente en las grietas, llegando a aflorar en muchos casos en la superficie del terreno. Esto ocurre muy a menudo, sobre todo en las inyecciones de los manguitos superiores y a veces no tan superiores, en estos casos es recomendable suspender las inyecciones y continuarlas luego de un tiempo prudencial que puede estar en el orden de las 4 horas, o directamente continuarlas al otro día.

5.5.- CÓMPUTO DE MATERIALES

En éste apartado desarrollaremos los cálculos racionales que nos permiten determinar la cantidad de materiales necesarios para confeccionar un micropilote.

Es imprescindible al momento de la construcción del micropilote, saber no solamente como ejecutaremos la lechada, sino que cantidad de materiales mezclaremos para preparar una cantidad ajustada a la realidad.

Para ello a partir de la capacidad de carga determinada en función de la geometría del micropilote y de los parámetros resistentes del suelo a cada nivel de profundidad, tendremos:

D = Diámetro del micropilote

L = Longitud del micropilote

Aa = Area de la armadura

d = Diámetro del caño de PVC

N = Cantidad de manguitos a inyectar

v = Volumen de lechada secundaria a inyectar en cada manguito (entre 30 a 50 litros)

V₁ = Volumen de la lechada primaria = (Area del micropilote – Aa) x L

V₂ = Volumen de la lechada secundaria = N x v

V_t = Volumen total de lechada (V₁ + V₂)

γ_w = Pesos específico del agua 1 tn/m³

γ_c = Peso específico del cemento 3,15 tn/m³

Teniendo en cuenta que la **Inyección Secundaria** se coloca 24 horas después de colocar la **Inyección Primaria**, al momento de la construcción del micropilote, es absolutamente necesario conocer el volumen de cada una de ellas por separado para que el operador pueda confeccionarlas sin desperdiciar materiales.

Si llamamos “X” a la relación agua / cemento establecida y “V_a” al volumen de agua, “V_c” al volumen de cemento y “V_t” al volumen total de la lechada conformada, podremos hacer el siguiente cálculo.

$$X = \frac{a}{c} = \frac{W_a}{W_c} = \frac{V_a \cdot \gamma_w}{V_c \cdot \gamma_c}$$

$$V_c = \frac{V_a \cdot \gamma_w}{X \cdot \gamma_c} \quad (1)$$

$$V_t = V_c + V_a$$

$$V_t = \frac{V_a \cdot \gamma_w}{X \cdot \gamma_c} + V_a$$

$$V_t = V_a \left[\frac{\gamma_w}{X \cdot \gamma_c} + 1 \right] \quad (2)$$

$$V_a = \frac{V_t}{\left[1 + \left(\frac{\gamma_w}{X \cdot \gamma_c} \right) \right]} \quad (3)$$

Con estos valores podemos calcular también la densidad de la lechada utilizando la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{W_a + W_c}{V_t} \quad (4)$$

Si tomamos un valor del peso específico del cemento de 3,15 tn/m³ y de 1 tn/m³ para el agua de mezclado. Podemos confeccionar la Tabla II que nos permite calcular el volumen resultante para distintas relaciones de X = agua/cemento y para distintas cantidades de bolsas de cemento a utilizar.

Tabla II: Conformación de las lechadas para distintos valores de “X”

Bolsas de cemento Nº	Peso del cemento (kg)	Relación agua/cemento X	Cantidad de agua (litros)	Volumen de la lechada (litros)	Densidad de la lechada (kg/litros)
2	100	0.50	50	81.75	1,834
3	150	0.50	75	122.62	
4	200	0.50	100	163.49	
5	250	0.50	125	204.37	
2	100	0.55	55	86.75	1,787
3	150	0.55	82.5	130.12	
4	200	0.55	110	173.49	
5	250	0.55	137.5	216.87	
2	100	0.60	60	91.75	1,744
3	150	0.60	90	137.62	
4	200	0.60	120	183.49	
5	250	0.60	150	229.37	
2	100	0.65	65	96.75	1,705
3	150	0.65	97.5	145.12	
4	200	0.65	130	193.49	
5	250	0.65	162.5	241.87	

La foto N° 20 muestra una unidad compacta marca Häny, que permite confeccionar las lechadas de cemento y agua, e inyectarlas a presiones de hasta 95 bar.



Figura N° 20: Equipo compacto para confeccionar las lechadas e inyectarlas a presión

Ejemplo de aplicación:

Supongamos ahora que construiremos un micropilote como el que se indica en la figura N° 21 que tiene un diámetro de 0,20 m, es de 10 m de longitud que tiene un manguito cada 0,80 m a lo largo de los 8,00 m inferiores ya que en los dos metros superiores no tiene manguitos, porque en caso de tenerlos seguramente la lechada escurriría hacia la superficie del terreno natural al proceder a inyectarlos.

Consideremos además que utilizaremos una relación de agua/cemento $X = 0,55$ para la confección de ambas lechadas de cemento, que en cada manguitos inyectaremos un volumen de 30 litros y que en principio colocamos una armadura longitudinal de 4 ϕ 16.

Cálculos:

Volumen de la excavación vacía: $V = \pi \cdot (0,10 \text{ m})^2 \cdot 10 \text{ m} = 0.314 \text{ m}^3$

Por lo tanto para la lechada primaria que es con la que se llena la perforación, necesitamos un total de:

$$V_1 = 0.314 \text{ m}^3 = 314 \text{ litros}$$

Para la inyección secundaria necesitamos:

$$V_2 = 30 \text{ litros} \cdot \text{N}^\circ \text{ de manguitos} = 30 \text{ litros} \times 11 \text{ manguitos} = 330 \text{ litros}$$

Necesitaremos entonces un total de:

$$\text{Volumen de Lechada} = 314 \text{ lts} + 330 \text{ lts} = 644 \text{ lts}$$

Sabiendo que la lechada será confeccionada con una relación $X = 0,55$ y que el cemento a utilizar tiene un peso específico de $3,15 \text{ tn/m}^3$, podremos calcular el volumen necesario de agua para confeccionar la lechada a partir de la siguiente ecuación:

$$V_a = \frac{V_t}{\left[1 + \left(\frac{\gamma_w}{X \cdot \gamma_c} \right) \right]}$$

$$V_a = \frac{644 \text{ lts}}{\left[1 + \left(\frac{1 \text{ tn / m}^3}{0,55 \times 3,15 \text{ tn / m}^3} \right) \right]} = 408 \text{ litros}$$

Tomando en cuenta que $X = 0,55 = \text{peso del agua} / \text{peso del cemento}$.

Podemos calcular el peso del cemento a utilizar:

$$W_c = \frac{408 \text{ kg}}{0,55} = 742 \text{ kg}$$

La densidad de la lechada será:

$$\gamma = \frac{408 \text{ kg} + 742 \text{ kg}}{644 \text{ litros}} = 1,786 \text{ kg / lts}$$

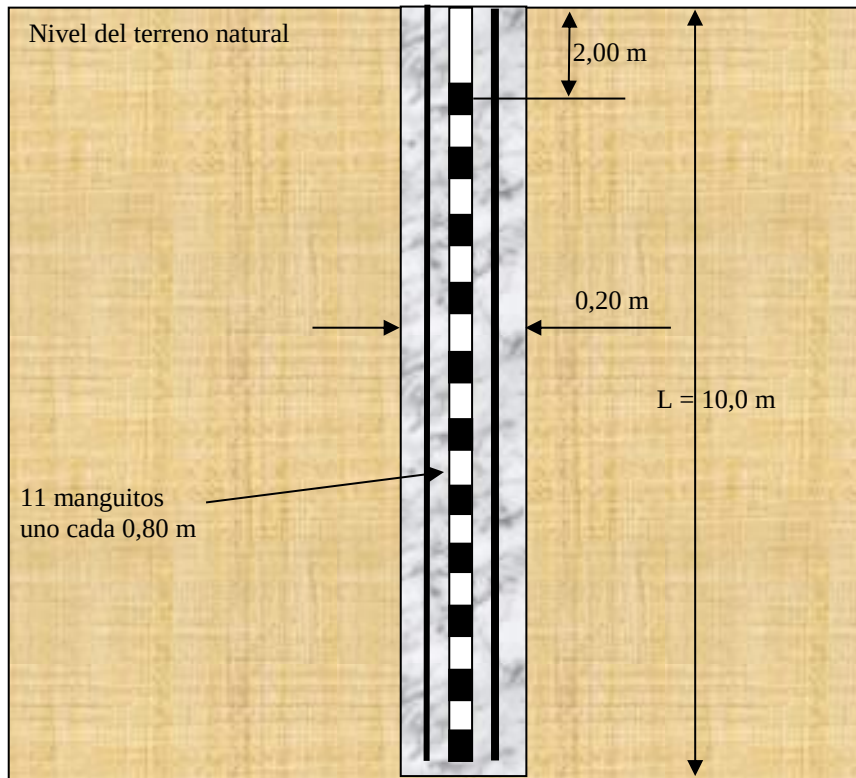


Figura N° 21



Foto N° 22: Construcción de un micropilote en espacios reducidos para la submuración de un edificio

5.6.- RESISTENCIA ESTRUCTURAL

La capacidad de carga de los micropilotes está frecuentemente gobernada por la resistencia interna de los elementos que lo conforman, ya que se trata de un elemento estructural de muy pequeña sección que desarrolla una elevada resistencia en el fuste debido a la inyección de la lechada de cemento.

La acción de la armadura del mismo, es la de transferir la carga en toda la longitud del elemento, y la resistencia se logra con la tensión de fuste que se genera en el suelo por la inyección de la lechada. Por lo tanto, se requiere un diseño óptimo de los elementos que conforman esta pieza estructural.

En este aspecto cabe mencionar que la utilización de tubos de acero como armaduras, que a su vez se utilizan como medio de inyección de la lechada secundaria, permite aumentar la sección de acero y lograr una mayor capacidad de carga.

El funcionamiento de los micropilotes como ya lo mencionamos, está basado fundamentalmente en la transferencia, casi totalmente de la carga que lo solicita, a la fricción que se desarrolla en el fuste del mismo, ya que la resistencia que puede asumir la punta es muy pequeña debido a la escasa sección transversal del elemento. (Figura N° 23).

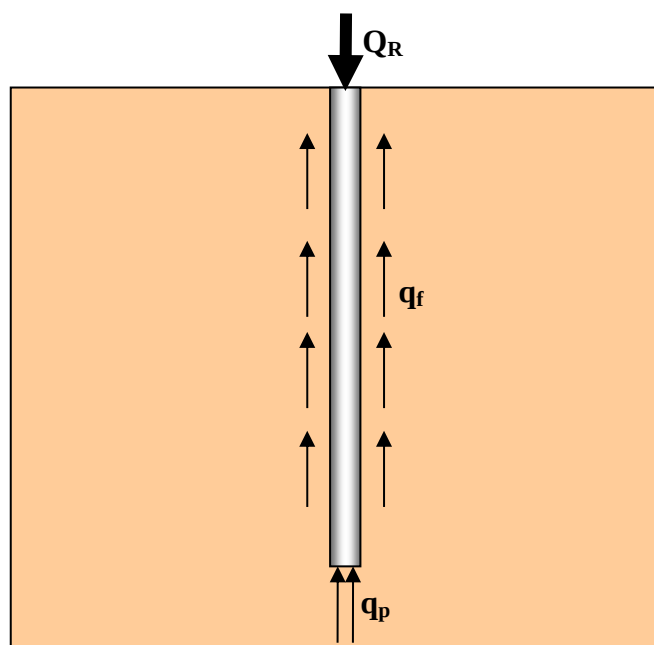


Figura N° 23: Tensiones de fuste y de punta en un micropilote

Justamente por ello, los micropilotes para lograr la máxima capacidad de carga, necesitan experimentar una muy pequeña deformación axial, por lo general, del orden de 30 veces más pequeñas que las necesarias para desarrollar la máxima tensión en la punta.

Obviamente para lograr una aceptable tensión de fricción en el fuste con la inyección de la lechada, se debe respetar una buena técnica de construcción y un adecuado control de calidad.

5.7.- MÉTODOS DE DISEÑO

Los métodos que se describen a continuación intentan definir una capacidad de carga admisible de los micropilotes, que luego deberá ser controlada a través de los correspondientes ensayos de carga.

Estos ensayos de carga servirán para definir la carga de rotura y para ello será necesario llevar al micropilote a una carga de por lo menos dos veces la carga admisible proyectada.

En este aspecto es recomendable utilizar para el ensayo de compresión (**micropilote**) la norma ASTM-D 1143-81 y para ensayos de tracción (**anclajes**) la ASTM-D 3689-87.

5.7.1.- Experiencias de Gouvenot:

Dentro de los distintos métodos de cálculo y haciendo un poco de historia, podemos citar a Gouvenot (1973), quién analizando resultados de ensayos de carga sobre estructuras de anclajes y sobre micropilotes, obtuvo rangos de valores para la tensión de fricción para diferentes tipos de suelos, basados en el ángulo de fricción (ϕ), en la cohesión no drenada (c_u) y en una presión de confinamiento σ'_o de $1,5 \text{ kg/cm}^2$. Esto quiere decir que el micropilote es del tipo “IGU” y que la presión de inyección se llevó por lo menos a un valor de $1,5 \text{ kg/cm}^2$.

Tipo I: arenas y gravas: $35^\circ < \phi < 45^\circ$ ($c_u = 0$)

$$q_s = \sigma'_o \cdot \text{tg}(\phi)$$

Tipo II: arena fina, limosa, suelta: $20^\circ < \phi < 30^\circ$ ($0,1 < c_u < 0,5 \text{ kg/cm}^2$)

$$q_s = \sigma'_o \cdot \text{sen}(\phi) + c_u$$

Tipo III: arcillas: $0,5 < c_u < 2 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 0$

$$q_s = c_u \quad \text{para} \quad 0,5 < c_u < 1 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 1 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{para} \quad 1 < c_u < 2 \text{ kg/cm}^2$$

5.7.2.- Experiencias de Lizzi:

Basándose en experiencias de ensayos, Lizzi (1993), propone la siguiente fórmula para calcular la capacidad de carga de los micropilotes:

$$Q_u = D \cdot L \cdot K \cdot I \quad (\text{en kg})$$

Donde: D = Diámetro nominal del micropilote (ϕ de la herramienta de perforación en cm)

L = Longitud del micropilote en cm, K = Coeficiente que depende del tipo de suelos,

I = Coeficiente que depende del diámetro del micropilote

Tipo de Suelo	K
Suelo muy blando	0,5
Suelo blando	1,0
Medianamente compacto	1,5
Muy compacto, arenas y gravas	2,0

Diámetro del micropilote	I
10 cm	1
15 cm	0,9
20 cm	0,85
25 cm	0,80

5.7.3.- Metodología Francesa (Michel Bustamante 1985):

Basándonos en los resultados de los ensayos de presiometría, Bustamante y Doix concluyeron que se podía estimar la capacidad de carga de los micropilotes que se construyen por inyección de lechada en el terreno con una presión relativamente elevada y no solamente con un llenado de la cavidad por gravedad.

Cuando la lechada es inyectada a una presión elevada, la misma penetra en parte en el suelo y además provoca una expansión de la cavidad formada por la herramienta de perforación en el terreno, del mismo modo que cuando hacemos un ensayo de presiometría, provocamos una expansión del suelo con una membrana que se dilata bajo una presión conocida.

Es por ello que Bustamante y Doix (1985) proponen un método de cálculo que se basa entre otros parámetros en la presión límite “ P_L ” que se obtiene de un ensayo con el presiómetro de Menard, que se describe sucintamente a continuación:

5.7.3.1.- Ensayos de Presiometría:

El Ing. Louis Menard en el año 1957, en Francia desarrolló un equipo sencillo, Foto N° 24, consistente en una sonda de goma que se podía introducir en una perforación y se podía inflar con agua a presión desde la superficie, midiendo al mismo tiempo la cantidad de agua introducida en la sonda como la presión necesaria para expandirla.

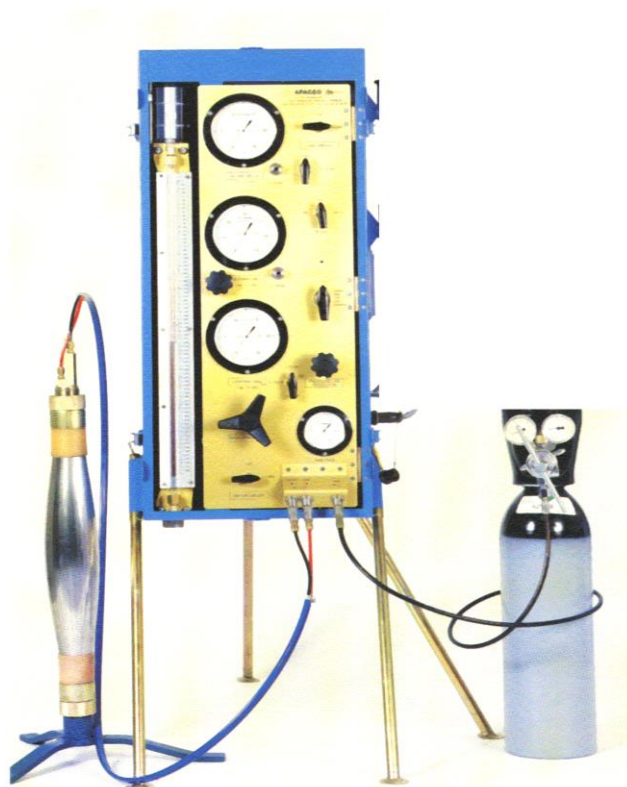


Figura N° 24: Presiómetro de Menard

Con ello muy simplemente obtenemos los datos que nos permiten graficar las tensiones y las deformaciones que se producen en el terreno, cuando la sonda cilíndrica se expande, ya que con el volumen de agua inyectado obtenemos las deformaciones y con la medida de la presión aplicada para inyectar el agua, obtendremos las tensiones. Figura N° 25.

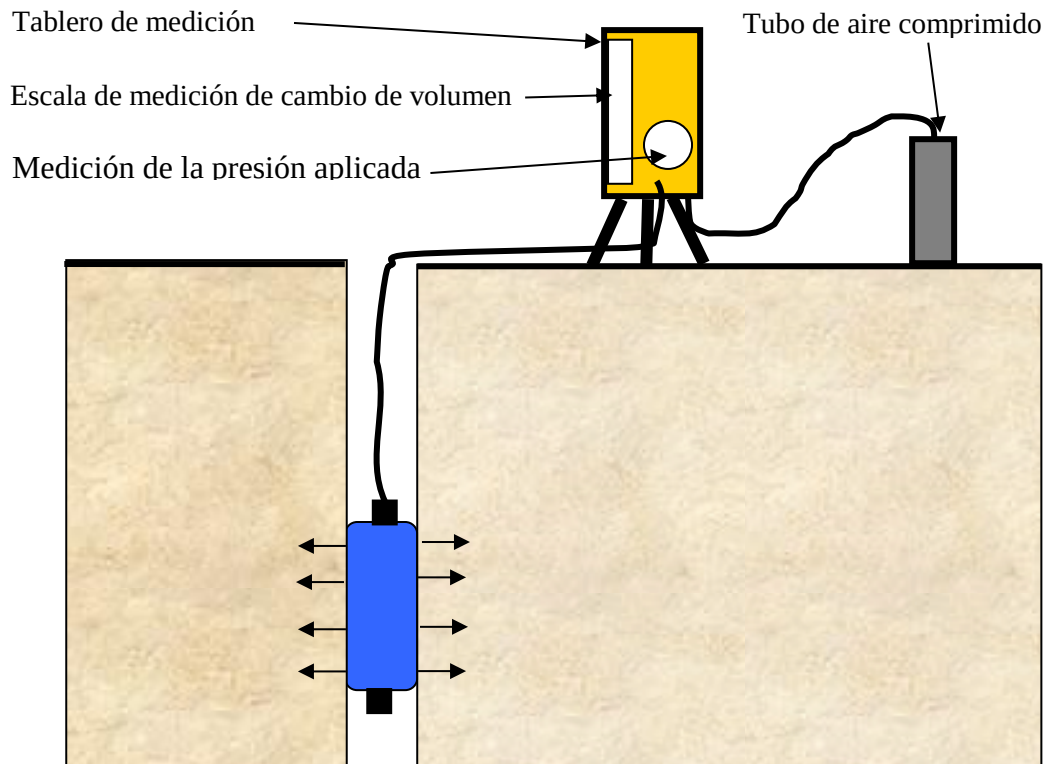


Figura N° 25: Esquema del ensayo presiométrico

En forma teórica, la expansión de la sonda dentro de la perforación debería ser tal que la cobertura de goma permanezca constantemente cilíndrica, pero en realidad, si el suelo tiene una resistencia importante, es fácil deducir que se pueden producir algunas deformaciones de la sonda no deseadas, como por ejemplo, el cilindro se puede deformar longitudinalmente dentro del sondeo y puede inducir a errores en la evaluación de las deformaciones del suelo.

Para evitar estos errores es necesaria la utilización de celdas de guarda protectoras que impidan la expansión longitudinal de la celda central de medición. Esto permite que el cilindro que se expande radialmente permanezca constante en altura e igual al largo de la celda central de medición. Figura N° 26.

Esto nos permite, medir en forma continua en una perforación, los parámetros de tensión – deformación del suelo y obtener a partir de las mediciones efectuadas, un gráfico como el de la figura N° 27

Donde P_o representa la tensión necesaria para comenzar a deformar al suelo, con lo cuál podemos conocer la tensión horizontal existente en el punto estudiado, y " P_L " es la Presión Límite que representa la presión de rotura del suelo al ser sometido a una presión horizontal en una cavidad cilíndrica.

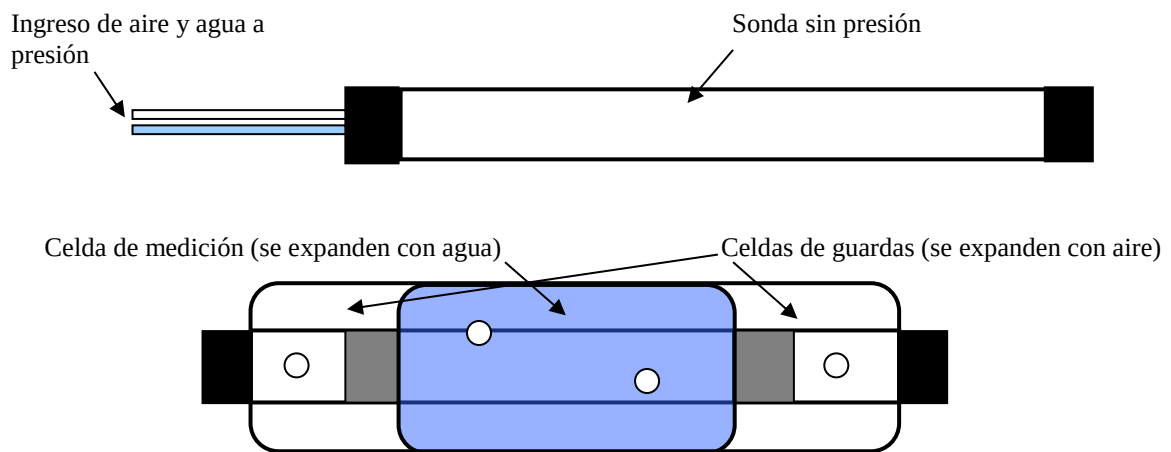


Figura N° 26: Sonda de tres celdas para ensayos presiométricos de Menard

En los micropilotes contruidos con la técnica “IRS”, se logra una elevada capacidad de carga si la presión de inyección es mayor a la presión límite del suelo resistente.

En los micropilotes contruidos con el sistema “IGU” en cambio, la presión de inyección es bastante más baja que la presión límite del suelo resistente, lográndose por lo tanto, una capacidad de carga del micropilote, bastante menor que los contruidos con la técnica “IRS”.

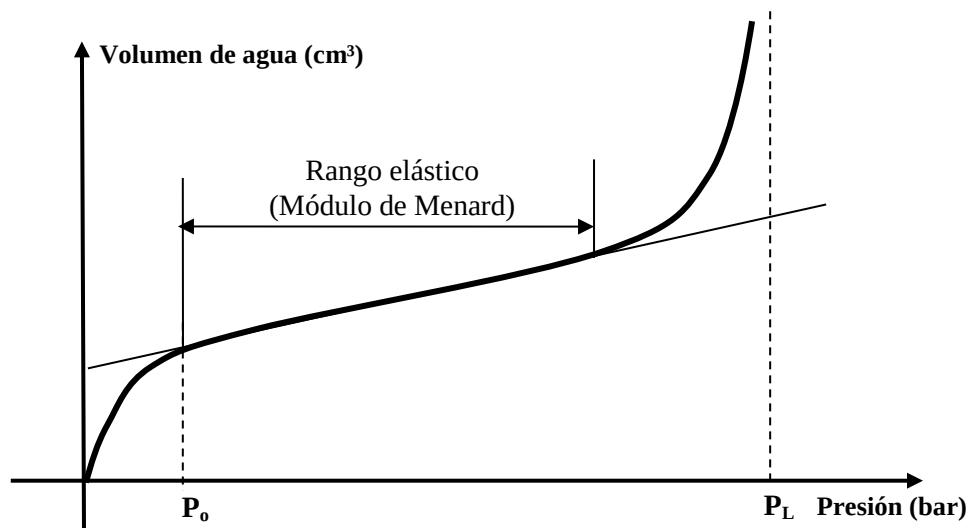


Figura N° 27: Gráfico de resultados del ensayo presiométrico de Menard

Tendremos entonces:

Para el sistema IRS: Presión de inyección $\geq P_L$

Para el sistema IGU: $0,5.P_L < \text{Presión de inyección}$

Con relación a la presión de inyección “ p_i ” debemos recordar que cuando la misma es bien controlada, con circuitos de inyección cortos, caudales constantes y bombas y registradores en buen estado de mantenimiento, con valores cercanos o levemente superiores a la presión límite del suelo, podemos garantizar tanto en los anclajes como en los micropilotes, resistencias de fuste muy superiores a las que se logran con el sistema IGU donde las presiones de inyección son casi gravitatorias y solo representan una muy modesta fracción del valor de la “ P_L ” del suelo.

Esto es netamente cierto para formaciones de suelos “Blandos” a “Compactos” pero pierde validez en suelos “Muy Compactos” a “Duros” donde simplemente una elevada presión de inyección nos asegurará calidad en la conformación del elemento estructural.

Sabemos que la carga última “ Q_U ” para los micropilotes a compresión será:

$$Q_U = Q_p + Q_F$$

Donde Q_p = es la carga resistida por la punta

Q_F = es la carga resistida por el fuste

Para un micropilote como el que se muestra en la figura N° 23, la resistencia por el fuste estará dada por:

$$Q_F = \pi \cdot D_n \cdot \alpha \cdot L \cdot q_s \quad (5)$$

Donde:

D_n = es el diámetro nominal de la perforación

α = es un coeficiente de magnificación que estima la expansión del suelo por la presión de la lechada y depende del tipo de suelo y del tipo de micropilote (ver tabla III)

L = es la longitud del tramo de micropilote donde se inyecta la lechada a presión. (inyección secundaria)

q_s = es la tensión de la fricción lateral que depende de la presión límite P_L y del tipo de suelo (ver gráficos 1, 2), donde se tabulan los valores correspondientes para los elementos contruidos con el sistema “IRS” y con el sistema “IGU”

Por otra parte la resistencia de la punta está dada por:

$$Q_p = A_p \cdot k_p \cdot P_L \quad (6)$$

Donde:

Ap = es la sección de la punta de diámetro α .Dn

kp = es un coeficiente de capacidad de carga que depende del tipo de suelos y que se obtiene de la tabla que se adjunta

PL = es la presión límite del suelo al nivel de la punta, obtenida con el ensayo presiométrico de Menard.

TABLA III

Suelos	Coeficiente “ α ”	
	IRS	IGU
Grava	1,8 a 1,8	1,3 a 1,4
Grava arenosa	1,6 a 1,8	1,2 a 1,4
Arena gruesa	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2
Arena mediana	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2
Arena fina	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2
Arena limosa	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2
Limo	1,4 a 1,6	1,1 a 1,2
Arcilla	1,8 a 2,0	
Marga	1,8	1,1 a 1,2
Roca alterada o fragmentada	1,2 a 1,8	1,1

Valores de Kp:

Tipo de Suelo	kp
Arenas y gravas	1,2
Arcillas	1,6
Arcillas limosas	1,8
Roca fragmentada	1,5

En virtud de que la capacidad de carga de la punta por lo general se ubica en un valor comprendido entre el 15 % y el 20 % de la resistencia total del fuste, podemos simplificar los cálculos haciendo:

$$Q_p = 0,15 \cdot Q_F \quad (7)$$

Finalmente y con respecto al coeficiente de seguridad a adoptar para el elemento diseñado, los autores del método recomiendan adoptar un valor de dicho parámetro “Fs” entre 1,8 a 2,2 dependiendo este valor de la función del micropilote, como ejemplo digamos que si el elemento que se construye tiene una carga permanente de compresión se adaptará un valor de $F_s = 2$

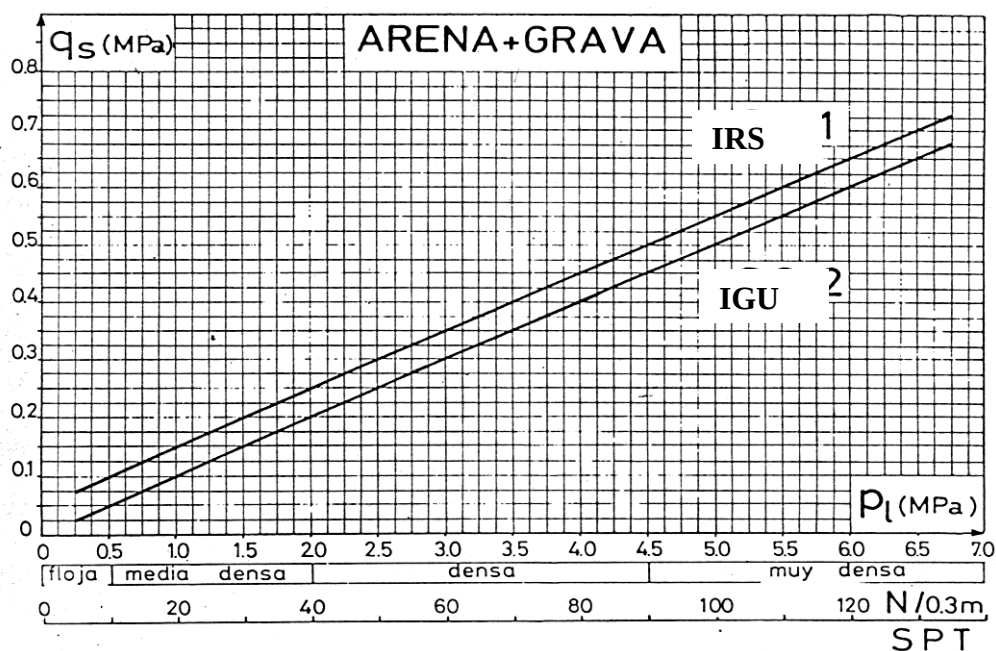


Gráfico N° 1

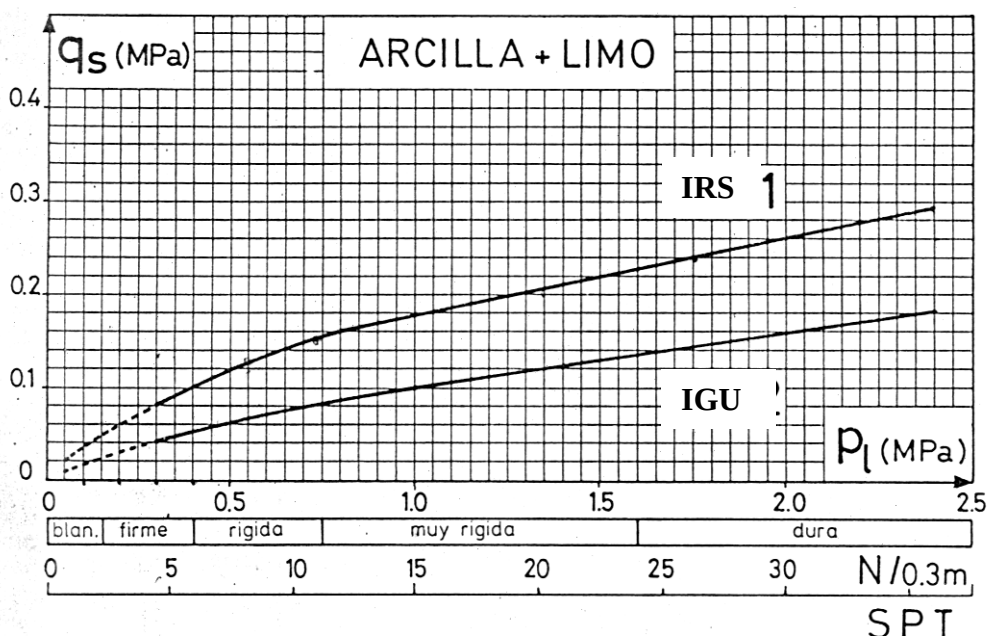


Gráfico N° 2

Del análisis de los gráficos 1 y 2, podemos aproximar los valores de " q_s " para el sistema IRS, en función del valor " N_{60} " del ensayo normal de penetración (SPT).

5.7.3.2.- Ensayo Normal de Penetración o "SPT"

Previamente a la ejecución del ensayo, se deberá alcanzar mediante una perforación, el nivel donde se realizará el ensayo de penetración. Posteriormente se retiran las barras de

perforación del sondeo, se cambia la mecha de corte y se la reemplaza por el sacamuestras normalizado que se indica en la figura N° 28

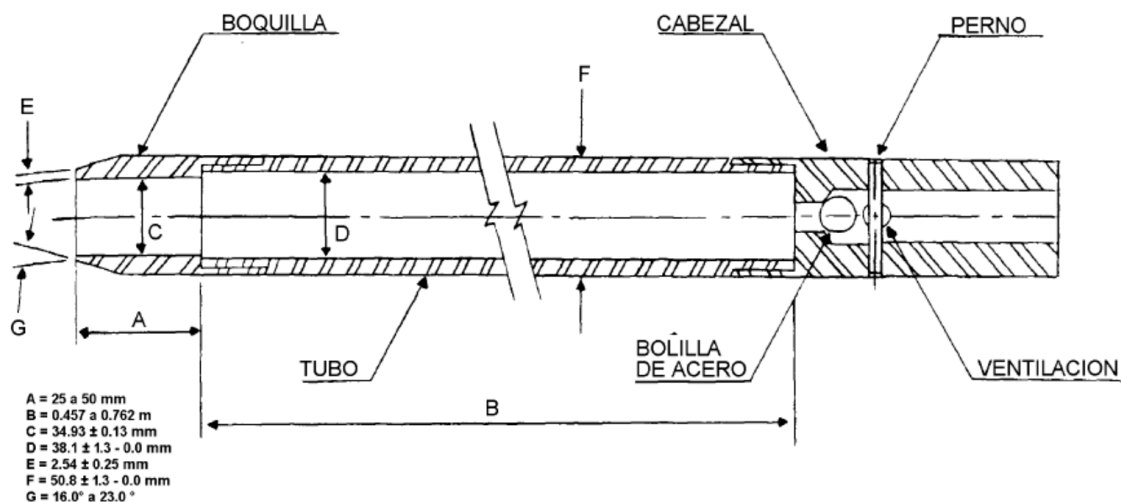


Figura N° 28: Cucharita normalizada de Terzaghi

Posteriormente se coloca un taco de madera apoyado en el terreno y contra la cañería para tenerlo como referencia y se miden tres tramos consecutivos de 15 cm (total 45 cm) que se marcan en la cañería de perforación, tal como se muestra en la figura N° 29

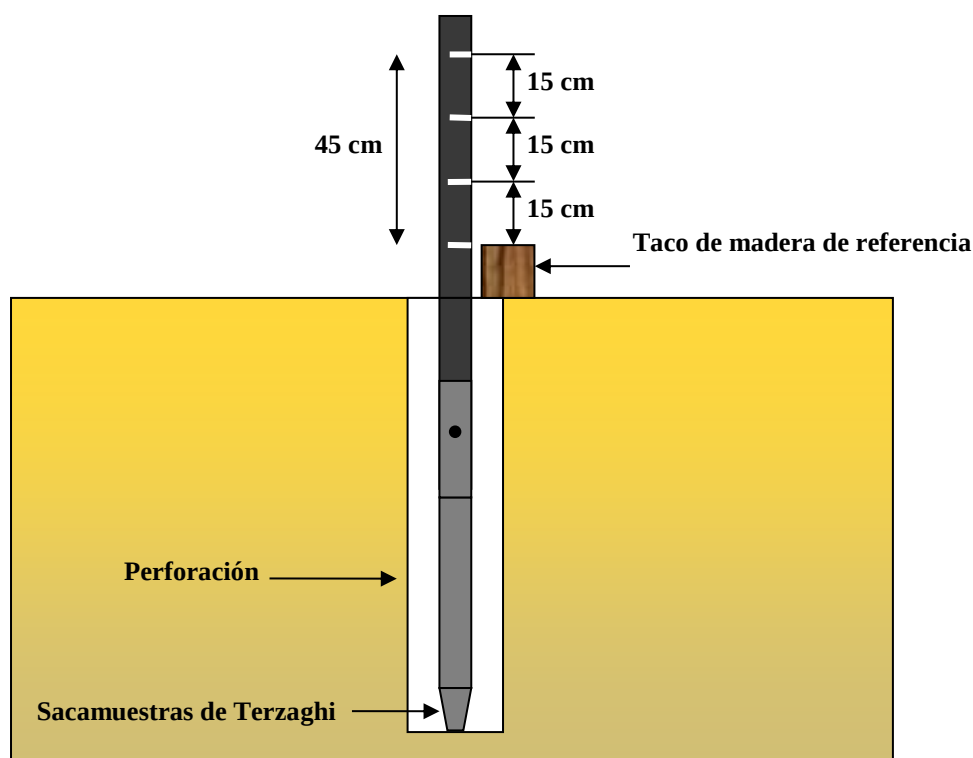


Figura N° 29: Procedimiento de marcado previo a la hincada del sacamuestras

A continuación la cañería es impactada en su extremo superior para provocar la inca en el terreno del sacamuestras, el hincado se produce por golpes de un martinete de peso

normalizado (140 libras) que cae desde una altura normalizada (30 pulgadas), hasta que el sacamuestras penetre 45 cm en el terreno virgen.

El valor del ensayo, o índice “N” o “SPT”, está definido como los números de golpes que se le deben dar a la cañería para que el sacamuestras normalizado, penetre en el terreno 30 cm con un trabajo de 48,39 kg.m en cada golpe.

En la práctica y para descartar la posible alteración que pueda tener el terreno virgen como consecuencia de la operación de la mecha de perforación, se hace penetrar al sacamuestras 45 cm, para asegurarnos que estamos en terreno virgen ya que en el fondo de la perforación pueden haber quedado restos de suelos que decantan en el lodo que se utiliza para el lavado de la perforación, o se desprenden de las paredes de la perforación durante los trabajos de perforado y el sacamuestras puede, erróneamente apoyarse en ellos. De estos 45 cm, los primeros 15 cm son descartados y los últimos 30 cm son los que suman los golpes para obtener el valor de “N” del “SPT”.

El sistema para suministrar los golpes sobre la cañería que se utiliza en nuestro País, se muestra en el esquema de la figura N° 30. El mismo consiste en izar el pisón mediante un aparejo desde un disparador de acero de ½” que tiene un gancho en la parte inferior que se ensambla con el aro que tiene el pisón en la parte superior.

El pisón por su parte, tiene en su parte inferior, una barra guía de acero de 1” de diámetro que se coloca dentro de la cañería.

En la operación de izado se eleva el pisón con el aparejo mientras el operador, que en su mano tiene el mango del disparador, observa la barra guía hasta que ve aparecer la muesca blanca que le indica que el mismo se ha elevado 76,2 cm sobre la cañería. En este momento tira hacia abajo el mango del pisón y el pisón se desengancha y golpea sobre una cabeza de golpeo que se coloca sobre la cañería para no arruinar la rosca de los caños que se utilizan en ésta operación.

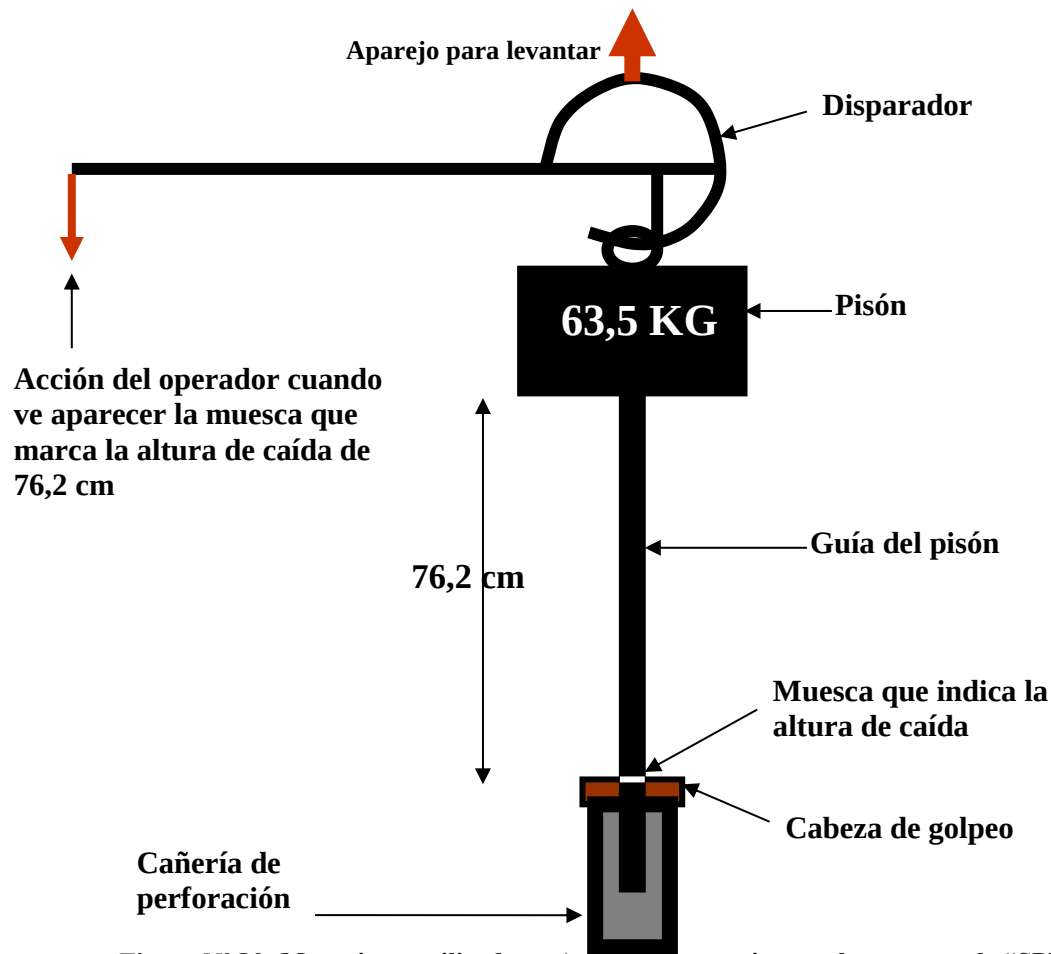


Figura N° 30: Mecanismo utilizado en Argentina para ejecutar los ensayos de “SPT”

Esta operación se repite hasta que la cañería haya penetrado 45 cm en el terreno.

En la figura N° 31 se puede apreciar el esquema básico completo que se utiliza en la República Argentina para ejecutar el ensayo de “SPT”. El mismo consiste en un trípode liviano que fácilmente se monta y se desmonta a mano con tres operarios, desde donde se cuelga un aparejo de sogas para el manipuleo de la cañería de perforación y del pisón para ejecutar el ensayo “SPT” que además nos permite recuperar muestras del suelo investigado.

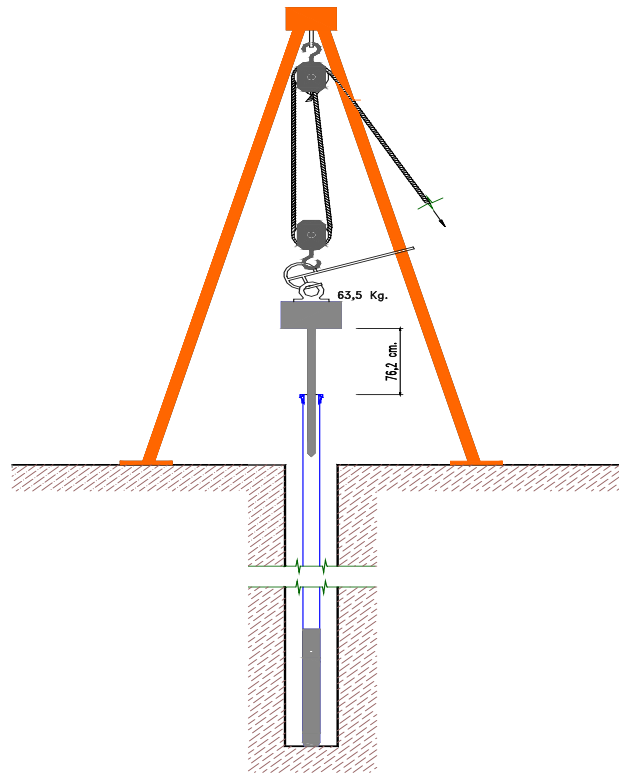


Figura N° 31: Equipo básico para la ejecución del Ensayo Normal de Penetración “SPT”

Cundo se están investigando suelos muy resistentes ó cementados, como se da en los suelos de nuestra región ubicada en la Pampa húmeda, en los suelos arenosos de la Formación “Puelche”, subyacente a la Formación “Pampeano”. Los ensayos de penetración, pueden ser detenidos aun cuando no hayan alcanzado a penetrar en el terreno los 45 cm descriptos anteriormente, para preservar el equipo y las roscas de las barras de perforación, cuando se dan las siguientes causas:

1. Cuando en un ensayo se requieren dar 50 golpes o más, para penetrar 15 cm.
2. Cuando se aplican 100 golpes en total y no se logra alanzar los 45 cm de penetración.
3. Cuando no se observa penetración alguna, luego de aplicar 10 golpes a la cañería y se nota que el martinete rebota sobre las barras de perforación.

Antes de aplicar el valor deducido en el SPT para calcular indirectamente las tensiones del suelo, tenemos que hacer alguna consideración especial con relación al valor a tener en cuenta del índice del SPT.

La forma más común de aplicación del impacto del pisón sobre la cañería cuando se ejecuta el SPT y que se aplica en numerosos países, incluido EEUU es la que se muestra en la figura N° 32.

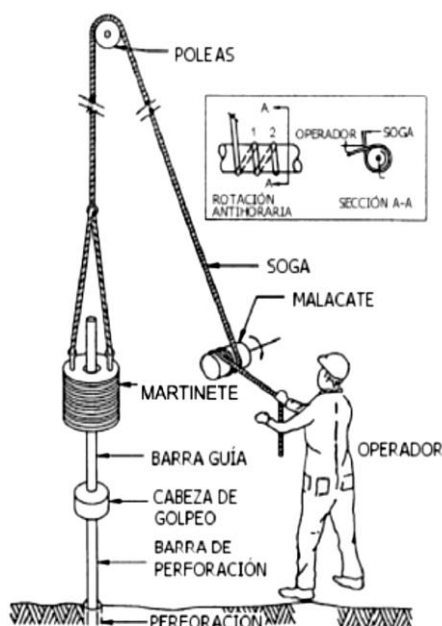


Figura N° 32: Metodología de aplicación de los golpes del pisón en EEUU

En ella se observa que el pisón es izado mediante un sistema de poleas y un malacate de fricción y que no se utiliza el disparador sino que para provocar el impacto, el operador afloja la soga y el pisón tiene que arrastrar en su caída a la soga que pasa por la polea superior y por el malacate de fricción. Ello lógicamente frena la caída y el impacto se produce entregando una energía menor en cada impacto a la que se genera con el esquema de la figura 30

Si llamamos “ V_t ” a la velocidad teórica que tendría un pisón del mismo peso que cayera en caída libre desde una altura de 76,2 cm, sin ningún tipo de pérdida de energía o roce y si llamamos “ V_m ” a la velocidad medida con cada sistema aplicado en la práctica, podríamos encontrar la fracción de la energía entregada en cada caso haciendo.

$$E = \frac{\frac{1}{2} m \cdot v_m^2}{\frac{1}{2} m \cdot v_t^2} = \frac{v_m^2}{v_t^2}$$

Se han efectuado mediciones de la velocidad del pisón al impactar contra la cañería mediante ambos sistemas, el de Argentina y el de EEUU, y se obtuvieron como conclusión que en Argentina el sistema que se utiliza aplica una energía del 90 % con respecto a la teórica, mientras que los sistemas utilizados en EEUU entregan tan solo el 60 % de la energía teórica.

Podemos relacionar los valores que obtenemos con cada uno de estos sistemas, para lo cual debemos tener en cuenta que si efectuamos un ensayo de SPT con in sistema, obtendremos un

Nº de golpes que será inversamente proporcional a la energía entregada por el sistema adoptado.

$$N_1 = f\left(\frac{1}{E_1}\right)$$

Quiere decir que si en un mismo suelo y a la misma profundidad efectuamos dos ensayos de SPT con dos sistemas que entregan en el golpeo energías diferentes, se deberá cumplir la siguiente igualdad

$$N_1 \times E_1 = N_2 \times E_2$$

Si ello es cierto podemos hacer:

$$N_1 = \frac{N_2 \times E_2}{E_1}$$

Sabemos que los equipos de EEUU entregan en cada golpe una energía de $E_1 = 60 \%$ de la teórica. Tenemos un equipo que utiliza la metodología que se utiliza en Argentina que entrega una energía $E_2 = 90 \%$ en cada impacto y se miden N_2 golpes para hacer el ensayo de SPT. Si queremos transformar el ensayo hecho en Argentina para que sea similar a los ejecutados en EEUU, tenemos que hacer:

$$N_1 = \frac{N_2 \times E_2}{E_1} = \frac{N_2 \times 90}{60} = 1,5 \times N_2 \quad (8)$$

Es decir que a los resultados de los SPT ejecutados en Argentina para transformarlos a ensayos similares ejecutados con equipos de EEUU, tenemos que multiplicarlos por 1,5.

Debido a estas diferencias de fundamental incidencia, en mucha bibliografía técnica a nivel mundial, se aclara con un subíndice la energía aplicada en el ensayo. (N_{60}) , (N_{70}) o (N_{90}) .

Teniendo en cuenta estas aclaraciones y considerando que los ábacos dados por Bustamante (Gráfico 1 y 2) fueron construidos a partir de ensayos de SPT ejecutados con una energía del 60 %. Para ser aplicados a los valores que obtenemos en nuestro medio, los resultados que obtenemos deberán ser corregidos para llevar los valores a una energía del 60 %.

$$N_{60\%} = \frac{N_{90\%} \times E_{90}}{E_{60}} = \frac{N_{90} \times 90}{60} = 1,5 \times N_{90}$$

Vimos además que en los suelos granulares los valores del ensayo SPT se corrigen por la energía entregada y cuando consideramos este valor del SPT para valorar sus parámetros

resistentes, que están asociados a su densidad relativa, debemos además corregirlos por la presión de la tapada, (tal como vimos en el capítulo 2) quedando la notación de la siguiente forma $(N_1)_{60}$ = Valor del ensayo SPT ejecutado en suelos granulares, corregido por la energía entregada por pisón (del 60 % de la teórica) y por la presión efectiva de la tapada.

Partiendo de estas aclaraciones, podemos resumir la información de los gráficos 1 y 2 en las siguientes ecuaciones:

Para los suelos granulares: $q_s = (5 + 0,5.(N_1)_{60}).(tn / m^2)$ **(9)**

Para los suelos finos: $q_s = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{N_{60}} + 0,02 \right]} (tn / m^2)$ **(10)**

5.7.4.- Metodología de cálculo Brasileña (Da Costa Nunes)

Otra metodología de cálculo es la que se conoce a nivel mundial como metodología brasileña, simplificada por el profesor Da Costa Nunes. En ella se utiliza básicamente la ecuación de resistencia al corte de Coulomb para analizar las tensiones de fuste en el micropilote:

$$\tau = \sigma_N \cdot \tan(\phi)$$

Esta metodología de cálculo se aplica ara el cálculo de la capacidad de carga de los anclajes AIA o del tipo IGU.

Suponiendo un micropilote vertical en un suelo homogéneo en la que la longitud “L” del mismo llega a la profundidad “h” la ecuación que nos da la capacidad de carga del elemento será:

$$Q_u = \pi.D.L[c + ((\gamma.h / 2).K_o + \Delta P).tg \phi] \quad (11)$$

Donde:

D = $\alpha.D_n$ = diámetro de la cavidad expandida

L = longitud del elemento

c = cohesión del suelo

γ = peso unitario del suelo, si está sumergido utilizar γ'

h = profundidad del bulbo de presión considerado

ΔP = incremento de presión debido a la presión de inyección de la lechada

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

De la comparación de las dos metodologías se observa que el valor de “ q_s ” de la metodología francesa, toma para éste caso el siguiente valor.

$$q_s = [c + ((\gamma \cdot h / 2) \cdot K_o + \Delta P) \cdot \tan \phi] \quad (12)$$

Que no es otra cosa que la expresión de Coulomb: $\tau = c + \sigma' \cdot \tan(\phi)$

En este punto debemos decir que la mayor dificultad que presenta el método es el cálculo de la presión “ ΔP ” de la lechada al nivel de la broca de perforación durante la construcción del micropilote.

En algunos casos se recomienda medir la presión de la lechada a la salida de la bomba inyectora en la boca de la perforación, a nuestro criterio esta metodología acarrea errores importantes ya que se miden presiones mayores a las que realmente se tienen al nivel de la broca de perforación.

Para esta estimación nuestra recomendación es la siguiente:

Supongamos que tenemos un micropilote que se utilizará como anclaje y que, por lo tanto, se lo construye con una inclinación “ α ” con respecto a la horizontal y que además tiene suelos de distintas compacidades, es decir de distintos parámetros de corte como el que se muestra en la figura N° 33.

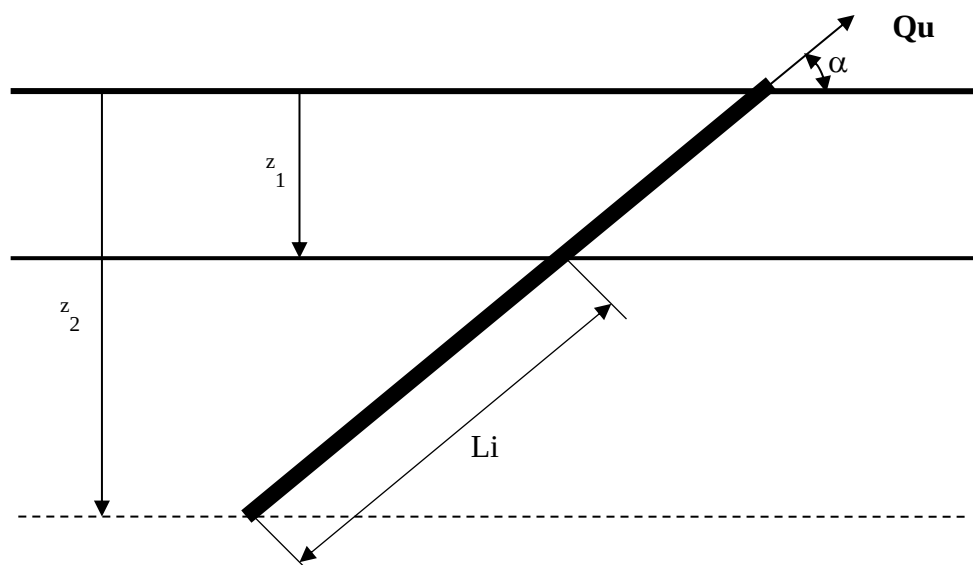


Figura N° 33: Esquema de cálculo de un anclaje inclinado, construido con el sistema IGU

En primer lugar tenemos que analizar la variación del término $(\gamma.h).K_o$ que representa la tensión normal sobre el elemento que se construye debida a la presión de la tapada. Para un micropilote que se construye con un valor de $\alpha = 90^\circ$ la expresión anterior sería la correcta, pero para un micropilote construido con una inclinación $\alpha < 90^\circ$ con respecto a la horizontal el valor de K_o deberá ser calculado con la expresión recomendada por Mecsi.

$$K = \frac{1}{2} [(\cos(\alpha))^2 + K_o.(\sin(\alpha))^2 + K_o] \quad (13)$$

Con relación al cálculo de la presión de la inyección de la lechada al nivel de la broca de perforación, podemos hacer la siguiente conjetura:

Para mantener la lechada en movimiento ascendente de manera tal que pueda arrastrar los sedimentos que desprende la broca de perforación, tenemos que tener una presión de la lechada que inyectamos capaz de vencer la presión de la columna de lechada que tenemos al nivel en que estamos trabajando, además esta lechada tiene que tener movimiento y vencer la resistencia que le ofrece la pared de la perforación y los separadores de la armadura.

Para considerar ésta situación recomendamos la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma = \left[z_1 + \frac{z_1 + z_2}{2} + 1m \right] \cdot 2 \cdot \gamma_{lechada} \quad (14)$$

Que se puede simplificar teniendo en cuenta que la lechada tiene por lo general una densidad de $1,75 \text{ tn/m}^3$ a la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma = \left[z_1 + \frac{z_1 + z_2}{2} + 1m \right] \cdot 3,5 \text{ tn} / \text{m}^3 \quad (15)$$

Finalmente tendremos que la resistencia que aporta el tramo estudiado a la capacidad de carga total “ Q_u ” y que llamaremos “ Q_i ”, podrá ser evaluada con la siguiente expresión:

$$Q_i = \pi \cdot D \cdot L \left[c + \left((\gamma \cdot h) \cdot K + \left(z_i + \frac{z_i + z_{i+1}}{2} + 1m \right) \cdot 3,3 \text{ tn} / \text{m}^3 \right) \cdot \tan \phi \right] \quad (16)$$

Obviamente la capacidad de carga total será:

$$Q_u = \sum Q_i$$

5.8.- TOPE ESTRUCTURAL

En todo elemento estructural sometido a esfuerzos de compresión axial, se debe verificar que las tensiones de los materiales que lo componen (Lechada de cemento y Acero) para el caso de los micropilotes, se mantengan en niveles aceptables. Para calcular este valor que también se denomina “tope estructural”, se recomienda utilizar la siguiente ecuación:

$$Qu = 0,25 \cdot f_{ck} \cdot B + 0,40 \cdot f_{yk} \cdot A \quad (17)$$

Donde:

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón

f_{yk} = Resistencia característica del acero

A = Área transversal de la armadura

B = Área transversal de la lechada de cemento

El “tope estructural” es el valor máximo valor que puede tomar la carga de servicio de un micropilote.

Es conveniente entonces, para un mejor aprovechamiento de los materiales y desde el punto de vista económico, determinar el valor del tope estructural del elemento que se proyecta y luego darle al micropilote la longitud necesaria para que la carga admisible sea muy similar, aunque menor, al valor del tope estructural.

5.9.- RESISTENCIA POR PANDEO

Una de las verificaciones claves para el diseño de los micropilotes, es la verificación desde el punto de vista estructural de la posibilidad de que el elemento pandee ante los esfuerzos axiales de compresión a los que será sometido.

Esta situación es de aplicación básicamente en los casos en que los micropilotes atraviesan mantos de escasa resistencia al corte.

Desde el punto de vista geotécnico, y en virtud de que estos elementos se encuentran embebidos dentro de la masa de suelos que conforman un estado triaxial de tensiones que actúan sobre el elemento que se construye. La Dirección General de Carreteras de España a través de la Guía de Cimientos para Obras de Carretera, recomienda la utilización de la siguiente ecuación:

$$Qp = 8 * \sqrt{\tau_u \cdot E \cdot I} \quad (18)$$

Donde:

τ_u = Resistencia al corte del suelo blando

E = Módulo elástico de la lechada de cemento

I = Momento de inercia de la sección transversal del micropilote

Con relación al valor a adoptar del coeficiente de seguridad frente a la posibilidad de experimentar pandeo “Fp”, debemos decir que el mismo depende del tipo de carga a que será sometido el micropilote. Se recomienda que para cargas permanentes se adopte un valor de Fp ≥ 3 .

5.10.- EJEMPLO DE CÁLCULO

A modo de ejemplo calcularemos a continuación un micropilote que sea capaz de soportar una carga admisible de 40 tn en el perfil de suelo que se muestra en la figura N° 34.

En primer lugar tenemos que definir una serie de parámetros del elemento que queremos dimensionar:

- a) Definir un valor para el diámetro D = 0,20 m
- b) Adoptar un valor del coeficiente de seguridad en función de la utilización del mismo
Fs = 2,50
- c) A partir de la Tabla I, definimos un valor para $\alpha = 1,15$
- d) Adoptamos una distancia entre manguitos de 1,00 m, colocados a partir de los -2,00 m de profundidad
- e) Definimos que utilizaremos una relación de agua / cemento = 0,55
- f) Utilizaremos armadura ADN 420 con lo cual tendremos una tensión de fluencia $f_{yk} = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
- g) Definimos que la resistencia característica de la lechada será de $f_{ck} = 280 \text{ kg/cm}^2$
- h) Para conocer la cantidad de armadura necesaria a colocar tenemos que tener en cuenta la siguiente ecuación:

$$Q_u = 0,25 \cdot f_{ck} \cdot B + 0,40 f_{yk} \cdot A$$

Si adoptamos 4 ϕ 25 mm tendremos un valor de $A = 19,64 \text{ cm}^2$, calculamos el valor de $B = 294,52 \text{ cm}^2$, finalmente con estos valores tendremos que la carga tope será de $53,60 \text{ tn} > 40 \text{ tn}$ (cumple)

A continuación confeccionamos una planilla en la que colocamos en la primera columna las profundidades estudiadas en el estudio de suelos. En la segunda columna, los valores de “ N_{60} ” que se obtuvieron en campaña del ensayo normal de penetración, corregidos para una energía del 60 %. En la tercera se coloca el valor de la tensión unitaria del fuste “ q_s ”, deducidos a partir de la siguiente ecuación ya que se trata de suelos cohesivos.

$$q_s = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{N_{60}} + 0,02 \right]} (\text{tn} / \text{m}^2)$$

En la cuarta columna calculamos para cada metro, la carga a rotura disponible, multiplicando el valor de “ q_s ” por la superficie del micropilote en 1,00 m de longitud.

Finalmente en la última columna sumamos para cada metro considerado las cargas de rotura calculadas en los metros superiores, descontando los valores de los dos primeros metros en los que el micropilote no se inyecta con la lechada secundaria.

Con esta tabla ubicamos el valor de la profundidad para la cual nuestro micropilote es capaz de tomar una carga admisible superior a la que tenemos como dato de 40 tn, y vemos que la profundidad que buscamos es de 9,00 m ya que en esa profundidad tenemos 44,83 tn de carga admisible.

Prof. (m)	SPT	N_{60}	Tensión de fuste por metro “ q_s ” (tn/m ²)	Carga a rotura por metro de fuste (tn) $Q_i = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot q_s \cdot 1\text{m}$	Carga a rotura acumulada por metro (tn) ΣQ_i	Carga admisible del micropilote (tn) $\Sigma Q_i / F_s$
1	7	10,5	13,8	9.97	-	-
2	4	6	8.9	6.43	-	-
3	5	7,5	10.7	7.73	7,73	3,09
4	11	16,5	18.7	13.51	21,24	8,49
5	13	19,5	20.7	14.96	36,20	14,48
6	20	30	26.1	18.86	55,06	22,02
7	20	30	26.1	18.86	73,92	29,57
8	21	31,5	26.7	19.29	93,21	37,28
9	20	30	26.1	18.86	112,07	44,83
10	36	54	33.1	23.92	135,99	54,40

Prof. (m)	SPT	N ₆₀	Tensión de fuste por metro “q _s ” (tn/m ²)	Carga a rotura por metro de fuste (tn) $Q_i = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot q_s \cdot 1m$	Carga a rotura acumulada por metro (tn) ΣQ_i	Carga admisible del micropilote (tn) $\Sigma Q_i / F_s$
11	48	72	36.2	26.15	162,14	64,86
12	36	54	33.1	23.92	186,06	74,42
13	33	49,5	32.1	23.19	209,25	83,67
14	18	27	24.8	17.92	227,17	90,87

5.10.1.- Materiales para confeccionar la lechada

5.10.1.1.- Lechada primaria:

Teniendo en cuenta que la lechada primaria se colocará con la perforación vacía, es decir sin la armadura, el volumen necesario para la misma será de

$$314,16 \text{ cm}^2 \times 900 \text{ cm} = 282.744 \text{ cm}^3 = 283 \text{ litros.}$$

5.10.1.2.- Lechada secundaria:

Considerando ahora que a cada manguito o válvula Manchete le inyectaremos un volumen de 30 litros y que tenemos un total de ocho (8) manguitos para inyectar tomando en cuenta que el primero se ubica a -2,00 m y el último a los -9,00 m, necesitaremos un volumen para la lechada secundaria de:

$$30 \text{ litros} \times 8 \text{ manguitos} = 240 \text{ litros}$$

La foto N° 35 muestra dos equipos trabajando en la construcción de micropilotes para un edificio. El equipo de la derecha de la fotografía prepara la lechada primaria y el equipo paquetizado de la izquierda prepara e inyecta la lechada secundaria.

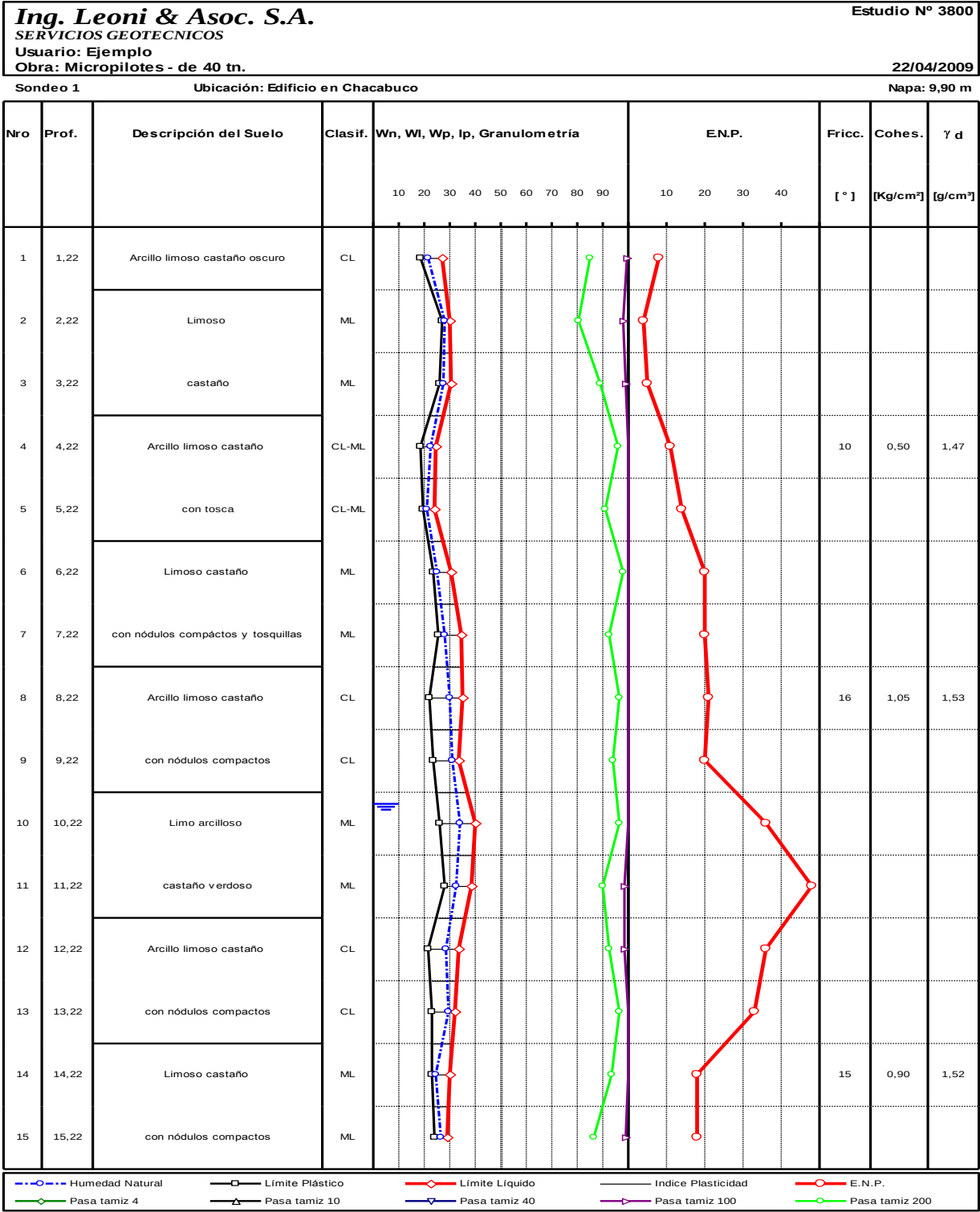


Figura N° 34: Perfil de estudio de suelos



Figura N° 35: Equipos de inyecciones trabajando en obra

5.10.2.- Cómputo de materiales para la lechada:

Sumando las dos lechadas (primaria + secundaria) tendremos un total de 523 litros de lechada conformada por una relación de agua / cemento = 0,55

Aplicando la ecuación (3):

$$V_a = \frac{V_t}{\left[1 + \left(\frac{\gamma_w}{X \cdot \gamma_c} \right) \right]}$$

Donde:

Va = Volumen de agua

Vt = Volumen total de la lechada = 0,523 m³

X = relación agua / cemento = 0,55

γ_c = peso específico del cemento = 3,15 tn/m³

Obtenemos que:

$$V_a = 0.332 \text{ m}^3$$

Teniendo en cuenta que hemos adoptado una relación X = 0,55, podemos calcular el peso del cemento necesario haciendo:

$$W_c = 0,332 \text{ tn} / 0,55 = 0.604 \text{ tn} = 12,08 \text{ bolsas de cemento}$$

Es decir que cada micropilote nos consumirá aproximadamente 1,33 bolsas de cemento por metro lineal de micropilote terminado, sin contar con los desperdicios o las pérdidas que siempre se generan en toda obra.

5.10.3.- Verificación al pandeo

Para realizar la verificación al pandeo necesitamos tener la resistencia al corte de los suelos blandos que atraviesa el micropilote, de acuerdo al perfil del estudio de suelos, estos mantos se ubican entre -1,00 m y -4,00 m de profundidad.

Teniendo en cuenta que se trata de suelos “blandos” a “medianamente compactos” que suponemos normalmente consolidados, podemos estimar su resistencia al corte mínima con.

$$c_u = 0,20 \text{ kg/cm}^2$$

El momento de inercia de la sección transversal del micropilote será:

$$I = \frac{\pi}{64} . D^4 = 7.854 \text{ cm}^4$$

Suponiendo que el módulo de elasticidad de la lechada sea de 300.000 kg/cm² tendremos una carga de pandeo de:

$$Q_p = 8 . \sqrt{\tau_u . E . I}$$

$$Q_p = 8 . \sqrt{0,20 \text{ kg/cm}^2 . 300.000 \text{ kg/cm}^2 . 7.854 \text{ cm}^4} = 173 \text{ tn}$$

Con lo cuál el coeficiente de seguridad frente al pandeo será:

$$F_p = 173 \text{ tn} / 40 \text{ tn} = 4,32 > 4$$

En la figura N° 34 se puede apreciar un manguito inyectado de un micropilote de 0,15 m de diámetro que posteriormente fue excavado.



Figura N° 36: Manguito inyectado y excavado de un micropilote de 0,15 m de diámetro

La figura N° 37, nos muestra un micropilote terminado listo para ser empotrado en el cabezal de la base.



Figura N° 37: Micropilote terminado

5.10.4.- Disposición de los micropilotes:

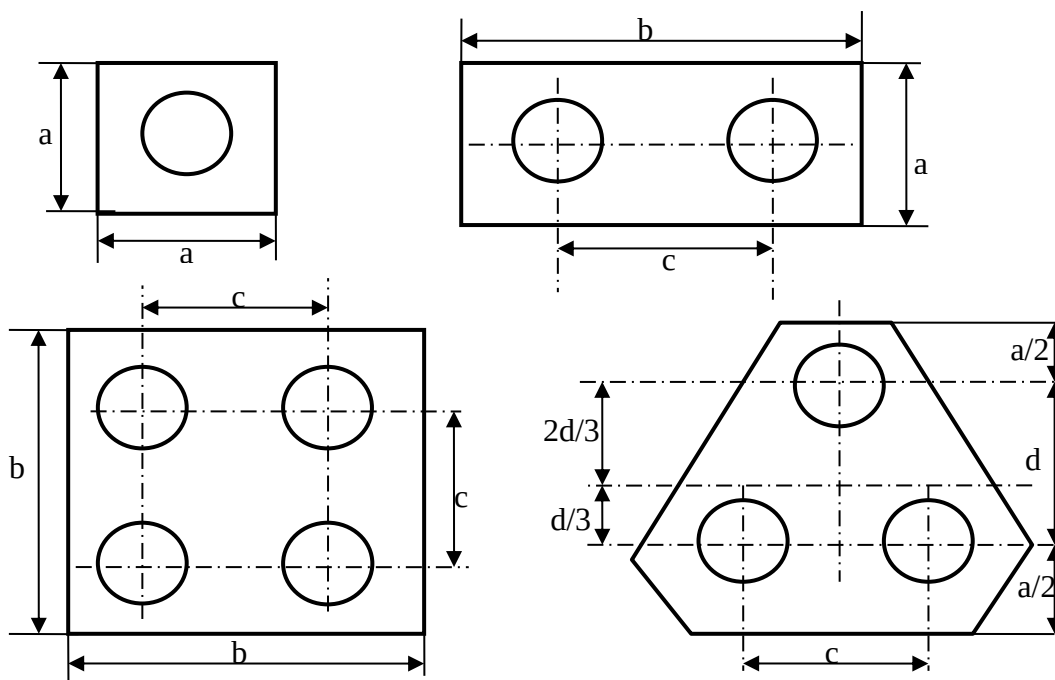
Los micropilotes se distribuyen en grupos para sustentar las cargas totales que bajan de las columnas. La estructura que relacionan el grupo de micropilotes con la columna, se llama “cabezal”.

Los cabezales pueden tener distintas dimensiones y formas, que están en función de la carga de la columna, de la cantidad de micropilotes que agrupan, del diámetro de los micropilotes construidos y de la separación entre ejes de los micropilotes, que por lo general es recomendable que se mantenga mayor o igual a 4 diámetros.

En la tabla IV que se adjunta a continuación y en los dibujos de la figura N° 38 se pueden ver las dimensiones y las dimensiones de los cabezales más comunes que se utilizan para agrupar micropilotes.

Tabla IV

Diámetro del micropilote (cm)	Dimensiones del cabezal (cm)			
	a	b	c	d
10	30	90	60	54
12	35	95	60	54
15	40	100	60	54
16	40	100	64	57
20	45	115	80	72
25	50	150	100	90
31	55	155	120	108
41	65	195	160	145



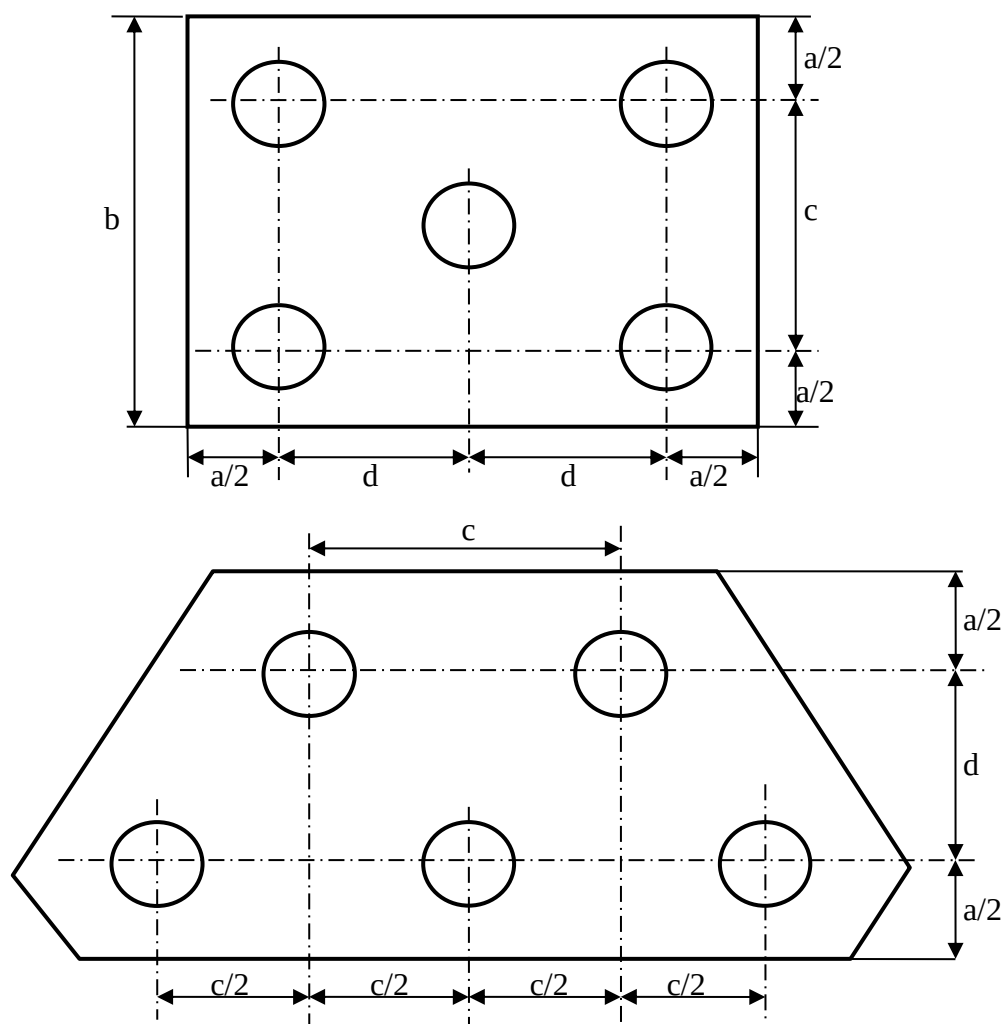


Figura N° 38: Formas y dimensiones de los cabezales para micropilotes

5.11.- CONTROL DE LA LECHADAS DE INYECCIÓN

Cuando se trabaja en la ejecución de los micropilotes debemos ser muy cuidadosos en la elaboración de las lechadas de inyección que utilizamos para su construcción. Máxime teniendo en cuenta que en el diseño del mismo hemos supuesto parámetros de resistencia de la lechada, que si en la realidad no cumplen con ciertos requerimientos mínimos, no podremos disponer en el elemento que construimos y por lo tanto la “Carga Tope” que calculamos no será tal.

Otra circunstancia que nos lleva a tener un control exhaustivo en la elaboración de las lechadas, lo constituye el hecho de que para la construcción de un micropilote es necesario en la mayoría de los casos, elaborar de tres a más lechadas y las mismas deben ser lo más

similares posibles entre si y al diseño preconcebido en el cálculo de la resistencia del micropilotes.

Dentro de los ensayos de control de las lechadas, podemos especificar como de mayor importancia a los siguientes:

- Control de la densidad de la lechada
- Control de la viscosidad de la lechada
- Control de la resistencia a la compresión simple

5.11.1.- Densidad de las lechadas

En la construcción de un micropilote, por lo general y debido a un problema de capacidad de los equipo, es necesaria la elaboración de varias lechadas de cemento. Es deseable que las mismas sean lo más parecidas entre si para garantizar la homogeneidad del elemento estructural que se construye.

Una de las mediciones que nos permiten conocer la calidad de las lechadas que se elaboran es el control de la densidad real de la misma. Hay que tener en cuenta que al momento de diseñar el micropilote, se establece una relación agua/cemento y a partir de ella se puede calcular la densidad teórica de la lechada, por lo tanto en la práctica, midiendo las densidades de las mismas y comparando estos resultados con los valores teóricos, podemos establecer la bondad de las lechadas elaboradas.

En la tabla V que se adjunta a continuación se establecen valores de las densidades de las lechadas teniendo en cuenta distintas relaciones de a/c y considerando un **peso específico de 3,15 tn/m³ para el cemento**.

Tabla V

Relación agua/cemento	Densidad de la lechada kg/litro
0,50	1,835
0,60	1,744
0,70	1,671
0,80	1,611
0,90	1,561
1,00	1,518

En la práctica, la medición de la densidad de las lechadas se efectúa con la **Balanza Baroid** que es una balanza de brazo basculante que en un extremo del mismo tiene un contrapeso y en el otro un recipiente con tapa. En un tramo del mismo brazo, tiene además un dial deslizante que se desplaza sobre una escala de densidades que está expresada en libras/galón o en kg/litros de acuerdo a la versión de la balanza.

En la figura N° 39 se puede apreciar un esquema de la misma.

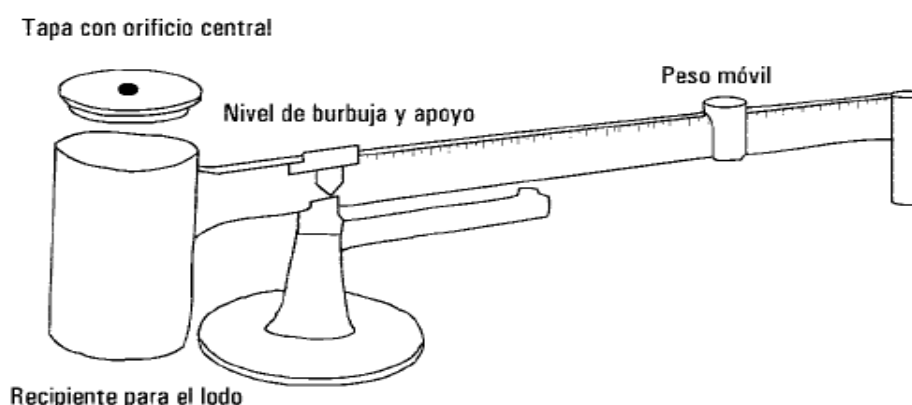


Figura N° 39: Esquema de una balanza Baroid

Previamente a la medición de la densidad, se debe proceder a la calibración de la balanza. Para ello se procede de la siguiente forma:

- Se llena de agua destilada el recipiente con tapa, de manera que cuando coloquemos la tapa se derrame el exceso de agua por el orificio central de la misma.
- Se seca perfectamente el exterior del recipiente, y se coloca el brazo en posición.
- Se coloca el peso móvil en la posición que le corresponde a la densidad del agua y se colocan, o se sacan, contrapesos (pequeñas municiones) del recipiente que tiene en el otro extremo del brazo, hasta que la burbuja de aire del nivel que tiene adosado en la parte superior, nos indique que el mismo se encuentra horizontal y nivelado.

Una vez que tenemos calibrada la balanza y con el recipiente con tapa limpio y seco, estamos en condiciones de volcar dentro del mismo la lechada que queremos controlar y medir su densidad. Para ello lo único que tenemos que cuidar es que al momento de colocar la tapa del recipiente, veamos que salga material por el orificio superior de la misma. Posteriormente secamos la superficie externa del recipiente y deslizamos el peso móvil sobre el brazo, hasta que el mismo se nivele y procedemos a efectuar la lectura de la densidad en la escala graduada.

5.11.2.- Viscosidad

Otro de los parámetros necesarios de controlar al momento de elaborar la lechada de cemento, es la viscosidad de la misma.

Sabemos que la viscosidad de un fluido expresa la resistencia del mismo a circular y que la misma es inversamente proporcional a la relación de a/c en el caso de las lechadas de cemento. Es decir que cuanto más baja sea la relación a/c mayor será la viscosidad de la misma.

También sabemos que cuanto más baja sea la relación a/c mayor será la resistencia de la lechada. Teniendo en cuenta esto, debemos encontrar un equilibrio ya que si elaboramos lechadas de muy baja relación a/c la misma nos consumirá una gran parte de los equipos de inyección para movilizar la lechada a través de los circuitos de inyección, y si aumentamos la relación a/c nos baja la resistencia de la lechada.

Para medir la viscosidad de las lechadas se utiliza el Cono de Marsh (Figura N° 40) que nos brinda una idea arbitraria de la viscosidad del fluido.

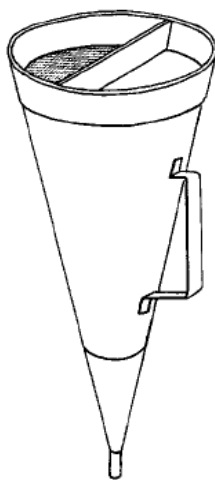


Figura N° 40: Cono de Marsh

El mismo consiste en un embudo que tiene una boquilla en la parte inferior de 4,75 mm de diámetro y que en la parte superior tiene una rejilla que permite retener a partículas impuras del cemento o grumos de la lechada.

El embudo se complementa con una jarra que tiene una marca para una capacidad de 1 galón USA (0,946 litros)

Al momento de las mediciones, se llena la jarra hasta la indicación de 1 galón y se vuelca su contenido sobre la rejilla del embudo, manteniendo tapada la boquilla inferior de salida.

Posteriormente se abre el orificio de salida y se computa el tiempo en segundos, que tarda en escurrir la totalidad de los 0,946 litros de lechada por la boquilla inferior.

La estimación de la viscosidad de las lechadas con el Cono de Marsh es de utilidad también para determinar la eficiencia de los aditivos fluidificantes para lechadas y para determinar la dosificación de los mismos, mediante lo que se llama Punto de Saturación, que corresponde a un contenido óptimo de fluidificante a partir del cual no se obtienen mejoras significativas de la fluidez.

Debe tenerse en cuenta que una proporción de aditivo fluidificante que se encuentre por encima del Punto de Saturación, no solo no modifica la fluidez de la lechada, sino que encarece la elaboración de la misma.

En la figura N° 41 se representa la tendencia de variación de los tiempos medido en el cono de Marsh para variaciones de la relación agua / cemento de la lechada.

Para relaciones de a/c entre 1 y 0,5 se determinan tiempos que van desde los 40 seg a valores > 60 seg, mientras que para el agua destilada los valores que se registran están en el entorno de los 25 seg.

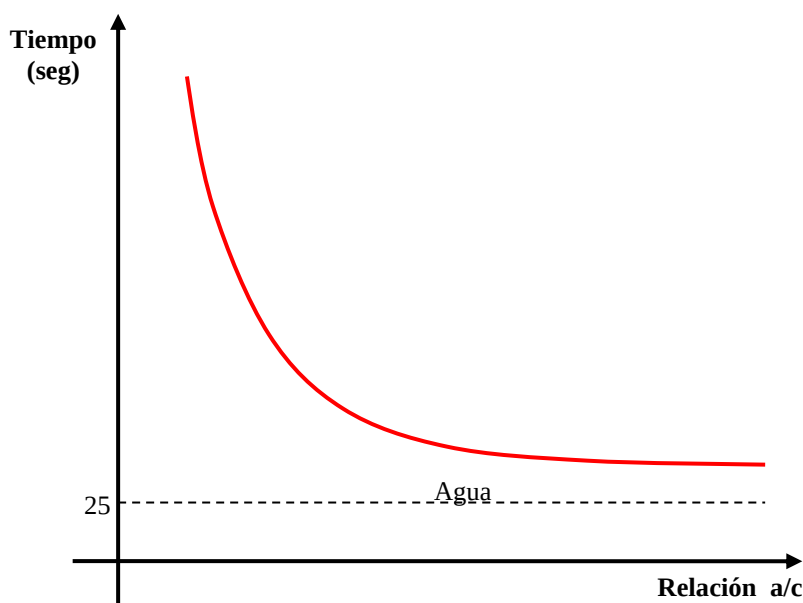


Figura N° 41: Variación de la viscosidad medida en el Cono de Marsh, para distintas relaciones de agua y cemento

Este ensayo, como ya mencionamos, sirve para la dosificación de los fluidificantes, a adicionar a las lechadas para lograr una buena inyección, sin perder resistencia de la misma. Para ello se elaboran distintas lechadas con una relación de a/c preestablecida y fija.

A cada una de ellas se le adiciona una cantidad creciente de fluidificante, de acuerdo a lo previsto por el fabricante del producto, comenzando con proporciones incluso menores a las establecidas por el fabricante, se mide la viscosidad en el cono de Marsh y se grafican los tiempos medidos para tiempos de 10 minutos de elaboradas y para 60 minutos respectivamente.

De esta forma se obtiene el gráfico de la figura N° 42 donde se nota que para un valor en % de fluidificante, no cambia sustancialmente la densidad de la lechada. Este es el punto de saturación “D”.

Previamente a la ejecución de la lechada, en el laboratorio, se deben preparar lechadas de prueba y en cada una de ellas medir la viscosidad en el cono de Marsh.

Posteriormente con los valores del laboratorio, en obra, se puede controlar la viscosidad de las lechadas a inyectar, tratando de que la variación que se detecte no supere el entorno del 10 % de las mediciones efectuadas en las lechadas de prueba.

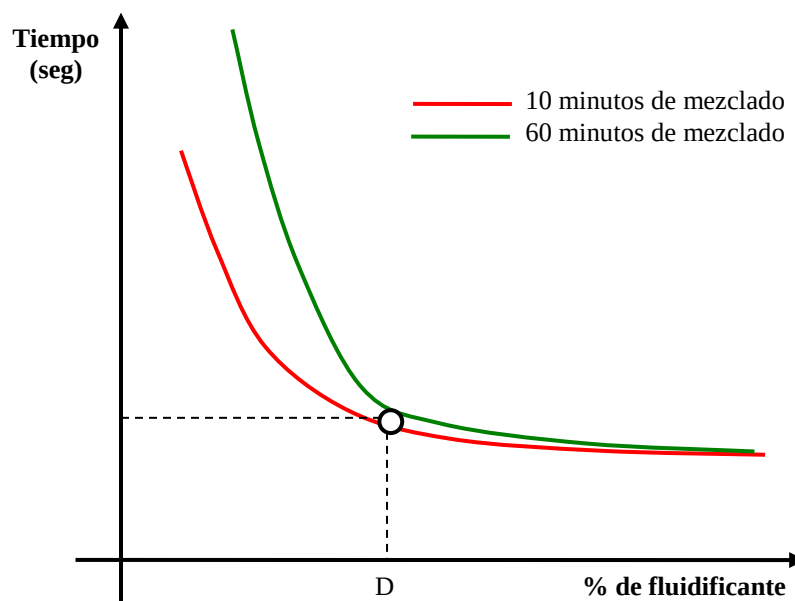


Figura N° 42: Punto de saturación de fluidificante

5.12.- ENSAYOS DE CARGA SOBRE MICROPILOTES

5.12.1. Ensayo de tracción:

Una forma sencilla y barata que permite evaluar la capacidad de carga de los micropilotes, consiste en ejecutar ensayos de carga.

Por lo general los ensayos de carga de las estructuras de fundación que soportarán cargas de compresión para que estas las transmitan al terreno, se realizan con cargas de compresión.

Ello significa que se deben disponer de grandes cargas muertas, o de elementos anclados en el terreno para poder disponer de una estructura en la que se puedan aplicar una reacción. Esto por lo tanto, implica costos importantes que lógicamente deben ser evaluados al momento de decidir la viabilidad o no de su ejecución.

Cuando trabajamos con micropilotes, tenemos una sección transversal del elemento muy pequeña, por lo que la colaboración por la punta de estos elementos es también muy pequeña y puede ser despreciada o considerada como un factor de seguridad adicional. Esta circunstancia se debe fundamentalmente a que los micropilotes desarrollan en el fuste, más del 85 % de su capacidad de carga total.

Teniendo en cuenta lo anterior, podemos evaluar la capacidad de carga de los micropilotes realizando sobre ellos ensayos de carga de tracción. Ello conlleva además de un equipo muy sencillo para ejecutarlo, una disminución muy importante de los costos del ensayo.

En la fotografía de la figura N° 43 y 44, se puede apreciar un marco de carga rígido y piramidal, del que cuelga un gato hidráulico de 100 tn de tracción, desarrollado por la firma Ing. Leoni & Asociados S.A. para ejecutar ensayos a tracción sobre micropilotes.

Para el caso de los anclajes, que por lo general se construyen con una cierta inclinación con respecto a la horizontal, el marco de carga es el que se muestra en la foto N° 45.

En estos casos es importante evaluar la magnitud de la carga horizontal que se manifiesta y que deberá ser tomada por el empuje pasivo de las bases que se colocan inclinadas y adicionalmente por un arrostramiento a una máquina pesada.



Figura N° 43: Marco de carga de 100 tn para ejecutar ensayos de carga a tracción de micropilotes



Figura N° 44: Esquema de medición de las deformaciones en ensayos de carga

En la figura N° 46, se puede apreciar el resultado de investigaciones realizadas por la Empresa Ing. Leoni & Asociados S.A. la gráfica resultante de dos ensayos de carga a tracción efectuado sobre sendos micropilotes de 6 m de largo y de 20 cm de diámetro nominal, construidos en un perfil de suelo que desde el terreno natural y hasta los -1,50 m está conformado por suelos arcillosos blandos y posteriormente por suelos limo arcillosos muy compactos correspondientes a la Fm. Pampeano.



Figura N° 45: Marco de carga para ensayos en anclajes inclinados

Los dos micropilotes que se ensayaron fueron contruidos de la misma forma, con el mismo diámetro, la misma armadura y la misma longitud. La diferencia radica en que a uno se lo dejó solamente con la inyección primaria y al otro se le inyectó la lechada secundaria a través de los manguitos de goma ubicados a lo largo del micropilote cada 0,80 m de longitud a partir de los -2,00 m de profundidad.

Se puede apreciar con este resultado la importancia de la inyección y el incremento de resistencia que la misma le provee a los micropilotes.

Para el análisis de los ensayos de carga, podemos representar los resultados en una gráfica donde en ordenada pongamos el valor de la deformación sobre la carga δ/Q y en abscisa la deformación δ . El resultado en su parte final será una recta como la que se muestra en la figura N° 45, con una ordenada al origen “a” y una pendiente “b” de forma tal que responda a la siguiente ecuación:

$$\frac{\delta}{Q} = a + b.\delta \quad \text{que también podemos escribir como:} \quad \frac{1}{Q} = \frac{a}{\delta} + b$$

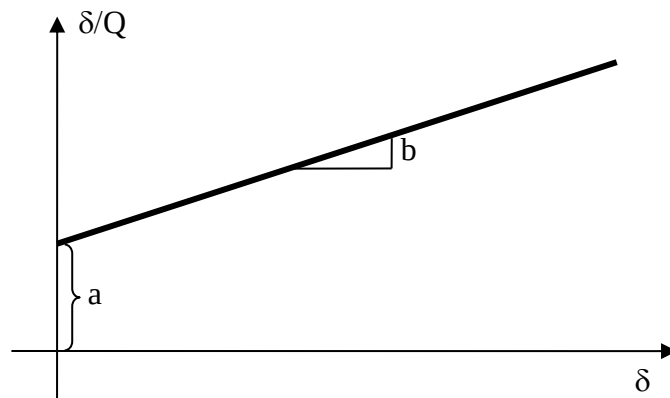


Figura N° 47: Representación de un ensayo de carga

Analizando estas dos ecuaciones y suponiendo que $\delta \rightarrow 0$ tendremos

$\frac{\delta}{Q} = a$ Por otra parte sabemos que $Q/\delta = K =$ constante del resorte elástico, que además como se trata de valores muy pequeños de δ lo podemos considerar como constante del resorte inicial “Ki”.

Esto nos permite tener la primera conclusión, que $a = K_i$

Además si $\delta \rightarrow \infty$ el valor de $Q = Q_u$ y tendremos la segunda conclusión:

$$\frac{1}{Q_u} = b$$

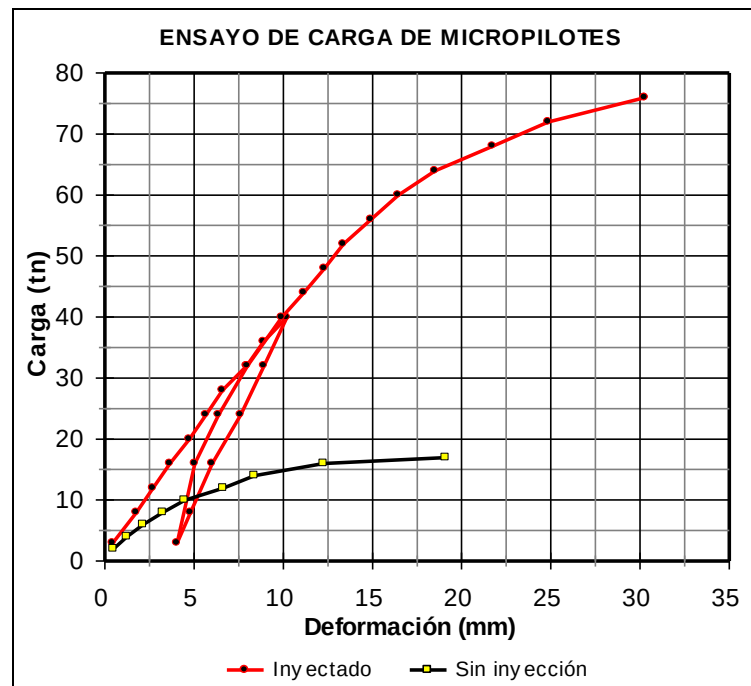


Figura N° 46: Resultado de un ensayo de carga a tracción sobre un micropilote de 6 m de largo y 0,20 m de diámetro

Reemplazando ahora los valores de “a” y “b” en la ecuación de la recta tendremos:

$$\frac{\delta}{Q} = \frac{1}{Ki} + \frac{\delta}{Qu}$$

El valor de Qu al que se hace referencia en ésta ecuación es el valor de la carga para una deformación infinita y no es el valor de Qr (carga de rotura) que nos interesa a los ingenieros, ya que a partir del valor de Qr el elemento estructural puede seguir tomando carga, pero la deformación es excesiva. Por lo general, la relación entre el valor de Qr/Qu se encuentra en el entorno de 0,8 a 0,9.

Si llamamos dR a la relación de Qr/Qu y reemplazamos el valor de Qu en la ecuación anterior tendremos:

$$\frac{\delta}{Q} = \frac{1}{Ki} + \frac{\delta}{\frac{Qr}{dR}}$$

Despejando Q tendremos:

$$Q = \frac{1}{\left[\frac{1}{Ki \cdot \delta} + \frac{dR}{Qr} \right]} \quad (20)$$

Esta ecuación nos permite representar el resultado del ensayo de carga para distintos valores de la deformación δ

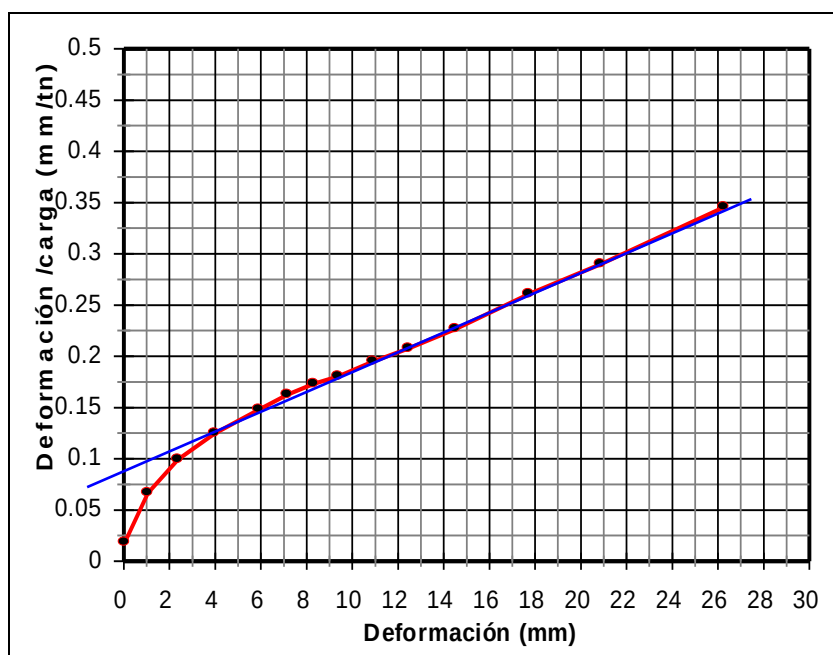


Figura N° 48: Representación gráfica del ensayo de carga de la figura 46

De esta gráfica obtenemos que el valor de $a = 0,076$ y el valor de $b = 0,0103$ con lo que:

$$K_i = 1/0,076 = 13,15 \text{ tn/mm}$$

$$Q_u = 1/0,0103 = 97 \text{ tn}$$

Adoptando un valor de $dR = 0,80$ nos queda que $Q_r = 77,6 \text{ tn}$ que es el valor que obtenemos con el ensayo.

5.12.2.- Ensayos de carga a compresión

Hay situaciones en las que debido a pedido expreso del cliente los ensayos de carga se deben ejecutar con una carga de compresión. Y en otras circunstancias debido a características especiales de la estratigrafía del sitio, en las que se la falla por pandeo de los micropilotes debe ser valorada con un ensayo de carga. En estos casos los ensayos a ejecutarse deberán ser realizados con una carga de compresión en lugar de una de tracción.

En estos casos, lo más común es construir cuatro micropilotes similares al que se va a ensayar para que sirvan de anclajes de reacción. Estos anclajes deberán ser ejecutados a una distancia

tal que no perturbe el terreno circundante al micropilote que va a ser ensayado, por lo general esta distancia es superior a los 200 cm.

En la fotos 47 y 48 que se adjuntan a continuación se aprecia el esquema de carga montado sobre un micropilote de 8 m de largo, de 17 cm de diámetro, ejecutado sobre un perfil de suelos muy blandos hasta los -3,50 m y empotrados en la tosca muy compacta (SPT > 20) hasta los -8,00 m.



Figura N° 49: Ensayo de carga a compresión de un micropilote

El marco de carga está compuesto por dos perfiles doble “T” de 55 cm de altura y de 5,50 m de largo cada uno. Los anclajes se colocaron a 1,20 m a cada lado del pilote a ensayar y la carga de ensayo llegó a las 50 tn, en virtud de que se trataba de un micropilote dimensionado para soportar una carga admisible de 25 tn y sobre el cual se apoyará posteriormente una columna de la estructura proyectada.



Figura N° 50

Como se observa en la figura 43, se construye sobre el micropilote a ensayar

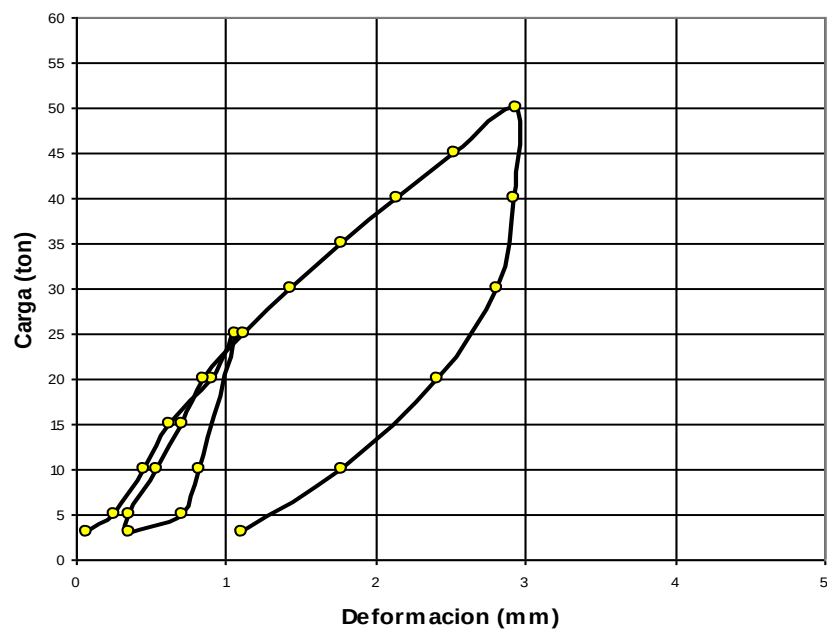


Figura N° 51

Finalmente en las figuras N° 52 y 53, se muestra a dos máquinas trabajando en la submuración de un edificio de departamento de tres plantas construidos en monoblock. En la foto 52 se está perforando a través de la base existente y en la 53 se ha terminado de perforar, se ha inyectado la lechada primaria y se está colocando la armadura.



Figura N° 50



Figura N° 51

5.13.- ANCLAJES

5.13.1.- Proyectos de obras de excavaciones en las grandes ciudades

El desarrollo de obras civiles en las grandes ciudades y específicamente la construcción de edificios entre linderos, que además contemplen la ejecución de subsuelos, son un caso especial de obras en las que se asocian dificultades de distinta índole y en las que deben intervenir para lograr resultados aceptables, un equipo interdisciplinario de profesionales con experiencia probada en cada una de las especialidades que intervienen, estructuras, geotecnia y excavaciones para asistir al Director de Obra.

Esto tampoco difiere de una intervención quirúrgica de medicina, ya que cuando un cirujano realiza una operación, requiere de un conjunto de especialistas de su entera confianza en cuanto a los conocimientos adquiridos por cada uno de ellos, y que forman parte de su equipo de trabajo.

Una de las diferencias importantes y que corre a favor de los médicos es que la anatomía del cuerpo que intervienen es muy certera, y el éxito de su intervención radica fundamentalmente en la calidad técnica del cirujano, en sus conocimientos y en el equipamiento del que dispone.

Mientras que el éxito en las excavaciones y las remediaciones adoptadas previamente, radica en las leyes naturales y se esconde en la profundidad del terreno, al que hemos analizado con algunos estudios puntuales que nos permiten tener una idea aproximada de lo que podamos encontrar cuando comencemos con las excavaciones.

Acá es donde juega un papel preponderante la participación de un ingeniero geotécnico con experiencia, dentro del equipo que asiste a la Dirección, para adoptar las remediaciones necesarias y oportunas de presentarse alguna anomalía en los suelos que se intervienen.

Debemos recordar en este aspecto que la totalidad de las teorías que nos permiten aproximar comportamientos de los suelos, se basan en que los mismos son isótropos, homogéneos, y uniformes, cuando sabemos que no lo son en absoluto, con lo cual las conclusiones que obtenemos son solamente una aproximación de la realidad.

5.13.2.- Excavaciones en linderos

Al momento de delimitar y definir las acciones necesarias a implementar para la construcción de una excavación entre medianeras el equipo de profesionales deberá programar en forma cronológica y secuencial las siguientes acciones en cada lindero en particular:

- Trabajos orientados a la submuración de las estructuras linderas que lo requieran.
- Trabajos necesarios para la contención de los empujes resultantes que se manifiestan en los cortes verticales provocados por las excavaciones (construcción de muros o tabiques).

Los trabajos de submuración consisten en construir una estructura que transfiera la carga de una base del edificio lindero, a un nivel que se ubique por debajo de la excavación que se proyecta, de forma tal que cuando se realice la excavación, la misma no afecte a las estructuras linderas.

Las dos tareas expuestas son de fundamental atención, pero sin duda la primera (submuración) deberá estar resuelta, antes de dar comienzo a la segunda, (construcción de los tabiques) ya que si uno de los edificios linderos necesita una submuración, y sin concluirla, comenzamos a ejecutar la excavación, seguramente provocaremos daños de importancia a la estructura del edificio intervenido.

Toda obra vecina a otras existentes, conlleva riesgos no solo de índole material sino también de accidentes de personas, esto se magnifica mucho más cuando se intervienen las fundaciones de las estructuras vecinas o los suelos que las sustentan y es necesario recordar que no existen obras de este tipo que tengan riesgo nulo, por el contrario, todas son riesgosas y los mismos pueden ser disminuidos solamente por la diligencia y la experiencia de los profesionales que la asisten.

Para que el proyecto que se elabore sea lo más efectivo posible, el equipo de profesionales que asiste al Director de Obra, deberá contar con la información confiable de las estructuras a intervenir, planos de estructuras y de instalaciones. Si el Director de la Obra, no obtienen esa información, sea porque no la busco, no le interesó o no la consiguió, el proyecto se apoyará en hipótesis que pueden resultar muy alejadas de la situación real y como conclusión, ocasionar con la obra, daños de verdadera magnitud.

En la práctica, no es fácil hacerse con planos de detalle de las estructuras vecinas, y si se los encuentra, es muy factible que los mismos no reflejen la realidad, es decir, que sean un reflejo de lo que realmente está construido. Cuando los edificios son de cierta antigüedad, este tema se torna de imposible solución, lo que lleva a que el Ingeniero deba realizar inspecciones in situ de las estructuras, para lo cual tiene que contar con el beneplácito de los habitantes o de los propietarios, que se oponen sin sentido a que esto se realice ya que intentan que la nueva

construcción no se lleve a cabo, sin comprender que de un modo o de otro, la obra se va a construir y van a terminar conviviendo como vecinos de la misma y de sus habitantes.

Lo que generalmente el vecino no comprende, es que el resultado de esta investigación tiene que ver también, y muy especialmente, **con la seguridad de su patrimonio y la suya personal**, ya que cuanto más datos confiables pueda obtener el equipo de Ingeniero, más seguro resultará el proyecto que se ejecute.

Resuelto el problema de la submuración de los edificios linderos, se inicia recién la etapa de excavación de la obra. El desarrollo de esta nueva etapa de la obra, se encontrará con un escollo aun mayor al anterior ya que toda excavación vertical que se ejecuta en el suelo y que soporta una sobrecarga en superficie, requiere de soportes transversales a la misma que deben ser colocados con la mayor premura posible, a medida que se ejecuten las excavaciones.

5.13.3.- Tipos de entibamiento

Existen diversas técnicas para la construcción de los soportes transversales, los más seguros lo constituyen los anclajes que se instalan en los terrenos linderos ya que pueden construirse con una excavación parcial, lo que aumenta notablemente la seguridad al momento de ejecutar la totalidad del corte vertical.

El diseño de un entibado o contención de un corte vertical efectuado en el suelo, puede tener distintas soluciones.

En los casos en que el ancho de la excavación tiene dimensiones reducidas, como por ejemplo cuando se excavan zanjas en zonas urbanas, los soportes de la pared excavada pueden ser materializada por codales que atraviesan el ancho de la excavación y se apoyan en ambas caras de la zanja (figura 52 a).

Otra alternativa para los casos en que las excavaciones son de gran envergadura y de sección transversal cerrada, como son los casos de las bocas de entrada y de salida de los túneles urbanos, es que se construyan los entibamientos con muros colados de hormigón armado de espesores importantes (0,40 m a 1,20 m) Figura 53 b.

Finalmente nos queda el caso en el que a medida que se ejecuta la excavación se instalan anclajes transversales en el terreno para que soporten los empujes que se generan, y a la vez para que la parte interna de la excavación permanezca libre de obstáculos. Figura 52 c.

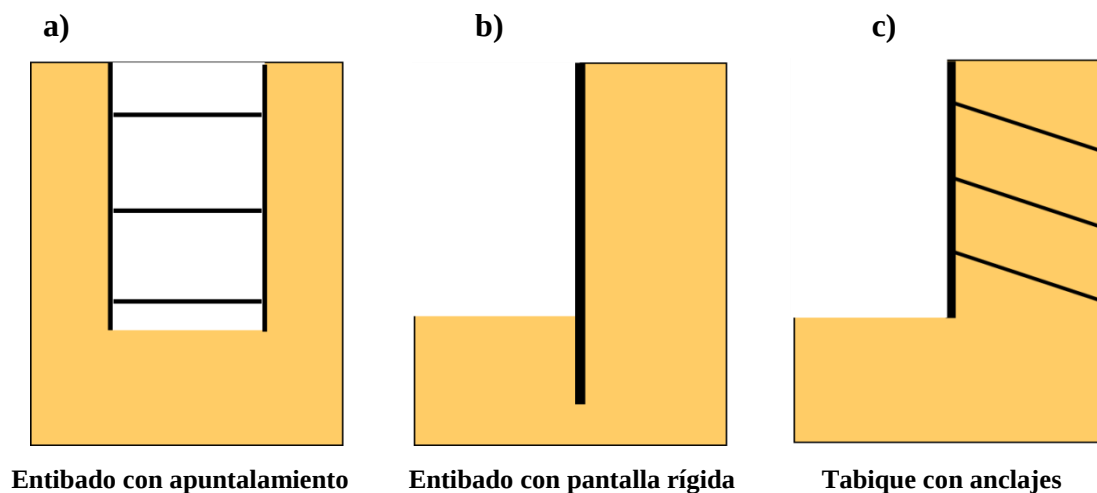


Figura N° 52

Cuando se trata de suelos cohesivos y de excavaciones temporarias que servirán solamente para la instalación de una cañería en zanja, o para la construcción de los subsuelos de un edificio, como se muestra en la figura N° 53, el entibamiento podrá ser parcial, es decir que no es necesario que esté conformado por una pantalla continua, sino que puede estar conformado por elementos estructurales discontinuos y convenientemente separados.



Figura N° 53: Entibamiento parcial en suelos cohesivos

En el primer caso (a) se trata de una zanja con entibamiento parcial materializados por tablestacas de acero o por tablones de madera, apuntalado con codales, mientras que en el segundo caso (b), se trata de una excavación para subsuelos de un edificio, materializados con pilotes verticales, sustentados con vigas de hormigón armado transversales y ancladas al terreno con anclajes pasivos inyectados. En ambos casos por tratarse de suelos cohesivos el entibamiento puede ser parcial.

5.13.4.- Diagramas de empujes a utilizar

De todo lo que hemos visto hasta ahora para calcular empujes sobre estructuras de sostenimiento, sobresale como principal la teoría de Rankine, que supone que una estructura de soporte que no tiene puntales de apoyo, gira con respecto al pie y el suelo genera un diagrama de empuje activo, por el relejamiento de tensiones que se produce en la masa del mismo. Figura N° 54.

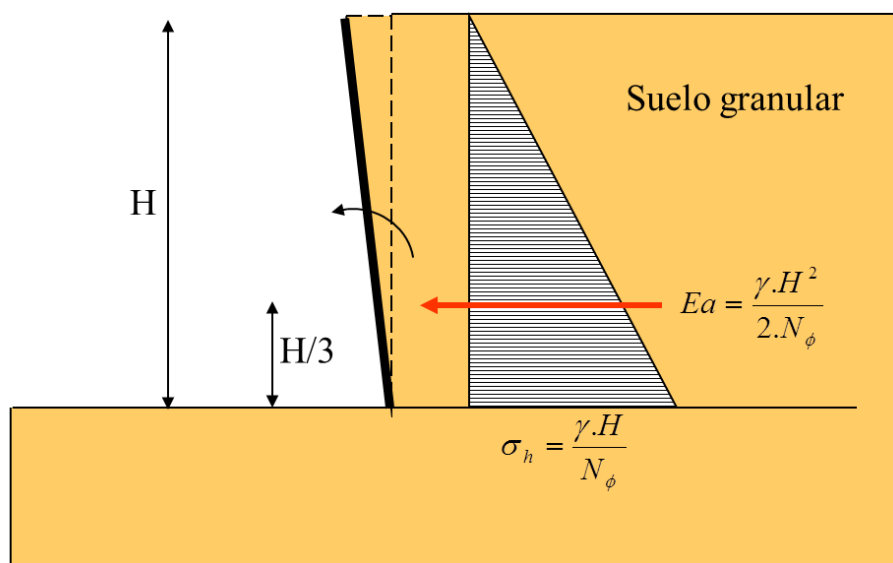


Figura N° 54: Teoría de Rankine

En el caso de excavaciones apuntaladas con codales, o con anclajes, la hipótesis planteada por la teoría de Rankine no se cumplen ya que la pantalla de sostenimiento no gira en virtud de que es contenida por el apuntalamiento que se construye a medida que se aumenta la profundidad de la excavación.

Por otra parte los codales se colocan a medida que avanza la excavación y estos también se deforman al tomar carga, lo mismo ocurre con la pantalla que se deforma a medida que va tomando carga con lo cual la pantalla no puede ser calculada como una viga continua apoyada sobre codales ya que estos últimos no toman la misma carga ni experimentan la misma deformación bajo la carga que toman. Esto hace que el cálculo teórico del empuje sobre el tabique resulte imposible de resolver y que la solución pase por diagramas empíricos que resultan de experiencias medidas en modelos o en excavaciones ejecutadas.

A partir de investigaciones efectuadas por Taylor sobre modelos, se pudo comprobar que la distribución de tensiones en estos casos, no se corresponden con una distribución triangular,

sino con una distribución parabólica con la ordenada máxima aproximadamente en el centro de la altura.

En una excavación con entibado existen numerosas variables que intervienen tales como el procedimiento de excavación, las variaciones en los estratos del suelo, los pequeños errores de alineación del tabique que se construye, etc. Todos ellos influyen en el diagrama de tensiones que actúa sobre el entibamiento.

Estas variables son las que impiden desarrollar una teoría que nos permita obtener valores reales de la presión para cada caso analizado.

Como conclusión de ello los diagramas de empujes que actúan sobre el entibamiento son por lo general empíricos y quedan definidos por la naturaleza del suelo y por la compacidad del mismo.

En nuestro medio, para calcular los diagramas de empujes mínimos que los suelos ejercen sobre las estructuras de retención, surgen de las recomendaciones del Código de Edificación de la Ciudad de Buenos Aires (Ordenanza N°: 14089/1943 - Sección 8).

Los diagramas se identifican como a), b), c) y d), y se agrupan en función de los suelos que se traten y de la compacidad o densidad relativa que los mismos presenten

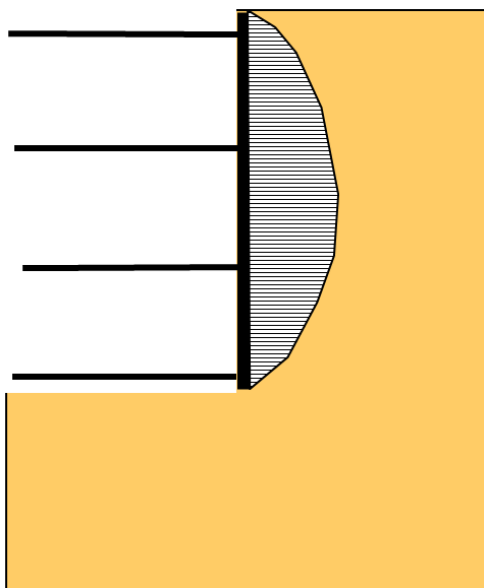
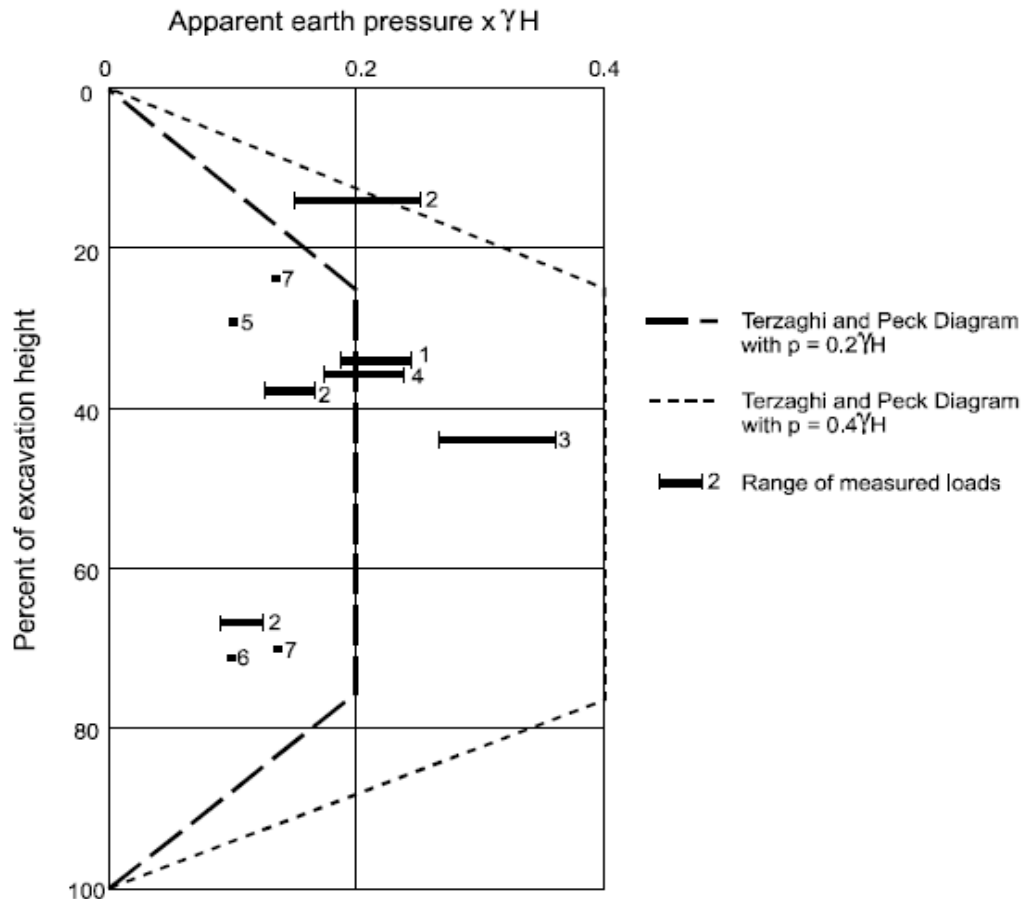


Figura N° 55: Diagrama de empuje sobre un entibamiento con codales



Cargas medidas en anclajes en siete (7) proyectos (Ulrich 1980, “Tieback Supported Cuts in Overconsolidated Soils” Journal of Geotechnical Engineering, Vol 115, N° 4).

5.13.4.1.- Diagrama a) Arcillas compactas a muy compactas

Cuando los suelos que se intervienen con la excavación, son suelos finos (limos y/o arcillas) que tienen una compacidad relativa correspondiente a la de los suelos “compactos” a “muy compactos”.

Debemos recordar en este punto que una arcilla compacta a muy compacta es aquella en la que los valores del SPT se ubican en el siguiente entorno de valores:

$$8 \leq N_{60} \leq 30$$

En estos casos se utilizará el diagrama de empujes de la figura 57

Cuando el entibamiento que se proyecta será de buena calidad no solamente por los materiales, sino por la supervisión durante la construcción del mismo, de tal forma que se asegura que los movimiento del entibamiento sean mínimos y que el período de construcción será corto, podemos adoptar el valor mínimo de K_A

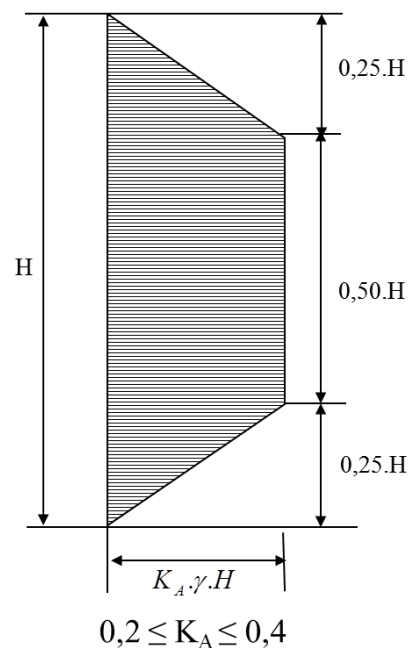


Figura N° 57: Diagrama de empuje sobre un entibamiento generado por arcillas compactas

5.13.4.2.- Diagrama b) Arcillas duras de la Fm. Pampeano fuertemente preconsolidadas por desecación

Teniendo en cuenta las características especiales de los suelos fuertemente preconsolidados por desecación de la Fm. Pampeano, que es una formación propia de nuestra región que abarca la provincia de Buenos Aires, el sur de las provincias de Santa Fé y Córdoba y el este de la Provincia de La Pampa. Los expertos citados para analizar los empujes que pudieran generar estos suelos sobre las estructuras enterradas, consideraron que la peor situación de desequilibrio que se podría presentar, la constituían las fisuras en su interior, que ante una relajación de tensiones generadas por una excavación cercana, podrían formar una grieta de tracción que al ser colmatada por el agua de lluvia, generaría un diagrama de empuje hidrostático.

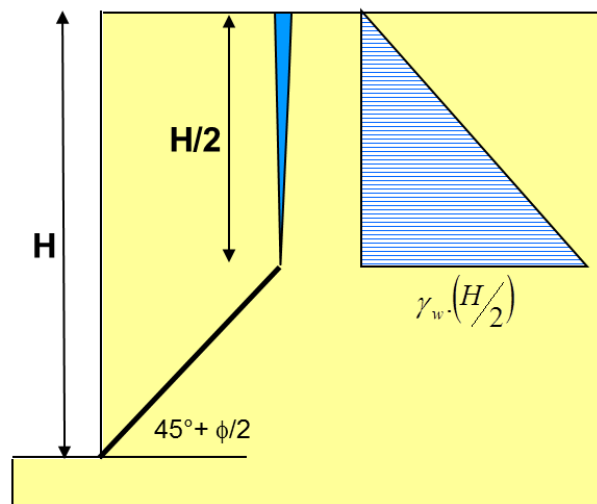


Figura N° 58: Diagrama de empuje hidrostático en una grieta de tracción de altura $H/2$

Considerando que los parámetros de corte de estos mantos son de tal magnitud que permiten excavaciones verticales de más de 25 m de profundidad, la máxima sollicitación la generaría el diagrama de empuje hidrostático que genera el agua en la grieta de tracción.

Los expertos entonces fijaron la magnitud de la grieta en una profundidad igual a la mitad de la excavación. Figura 58.

La resultante de este diagrama es la siguiente:

$$Pa = \gamma_w \cdot \frac{H}{2} \cdot \frac{H/2}{2} = \gamma_w \cdot \frac{H^2}{8} = 0,125 \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

La metodología aplicada consiste en generar un diagrama de empuje a lo largo de toda la altura “H” de la excavación que genere el mismo empuje resultante dado por la ecuación anterior. Para ello se generan dos diagramas rectangulares con ordenadas distintas y de la mitad de la altura de la excavación. Figura 59.

Debemos recordar que una arcilla “dura” es aquella en la que los valores del SPT se ubican en el siguiente entorno de valores: $N_{60} > 30$

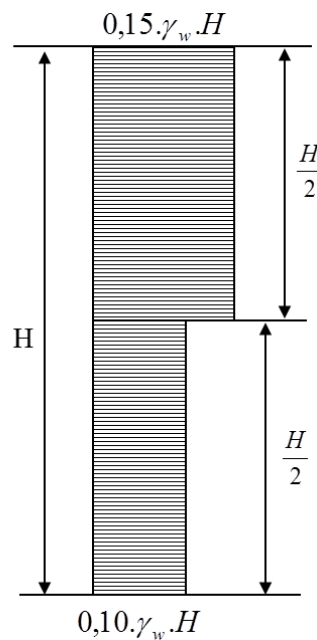


Figura 59: Diagrama de empuje para una arcilla “muy compacta” a “dura” de la Fm. Pampeano

Con lo que obtenemos el mismo valor final del empuje generado por el empuje del agua en la grieta de tracción.

$$Pa = \gamma_w \cdot \frac{H^2}{2} (0,15 + 0,10) = 0,125 \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

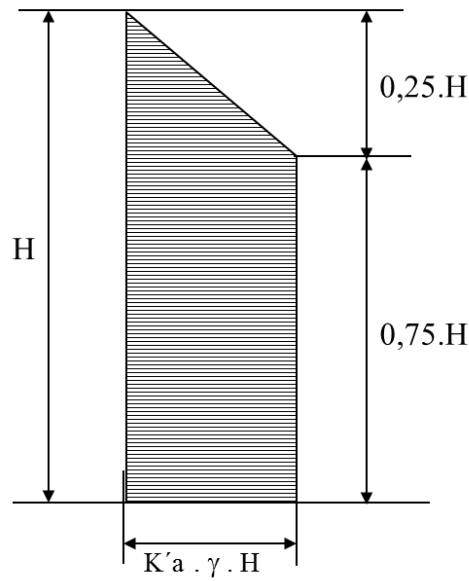
5.13.4.3.- Diagrama c) Arcillas blandas a medianamente compactas

Cuando los suelos que se intervienen con la excavación, son suelos finos (limos y/o arcillas) que tienen una compacidad relativa correspondiente a la de los suelos “blandos” a “medianamente compactos”, es decir que tienen un valor del SPT comprendido en el siguiente entorno de valores:

$$2 \leq N_{60} \leq 8$$

Es aplicable el siguiente diagrama de empuje.

Aplicable solamente cuando $N = \frac{\gamma.H}{c} \geq 3$



$$K'_a = \left(1 - m \frac{4.c}{\gamma.H} \right) \quad m = 0,7$$

Figura 60: Diagrama de empuje para una arcilla “blanda” a “medianamente compacta”

Para definir la ordenada de este gráfico se tiene en cuenta la ecuación que nos brinda los valores de la tensión de empuje activo para distintas profundidades que es:

$$Pa = \frac{\gamma.z}{N_\phi} - \frac{2.c}{\sqrt{N_\phi}}$$

Donde

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

Cuando se trata de suelos arcillosos “blandos” por lo general los mismos se encuentran saturados y sin mucho error podemos inferir que el valor de $\phi = 0$ con lo que la ecuación anterior queda reducida a:

$$Pa = \gamma.h - 2.c$$

Teniendo en cuenta investigaciones y mediciones in situ en obras de contención esta ecuación puede ser modificada a la siguiente:

$$Pa = \gamma.h - 4.c \quad \text{Esta ecuación tomará valores positivos cuando se cumpla que: } N = \frac{\gamma.h}{c} \geq 4$$

Si queremos reducir esta ecuación a una expresión como

$$Pa = K \cdot \gamma \cdot h$$

Tendremos:

$$K \cdot \gamma \cdot h = \gamma \cdot h - 4 \cdot c \quad \text{Donde} \quad K = 1 - \frac{4 \cdot c}{\gamma \cdot h}$$

Finalmente los reglamentos que recomiendan este diagrama para suelos arcillosos blandos adicionan un coeficiente de reducción del valor de la cohesión, teniendo en cuenta la posibilidad de que por debajo de los niveles de excavación puede continuar el nivel de suelos arcillosos blandos y por lo tanto puede producirse una falla en el levantamiento del fondo de la misma.

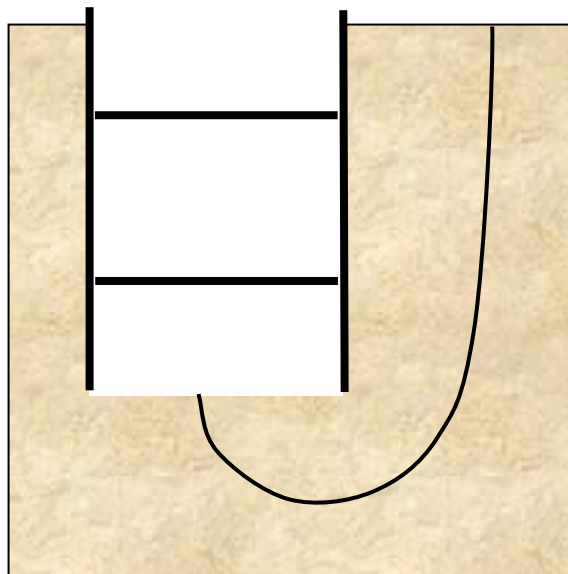


Figura 60a Posibilidad de levantamiento del fondo en excavaciones ejecutadas en suelos blandos arcillosos

Esta reducción en los reglamentos de aplicación en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires se valoriza en un valor de $m = 0,70$ y en otros países se toman valores hasta de $m = 0,40$, quedando entonces el valor de “K” como sigue:

$$K = 1 - m \cdot \frac{4 \cdot c}{\gamma \cdot h}$$

Válida para cuando $N = \frac{\gamma \cdot h}{c} \geq 4$

En el gráfico de la figura 60b, se puede apreciar la variación de K_a para valores de $m = 1$ de 0,7 y de 0,40 en función del número “Ns”.

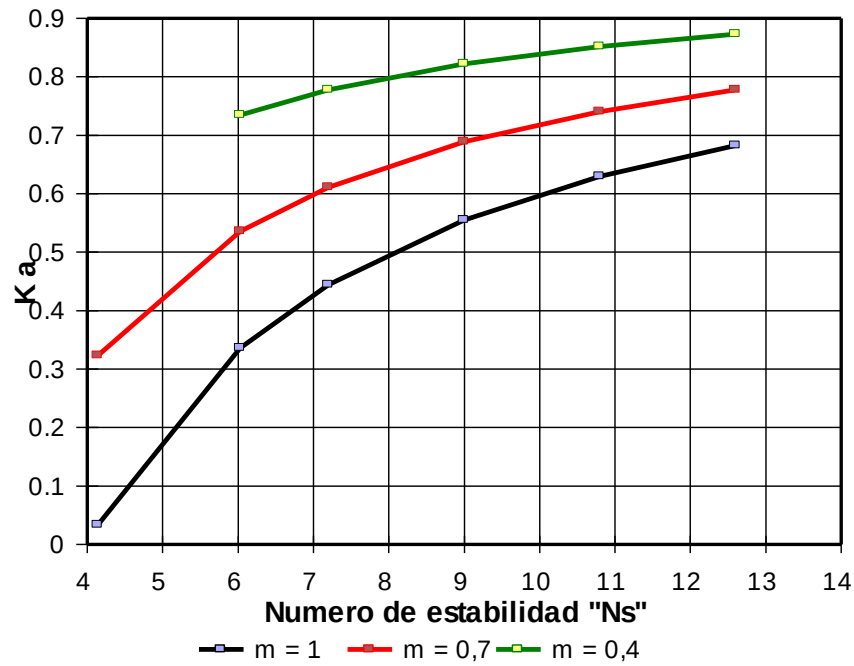


Figura N° 60b

5.13.4.4.- Diagrama d) Arenas

Para los cortes en arenas, se deberá utilizar el siguiente diagrama de empuje

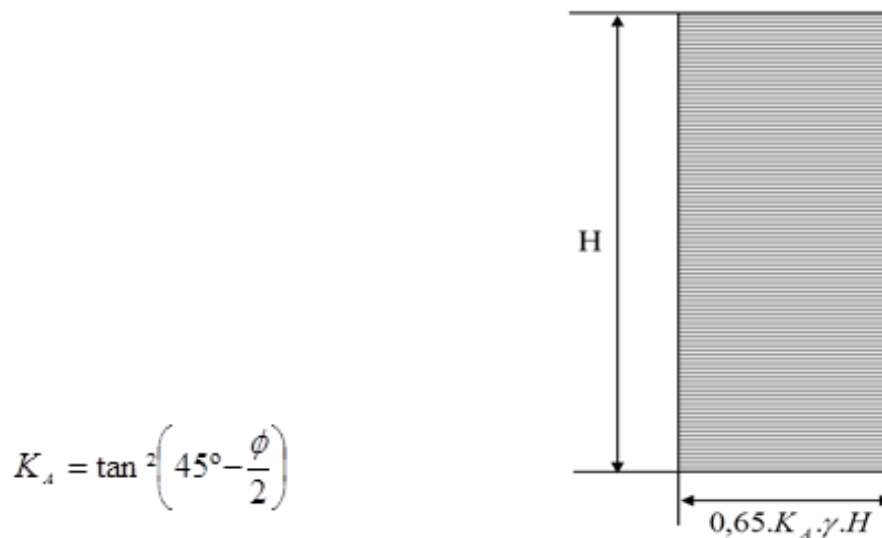


Figura 61: Diagrama de empuje para una arena

5.14.- OTRO PUNTO DE VISTA PARA ANALIZAR LA FACTIBILIDAD DE REALIZAR EXCAVACIONES EN SUELOS

Cuando se practican excavaciones en áreas urbanas con paredes verticales, es importante conocer de antemano cual es la profundidad a la que podremos llegar sin tener problemas de

derrumbes. Obviamente el cálculo que podamos realizar es absolutamente aproximado ya que surge de un análisis teórico, donde se considera al manto de suelos a intervenir como homogéneo e isótropo, cuando sabemos que puede no serlo, en absoluto.

5.14.1.- Excavación vertical con superficie del terreno horizontal y sin sobrecarga

Para el análisis de este problema suponemos que al generar la excavación, se genera un relajamiento de tensiones en la masa del suelo, que puede originar una grieta de tracción en la parte superior del terreno y separar un bloque de espesor unitario que podamos identificar con los vértices a, b, c y d sobre el que actúan las resultantes E, W, Qf y Qc y que representan respectivamente el empuje “E”, el peso del prisma “W”, la componente de la cohesión en el plano de falla de inclinación $(45^\circ + \phi/2)$ “Qc” y la componente de los esfuerzos dependientes de la fricción “Qf”.

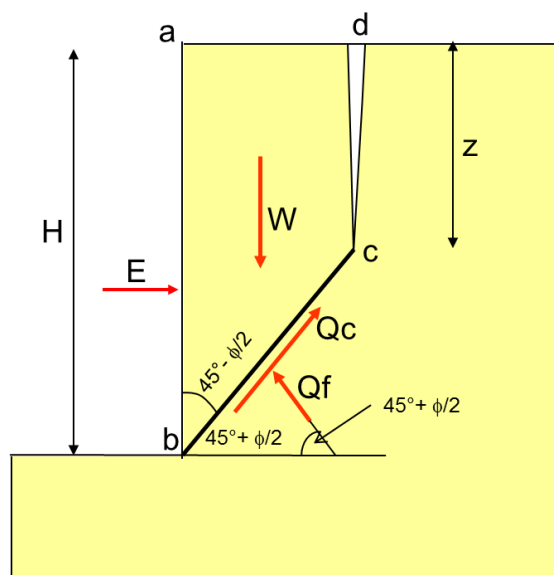


Figura 62: Esquema de falla de un prisma ante un corte vertical

El equilibrio límite de este conjunto es esfuerzos se obtiene logrando un equilibrio de las sumatorias de los esfuerzos horizontales, es decir cuando el valor del empuje es nulo: $E = 0$

Para ello tenemos dos opciones:

Una es calcular las componente horizontal de cada uno de los esfuerzos mencionados y hacer la sumatoria que nos dará el valor del empuje, $\sum x = E$ y la otra es hacer un polígono de fuerzas, donde el valor de E cierre el polígono

Para el primer caso los valores serían:

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H^2 - z^2) \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$Qc = \frac{c \cdot (H - z)}{\sin\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$Qf = \frac{W - Qc \cdot \sin\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)}{\cos\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}$$

Por lo tanto la sumatoria de las componentes horizontales de estos esfuerzos nos daría la siguiente ecuación:

$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H^2 - z^2) \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - c \cdot (H - z) \cdot \left[\cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \right]$$

$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H - z) \cdot (H + z) \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - c \cdot (H - z) \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) - c \cdot (H - z) \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$E = \frac{1}{2} \cdot (H - z) \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \left[\gamma(H + z) \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - 2 \cdot c \cdot \frac{\tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}{\cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} - 2 \cdot c \right]$$

$$E = \frac{1}{2} \cdot (H - z) \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \left[\gamma(H + z) \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) - 4 \cdot c \right]$$

Si se tratara de suelos granulares, no existiría cohesión y por lo tanto tampoco se generaría una grieta ($z = 0$) con lo cual la ecuación anterior quedaría reducida a lo siguiente:

$$E = \frac{1}{2} \frac{\gamma \cdot H^2}{\tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{1}{2} \frac{\gamma \cdot H^2}{N\phi}$$

Si analizamos ahora el diagrama de fuerzas que se deduce de la figura 63, donde se supone que se trata de suelos cohesivos y que la estabilidad del prisma se encuentra en estado límite es decir $E = 0$.

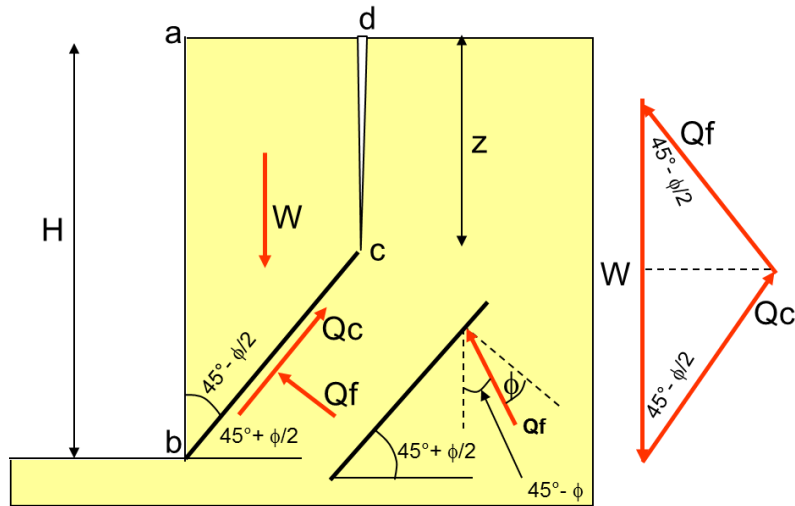


Figura 63: Diagrama de fuerzas para el estado de equilibrio límite ($E = 0$) de un prisma

De esta figura tendremos:

$$Q_c = c \cdot \overline{bc} = \frac{c \cdot (H - z)}{\cos(45^\circ - \phi/2)}$$

Del diagrama de fuerzas obtenemos que:

$$W = 2 \cdot Q_c \cdot \cos(45^\circ - \phi/2)$$

$$Q_c \cdot \cos(45^\circ - \phi/2) = c \cdot (H - z)$$

$$W = 2 \cdot c \cdot (H - z) \quad (21)$$

Por otra parte:

$$W = \frac{\gamma}{2} (H + z) \cdot (H - z) \cdot \tan(45^\circ - \phi/2) \quad (22)$$

Igualando (21) y (22) y despejando H tendremos:

$$H = \frac{4 \cdot c}{\gamma \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)} - z$$

$$H = \frac{4 \cdot c \cdot \sqrt{N\phi}}{\gamma} - z \quad (23)$$

Donde el primer término de esta ecuación coincide con la altura crítica “ H_c ” que podíamos excavar a partir del análisis de los diagramas de empujes.

Es decir que podemos decir que la altura de excavación considerando que se forma en el suelo una grieta de tracción será:

$$H = H_c - z$$

Si suponemos que la profundidad de la grieta es igual a la mitad de la profundidad excavada tendremos:

$$H = H_c - H/2 \text{ por lo que la altura crítica de excavación será:}$$

$$H_c = 3.H/2$$

Quiere decir que bajo estas condiciones, la profundidad de excavación en la que el empuje se hace nulo es

$$H = 2,67 \cdot \frac{c \cdot \sqrt{N\phi}}{\gamma} \quad (24)$$

5.14.2.- Excavación vertical con superficie del terreno horizontal y con sobrecarga

Si a todo lo que vimos hasta acá le sumamos una sobrecarga en superficie, que pueda representar una edificación vecina o una acumulación en superficie de materiales para la obra o de equipos que se instalan a su alrededor, tendremos un esquema como el que se presenta en la figura N° 64.

Sabemos del análisis anterior, que el peso de la cuña más la porción de sobrecarga que actúa encima de ella, puede ser expresada a partir del diagrama de fuerzas que intervienen en el equilibrio de la cuña y para un valor de $E = 0$, (equilibrio límite) como:

$$W = 2.c.(H - z)$$

Por otra parte el valor del peso de la cuña más la porción de sobrecarga que actúa sobre ella es:

$$W = \left[q + \frac{\gamma}{2} \cdot (H + z) \right] \cdot (H - z) \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)$$

Igualando ambas expresiones tendremos:

$$W = \frac{4.c}{\gamma \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)} - \frac{2.q}{\gamma} - z$$

Haciendo $H = H/2$ nos queda una expresión que nos da la profundidad H en la que se hace nulo el empuje y a partir de esta profundidad la excavación se torna inestable desde el punto de vista teórico.

$$H = \frac{2,67.c.\tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) - 1,33.q}{\gamma} \quad (25)$$

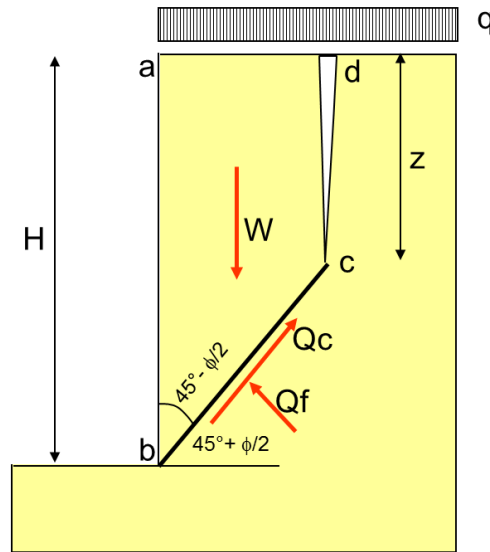


Figura 64: Diagrama de fuerzas para el estado de equilibrio límite ($E = 0$) de un prisma con sobrecarga

5.14.3.- Excavación vertical con superficie del terreno horizontal, con sobrecarga y talud inclinado en la excavación

En ciertas circunstancias, el entorno de la obra permite realizar excavaciones con taludes inclinados, estas resultan ser las excavaciones más seguras de todas las que hasta acá hemos visto.

La profundidad a la que podremos excavar hasta que el valor del empuje se anule y comience a tener signo positivo, la podemos calcular en forma teórica haciendo las mismas deducciones que hicimos en los casos anteriores y tendremos la siguiente expresión que nos dará al valor de la profundidad "H". Figura 65.

$$H = 2,67 \frac{c - 0,5.q \left[\tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) - 2.\tan(\beta) \right]}{\gamma \left[\tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) - \frac{4}{3}\tan(\beta) \right]} \quad (26)$$

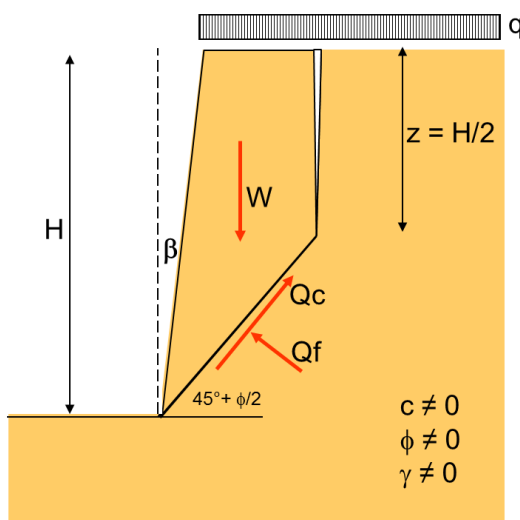


Figura 65: Diagrama de fuerzas para el estado de equilibrio límite ($E = 0$) de un prisma con sobrecarga y talud inclinado

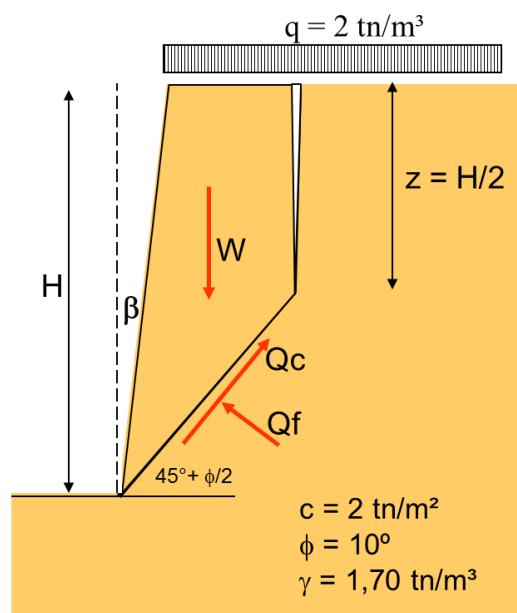
Ejemplo:

Para el subsuelo de un edificio se necesita hacer una excavación de 5,00 m de profundidad.

El suelo está conformado por una arcilla “medianamente compacta” que tiene una cohesión $c_u = 2 \text{ tn/m}^2$ un ángulo de fricción $\phi_u = 10^\circ$ y una densidad húmeda $\gamma_h = 1,7 \text{ tn/m}^3$.

Se considera además una sobrecarga uniformemente distribuida en superficie de $q = 2 \text{ tn/m}^2$

Verificar si es posible ejecutar esta excavación con taludes verticales y luego con un talud $\beta = 15^\circ$.



Para el primer paso reemplazamos valores en la siguiente correspondiente tendremos.

$$H = \frac{2,672 \text{ tn/m}^2 \cdot \tan(45^\circ + 10^\circ/2) - 1,33 \cdot 2 \text{ tn/m}^2}{1,70 \text{ tn/m}^3} = 2,18 \text{ m}$$

No es posible ejecutar esta excavación con un talud vertical.

Si adoptamos un talud con una inclinación $\beta = 15^\circ$ tendremos:

$$H = 2,67 \frac{2 \text{ tn/m}^2 - 0,5 \cdot 2 \text{ tn/m}^2 \cdot [\tan(45^\circ - 10^\circ/2) - 2 \cdot \tan(15^\circ)]}{1,70 \text{ tn/m}^3 \left[\tan(45^\circ - 10^\circ/2) - \frac{4}{3} \tan(15^\circ) \right]} = 5,50 \text{ m}$$

Es decir que teóricamente la excavación es posible de ser ejecutada con un talud inclinado en 15° .

5.15.- EXCAVACIONES ENTIBADAS

Atendiendo a lo expresado en los apartados 13 y 14 del presente, podemos resumir las siguientes secuencias cuando practicamos una excavación:

Antes de ejecutar una excavación un elemento de suelo ubicado a una profundidad “z” se encuentra bajo un estado triaxial de tensiones y en equilibrio. Figura 66 a.

A medida que avanzamos con la excavación el elemento considerado experimenta un desequilibrio ya que se le quita una de las tensiones horizontales y por lo tanto se produce un relajamiento de tensiones del elemento, experimentando la masa de suelos una deformación hacia la excavación. Figura 66 b.

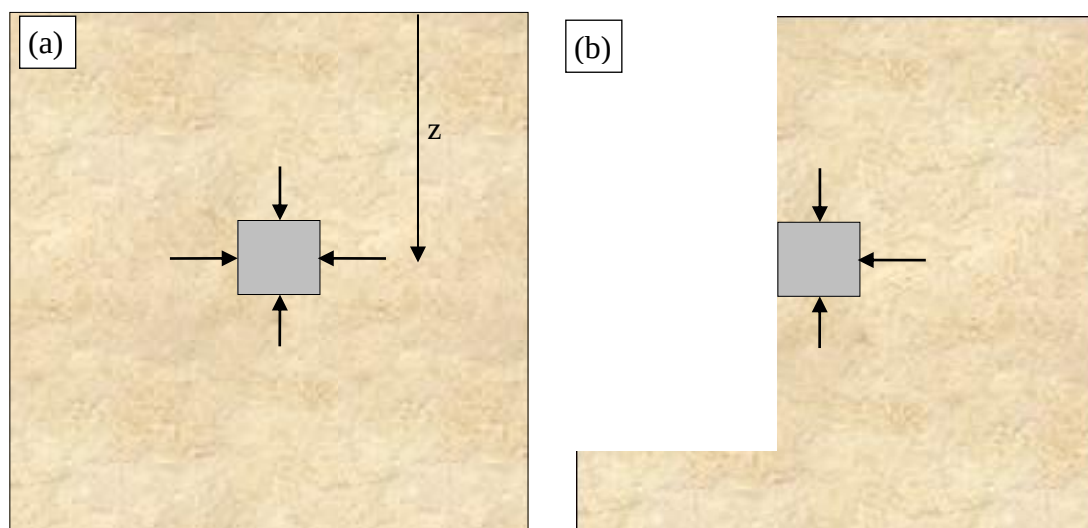


Figura N° 66 a y b

Este desequilibrio de tensiones, el relajamiento que experimenta la masa de suelo al descomprimirse y la deformación de la masa de suelos hacia el lado de la excavación, puede generar en los suelos cohesivos, el agrietamiento de su masa, favorecida además por las grietas naturales que existen en la parte superior del manto por la pérdida de humedad del suelo.

Como hemos visto, la profundidad de estas grietas, a los efectos del cálculo de estabilidad, se las considera con una profundidad igual a la mitad de la altura total excavada. Además para delimitar el prisma susceptible de falla por efecto de la excavación se traza una línea que parte desde el punto más bajo de la excavación de profundidad “H” y se une a la grieta de tracción con una inclinación tal que forma un ángulo de $(45^\circ + \phi/2)$ con la horizontal. Figura 66 c.

Si la profundidad de la excavación y los parámetros de corte del suelo nos permiten verificar que la misma es factible de ser ejecutada considerando lo expuesto en el apartado 14 del presente, la solución a nuestro problema vendrá por este lado, tomando algunas consideraciones de seguridad.

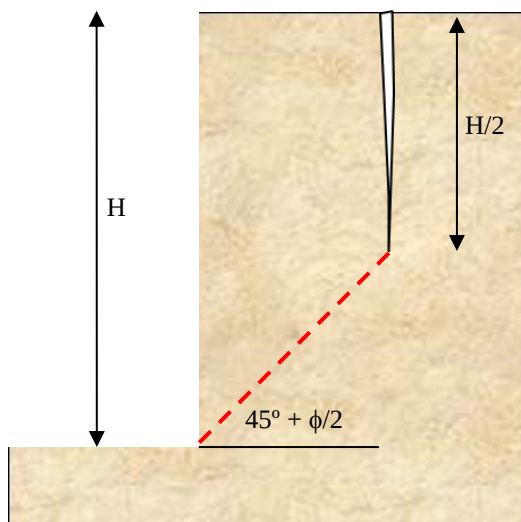


Figura N° 66 c

Si los parámetros de corte del suelo no nos permiten realizar la excavación prevista con la seguridad adecuada, la misma deberá ser ejecutada con un entibamiento.

Una de las posibilidades es realizar el entibamiento a medida que se ejecuta la excavación, tal como se muestra en la figura N° 66 d.

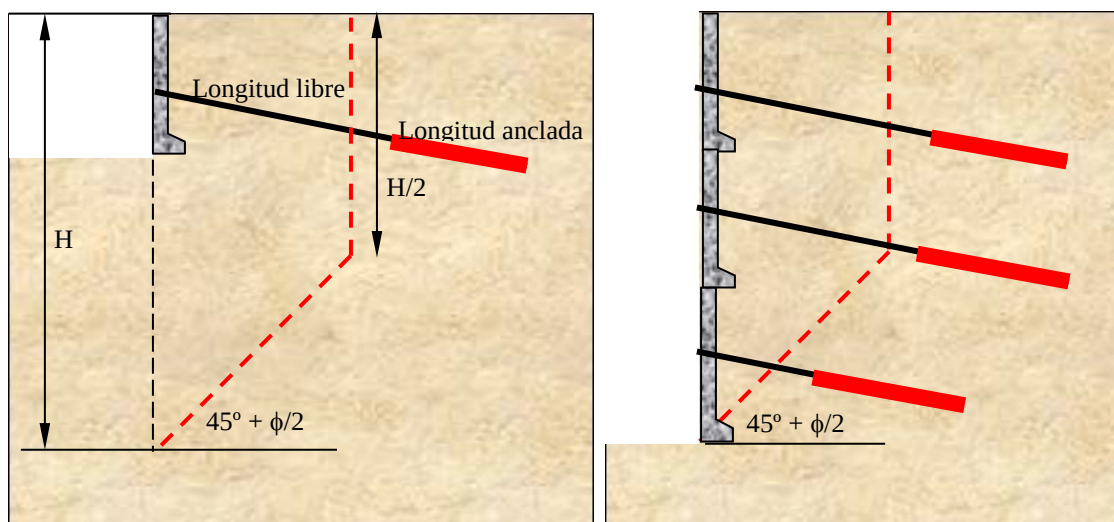


Figura N° 66 d

El procedimiento consiste en dividir la altura a excavar en tramos que dependen de las características mecánicas del manto de suelo y que por lo general se ubica en el entorno de

2,50 m a 3,00 m. En cada uno de estos sectores o alturas parciales de la excavación, se construirá un tabique vertical que deberá ser sustentado por un anclaje. Estos tabiques se construyen con una “pata de elefante” en su parte inferior para que cuando se excave la parte inferior del mismo se sustente verticalmente.

Por otra parte los anclajes que se proyecten para la sustentación de cada uno de los tabiques que se construyen, deberán ser contruidos con un tramo libre, que se corresponde con el ancho de la cuña más 1,50 m o el $0,2 \times H$ (lo que resulte mayor), y a continuación la longitud que le corresponde a la parte de bulbo o inyectada que constituye realmente la zona anclada.

A medida que las estructuras contruidas (tabiques y anclajes) alcancen su resistencia mínima de proyecto, se puede continuar con la excavación contruyendo los anclajes y los tabiques de los niveles inferiores.

5.15.1.- Determinación de los esfuerzos en los anclajes

Para determinar los esfuerzos que deberán soportar los anclajes se deberá tener en cuenta la geometría de la excavación, las características físicas de los mantos de suelos a excavar y la compacidad de los mismos. Con estos valores se debe seleccionar el diagrama de carga que se corresponda con estos parámetros, de los descritos en las figuras 57 a 61 del presente (Apartado 13)

Si por ejemplo se tratara de suelos arcillosos o limosos “compactos”, correspondería utilizar el diagrama de empuje de la figura N° 57, si adaptamos el diagrama a la altura “H” de la excavación proyectada y dividimos la altura en sectores “h” como se indica en la figura N° 67.

Podremos calcular las resultantes de cada sector del diagrama con las ecuaciones que se indican a continuación, para el caso en que $h_1 = h_2 = h_3$.

$$T_1 = T_3 = \frac{0,25 \times H \times K_A \times \gamma \times H}{2} + K_A \times \gamma \times H \times (h_1 - 0,25 \times H)$$

$$T_2 = K_A \times \gamma \times H \times h_2$$

Los valores así calculados de T_1 , T_2 y T_3 , están calculados en dos dimensiones, por lo tanto se expresan en Carga/longitud. Para obtener el valor de la carga sobre los anclajes, habrá que definir la separación “Li” entre los anclajes de cada fila y multiplicar los valores de “Ti” por la separación “Li” adoptada.

La separación de los anclajes en horizontal, es recomendable que sea siempre mayor a 1,20 m, la misma depende de la magnitud de la ordenada del diagrama de empujes adoptado ya que multiplicada ésta por la altura del paño y por la separación de los anclajes, nos da la carga del anclaje. Por lo general se adoptan valores que van desde los 2,00 m a 3,50 m.

Si tenemos en cuenta que los tabiques y los anclajes que lo soportan, tienen que adquirir la resistencia necesaria para ponerlos en servicio, es necesario construirlos en etapas y en forma alternada, separados entre sí por contrafuertes y contruidos en troneras, para evitar que se generen deslizamientos de la excavación tal como se muestra en las figuras N° 68 y 69.

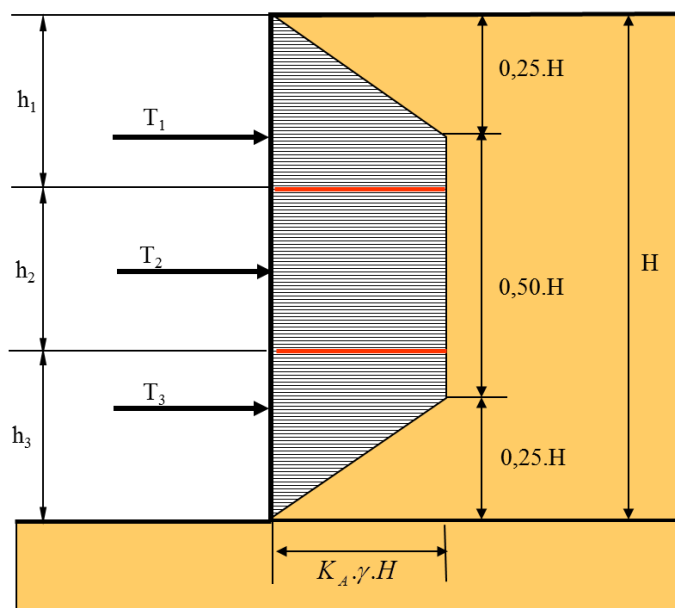


Figura N° 67

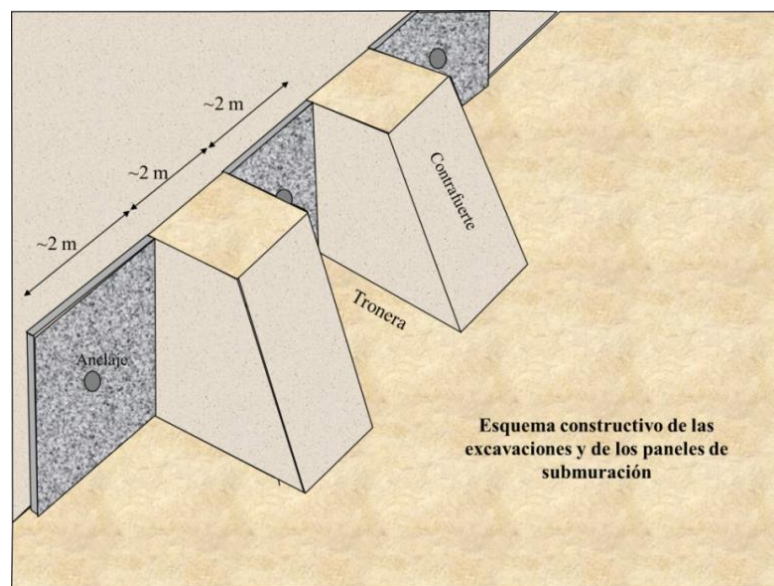


Figura N° 68: Construcción de tabiques y anclajes entre contrafuertes



Figura N° 69: Construcción de tabiques y anclajes

5.15.2.- Pantalla de pilotines

Otra forma de implementar la pantalla de contención en las excavaciones es mediante pilote o pilotines tangentes, a colocados con una cierta separación. Nuestra experiencia profesional nos avala a recomendar para los suelos e la Fm. Pampeano y para suelos arcillosos de similares características, que no requieren un entibado continuo (como si lo requerirían los suelos granulares) la instalación de pilotines de pequeño diámetro como los que se muestran en la figura 69a que se muestra a continuación.

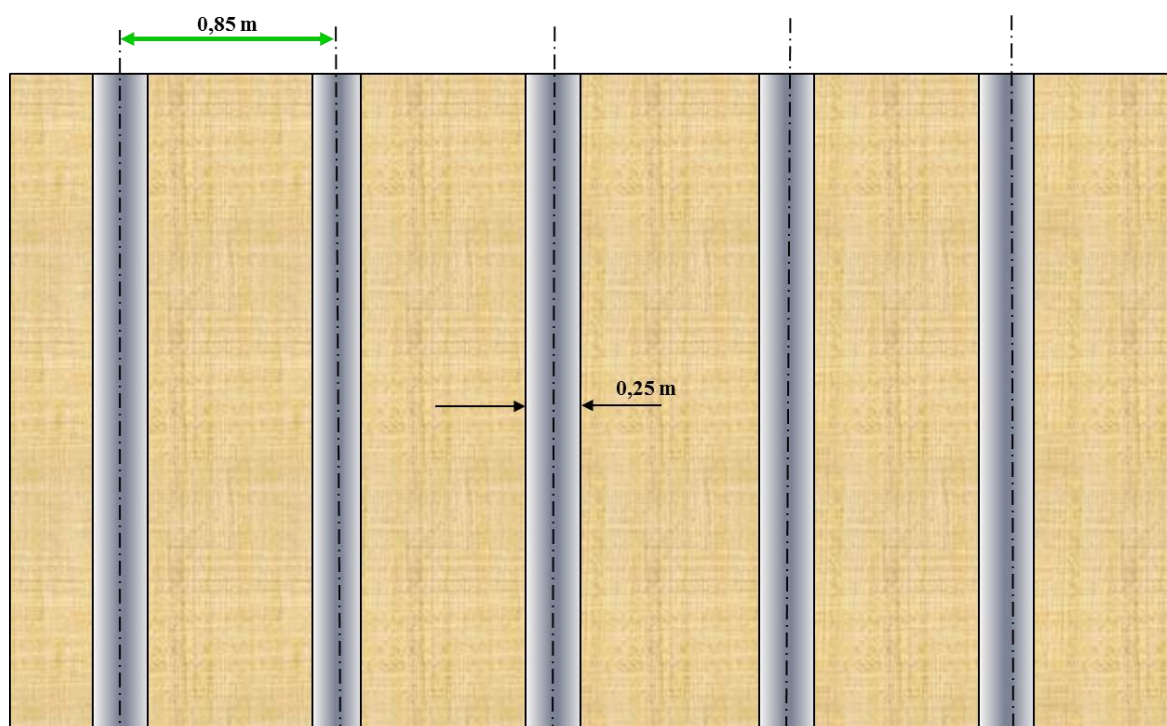


Figura 69a: Pantalla de pilotines

Construida esta pantalla de pilotines desde el nivel del terreno natural en todo el perímetro de la excavación proyectada, se procede al desmoche de la parte superior de los pilotines para construir una viga superior que los vincule a todos y que haga las veces de brocal de la excavación.



Figura 69c

Construida la pantalla de pilotines y la viga de coronamiento, se procede a escavar hasta el nivel de la instalación de los anclajes sin tener que dejar contrafuertes como los de la figura 68.

Una vez contruidos los anclajes se procede a la construcción de una viga horizontal que incluya las armaduras de los anclajes tal como se muestra en las figura 69d y e



Figura 69d

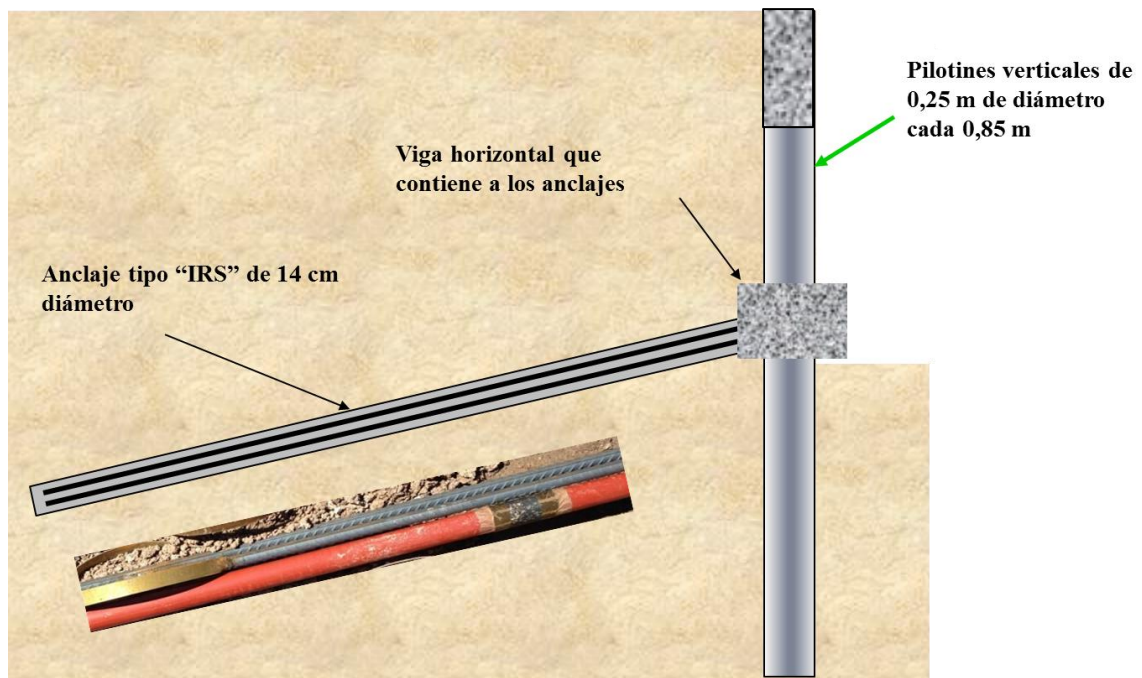


Figura 69e

Esta metodología de trabajo, permite avanzar con mucha celeridad en la ejecución de las excavaciones pudiendo incluso tener varios frentes de trabajo en la excavación tal como se muestra en la figura 69f y en la fotografía 69g.



Figura 69f



Figura 69g

Esta metodología de trabajo evidentemente disminuye notablemente los tiempos en la ejecución de las excavaciones que por lo general se ubica en una reducción del 40 % del tiempo requerido con pantalla de pilotines, contra los tiempos necesarios para ejecutar la misma excavación con tabiques y excavaciones con contrafuertes.

En los cronogramas que se muestran en las siguientes figuras se puede apreciar esta diferencia, en ellos se consideró la ejecución con ambos métodos para una excavación de tres niveles de subsuelos, con un perímetro de 50 m lineales.

Para el método de las troneras con tabiques se supuso que las mismas tendrían un ancho de 2,50 m, que además coincide con la separación de los anclajes en horizontal.

Como conclusión de este análisis se obtienen las siguientes conclusiones:

Para el método tradicional con troneras y tabiques se requieren un total de 104 días de trabajo, mientras que para la construcción de la misma excavación con pantalla de pilotines de 0,25 m de diámetro separados 0,85 m entre centros de los mismos se necesitan 64 días de trabajo.

Método tradicional con tabiques y troneras

Primer nivel																																			
Descripción	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35
Excavación de 10 troneras intermedias de 2,50 m																																			
Ejecución de anclajes																																			
Construcción de tabiques																																			
Tesado de anclajes																																			
Exavación de troneras faltantes																																			
Ejecución de anclajes																																			
Cosntrucción de tabiques																																			
Tesado de anclajes																																			
Segundo Nivel	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
Excavación de 10 troneras intermedias de 2,50 m																																			
Ejecución de anclajes																																			
Construcción de tabiques																																			
Tesado de anclajes																																			
Exavación de troneras faltantes																																			
Ejecución de anclajes																																			
Cosntrucción de tabiques																																			
Tesado de anclajes																																			
Tercer nivel	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105
Excavación de 10 troneras intermedias de 2,50 m																																			
Ejecución de anclajes																																			
Construcción de tabiques																																			
Tesado de anclajes																																			
Exavación de troneras faltantes																																			
Ejecución de anclajes																																			
Cosntrucción de tabiques																																			
Tesado de anclajes																																			

Método con pantalla de pilotines

[illegible]

5.15.3.- Diseño de los anclajes

El diseño de los anclajes es similar al cálculo de los micropilotes IRS en virtud de que los mismos se construyen con la misma técnica y como soportan la carga básicamente por las tensiones de fuste, resisten la misma carga tanto en compresión como en tracción.

La única variable que deberá tenerse en cuenta es la inclinación a darle al anclaje ya que no se pueden proyectar en forma horizontal en virtud de que se deben llenar con una mezcla fluida y al construirse en forma horizontal la parte superior del perímetro no tomaría un íntimo contacto con el suelo.

Por lo tanto la inclinación a darle al anclaje, dependerá de la conformación estratigráfica del suelo como se muestra en el ejemplo que se muestra a continuación, donde tenemos que efectuar una excavación de 12 m de profundidad y la primera fila de anclajes está proyectada a la profundidad de -2,00 m. Figura N° 70.

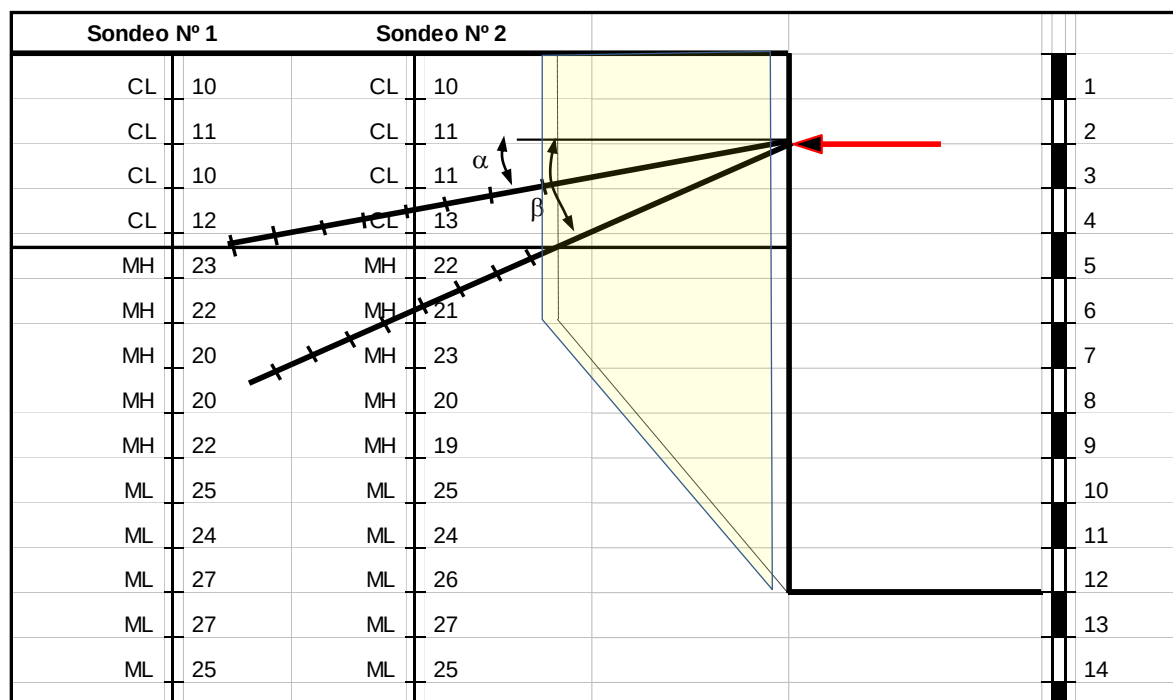


Figura N° 70: Esquema de cálculo de un anclaje

Se aprecia por los valores de los ensayos de SPT que se obtienen en los sondeos de estudios de suelos ejecutados en el predio, que hay un primer manto que llega hasta la profundidad de -4,50 m donde los suelos tienen una compacidad menor a la de los mantos ubicados a mayor profundidad. Esto nos indica que si se proyectan los anclajes de esta primera fila, con la inclinación del ángulo α , estaremos proyectando un anclaje en un suelo de menor resistencia

por lo que el resultado será un anclaje más largo que si lo proyectamos con una inclinación β y suponiendo que el diámetro de ambos es similar.

Finalmente como el empuje es horizontal, necesitamos multiplicar el resultado de la reacción del anclaje por el coseno de la inclinación, y compararlo con la resultante del empuje aplicada sobre la superficie del tabique.

5.16.- ANCLAJES ACTIVOS

El mecanismo de resistencia o de capacidad de carga, de un anclaje, tanto del tipo IGU como del tipo IRS, depende de las tensiones de fuste que se desarrolle en su área lateral. Para que se ponga de manifiesto esta carga, deberá manifestarse un movimiento relativo entre la estructura del anclaje y el suelo, que ponga de manifiesto las tensiones de fuste “ q_s ”.

Teniéndose en cuenta lo anterior, los anclajes pueden ser del tipo “Pasivos” o del tipo “Activos”.

Los anclajes pasivos son aquellos que se vinculan a la estructura que se requiere sostener o mantener en su sitio, sin darle ninguna carga previa de manera que para tome carga, el mismo debe experimentar una pequeña deformación relativa entre el suelo y el anclaje.

Esto nos indica que si el suelo que sustenta a la estructura experimenta una relajación y tiene algún movimiento, arrastra al anclaje y se generan las tensiones de fuste necesarias “ q_s ” para que el anclaje desarrolle su carga de trabajo y mantenga a la estructura en las condiciones de seguridad calculadas.

Esto implica que en todos los casos que se implementan anclajes pasivos, para que los mismos desarrollen la resistencia para soportar la carga de trabajo para la que fueron dimensionados, la estructura a la que está vinculado el anclaje se tiene que desplazar, generando así un movimiento relativo en la interfaz anclaje – suelo, que le permita desarrollar las tensiones de fuste necesarias. Esto conlleva problemas de deformación de las estructuras que deben ser tenidos en cuenta. Por lo tanto hay que tener presente que toda estructura soportada por anclajes pasivos, **experimentarán deformaciones**.

Cuando se vinculan a la estructura que queremos contener, anclajes activos, la armadura resistente del anclajes (que por lo general están conformadas por barras de acero roscadas o cordones de acero trenzados), con posterioridad a la conformación del anclaje y una vez que la lechada con los que se construyen alcance la resistencia necesaria, son post tesados con la

carga de servicio, de manera que antes de poner a la estructura bajo carga, la misma ya tiene aplicada en el punto de contacto con el anclaje la carga de trabajo calculada “Qt”.

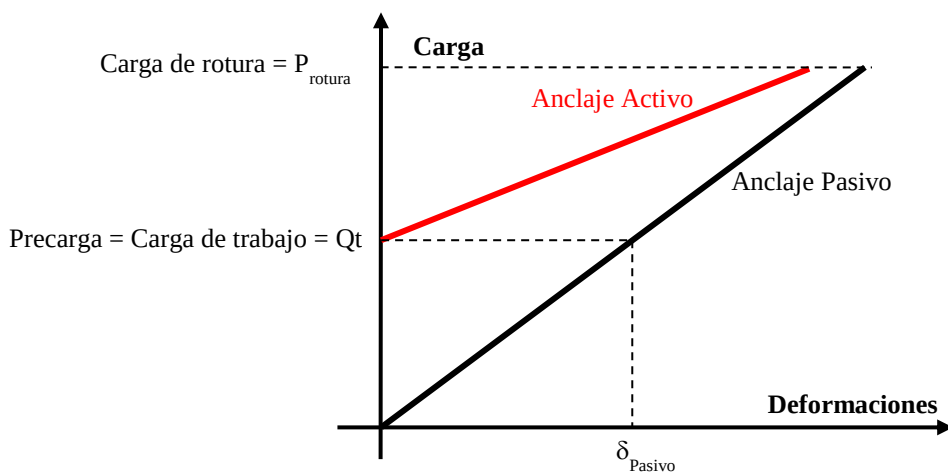


Figura N° 71: Esquema de carga – deformación para anclajes activos y pasivos

Esta diferencia entre uno y otro tipo de anclajes implica la posibilidad de que una estructura que se intenta contener con los anclajes pasivos se deforme, o que la misma no experimente ningún daño si se la une a anclajes activos, a los que ya se le ha dado la carga de trabajo “Qt”, tal como se muestra en la gráfica de la figura N° 71.

5.16.1.- Construcción de los anclajes

La diferencia constructiva entre un anclaje pasivo y otro activo, radica fundamentalmente en la armadura de los mismos. En un anclaje pasivo, la armadura que se coloca es básicamente la armadura tradicional de construcción, conformada por barras de acero que se unen a la estructura del tabique que se necesita contener.

Si se necesita contener un tabique de una excavación para un subsuelo de un edificio, lo más lógico es doblar la armadura del anclaje a 90° y vincularla con la armadura del tabique, antes de proceder al Güñitado del mismo, como se muestra en la foto que se adjunta en la figura N° 72.



Figura N° 72: Armadura de un anclaje pasivo vinculada al tabique de cierre

En los anclajes activos en cambio, la armadura deberá estar conformada por algún elemento resistente que permita el post tesado del anclaje para ponerlo bajo la carga de trabajo “ Q_t ”.

En la figura N° 73 que se adjunta se muestra un esquema de un anclaje conformado por una barra roscada que puede ser transformada en activo si se tensa la barra luego de su construcción.

Para esta operación se toma la barra con un gato hidráulico similar al que se muestra en la figura N° 74, y se le da el esfuerzo axial necesario para lograr la carga de trabajo, una vez lograda esta carga se ajusta la tuerca inferior sobre la placa de anclaje, quedando la barra roscada traccionada con la carga de trabajo “ Q_t ”.

Cuando los anclajes se conforman con cordones de cables de acero trenzados, los mismos tienen una característica especial que consiste en que el tramo correspondiente a la longitud libre del anclaje, se encuentra envainado en una cobertura de PAD y además engrasado, mientras que la parte que va anclada en la lechada de hormigón, se conforma sin vaina y sin grasa, tal como se muestra en las figuras N° 75 y 76.

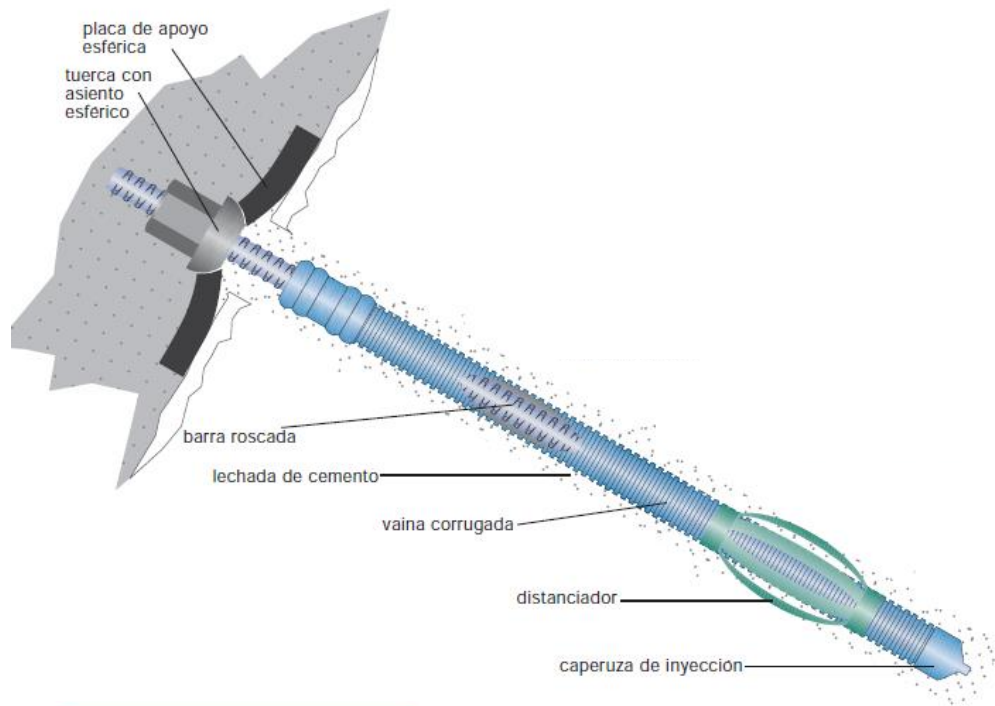


Figura N° 73: Esquema de un anclaje con barra roscada

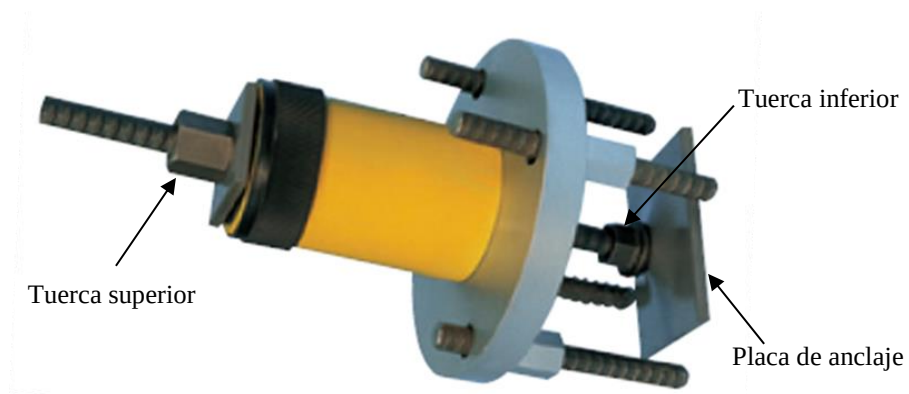


Figura N° 74: Gato hidráulico para traccionar barras roscadas

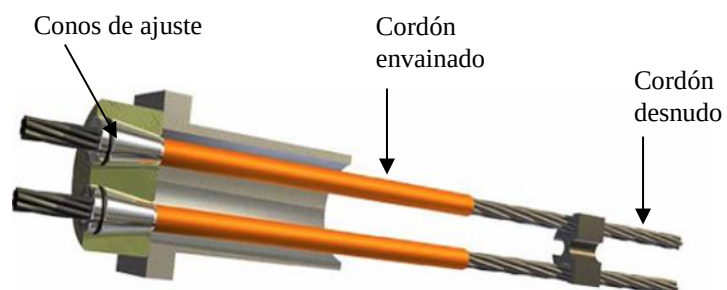


Figura N° 75: Conformación de un anclaje con cables trenzados



Figura N° 76: Transición entre el tramo envainado y engrasado de los cordones trenzados y el tramo desnudo

5.16.2.- Anclajes temporarios y anclajes permanentes

En algunos casos los anclajes se utilizan como anclajes temporarios, o como anclajes permanentes. En el primer caso la prestación del anclaje es solamente por un período corto ya que la carga que toma el anclaje es tomada luego por la estructura del edificio que se construye, figura N° 77.

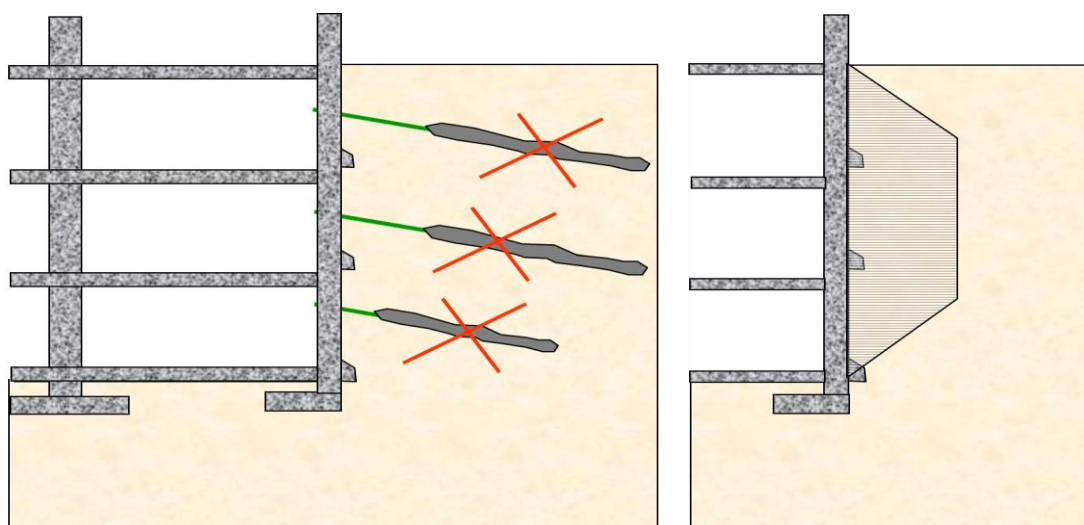


Figura N° 77: anclajes temporarios

En el segundo caso, la estructura necesita que el anclaje este vigente durante toda la vida útil de la misma. En estos casos es imprescindible que la armadura que los conforman sea protegida adecuadamente para evitar su corrosión, para ello en el caso de utilizar barras rígidas, las mismas se preservan con una cobertura de PAD aplicada sobre las barras roscadas. Figura N° 73.

Cuando se trata de anclajes activos permanentes y contruidos con cables, la preservación de los mismos a lo largo de la vida útil de la obra tiene una exigencia mayor. Para ello se colocan

los cordones trenzados dentro de una vaina corrugado de PVC, en toda la longitud del anclaje como se aprecia en la figura N° 78.



Figura N° 78: Vaina corrugada y cordones trenzados para anclajes activos permanentes

La sección transversal de estos anclajes envainados, difieren si se trata de la zona libre o de la zona de bulbo. En la zona libre los cordones dentro de la vaina corrugada están engrasados y protegidos con su cobertura de PAD (figura 76).

Dentro de la vaina corrugada se coloca además un caño que permite inyectar la lechada primaria, que va dentro y fuera de la misma, por fuera de la vaina se coloca el caño de PVC con las válvulas manchette para la inyección de la lechada secundaria en la zona de bulbo, tal como se muestra en la figura N° 79.

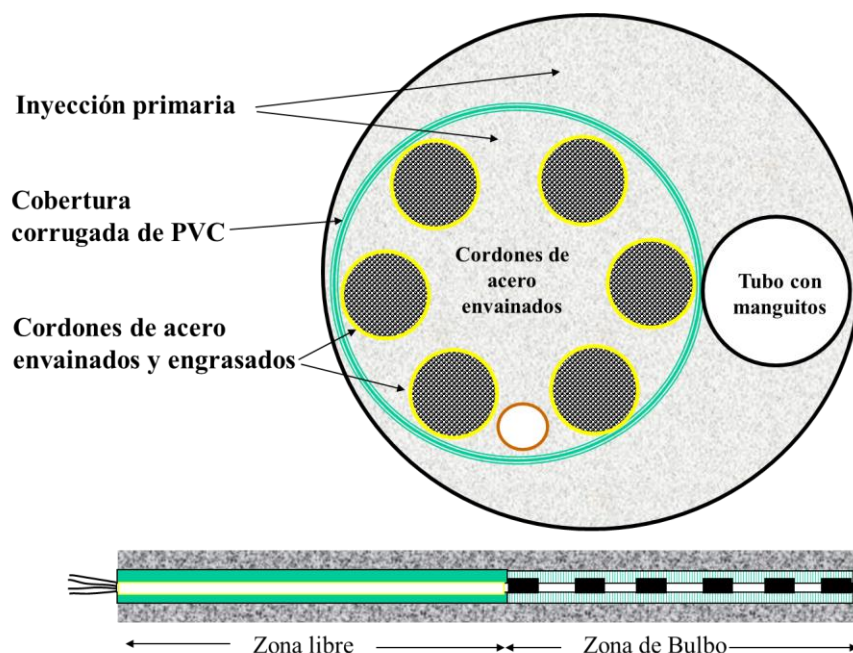


Figura N° 79: Sección del anclaje en zona del tramo libre

En la zona de bulbo la sección es similar, con la única diferencia que los cordones trenzados se encuentran desnudos (sin grasa y sin vaina de PAD) Figura N° 80.

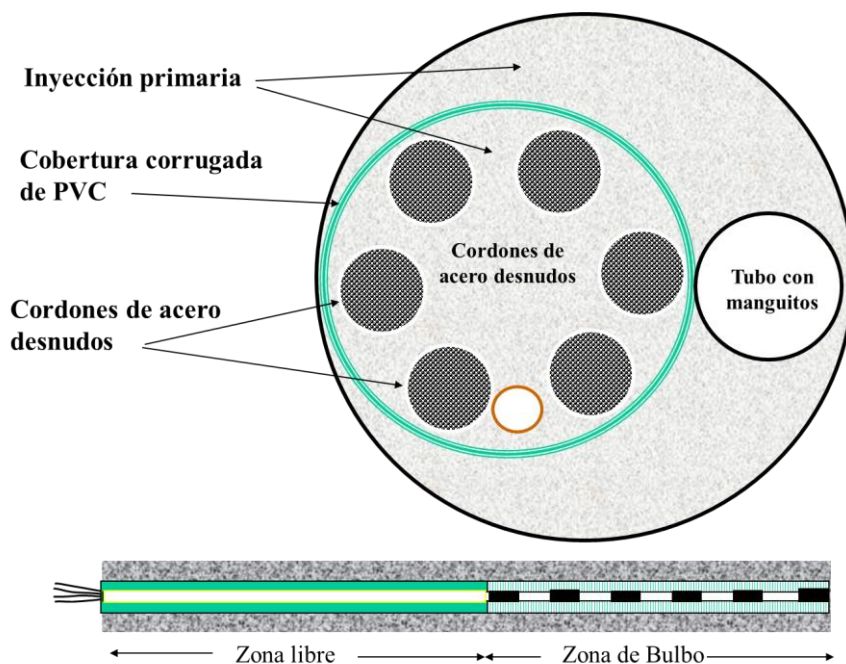


Figura N° 80: Sección del anclaje en zona del bulbo inyectado

Durante la operación de tesado, en el tramo envainado y engrasado, los cordones se deslizan dentro de la vaina plástica y operan como un resorte que toma carga y que queda anclado en

la parte superior con los conos empotrados en el cabezal metálico (Figura N° 81), y en la parte inferior por el empotramiento de los cordones desnudos en la lechada de cemento.

Una vez conformado el anclaje y lograda la resistencia estructural necesaria para que el mismo tome carga, se toma cada uno de los cordones con un gato hidráulico especial, figura N° 82, y se le da la carga que le corresponde para que sumadas las cargas de todos los cordones que lo constituyen, le confieran al anclaje la carga de trabajo correspondiente.



Figura N° 81: Cabezal de anclaje de cuatro cordones



Figura N° 82: Gato hidráulico para el tesado de los mismos

Tabla VI: Propiedades de las barras roscadas de acero para anclajes (ASTM A722)

Grado del acero (°)	Diámetro D (mm)	Área A (mm ²)	Tensión última σ_u (N/mm ²)	Fuerza de tesado (kN)		
				$0,8.A.\sigma_u$	$0,7.A.\sigma_u$	$0,6.A.\sigma_u$
150	26	531	1.035	440	385	330
	32	804	1.035	666	582	499
	36	1.018	1.035	843	737	632
	45	1.590	1.035	1.316	1.152	987
	64	3.217	1.035	2.664	2.331	1.998
160	26	531	1.104	469	410	352
	32	804	1.104	710	621	532
	36	1018	1.104	899	787	674

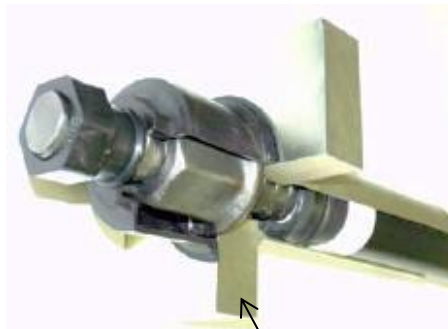
5.16.3.- Aspectos básicos a considerar para la construcción de un anclaje activo

Tal como se aprecia en los esquemas de la figura N° 83, la terminación del anclaje activo en su extremo superior, debe ser conformado con un espacio vacío, de manera tal que el anclaje sea estructuralmente independiente de la estructura que debe soportar. Para esto, al terminar los trabajos de inyección primaria se deberá proceder a lavar la perforación en el tramo superior para generar la separación entre la masa que conforma la estructura del anclaje de la estructura que debe sostener.

Si esta consigna no se cumple, y los anclajes tienen una continuidad estructural con la estructura que se intenta contener, cuando aplicamos la carga de post tesado, la misma no se transferirá al terreno natural y por lo tanto no se logra ningún efecto beneficioso ya que la fuerza que se le imprime a los cables que conforman el anclaje, lo que hacen es comprimir la longitud libre del anclaje, sin transferir cargas al terreno natural y se tiene al final un esquema como el que se muestra en la figura N° 84.

Al proceder el post tesado de los cables, el tramo envainado, experimenta una importante deformación elástica que lo transforma en un resorte empotrado en ambos extremos, generando dos fuerzas iguales y contrarias que comprimen el tramo libre del anclaje que tiene que resistir el esfuerzo por compresión simple de la lechada que además no tiene armadura de compresión.

Anclaje con barra
roscada



Anclaje con cables
trenzados



Muro o paramento de la
estructura a soportar

Espacio vacío que debería permitir la
independencia estructural del anclaje

Figura N° 83: Esquemas del empotramiento superior de los anclajes

Vemos en este esquema que el suelo no interviene para nada en este proceso que estamos describiendo, tal es así que si aislamos el anclaje así concebido del suelo, las tensiones en su interior no cambiarán, ya que en el esquema que analizamos todos los esfuerzos se desarrollan en el interior del elemento estructural.

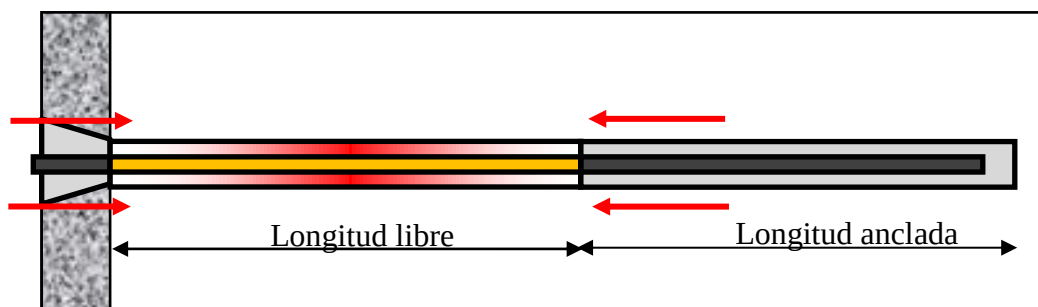


Figura N° 84: Esquema de esfuerzos en anclajes tradicionales con cables

5.16.4.- Determinación de las tensiones en la estructura resistente del anclaje

En los años que llevo haciendo micropilotes en Argentina y controlando la calidad y la resistencia de las lechadas que elaboramos, he verificado que con los cementos comunes del mercado argentino, las resistencia que podemos garantizar de las lechadas confeccionadas con relación (agua/cemento) $a/c = 0,5$ se ubica en el entorno de los 22 MPa. Figura N° 85.

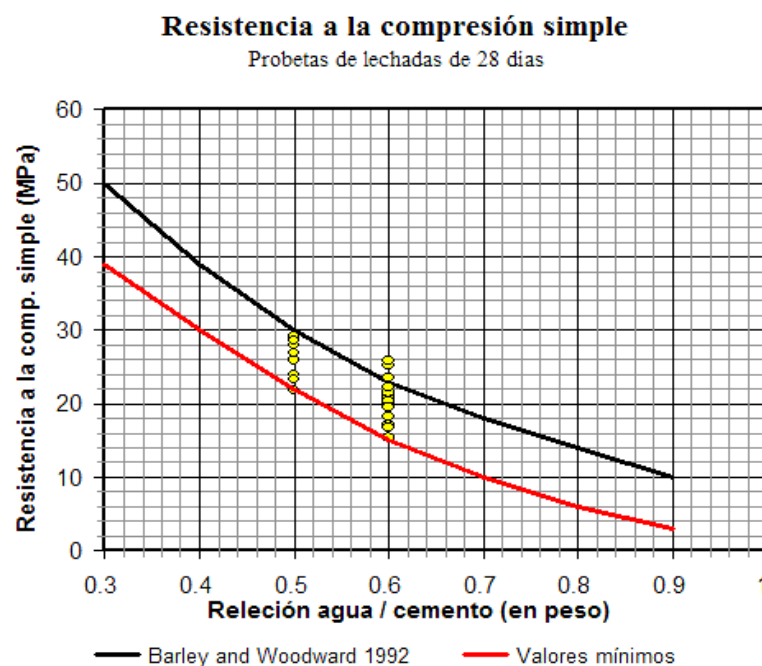


Figura N° 85: Resistencia a la compresión simple de probetas de lechadas

Debemos aclarar en este punto que es inviable confeccionar lechadas de relaciones agua – cemento = 0,5 que puedan ser bombeadas para la conformación de estos elementos sin la adición de aditivos especiales.

Es muy común que algunos proyectistas de estructuras diseñen anclajes para soportar cargas de 100 tn y que se confeccionen con un diámetro de 15 cm y que además deberán ser sometidos a una carga de aceptación de 125 % de la carga de diseño, con lo cual las tensiones de compresión en el elemento para la carga de aceptación será de:

$$\sigma = \frac{125tn}{A} = \frac{125tn}{\frac{\pi \cdot (D \cdot \alpha)^2}{4}} = 49,12 MPa \quad \text{Para un valor de } \alpha = 1,20$$

Mientras que para la carga de diseño serán de 39,3 MPa.

En este punto tenemos que aclarar que éstas tensiones no se pueden comparar directamente con los valores arrojados por los ensayos de compresión simple de la lechada ya que en el anclaje, la estructura del mismo en la zona de bulbo se encuentra confinada a una tensión superior a la tensión de la tapada de suelos como producto de las presiones que se inducen por la presión de la inyección secundaria de la lechada.

Para valorar el incremento de tensión que podremos disponer tenemos que tomar la ecuación que nos vincula las tensiones principales de un elemento sometido a un estado triaxial de tensiones:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot N_\phi + 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\phi}$$

Y a partir de ésta, determinar la tensión desviante ($\sigma_1 - \sigma_3$) para una tensión de confinamiento σ_3

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\phi} + \sigma_3 \cdot (N_\phi - 1)$$

Donde el factor N_ϕ se calcula con:

$$N_\phi = \left[\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \right]^2$$

Teniendo en cuenta que el material que estamos evaluando se trata de una pasta fraguada confeccionada con lechada de cemento y agua (un mortero), podemos estimar que el ángulo de fricción interna, se ubicará en el entorno de $40^\circ < \phi < 45^\circ$. (Adoptamos $\phi = 40^\circ$).

Por otra parte el valor de la cohesión la podremos evaluar considerando que:

En un ensayo de compresión simple el valor de la presión de confinamiento es nulo ($\sigma_3 = 0$) con lo cual de la siguiente ecuación nos queda:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = q_u = 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\phi} + \sigma_3 \cdot (N_\phi - 1)$$

$$\sigma_1 = q_u = 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\phi}$$

$$c = \frac{q_u}{2 \cdot \sqrt{N_\phi}} = \frac{22 \text{ MPa}}{2 \times \tan(45^\circ + 40^\circ / 2)} = 5,13 \text{ MPa}$$

Finalmente para el valor de la presión de confinamiento que solicita al fuste del elemento “ σ_3 ” tendremos que considerar las presiones de inyección que se logran durante las inyecciones secundarias ejecutadas a través de los manguitos de goma que como se encuentran separados aproximadamente 0,80 m unos de otros podemos tomar un valor del 70 % de la presión de inyección lograda en esta etapa de la construcción del anclaje.

Suponiendo que se trata de un suelo “duro” de la Fm. Pampeano, sabemos que una vez fracturada la lechada primaria, las inyecciones se realizan con presiones del orden de los 3,5 a 4,5 MPa, con lo cual podremos estimar una tensión de confinamiento media del orden de 4

MPa para un anclaje ubicado a -10 m de profundidad y con la napa al nivel del terreno natural.

Por otra parte, como la bomba inyectora de lechada de agua – cemento se encuentra generalmente alejada del punto de inyección (por lo general entre 10 m a 15 m o más), que la inyección se ejecuta con una manguera de alta presión de 3/8” y que el fluido inyectado tiene una elevada viscosidad, figura N° 86, es evidente que entre el punto de medición (manómetro de la bomba), hasta el punto de inyección, se produce una caída de la presión que en forma generosa podemos estimar en el 20%, podremos estimar que en el punto de inyección tendremos una presión del orden de 3,2 MPa que tomaremos como presión de confinamiento.

Reemplazando valores en la ecuación anterior podremos estimar el valor de la resistencia a compresión de la lechada confinada a la profundidad del bulbo que será:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2.c.\sqrt{N_\phi} + \sigma_3.(N_\phi - 1)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2 \times 5,13 \text{MPa} \times \sqrt{4,6} + 3,2 \text{MPa} \times (4,6 - 1) = 33,5 \text{MPa}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 33,5 \text{MPa}.$$

Vemos que entonces para la carga de post tesado tendremos un coeficiente de seguridad de:

$$Fs = \frac{33,5 \text{MPa}}{49,12 \text{MPa}} = 0,68$$

Mientras que para la carga de trabajo este valor se reduce a $Fs = 0,85$.

Obviamente este es un tema que en la mayoría de los cálculos no se tiene en cuenta y que nos puede llevar a situaciones de rotura ya que el coeficiente de seguridad es menor a la unidad.

Esto obviamente se resuelve simplemente aumentando el diámetro del anclaje y no siendo tan conservados con el valor asignado a este parámetro, ya que para un valor del diámetro de 20 cm y para los mismos valores de carga, podremos lograr un coeficiente de seguridad $Fs = 1,21$ para la carga de aceptación y de $Fs = 1,52$ para la carga de diseño.

En la figura 87 hemos representado las tensiones de rotura de la pasta de agua y cemento que conforman los anclajes para distintos valores de la tensión de rotura a la compresión simple de probetas moldeadas en el momento de la construcción del anclaje, y para distintos valores de la tensión de confinamiento. En este gráfico hemos representado los resultados para valores de confinamiento de 2, 3 y 4 MPa.

La selección de los valores a adoptar de la resistencia a la compresión simple serían los valores mínimos de la serie de ensayos ejecutados sobre las probetas confeccionadas con la pasta que conforma a un mismo grupo de anclajes.

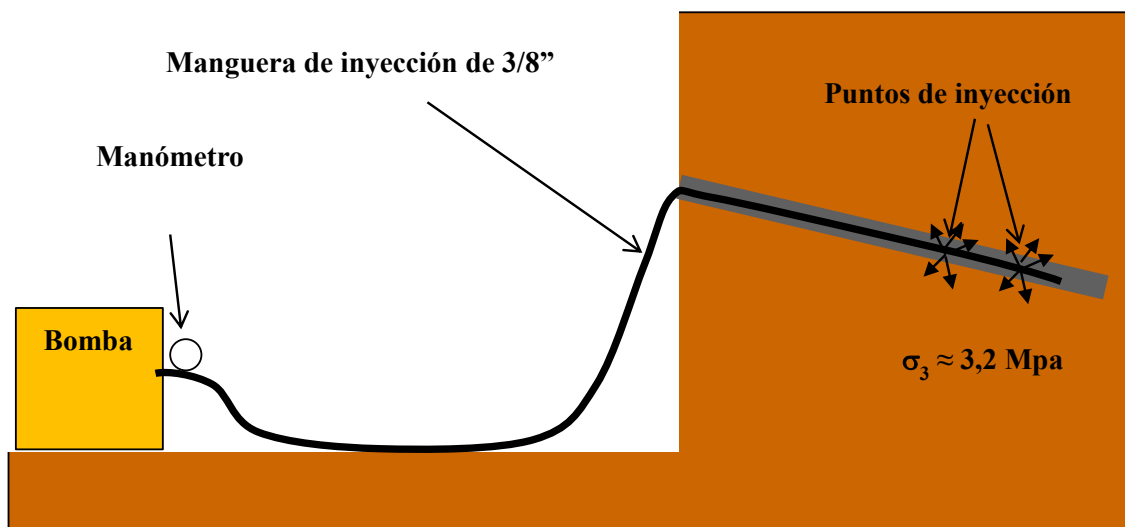


Figura N° 86: Esquema de inyección secundaria de un anclaje IRS

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2.c.\sqrt{N_\phi} + \sigma_3.(N_\phi - 1)$$

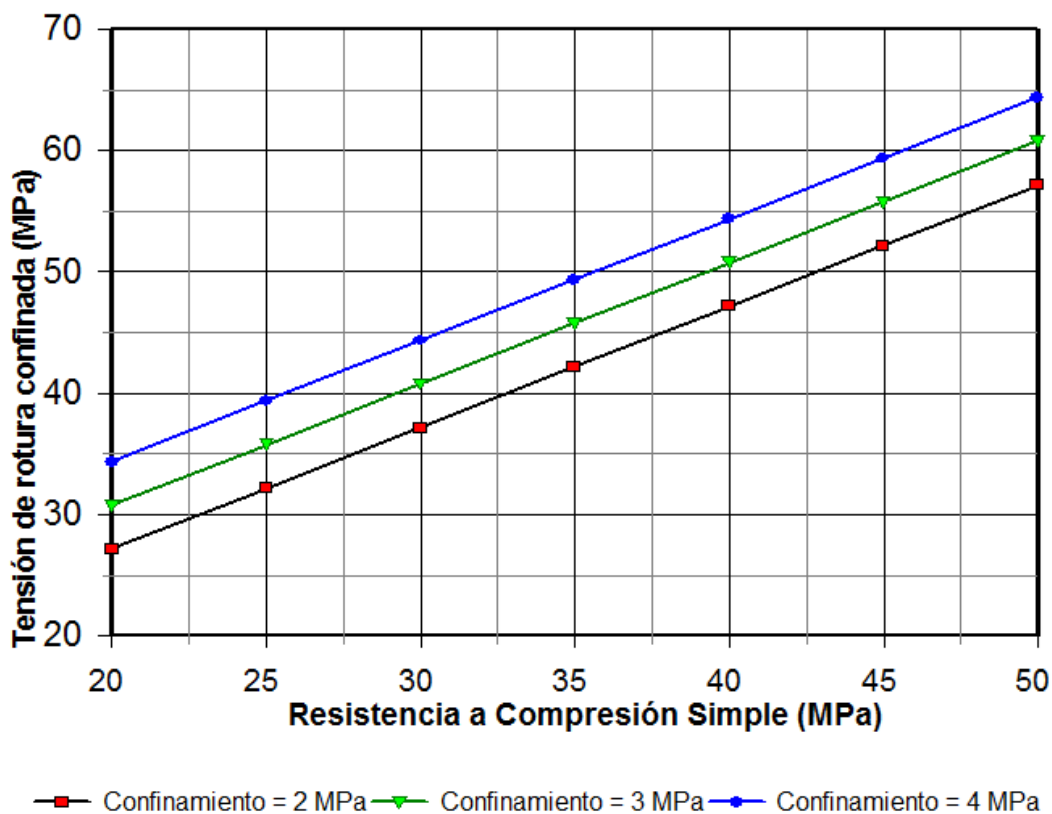


Figura N° 87: Tensiones de rotura de la paste de agua y cemento en estado confinado

Este gráfico nos permite establecer un coeficiente de seguridad con respecto a la tensión de trabajo de la pasta que conforma el anclaje y la tensión de rotura de la misma en función de los resultados de los ensayos.

Supongamos por ejemplo que proyectamos un anclaje de 1000 KN de carga de trabajo y que lo dimensionamos con diámetros de 0,15 m, de 0,18 m y de 0,20 m. La tensión que deberá soportar la pasta de cemento comprimida por esta carga se destaca en la siguiente tabla para los distintos diámetros establecidos.

Carga del anclaje (KN)	1.000	1.000	1.000
Diámetro (m)	0,15	0,18	0,20
Tensión de trabajo (MPa)	56,59	39,30	31,83

Si representamos estos valores de tensiones de trabajo en el gráfico de la figura 87 podemos determinar para cada caso y tomando un valor de la presión de confinamiento, los valores mínimos de las tensiones de resistencia a la compresión simple que tenemos que lograr para obtener un coeficiente de seguridad $F_s = 1$. Figura 87a.

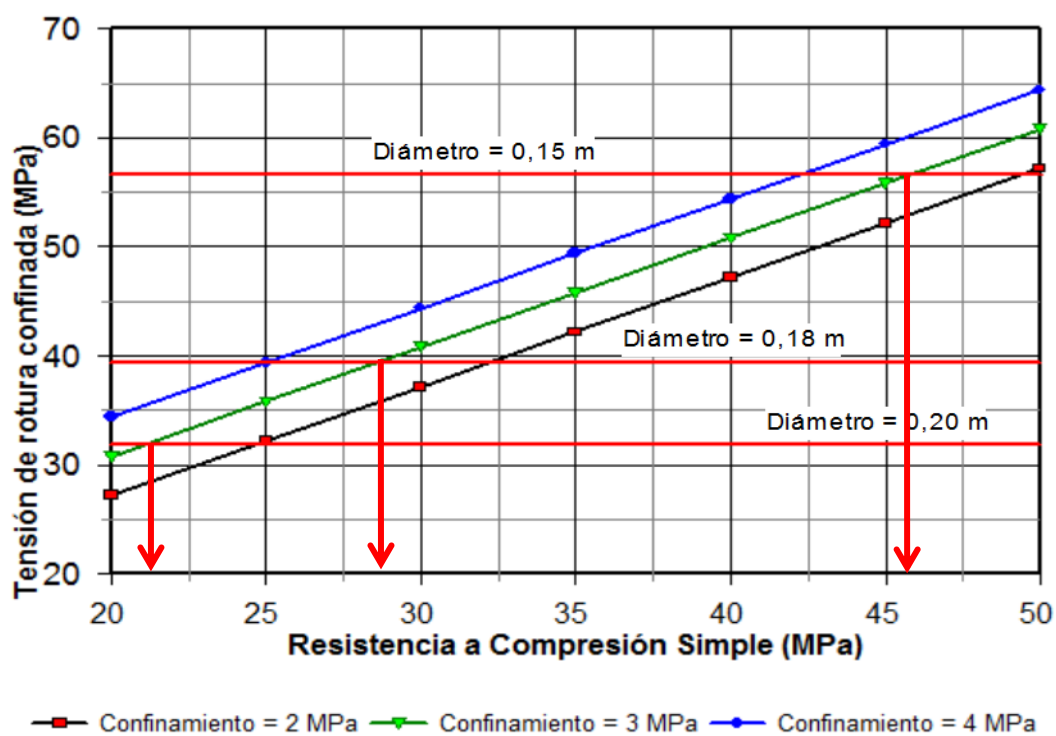


Figura N° 87a: Coeficientes de seguridad para distintas cargas y para distintos diámetros

5.17.- FACTOR DE EFICIENCIA DEL ANCLAJE

En todos los casos que se construyen anclajes con cordones, el empotramiento de los mismos dentro de la lechada inyectada, genera un problema que reduce en mucho la eficiencia del mismo. Esto se debe a que los cordones trenzados, a diferencia de las barras sólidas, cuando son sometidos a un esfuerzo de tracción, experimentan una deformación importante.

Por otra parte, para que se transfiera la carga de tesado a lo largo del anclaje, el mismo debe experimentar un movimiento relativo entre el cordón y la lechada y entre la lechada y el suelo. Si tenemos en cuenta además que todos estos materiales tienen distintos módulos de deformación, se producen deformaciones relativas importantes que hace que la carga del cable se transmita a mayor distancia, pero a costa de una menor tensión entre el suelo y la lechada que pasa de un valor máximo a un valor residual.

Este mecanismo de transferencia de carga del cordón hace que las tensiones que se logran en la zona del bulbo avancen como una ola a lo largo del mismo.

En la figura N° 88, se muestra cómo avanza el tren de tensiones en los cordones a medida que el anclaje va tomando carga, a lo largo de la zona del bulbo.

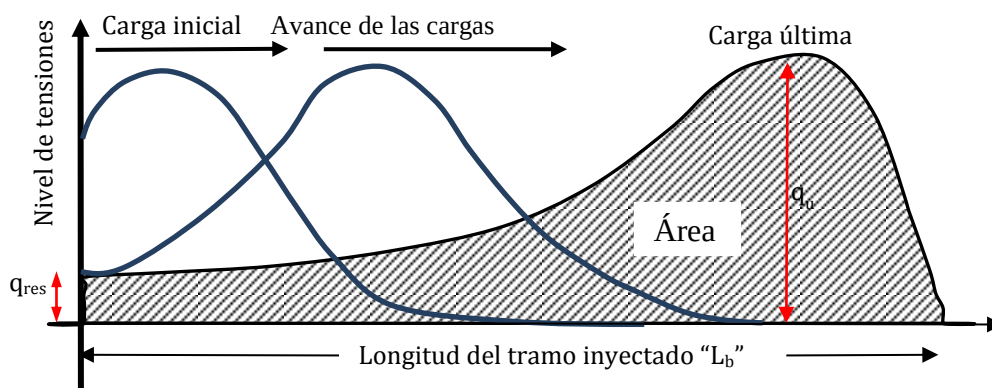


Figura N° 88: Desarrollo del nivel de tensiones en los cables trenzados a medida que el anclaje toma carga

Se puede apreciar que a medida que avanza el nivel de tensiones en el cable a lo largo de la zona inyectada “ L_b ”, en los tramos donde el pico de tensiones ya pasó y se produjo una pequeña deformación relativa entre la lechada y el suelo, el nivel de tensión residual toma un valor mínimo “ q_{res} ”, mientras que en el pico de tensiones tendremos el valor máximo “ q_u ”.

Cuando finalmente alcanzamos la carga última, nos quedará en los cables un nivel de tensiones variable a lo largo del tramo inyectado que estará representada por el área sombreada de la figura N° 88.

Si comparamos el valor del área sombreada con el área determinada por el rectángulo delimitado por L_b y q_u , tendremos el factor de eficiencia del anclaje que definimos como.

$$f_{eff} = \frac{Area}{L_b \times q_u}$$

Obviamente este factor disminuye a medida que tenemos un tramo inyectado de mayor longitud por lo tanto, este tipo de anclaje se utiliza en los casos en que la longitud del tramo inyectado “ L_b ” no supera los 10 m.

El valor del Factor de Eficiencia, puede ser valorado mediante la siguiente ecuación que resulta de mediciones realizadas, como se muestra en la figura N° 89 que se adjunta.

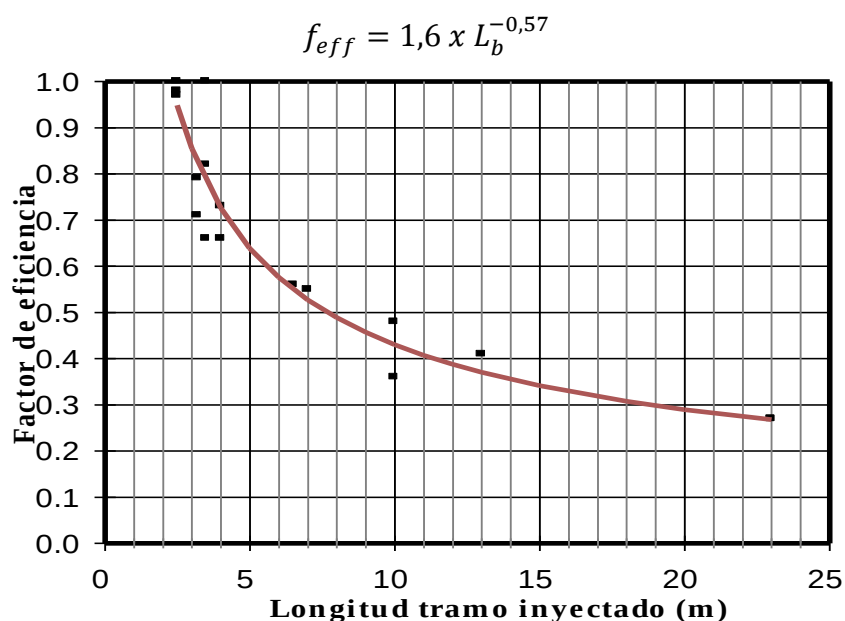


Figura N° 89: Factor de eficiencia de un anclaje con cables

Para los casos en que se necesita lograr mayor capacidad de carga sin perder eficiencia por el largo del tramo inyectado, la solución pasa por confeccionar un anclaje de bulbos múltiple, que consiste en cordones desnudos de tramos cortos, empotrados en la lechada de cemento y ubicados uno después del otro a lo largo del bulbo, de manera de lograr que cada cable tome la máxima carga dentro de la longitud de empotramiento dispuesta. Figura N° 90.

La longitud para los distintos tramos de los anclajes múltiples, según se puede apreciar en el gráfico de la figura 90, se ubica entre 2 y 3 metros.

Esta disposición de los cordones dentro del anclaje permite diseñar tramos inyectados de mayor longitud asegurando un factor de eficiencia del orden de $f_{eff} = 0,85$.

$$Q_u = \pi \times D \times L_b \times q_s \times f_{eff}$$

Para evaluar la tensión de adherencia entre el cordón y la lechada podemos considerar la siguiente ecuación.

Dónde:

τ_{adh} : Tensión de adherencia límite entre el cordón y la lechada expresada en MPa

f_{ck} : Resistencia característica de la lechada a 28 días en MPa

Con este valor de τ_{adh} se debe verificar además que se cumpla la siguiente ecuación:

$$P_C \leq \frac{L_b \times p \times \tau_{adh}}{1,2}$$

Dónde:

P_C : Carga del cordón

L_b : Longitud del tramo desnudo del cordón dentro de la lechada

p : Perímetro del cordón

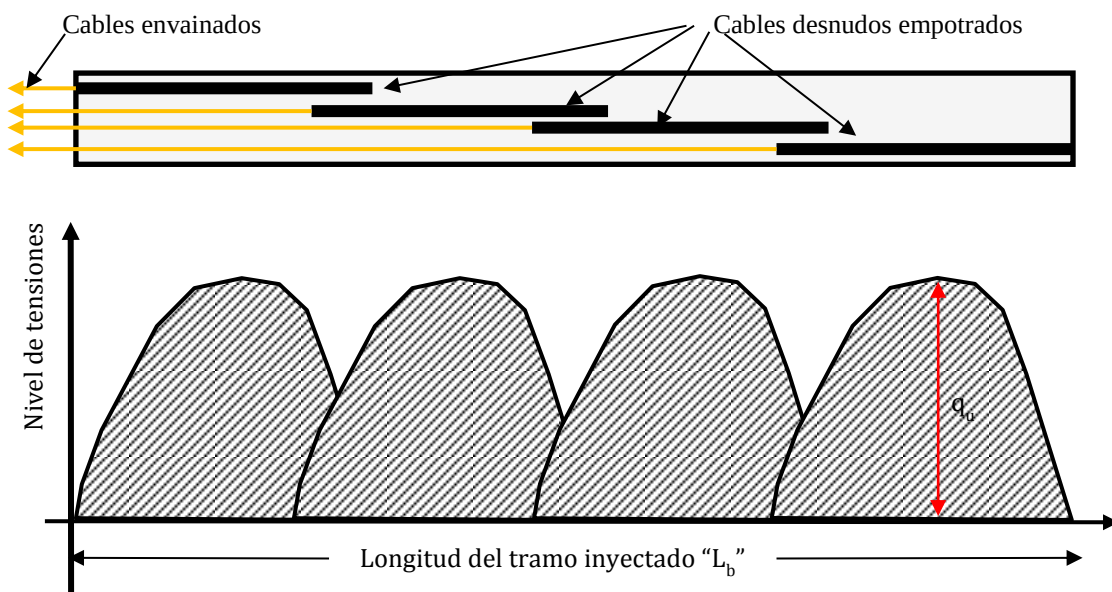


Figura N° 90: Anclaje con bulbos múltiples

5.18.- TESADO DEL ANCLAJE

5.18.1.- Selección de la armadura del anclaje

La selección de la armadura de tracción del anclaje se hace de tal forma que deberá ser capaz de soportar con seguridad las cargas de diseño en el bulbo de anclaje. Para la selección se aplican distintos factores de seguridad que se explican a continuación.

Definiciones:

SMTS = Resistencia a la tracción mínima especificada (Specified Minimum Tensile Strength)

Carga de trabajo “Ct” = Es la carga que se la aplicará al anclaje una vez puesto bajo carga, en ningún caso podrá superar el 70% de la SMTS.

Carga de diseño “Cd” = Carga que se especifica para el diseño de los anclajes. No puede superar en ningún caso el 60% del valor especificado para la SMTS

Carga de máxima de prueba “Cp” = carga máxima aplicada en el anclaje por una prueba de carga, en ningún caso podrá superar el 80% de la SMTS

Por ejemplo, si se requiere diseñar un anclaje que deberá ser ensayado por pruebas de carga que lleguen hasta el 140% de la carga de diseño, entonces la carga de diseño deberá ser:

$$C_p = 1,40 \times C_d$$

$$C_d = \frac{C_p}{1,40} = \frac{0,80 \times SMTS}{1,40} = 0,57 \times SMTS < 0,60 \times SMTS$$

Por lo tanto la carga de diseño “Cd” no deberá superar el 0,57 del valor de STMS

Tabla VII: Propiedades de los cordones de cables trenzados de acero para anclajes de 15,2 mm de diámetro nominal (ASTM A416 Grado 270)

Cantidad de cordones	Sección nominal (mm²)	Resistencia a la tracción mínima especificada SMTS (kN)	Fuerza de tesado (kN)		
			0,8.SMTS	0,7.SMTS	0,6.SMTS
1	140	261	209	183	157
2	280	522	418	365	313
3	420	783	626	548	470
4	560	1.044	835	731	626
5	700	1.305	1.044	913	783
6	840	1.566	1.253	1.096	940
7	980	1.827	1.462	1.279	1.096
8	1.120	2.088	1.670	1.462	1.253
9	1.260	2.349	1.879	1.644	1.409

5.18.2.- Características geométricas:

Como dijimos antes los cables que se utilizan para el post tesado de los anclajes son cables conformado por cordones de acero trenzados envainados y engrasados. En Argentina estos cordones los comercializa Acindar S.A. y se identifican como CEE 1900 Grado 270 cuyas características geométricas son las siguientes:

El cordón está conformado por siete (7) cables de acero trenzados, compuestos por un alma de 5,35 mm de diámetro y seis (6) cables a su alrededor de 5,00 mm de diámetro tal como se aprecia en la figura N° 91.

Esta disposición conforma una sección de acero por cada cordón de:

$$\text{Área del cordón} = A_c = \frac{\pi}{4} \left[(5,35\text{mm})^2 + 6 \cdot (5,00\text{mm})^2 \right] = 140\text{mm}^2$$

Diámetro del cordón engrasado y envainado: 18,20 mm

Diámetro del cordón desnudo: 15,20 mm

Sección nominal del cordón desnudo: $A_c = 1,40 \text{ cm}^2$

5.18.3.- Características mecánicas

Resistencia a la tracción mínima especificada “SMTS” del cordón: 261 kN

Alargamiento de rotura bajo carga: 3,5 %

Carga para una deformación del 1% de alargamiento del cordón: $Q = 235 \text{ kN}$

Módulo elástico del cordón:

$$E = 19.370 \text{ kN/cm}^2 = 1.937.000 \text{ kg/cm}^2$$

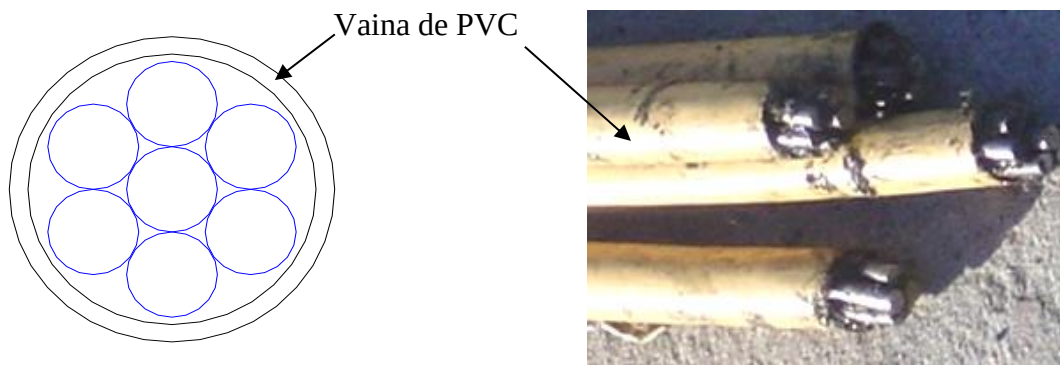


Figura N° 91: Esquema del cordón envainado para los anclajes

5.18.4.- Verificación de las deformaciones para un anclaje

Para el cálculo de las deformaciones de la armadura del anclaje cuando le aplicamos la carga de Post tesado “ ΔL_p ” debemos considerar el largo del tramo de cordones envainados “ L_e ” y las características elásticas de los cables.

$$Q_p = \frac{\Delta L_p \times A \times E}{L_e}$$

Cuando se aplique esta carga de tesado “ Q_p ” se producirán pérdidas de carga producidas por la puesta en tensión del sistema de anclaje que se manifiestan en deformaciones adicionales de la armadura, deformaciones por penetración de la cuñas en sus asientos y por el rozamiento de los cordones en el envainado. Todas estas pérdidas pueden estimarse en un anclaje, en el entorno de los 6 mm de deformación de los cordones.

Por otra parte, como es la primera vez que el tensor entra en carga, se producirán pérdidas diferidas a través del tiempo por relajamiento del cordón y por deformaciones del suelo que pueden estimarse y compensarse aumentando en un 8% las cargas aplicadas. Por todo lo expuesto el valor de la deformación final al aplicar la carga de post tesado será:

$$\Delta L_p = \frac{1,08 \times Q_p \times L_e}{A \times E} + 6mm$$

Con estos parámetros podemos calcular la elongación de la armadura cuando apliquemos la carga de post tesado “ Q_p ”.

5.18.5.- Verificación de la deformación máxima en servicio del anclaje

Se debe verificar además que cuando entre en servicio la pantalla anclada, para la carga de trabajo calculada, la elongación adicional que experimentará el tensor “ ΔL_r ”, no supere una deformación máxima establecida en función de la estructura que se trate.

Esta limitación es de orden general y la misma deberá estar en concordancia con el tipo de estructura que se proyecta y las limitaciones de deformación impuestas en el proyecto de la misma.

La deformación elástica residual “ ΔL_r ” de los cables, al momento de aplicar la carga de trabajo del anclaje, para la que fue calculado “ C_t ”. Tendrá que ver con el tipo de estructura que se trate, ya que habrá que definir la deformación máxima que podrá ser absorbida por la misma. Esta deformación es conveniente que tenga un valor reducido ya que será el que deba experimentar la estructura que soporta el anclaje.

Por lo general se sugiere que éste valor se ubique por debajo de los 20 mm o 30 mm dependiendo del tipo de obra que se trate. Para este cálculo hacemos:

$$\Delta L_r = \frac{(C_t - Q_p) \times L_e}{A \times E}$$

Teniendo en cuenta esto, el parámetro de ajuste para lograr que este parámetro de deformación pueda ser ajustado, es la carga de post tesado “ Q_p ”.

5.19.- DISEÑO ALTERNATIVO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS ANCLAJES CON CABLES.

Como hemos visto en los párrafos anteriores, el diseño de los anclajes pasa por dos aspectos que deben ser tenido especialmente en cuenta, los mismos se refiere a:

- Lograr una mayor eficiencia en el diseño para que con los mismos materiales podamos obtener una carga mayor.
- Obtener una mayor seguridad frente a la falla de los materiales que lo conforman.

Para resolver el primer problema proponemos que se utilicen todo a lo largo del anclaje, cables envainados empotrados en placas de acero de similares características a la que se coloca en la parte superior del anclaje con los conos partidos.

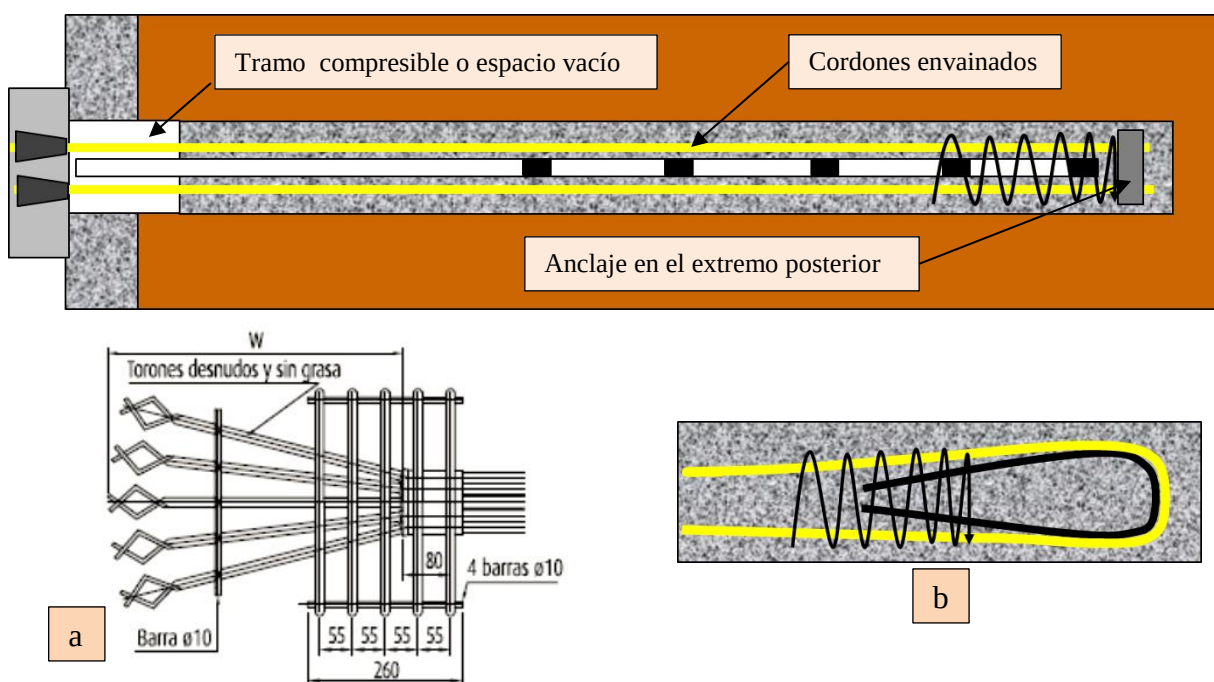


Figura N° 92: Esquema del anclaje con cables envainados

Este empotramiento de los cables en la pieza metálica se puede hacer con los mismos conos de fijación que se utilizan en la cabeza del anclaje. Figura N° 92.

Para preservar de la corrosión este elemento, que tiene en el empotramiento los cables desnudos, la pieza puede ser protegida con una manta termocontraible de no menos de 1 mm de espesor y posteriormente colocarla en un tramo de no menos de 1,00 m de largo de caño de PVC corrugado con punta que lo contenga, que luego irá inmerso en la lechada de cemento externa e interna al mismo caño, que se inyecta durante la construcción del anclaje tal como se detalla en el esquema que se detalla de la figura N° 93

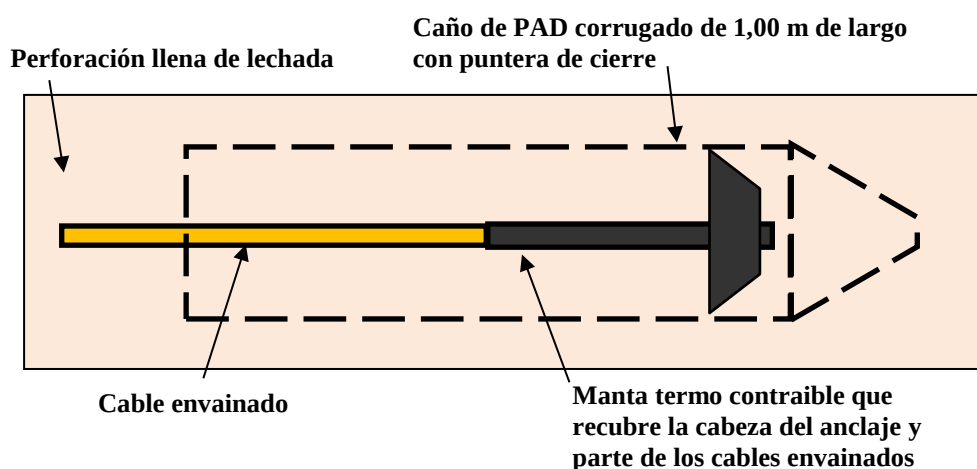


Figura N° 93: Esquema del extremo terminal del anclaje

Existen otras alternativas para resolver el anclaje de la cabeza inferior de los cordones de un anclaje, una forma es pelando los cables envainados en el tramo inferior y desplegar los alambres que conforman el codón trenzado, tal como se aprecia en la figura 92 a.

Otra alternativa sería colocando un asiento metálico especial “cama” que permita que los cordones envainados hagan un giro sobre este asiento de 180°. Figura 92 b, estos nos permite tener en todo el anclajes los cordones envainados y por lo tanto protegidos, que al envolver al asiento metálico hacen que el mismo ejerza su fuerza de compresión sobre el mortero que conforma el anclaje. Este diseño además permite que una vez completada la utilidad del anclaje temporario, el cordón sea retirado haciéndolo deslizar dentro de la cobertura plástica que lo protege, en virtud de que el mismo se encuentra engrasado.

Estos diseños permiten que la totalidad de la carga de los cables sea tomada por el anclaje con un factor de eficiencia igual a la unidad.

El segundo punto a resolver tiene que ver con las tensiones a que se somete la sección de mortero que conforma el anclaje, ya que si bien las armaduras de los anclajes trabajan a la tracción, de acuerdo a como se confecciona o diseña el elemento, el mortero que lo conforma tendrá secciones sometidas a la tracción y a la compresión o estará todo el elemento sometido a cargas de compresión.

Si observamos el anclaje de la figura 84 vemos que por la configuración del mismo, el mortero ubicado en la zona del bulbo tendrá secciones sometidas a la tracción, mientras que la zona libre se encontrará absolutamente sometida a tensiones de compresión. En contraposición, si tenemos un anclaje configurado de acuerdo al detalle de la figura 92, podemos fácilmente deducir que todo el mortero que lo conforma se encuentra sometido a tensiones de compresión.

En estos casos, en el que la sección de mortero se encuentra totalmente sometida a tensiones de compresión, se deberá verificar que la tensión que se induce en la sección de mortero se encuentre por debajo de una tensión admisible aceptable. En el caso que esta tensión este por debajo de una tensión admisible aceptable, se deberá verificar al elemento como un elemento estructural, para ello será necesario que esté debidamente armado con barras de acero que le permita poder soportar las cargas que se le impone al anclaje con los cables, utilizando la siguiente ecuación:

$$Q_{adm} = \frac{f_{yk} \cdot A + f_{ck} \cdot B}{F_s}$$

Dónde:

f_{ck} = Resistencia característica de la lechada

f_{yk} = Resistencia característica del acero

A = Área transversal de la armadura

B = Área transversal de la lechada de cemento

$F_s = 1,7$ (Coeficiente de seguridad)

5.19.1.- Ejemplo de aplicación

A modo de ejemplo y para justificar los que acá se explica, podemos ver el tema desde la presentación de un ejemplo:

Supongamos que tenemos que confeccionar un anclaje para soportar una carga activa de 1.000 kN en un suelo arcilloso muy compacto que tiene como valor promedio del ensayo SPT ejecutado con una energía del 90 % de la teórica de $N_{90} = 28$ y por razones de diseño, el tramo libre del anclaje es de $L_e = 10$ m. Una vez terminado el anclaje será ensayado al 120 % de la carga de diseño.

Se adoptan los siguientes parámetros para el cálculo:

f_{ck} = Resistencia característica de la lechada: 20 MPa

f_{yk} = Resistencia característica del acero en barras: 420 MPa

D = Diámetro del anclaje: 22 cm

B = Área transversal del anclaje: 380.13 cm^2

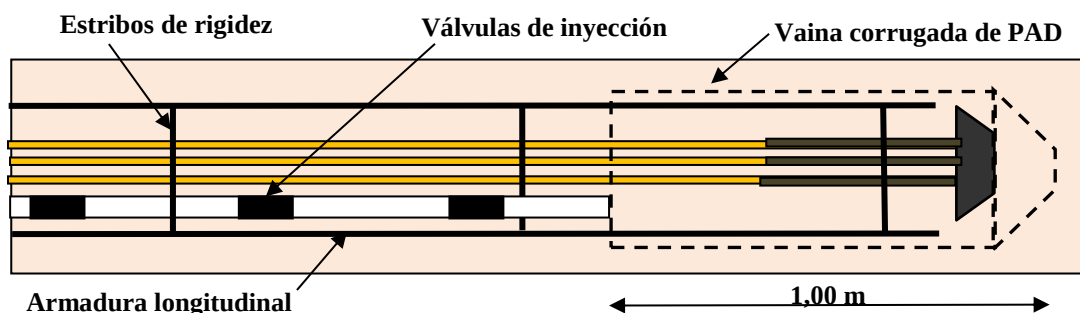


Figura N° 94: Esquema de la armadura del anclaje en la punta y en la zona de bulbo

Características mecánicas de los cables:

Carga de rotura mínima del cordón: 261 kN

$E = 19.370 \text{ kN/cm}^2 = 1.937.000 \text{ kg/cm}^2$

Verificación de la cantidad de cables:

Si se utilizan para el post tesado de los anclajes cordones de cables de acero trenzados envainados y engrasados, conformados por siete (7) cables, que conforman un alma de 5,35 mm de diámetro y seis (6) cables a su alrededor de 5,00 mm de diámetro, por lo que tendremos una sección por cordón de:

$$\text{Área del cordón} = A_c = \frac{\pi}{4} \left[(5,35 \text{ mm})^2 + 6 \cdot (5,00 \text{ mm})^2 \right] = 140 \text{ mm}^2$$

Diámetro del cordón desnudo: 15,20 mm

Sección nominal del cordón desnudo: $A_c = 1,40 \text{ cm}^2$

Como se requiere que el anclaje sea ensayado con una carga de prueba que llegue hasta el 120% de la carga de diseño, la carga de diseño será:

$$C_p = 1,20 \times C_d$$

$$C_d \leq \frac{C_p}{1,20} = \frac{0,80 \times SMTS}{1,20} = 0,66 \times SMTS$$

Además tenemos que tener en cuenta que:

$$C_d \leq 0,6 \times SMTS$$

Por lo tanto tomamos la segunda de estas dos condiciones ya que es la menor de las dos:

Vemos en la Tabla VII que esto se cumple con siete (7) cordones que nos dan una carga para $0,6 \times SMTS$ de 1096 kN, mayor a la carga de trabajo de 1000 kN.

Cálculo de la longitud del tramo anclado:

La carga admisible que debe ser tomada por el anclaje se puede calculada teniendo en cuenta la longitud del anclaje “L”, haciendo:

$$C_t = \frac{\pi \cdot L \cdot D \cdot q_s}{F_s}$$

Si tenemos en cuenta que los suelos tienen un valor promedio del ensayo SPT de $N_{90} = 28$ podemos calcular el valor de “ q_s ” con:

$$q_s = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{N_{60}} + 0,02 \right]} = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{(28 \times 1,5)} + 0,02 \right]} = 30,2 \text{ tn} / \text{m}^2 = 0,3 \text{ MPa}$$

A partir de esta ecuación y tomando un coeficiente de seguridad $F_s = 2$ para la tensión de fuste entre el anclaje y el suelo, obtenemos la siguiente relación para calcular la longitud del bulbo de anclaje.

$$L_b = \frac{F_s \cdot C_t}{\pi \cdot D \cdot q_s} = \frac{2 \times 1 \text{ MN}}{\pi \times 0,20 \text{ m} \times 0,3 \text{ MN} / \text{m}^2} = 10,61 \text{ m}$$

Adoptamos una longitud de $L_b = 11 \text{ m}$ para el tramo del bulbo anclado

Cálculo de la armadura del anclaje en el tramo anclado

Para determinar la armadura longitudinal en barras rígidas, necesarias de colocar en el anclaje, podemos aplicar la siguiente ecuación:

$$C_t = \frac{f_{yk} \cdot A + f_{ck} \cdot B}{F_s}$$

Para aplicar esta ecuación deberemos considerar el incremento de tensión de confinamiento a la que estará sometido el anclaje, debido a la presión de la inyección secundaria en un todo de acuerdo a lo visto en el punto 16.4 del presente.

Para este análisis tenemos que considerar que la cohesión “c” se puede obtener en función de la tensión de rotura a la compresión simple “qu” y el valor del ángulo de fricción $\phi = 40^\circ$ que puede tener el mortero que conforma el anclaje:

$$c = \frac{q_u}{2 \cdot \sqrt{N_\phi}} = \frac{20 \text{ MPa}}{2 \times \tan(45^\circ + 40^\circ / 2)} = 4,66 \text{ MPa}$$

Finalmente para el valor de σ_3 tendremos que considerar las presiones de inyección que se logran durante las inyecciones secundarias ejecutadas a través de los manguitos de goma que como se encuentran separados aproximadamente 0,80 m unos de otros podemos tomar un valor del 80 % de la presión de inyección lograda en esta etapa de la construcción del anclaje.

Suponiendo que se trata de un suelo “duro” de la Fm. Pampeano, podemos inferir que se lograrán presiones de inyección del orden de los 4 MPa, con lo cual podremos estimar una tensión de confinamiento de $\sigma_3 = 3,2 \text{ MPa}$ a lo largo del bulbo.

Reemplazando valores en la ecuación anterior podremos estimar el valor de la resistencia a compresión de la lechada confinada a la profundidad del bulbo:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\phi} + \sigma_3 \cdot (N_\phi - 1) = 2 \times 4,66 \text{ MPa} \times \sqrt{4,6} + 3,2 \text{ MPa} \times (4,6 - 1) = 31,51 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = f_{ck} = 31,51 \text{ MPa.}$$

En virtud del incremento de la tensión por la confinación verificamos la cantidad de armadura a adicionar al anclaje, para ello vemos que la siguiente ecuación se verifica para una armadura de 4 ϕ de 20 mm (0,001257 m²)

$$Q_{adm} = \frac{420 \text{ MPa} \times 0,001257 \text{ m}^2 + 31,51 \text{ MPa} \times 0,038013 \text{ m}^2}{1,7} = 1,015 \text{ MN}$$

Veamos ahora cuál deberá ser la carga de post tesado “ Q_p ” para que la deformación residual del anclaje al aplicarse la carga de trabajo C_t sea de $\Delta L_r = 30$ mm.

En este caso habrá que tener en cuenta que los cordones envainados recorren todo el largo del anclaje por lo que la longitud a considerar de los mismos para calcular la deformación de los de los cordones será, $L + L_e$.

$$\Delta L_r = \frac{(C_t - Q_p) \times (L_e + L)}{A \times E}$$

$$Q_p = C_t - \left(\frac{\Delta L_r \times A \times E}{(L_e + L)} \right)$$

$$Q_p = 1.000KN - \left(\frac{3cm \times 7 \times 1,40cm^2 \times 19.370KN / cm^2}{(11.000cm + 10.000cm)} \right) = 973KN$$

Es decir que deberemos darle al anclaje una carga equivalente al 97 % de la carga de trabajo para que la deformación que se genere con la carga de trabajo no ocasione una deformación adicional de 30 mm.

6.- EJERCICIO DE APLICACIÓN

En el perfil de suelos que se adjunta, se debe ejecutar una excavación de 10,40 m para construir cuatro subsuelos.

En virtud de que la obra que se proyecta es vecina a estructuras existentes, se tratará de la mejor forma posible de evitar que se generen fisuras en dicha estructura por deformaciones de los suelos, debidas a la relajación de tensiones que implican las excavaciones para los subsuelos. Teniendo en cuenta esto, consideramos conveniente ejecutar la obra con anclajes activos materializados con cordones trenzados que luego serán tesados a la carga de trabajo.

6.1.- INFORMACIÓN DISPONIBLE

Se dispuso de un estudio de suelos, en la que se ejecutaron cuatro (4) sondeos en el perímetro de la excavación, de 12 m de profundidad con el objeto de dimensionar los anclajes, los sondeos para definir las fundaciones del edificio se ejecutaron en el centro de la excavación a mayores profundidades.

En los sondeos se realizaron ensayos normales de penetración (SPT) con el sacamuestras normalizado de Terzaghi, cada metro de avance a partir de los cuales se obtuvieron muestras que se describieron visualmente y sobre las que se ejecutaron ensayos de identificación en el laboratorio por lo que se cuenta con la clasificación de las mismas y se pueden estimar los parámetros de corte correspondientes de cada manto.

El perfil del suelo que se detecta es el que se destaca en la figura N° 1 que se adjunta, en éste perfil se detecta en la parte superior y hasta los -3,50 m, suelos arcillosos del tipo CH y CL “medianamente compactos”.

En este perfil se detecta el nivel de la napa de agua a la profundidad promedio de -3,20 m.

Posteriormente y hasta el límite investigado se detectan suelos de la Fm. Pampeano “compactos” a “muy compactos”.

Profundidad (m)	SONDEO 1		SONDEO 2		SONDEO 3		SONDEO 4	
1	CH	5	CH	6	CH	7	CH	7
2	CL	9	CL	7	CH	8	CH	7
3	CH	8	MH	9	CH	10	CH	8
4	ML	16	ML	16	ML	13	ML	14
5	ML	20	ML	19	ML	21	ML	20
6	ML	26	ML	22	ML	26	ML	23
7	ML	27	ML	21	ML	22	ML	27
8	ML	28	ML	23	ML	23	ML	30
9	ML	30	ML	22	ML	27	ML	28
10	ML	25	ML	23	ML	26	ML	32
11	ML	23	ML	27	ML	23	ML	29
12	ML	26	ML	26	ML	26	ML	32

Figura N° 1

6.2.- DIAGRAMAS DE EMPUJES

Al efecto de ponernos del lado de la seguridad tomaremos para evaluar los esfuerzos de los anclajes el diagrama que se adjunta a continuación, donde se le ha adicionado el diagrama de empuje que puede generar una sobrecarga adicional apoyada en el borde de la excavación de $q = 2 \text{ tn/m}^2$. Esto implica sumarle al diagrama superior correspondiente a la de los suelos superiores “medianamente compactos” una ordenada de:

$$\sigma = Ka \times q = 0,3 \times 2tn / m^2 = 0,60tn / m^2$$

La ordenada del diagrama de empuje en los mantos superiores puede ser estimada con una ordenada variable en el primer metro y que a partir de este nivel se mantiene constante según lo indicado en el diagrama de empuje recomendado para los suelos “compactos” y que responde a la siguiente ecuación Figura 2:

$$\sigma = 0,2 \times \gamma_h \times H = 0,2 \times 1,80tn / m^3 \times 10,50m = 3,78tn / m^2$$

Que sumado al diagrama de la sobrecarga no da una ordenada final de (Figura 2a)

$$\sigma = 0,60tn / m^2 + 3,78tn / m^2 = 4,38tn / m^2$$

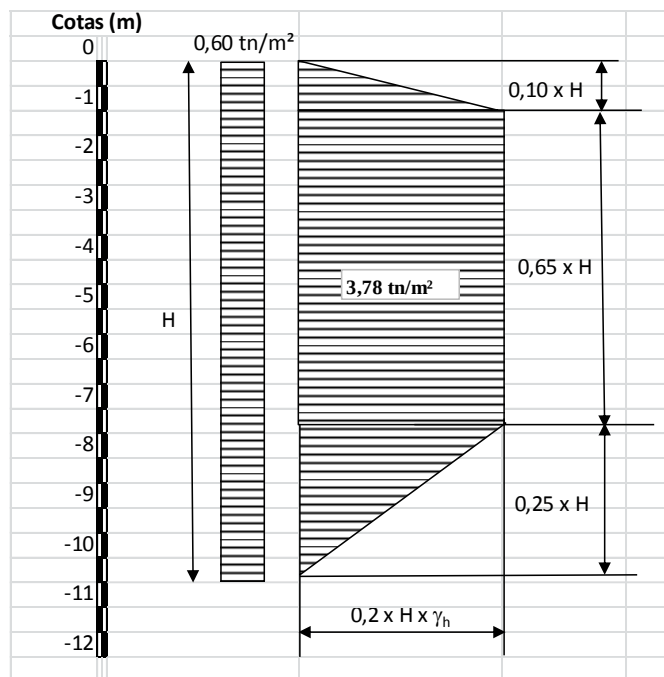


Figura N° 2

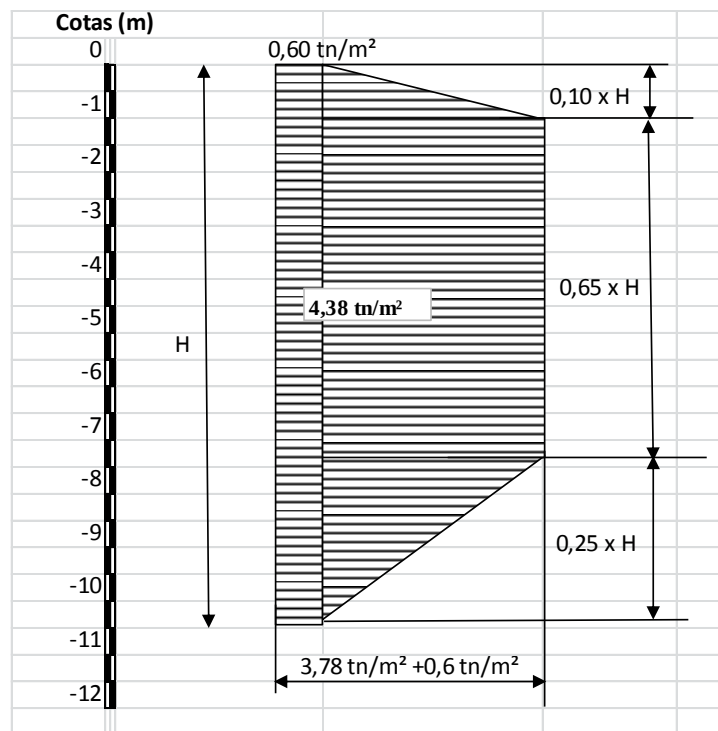


Figura N° 2a

6.3.- DISTRIBUCIÓN DE LOS ANCLAJES

Atendiendo a que se debe ejecutar una excavación que llegue a la cota de -10,50 m y teniendo en cuenta el diagrama de empujes que disponemos, (Figura 3) y que en los tres primeros metros tenemos suelos “medianamente compactos”, proponemos que se dispongan de cuatro niveles de anclajes ubicados a cota -1,25 m, a cota -3,75 m, a cota -6,25 m y a cota -9,00 m.

De acuerdo a esta disposición geométrica, se dispone para cada fila de anclajes una faja horizontal del diagrama de empuje en los tres niveles superiores de 2,50 m de altura y en el último de 3,00 m, lo que nos da los siguientes valores de carga por unidad de ancho, para cada nivel de anclajes.

Si además definimos la distancia en el sentido horizontal que le demos a la instalación de los anclajes en un valor de 3,00 m para cada fila, tendremos las cargas horizontales para cada anclaje. (Tabla 1)

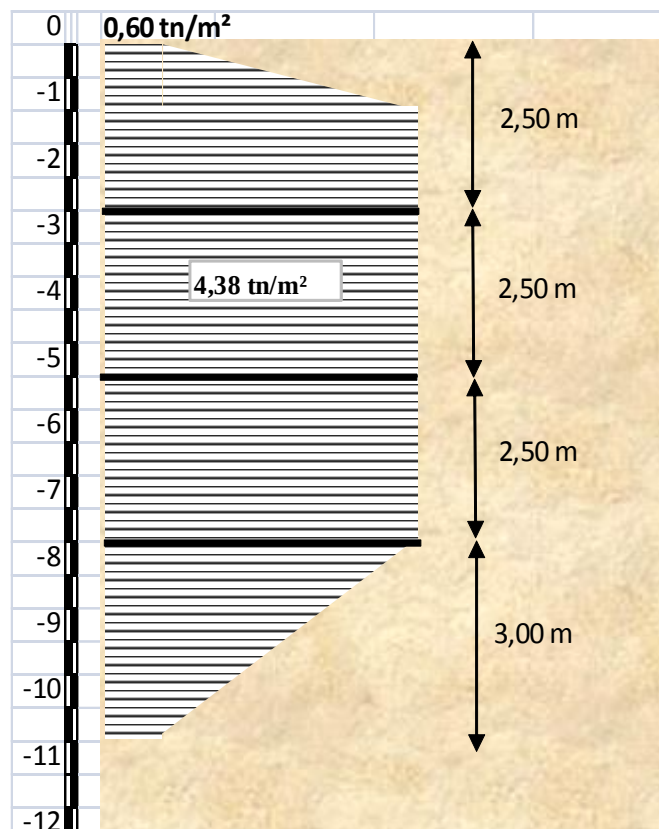


Figura 3

Tabla 1

Fila de anclaje	Cota de anclaje (m)	Carga unitaria a tomar por el anclaje tn/m	Separación horizontal m	Carga horizontal a tomar por el anclaje (tn)
Primera	-1,25	8,76	3,00	26,28
Segunda	-3,75	10,95	3,00	32,85
Tercera	-6,25	10,95	3,00	32,85
Tercera	-9,00	6,57	3,00	19,71

6.4.- CALCULO DE LA CUÑA DE FALLA

Tenemos ahora que delimitar la cuña de falla para poder calcular la longitud libre de los anclajes de la longitud anclada o donde se forma el bulbo inyectado.

Para ello tomamos el valor del ángulo de fricción interna del suelo correspondiente a la parte media inferior de la futura excavación para calcular la inclinación de la cuña de falla tomando a partir de la horizontal que pasa por el fondo de la excavación un ángulo igual a $45^\circ + \phi/2$. Con esta pendiente trazamos una línea hasta la mitad de la altura “H” y desde este punto una vertical que representa la posible fisura del suelo. De esta forma delimitamos una cuña

(Figura 4) que es la cuña potencial de falla que puede ser movilizada en una potencial falla del suelo, y por lo tanto no debemos colocar dentro de ella ningún elemento anclado.

Teniendo en cuenta que los suelos en la parte media inferior de la excavación tienen un valor del SPT, $N_{90} = 23$, tenemos que calcular el valor del N_{60} que nos permita obtener un valor aproximado del ángulo de fricción interna haciendo:

$$N_{60} = 1,5 \times N_{90} = 1,5 \times 23 = 34,5$$

$$\phi = \frac{N_{60}}{1,5} = 23^\circ$$

Por lo tanto el ángulo de inclinación de la cuña de falla será de $45^\circ + \phi/2 = 56^\circ$

Con lo cual el ancho “a” de la cuña en la superficie será de:

$$a = \tan(90^\circ - 56^\circ) \times H / 2 = \tan(34^\circ) \times 10,5m / 2 = 3,54m$$

A partir de estas definiciones y teniendo ya determinado los niveles donde vamos a construir los anclajes tenemos que definir los ángulos de inclinación de los anclajes con relación a la horizontal, tratando que la zona de bulbo de los anclajes caigan, luego de atravesar la cuña de falla, dentro de los suelos con mayores compacidad.

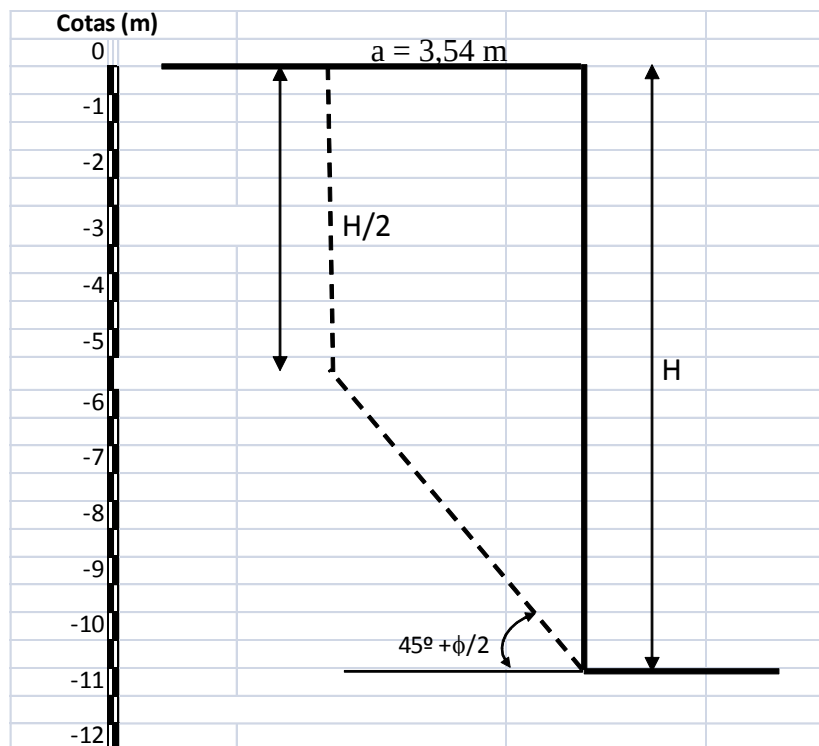
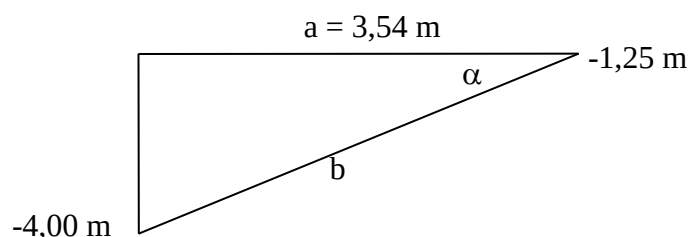


Figura 4

Si observamos el perfil del suelo vemos que los suelos de mayor compacidad se ubican por debajo de los -4,00 m y como el primer nivel de anclaje está ubicado a -1,25 m



Por lo tanto el valor del ángulo α será de 37° y el valor de b de 4,27 m.

El valor de “b” sería el valor de la longitud libre del anclaje en la primera fila de anclajes, no obstante algunas normas exigen además que la longitud libre, que atraviesa la cuña de falla deba ser mayorada con un valor adicional similar al 10% de la altura de la excavación, que en este caso es de 1,05 m. Por lo tanto para el primer nivel del anclaje la longitud libre será de:

$$b = 4,27 \text{ m} + 1,05 \text{ m} = 5,32 \text{ m} \quad \text{Adoptamos } b = 5,50 \text{ m}$$

La inclinación de las filas sucesivas de los anclajes inferiores como ya están dentro de la profundidad correspondiente a la de los suelos “compactos” a “muy compactos” le daremos una inclinación mínima con la horizontal tal que nos permita asegurar un buen llenado cuando le inyectemos la lechada primaria, para ello tomaremos $\alpha = 15^\circ$. Con este valor podemos calcular los valores de la longitud libre, que puede ser determinada más fácilmente a través de un dibujo en escala o en forma gráfica como se indica en el siguiente dibujo para la segunda fila de anclajes

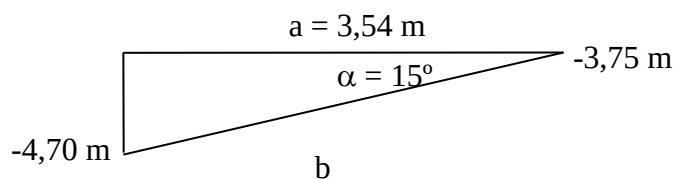


Tabla 2

Fila de anclaje	Cota de anclaje (m)	Inclinación del anclaje con la horizontal (°)	Longitud libre del anclaje (m)	Carga horizontal sobre los anclajes (tn)	Carga axil sobre los anclajes (tn)
Primera	-1,25	37°	5,50	26,28	32,91
Segunda	-3,75	15°	5,00	32,85	34,00
Tercera	-6,25	15°	3,50	32,85	34,00

Fila de anclaje	Cota de anclaje (m)	Inclinación del anclaje con la horizontal (°)	Longitud libre del anclaje (m)	Carga horizontal sobre los anclajes (tn)	Carga axil sobre los anclajes (tn)
Cuarta	-9,00	15°	2,00	19,71	19,85

6.5.- DIMENSIONADO DE LOS ANCLAJES

Para el dimensionado de los anclajes fijamos un diámetro del mismo y luego calculamos la longitud del mismo en función de la carga axil que debe soportar y del coeficiente de seguridad adoptado, fijamos estos valor en $F_s = 3$, y con un diámetro de 0,14 m.

Teniendo en cuenta que la construcción de los anclajes se ejecutará con la técnica IRS (Inyección Repetitiva y Selectiva), que comprende una inyección primaria y otra secundaria a presiones elevadas, utilizaremos para el cálculo de la tensión de rotura de fuste “qs” los valores del SPT que atraviesan los anclajes que en el estudio de suelos se presentan como N_{90} y debemos reducirlos a valores de N_{60} para utilizar los ábacos de Bustamante o la fórmula que se detalla a continuación

$$q_s = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{N_{60}} + 0,02 \right]} (tn / m^2)$$

Si representamos en un gráfico a escala los valores de los SPT de los sondeos del estudio de suelos y los anclajes con su respectiva inclinación, podremos tomar un promedio de los valores mínimos de los valores de N_{90} . Figura 5.

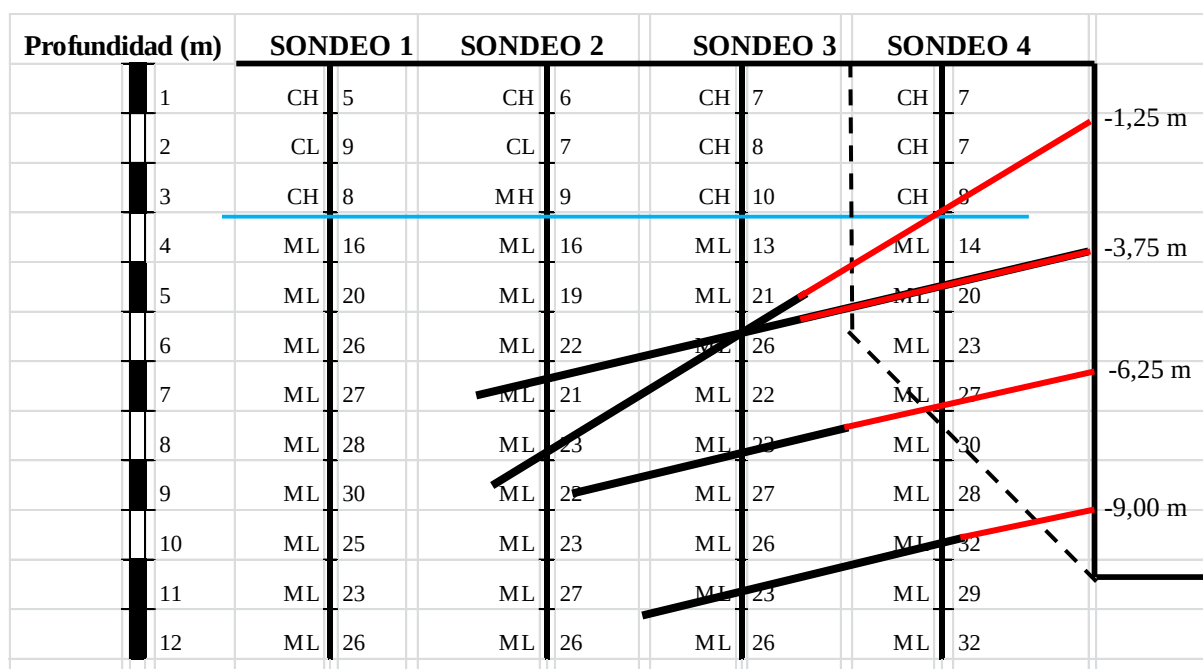


Figura 5

De acuerdo a lo que se aprecia en el gráfico de la figura, donde se han representado en rojo la longitud libre de los anclajes y en negro la longitud anclada o la longitud donde se forma el bulbo del anclaje con la inyección secundaria que se ejecuta a través de un caño de PAD bi capa de 1^{1/2}” de diámetro interno sobre el cual se disponen las válvulas manchette o manguitos de goma, distribuidos a lo largo de la longitud activa con una separación de aproximadamente 0,80 m, podemos deducir que el tramo activo del anclaje que conforma la primera fila da anclajes abarca valores mínimos de SPT que se ubican en un promedio mínimo de $N_{90} = 22$.

Si a partir de este valor calculamos el N_{60} tendremos un valor de:

$$N_{60} = N_{90} \times 1,5 = 33$$

Y a partir de este valor el coeficiente de fuste a rotura

$$q_s = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{N_{60}} + 0,02 \right]} = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{33} + 0,02 \right]} = 27 (tn / m^2)$$

Con este valor podemos calcular el largo de la zona activa del anclaje de la primera fila, para lo cual adoptamos un valor de $\alpha = 1,20$

$$L_a = \frac{Q \times F_s}{\pi \times D \times q_s \times \alpha} = \frac{32,91 tn \times 3}{\pi \times 0,14 m \times 27 tn / m^2 \times 1,20} = 6,92 m$$

Adoptamos un valor de $L_a = 7,00$ m que sumada a la longitud libre ya calculada, nos da un valor de $L_{Total} = 5,50$ m + $7,00$ m = $12,50$ m

Para el anclaje que conforma la segunda fila de anclajes los valores mínimos del SPT también se ubican en promedio en valores de $N_{90} = 22$, con lo cual el valor de la tensión de fuste a rotura será también de 27 tn/m²

Con este valor podemos calcular el largo de la zona activa del anclaje de la primera fila, para lo cual adoptamos un valor de $\alpha = 1,20$

$$L_a = \frac{Q \times F_s}{\pi \times D \times q_s \times \alpha} = \frac{34 \text{tn} \times 3}{\pi \times 0,14 \text{m} \times 27 \text{tn} / \text{m}^2 \times 1,20} = 7,15 \text{m}$$

Adoptamos un valor de $L_a = 7,00$ m que sumada a la longitud libre ya calculada, nos da un valor de $L_{Total} = 5,00$ m + $7,00$ m = $12,00$ m

Para el anclaje que conforma la tercera fila de anclajes los valores mínimos del SPT también se ubican en promedio en valores de $N_{90} = 23$, con lo cual el valor de la tensión de fuste a rotura será de 28 tn/m²

Con este valor podemos calcular el largo de la zona activa del anclaje de la primera fila, para lo cual adoptamos un valor de $\alpha = 1,20$

$$L_a = \frac{Q \times F_s}{\pi \times D \times q_s \times \alpha} = \frac{34 \text{tn} \times 3}{\pi \times 0,14 \text{m} \times 28 \text{tn} / \text{m}^2 \times 1,20} = 6,90 \text{m}$$

Adoptamos un valor de $L_a = 7,00$ m que sumada a la longitud libre ya calculada, nos da un valor de $L_{Total} = 3,50$ m + $7,00$ m = $10,50$ m

Para el anclaje que conforma la cuarta fila de anclajes los valores mínimos del SPT también se ubican en promedio en valores de $N_{90} = 23$, con lo cual el valor de la tensión de fuste a rotura será de 28 tn/m²

Con este valor podemos calcular el largo de la zona activa del anclaje de la primera fila, para lo cual adoptamos un valor de $\alpha = 1,20$

$$L_a = \frac{Q \times F_s}{\pi \times D \times q_s \times \alpha} = \frac{19,85 \text{tn} \times 3}{\pi \times 0,14 \text{m} \times 28 \text{tn} / \text{m}^2 \times 1,20} = 4,03 \text{m}$$

Adoptamos un valor de $L_a = 4,00$ m que sumada a la longitud libre ya calculada, nos da un valor de $L_{Total} = 2,00$ m + $4,00$ m = $6,00$ m.

Los resultados se resumen en la tabla 3

Tabla 3

Fila de anclaje	Cota de anclaje (m)	Inclinación del anclaje con la horizontal (°)	Longitud libre del anclaje (m)	Longitud anclada (tn)	Longitud total (m)
Primera	-1,25	37°	5,50	7,00	12,50
Segunda	-3,75	15°	5,00	7,00	12,00
Tercera	-6,25	15°	3,50	7,00	10,50
Cuarta	-9,00	15°	2,00	4,00	6,00

Como conclusión final debemos decir que en el sentido vertical, los anclajes de la primera fila y los de la segunda fila, deberán construirse desfasados para que no se interfieran entre sí por la inclinación que tienen con la horizontal.

6.6.- ELECCIÓN DE LOS CORDONES PARA LOS ANCLAJES

Los anclajes se diseñan para que trabajen como anclajes activos, es decir con cordones trenzados de acero del tipo ASTM A 416 G° 270 de 12,7 mm de diámetro, envainados en toda su longitud, que deberán ser tesados una vez que se construya la viga de arrostramiento o el tabique que los una. Para ello se deberá adicionar el inserto conformado por las placas y de apoyo y los respectivos conos de fijación, que como se trata de anclajes activos temporarios podrán ser del tipo que se indica en la figura N° 3, con placas de apoyo.



Figura N° 3

Para resolver el problema que se producen en los anclajes con cables referente a la fisuración que se produce en el mortero del mismo por los esfuerzos de tracción y a la caída de eficiencia que se manifiesta en los anclajes con cables desnudos, en la presente obra se utilizarán a todo lo largo del anclaje, cables envainados empotrados en la parte superior del anclaje en placas de acero con los respectivos conos partidos y en la parte inferior en una placa similar con los mismos conos a la que se les soldarán flejes en forma de cuña para que permitan un fácil ingreso del tren de la estructura dentro de la perforación, tal como se muestra en la figura N° 4 y 4a.



Figura N° 4

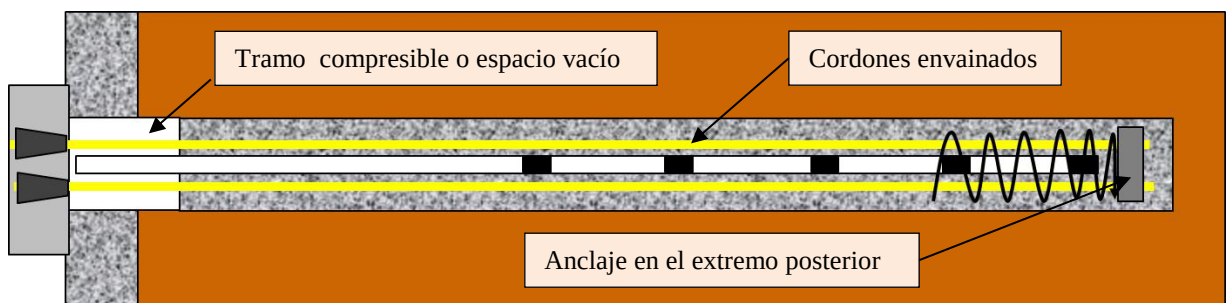


Figura N° 4a: Esquema del anclaje con cables envainados

Teniendo en cuenta este esquema constructivo, hemos calculado a partir de las cargas establecidas para cada anclaje, la cantidad de cables a colocar en cada anclaje.

En este aspecto debemos tener en cuenta que para el dimensionado los anclajes se tomará un valor máximo de la resistencia a tracción máxima del cable equivalente al 70 % de la resistencia a la tracción mínima especificada por el fabricante (**SMTS** = Specified Minimum Tensile Strength). Considerando que se trata de anclajes temporarios ya que si fuesen anclajes permanentes el porcentaje a considerar debería ser de 60 %, o menor.

Por la magnitud de las cargas de los anclajes, tomaremos para el presente proyecto cordones trenzados de 0,5" de diámetro nominal, es decir de 12,7 mm de diámetro, que tienen una

sección efectiva de acero de 0,987 cm² con un módulo de deformación de E = 1.940.000 kg/cm².

Por lo tanto con los datos de la tabla 3, podremos determinar la cantidad de cordones a utilizar en cada anclaje y con la aplicación de la fórmula que se da a continuación determinar el alargamiento de los cordones para cada carga de tesado

$$\Delta L_p = \frac{1,08 \times Q_t \times L_e}{A \times E} + 6mm$$

Tabla 3

Cantidad de cordones	Sección nominal (mm ²)	Resistencia a la tracción mínima especificada SMTS (kN)	Fuerza máxima de trabajo (kN)		
			0,8.SMTS	0,7.SMTS	0,6.SMTS
1	98,7	184	147,20	128,80	110,40
2	197,4	368	294,40	257,60	220,80
3	296,1	552	441,60	386,40	331,20
4	394,8	736	588,80	515,20	441,60
5	493,5	920	736,00	644,00	552,00

Como conclusión de estos cálculos obtenemos los resultados que se exponen en la tabla 4.

Como ejemplo calcularemos la deformación para un cable del primer anclaje:

$$\Delta L_p = \frac{1,08 \times Q_t \times L_e}{A \times E} + 0,6cm = \frac{1,08 \times 10,97tn \times 1250cm}{0,987cm^2 \times 1.940tn / cm^2} + 0,6cm = 8,33cm$$

Tabla 4

Filas de anclajes N°	Carga en el anclaje (tn)	Cantidad de cordones a colocar	Longitud envainada del anclaje (m)	Resistencia para 0,70 SMTS (tn)	Carga de tesado para cada cordón (tn)	Deformación para carga de tesado (cm)
1°	32,91	3	12,50	38,79	10,97	8,33
2°	34,00	3	12,00	38,79	11,33	8,28
3°	34,00	3	10,50	38,79	11,33	7,32
1°	19,85	2	6,00	25,86	9,93	3,96

7.- ANCLAJES PARA LOSA DE SUBPRESIÓN

Cuando se proyectan excavaciones para edificios que luego de contruidos deberán quedar sumergidos bajo la napa de agua, durante la construcción de los mismos, (excavación y

construcción), el nivel de la napa de agua deberá mantenerse deprimido mediante un bombeo constante por intermedio de posos de bombeo o mediante sumideros internos a la excavación.

Una vez concluida la construcción de los subsuelos, llegará el momento en el que habrá que cortar las bombas para terminar con la depresión de la napa de agua y la construcción quedará sumergida, en este momento tenemos que tener anclada la losa inferior al terreno natural para absorber los esfuerzos de la presión hidrostática que actuará sobre la misma.

Para el cálculo de estos anclajes nos referiremos a lo detallado en la figura N° 95, en ella tenemos una losa de hormigón armado, que tiene un espesor " h_H " con una densidad del hormigón γ_H y que soporta una presión hidrostática " P_u " generada por la columna de agua de altura " h_w ".

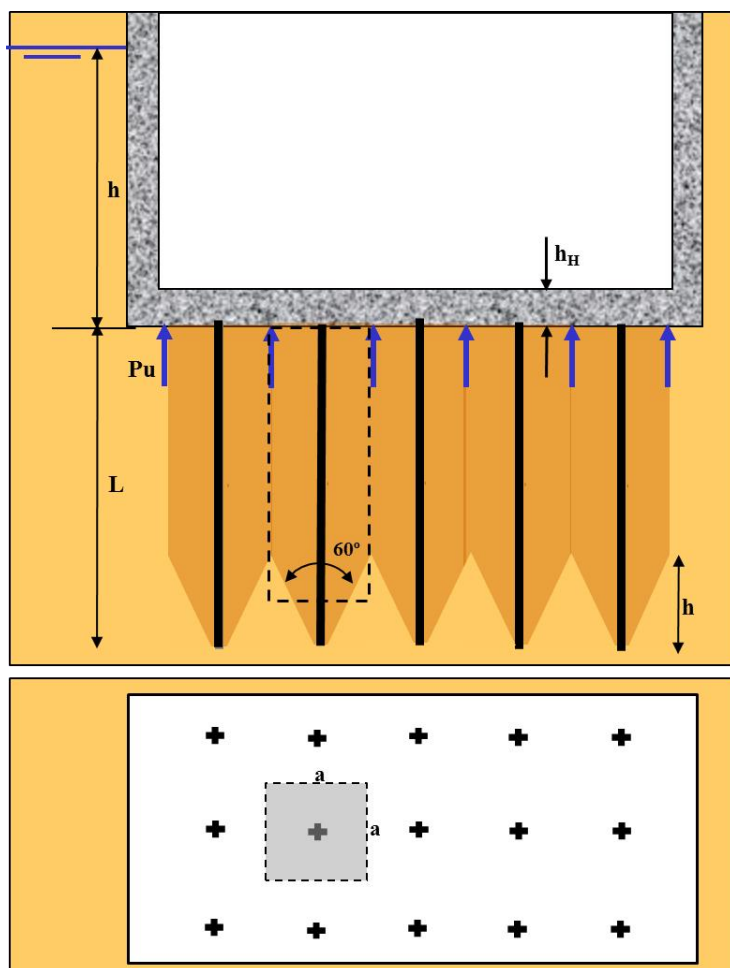


Figura N° 95: Esquema de cálculo de anclaje para losa de subpresión

7.1.- Metodología de cálculo

Una metodología de cálculo de uso común y que figura en la bibliografía del tema sería la siguiente:

Aplicando sobre el área de influencia de cada anclaje, la presión remanente que surge de descontarle a la presión generada por la columna de agua la tensión que genera la losa y que surge de la siguiente ecuación:

$$P_u = h_H \times \gamma_w$$

$$E_R = P_u - h_H \times \gamma_H$$

Podremos calcular la sollicitación de cada anclaje que estará dada por:

$$T = a^2 \times (h_H \times \gamma_w - h_H \times \gamma_H) = a^2 \times E_R$$

No obstante existe otra verificación que se debe cumplir y que consiste en constatar que el peso del prisma de suelo, que se muestra en el esquema de la figura 95, deberá ser mayor a la capacidad de carga que solicita el anclaje que se diseña, que tiene un volumen dado por la siguiente ecuación:

$$Vol. = a^2 \times \left(L_1 - \frac{a}{4 \times \tan(30^\circ)} \right)$$

Para el cálculo de este peso se toma en cuenta la densidad sumergida del suelo afectada por un coeficiente de seguridad $v = 1,10$, mediante la siguiente ecuación.

$$W_{prisma} = Vol \times \frac{\gamma'}{v}$$

$$W_{prisma} = a^2 \times \left(L_1 - \frac{a}{4 \times \tan(30^\circ)} \right) \times \frac{\gamma'}{v} \quad \text{Donde } v = 1,10 \text{ (Coeficiente de seguridad)}$$

$$T = a^2 \times E_R = a^2 \times \left(L_1 - \frac{a}{4 \times \tan(30^\circ)} \right) \times \frac{\gamma'}{v}$$

$$L_1 = \frac{E_R \times v}{\gamma'} + \left(\frac{a}{4 \times \tan(30^\circ)} \right)$$

De tal manera que se debe cumplir:

$$\frac{W_{prisma}}{T} > 1$$

Por otra parte debemos verificar también que la carga admisible del anclaje “ Q_{adm} ” la podemos calcular aplicando un coeficiente de seguridad $Fs = 2,5$ y mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{adm} = Fs \times T$$

$$T = \frac{\pi \times D \times \alpha \times L_2 \times q_s}{Fs}$$

$$L_2 = \frac{T \times Fs}{\pi \times D \times q_s \times \alpha}$$

La longitud del anclaje a adoptar debe ser la mayor entre los valores calculados entre L_1 y L_2 .

En esta metodología se supone que el prisma que tiene como sección transversal la separación de los anclajes, se moviliza con los mismos cuando el esfuerzo “ T ” se pone de manifiesto. Esta teoría es de difícil asimilación ya que la mecánica de rotura de un anclaje traccionado no se verá modificada arbitrariamente por una disposición geométrica de los anclajes que puede ser modificada arbitrariamente por el ingeniero que proyecta.

7.2.- Metodología alternativa

Para evitar la situación planteada en el desarrollo anterior, proponemos que el diseño se realice de acuerdo a la teoría que se detalla en la figura 96.

La misma consiste en dejar entre la longitud resistente del anclaje “ La ” y el fondo de la losa, un espesor de suelo “ Le ” de tal forma que la presión de esta columna de suelo sea igual a la presión remanente que genera la presión del agua en el fondo de la losa

$$P_u = h_H \times \gamma_w$$

$$E_R = P_u - h_H \times \gamma_H$$

$$Le \times \gamma' = E_R$$

$$Le = \frac{E_R}{\gamma'}$$

Si tenemos en cuenta luego que la capacidad de carga del anclaje se obtiene con:

$$Q_{adm} = \frac{\pi \times D \times \alpha \times L \times q_s}{Fs}$$

Y que además

$$Q_{adm} \geq T$$

Podemos ahora calcular la longitud “La” de la zona resistente del anclaje, con la siguiente ecuación

$$La = \frac{T \times Fs}{\pi \times D \times q_s \times \alpha} = \frac{a^2 \times E_R \times Fs}{\pi \times D \times q_s \times \alpha}$$

Finalmente la longitud total del anclaje será la suma de las dos longitudes calculadas:

$$L_{Total} = Le + La$$

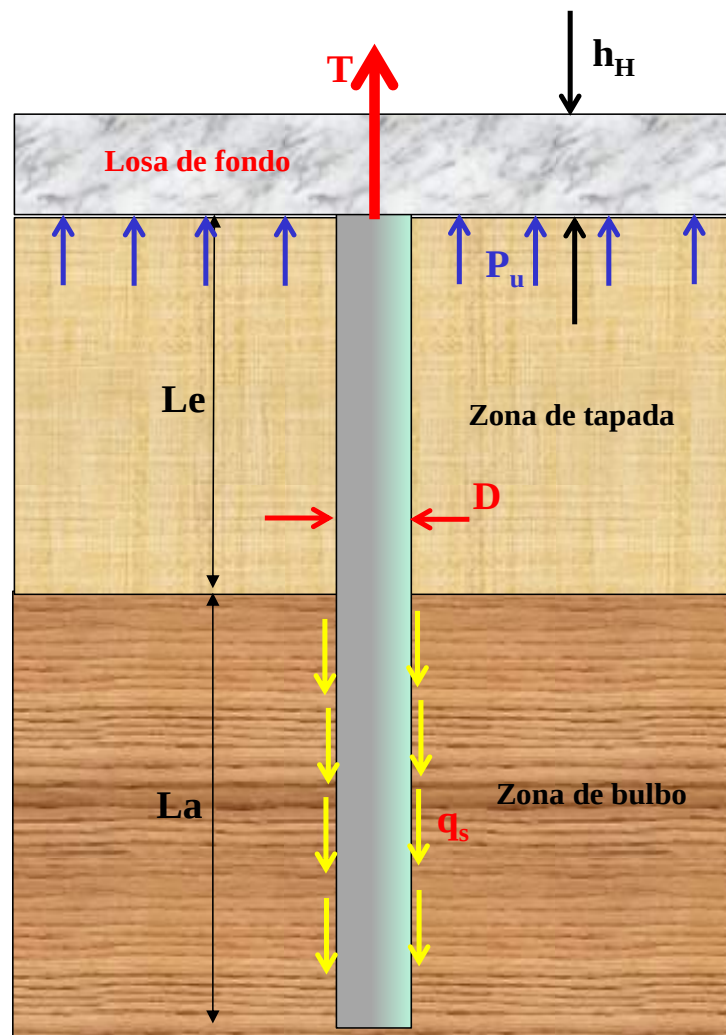


Figura N° 96: Esquema de cálculo alternativo de anclaje para losa de subpresión

7.3.- Ejemplo:

Supongamos que queremos calcular los anclajes necesarios para soportar la presión hidrostática que actúa sobre una losa de hormigón armado de 0,50 m de espesor, construida 7 m por debajo de los niveles máximos registrados de la napa de agua.

Los suelos finos detectados por debajo del apoyo de la losa tienen un valor promedio del SPT de $N_{90} = 25$.

A partir de estos valores suponemos una distribución de los anclajes según una cuadrícula de 2,50 m x 2,50 m, asumimos además que la densidad sumergida de los suelos será $\gamma' = 0,90$ tn/m³.

Cálculo de la longitud libre:

$$Le = \frac{h_w \times \gamma_w - h_H \times \gamma_H}{\gamma'} = \frac{7m \times 1tn / m^3 - 0,50m \times 2,40tn / m^3}{0,9tn / m^3} = 6,44m$$

Adoptamos $Le = 6,50 \text{ m}$

Cálculo de la longitud de anclaje:

Teniendo en cuenta que los suelos tienen un valor de $N_{90} = 25$ podemos calcular el valor de

$$qs = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{N_{60}} + 0,02 \right]} = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{(25 \times 1,5)} + 0,02 \right]} = 28,85tn / m^2$$

Adoptamos además un valor de $\alpha = 1,2$

$$La = \frac{A \times Fs \times (P_u - h_H \times \gamma_H)}{q_s \times \alpha \times D \times \pi} = \frac{2,5m \times 2,5m \times 3 \times (7tn / m^2 - 0,5m \times 2,4tn / m^3)}{28,85tn / m^2 \times 1,2 \times 0,20m \times \pi} = 4,99m$$

Adoptamos $La = 5,00 \text{ m}$

Longitud total:

Longitud total $Lt = Le + La = 11,50 \text{ m}$

Cálculo de la armadura de los anclajes:

La carga que deberán soportar cada uno de los anclajes será de:

$$Q = A \times E_R = (2,50 \text{ m})^2 \times 5,80 \text{ tn/m}^2 = 36,25 \text{ tn}$$

Si suponemos que colocaremos barras de acero ADN 420 de $\phi = 25 \text{ mm}$ tendremos:

$$Q \times Fs = A \times \sigma_f$$

$$A = \frac{Q \times Fs}{\sigma_f} = \frac{34,75tn \times 1,75}{4,2tn / cm^2} = 14,48cm^2$$

Si adoptamos 3 $\phi 25 \text{ mm}$ tenemos solucionado el problema ya que dispondremos de una sección de $14,7 \text{ cm}^2$.

En estos casos como los anclajes tendrán el carácter de permanentes, es decir que tendrán que durar toda la vida útil de la obra, las armaduras deberán ser protegidas con una vaina de PVC o PAD corrugada como la que se indica en las figuras N° 97.

Finalmente debemos decir que es muy importante en la colocación de estos anclajes, contar con un topógrafo de apoyo, ya que las armaduras del anclaje si se las coloca ya dobladas como se muestra en la foto 97, deberán quedar exactamente a la misma cota para que cuando se construya la losa de fondo queden con el recubrimiento proyectado.



Figura N° 97: Anclaje construido para una losa de subpresión con 5 ϕ 25 mm