



Universidad de Buenos Aires  
Facultad de Ingeniería

Tesis de grado de Ingeniera Civil  
Laboratorio de Mecánica de Suelos

---

**Criterios de diseño de sostenimiento de  
excavaciones en la Ciudad de Buenos Aires  
conforme a la Ley 4580 de la Legislatura de la  
Ciudad de Buenos Aires**

---

Autor: Santa Cruz, Juan Martín

Tutor: Dr. Ing. Sfriso, Alejo O.

Co-Tutor: Ing. López, Alfredo

# CONTENIDO

<b>CONTENIDO .....</b>	<b>1</b>
<b>1. Introducción .....</b>	<b>4</b>
<b>1.1 Motivación .....</b>	<b>4</b>
<b>1.2 Diagramas mínimos de empuje del Código de la Edificación de la Ciudad de Buenos Aires 5</b>	<b>5</b>
<b>1.3 Sucesos recientes y la ley de anclajes .....</b>	<b>6</b>
<b>1.4 Plan de trabajo .....</b>	<b>6</b>
<b>1.5 Contenido de la tesis .....</b>	<b>6</b>
<b>1.6 Agradecimientos .....</b>	<b>7</b>
<b>2. Suelos del centro de la Ciudad de Buenos Aires .....</b>	<b>8</b>
<b>2.1 Introducción .....</b>	<b>8</b>
<b>2.2 Caracterización geológica de las unidades identificadas en la zona céntrica de la Ciudad de Buenos Aires .....</b>	<b>8</b>
2.2.1 Rellenos superficiales .....	8
2.2.2 Formación Pampeano .....	8
2.2.2.1 Fm. Pampeano Superior .....	10
2.2.2.2 Fm. Pampeano Medio .....	11
2.2.2.3 Fm. Pampeano Inferior .....	11
2.2.3 Formación Epipeluche .....	11
2.2.4 Formación Puelchense .....	11
<b>2.3 Caracterización mecánica de las unidades identificadas .....</b>	<b>11</b>
2.3.1 Estado tensional in-situ .....	11
2.3.1.1 Peso unitario .....	11
2.3.1.2 Relación de vacíos .....	11
2.3.1.3 Relación de sobreconsolidación y presión equivalente de tapada .....	11
2.3.1.4 Coeficientes de empuje .....	12
2.3.2 Resistencia .....	12
2.3.2.1 Cohesión y ángulo de fricción interno en condición no drenada .....	12
2.3.2.2 Cohesión y ángulo de fricción interno en condición drenada .....	13
2.3.2.3 Ángulo de dilatancia .....	13
2.3.3 Deformación elástica .....	13
2.3.3.1 Rigidez inicial .....	13
2.3.3.2 Coeficiente de Poisson .....	13
2.3.4 Compresibilidad .....	14
2.3.4.1 Índices de compresión y de descarga/recarga .....	14
2.3.5 Permeabilidad .....	14
<b>2.4 Niveles freáticos y piezométricos .....</b>	<b>14</b>
<b>2.5 Práctica actual de la investigación geotécnica en Buenos Aires .....</b>	<b>14</b>
2.5.1 Investigación geotécnica recomendada para excavaciones a cielo abierto .....	14
2.5.1.1 Reconocimiento del terreno .....	15
2.5.1.2 Ensayos in-situ .....	15
2.5.1.3 Ensayos en laboratorio .....	15
<b>3. Antecedentes de excavaciones ancladas en Buenos Aires .....</b>	<b>17</b>
<b>3.1 Introducción .....</b>	<b>17</b>
<b>3.2 Casos de estudio .....</b>	<b>17</b>
3.2.1 Colegio San Martin de Tours (2015) .....	17
3.2.1.1 Sector 1 .....	18
3.2.1.2 Sector 2 .....	19
3.2.1.3 Sector 3 .....	19
3.2.1.4 Sector 4 .....	19
3.2.2 Yermal 2760 (2014) .....	20
3.2.3 Astor Núñez (2014) .....	21
3.2.3.1 Sectores 1, 2 y 3, altura máxima 7.2m .....	22

3.2.3.2	Sector 4, altura 8.2m.....	22
3.2.3.3	Sector 5, altura 9.5m.....	23
3.2.4	Coto Botánico (2011/2012).....	23
3.2.4.1	Línea Municipal (Sector A), altura de 16.0m .....	24
3.2.4.2	Línea Municipal (Sector B), altura de 18.5m .....	25
3.2.4.3	Sector 1, altura de 15.0m.....	25
3.2.4.4	Sector 2, altura de 15.5m.....	26
3.2.4.5	Sector 3, altura de 17.5m.....	27
3.2.4.6	Sector 4, altura de 18.0m.....	27
3.2.5	Embajada Británica (2007).....	28
3.2.6	Basavilbaso 1328 (2006).....	28
3.2.7	Centro Educativo (2004).....	29
3.2.7.1	Muro I.....	29
3.2.7.2	Muro II .....	29
3.2.7.3	Muro III.....	29
3.2.8	Hotel Duhau (2003).....	29
3.2.8.1	Sector I.....	30
3.2.8.2	Sector II.....	30
3.2.9	Hotel Meliá (2003).....	30
3.2.10	Paseo Colon 525 (2000).....	30
3.2.10.1	Laterales Norte y Sur .....	30
3.2.10.2	Frente y contrafrente.....	30
3.2.11	Av. Alem 518 (2000).....	31
3.2.12	Av. Callao y Juncal (1999).....	31
3.2.12.1	Opción I.....	31
3.2.12.2	Opción II.....	31
3.2.13	Clínica Fleni (1999).....	31
<b>4.</b>	<b>Diseño por resistencia de excavaciones en la Ciudad de Buenos Aires .....</b>	<b>32</b>
<b>4.1</b>	<b>Normativa vigente (actualizada al 2014).....</b>	<b>32</b>
4.1.1	Código de Edificación de la Ciudad de Buenos Aires.....	32
4.1.2	Ley 4580 .....	33
4.1.3	Comentarios respecto a las normas de construcción .....	34
<b>4.2</b>	<b>Sistemas de sostenimiento temporario.....</b>	<b>34</b>
4.2.1	Sistemas de sostenimiento ejecutados antes de la excavación.....	35
4.2.1.1	Muro colado.....	35
4.2.1.2	Tablestacado .....	36
4.2.1.3	Pantalla de pilotes.....	36
4.2.1.4	Muro berlinés.....	37
4.2.2	Sistemas de sostenimiento ejecutados durante la excavación .....	38
4.2.2.1	Bataches con submuración.....	38
4.2.2.2	Sistema <i>top-down</i> de tabiques de hormigón.....	38
4.2.3	Estructuras que toman las cargas horizontales .....	39
4.2.3.1	Puntales.....	39
4.2.3.2	Anclajes.....	39
<b>4.3</b>	<b>Determinación del empuje de diseño en excavaciones verticales.....</b>	<b>39</b>
4.3.1	Método de Coulomb.....	39
4.3.1.1	Ejemplo de aplicación del método de Coulomb para una excavación vertical sin anclajes...41	
4.3.1.2	Ejemplo de aplicación del método de Coulomb para una excavación vertical con anclajes..43	
4.3.2	Método de Rankine .....	43
4.3.3	Método propuesto por la FHWA (diagramas trapezoidales para arcillas duras fisuradas).....	45
4.3.4	Diagramas del Código de Edificación.....	45
<b>4.4</b>	<b>Funcionamiento del sostenimiento con anclajes pasivos.....</b>	<b>47</b>
4.4.1	Cálculo de la longitud libre .....	47
4.4.2	Cálculo de la longitud fija.....	47
4.4.2.1	Anclajes de gravedad (sin inyección).....	48
4.4.2.2	Anclajes con inyección IGU e IRS.....	48

<b>5.</b>	<b>Anclajes .....</b>	<b>53</b>
<b>5.1</b>	<b>Definición.....</b>	<b>53</b>
<b>5.2</b>	<b>Aplicaciones.....</b>	<b>53</b>
<b>5.3</b>	<b>Clasificaciones.....</b>	<b>54</b>
5.3.1	En función del material .....	54
5.3.2	En función de su vida útil .....	54
5.3.3	En función del sistema de inyección .....	54
5.3.4	En función del principio de funcionamiento .....	56
<b>5.4</b>	<b>Aspectos normativos .....</b>	<b>57</b>
5.4.1	General .....	57
5.4.2	Perforación.....	58
5.4.3	Armaduras.....	59
5.4.4	Lechada de cemento .....	59
5.4.5	Cabezal .....	59
<b>5.5</b>	<b>Protección anticorrosiva.....</b>	<b>59</b>
5.5.1	General .....	59
5.5.2	Materiales comúnmente utilizados como barrera de protección contra la corrosión 61	
5.5.2.1	Lechada de cemento .....	61
5.5.2.2	Vainas y tubos plásticos .....	61
<b>5.6</b>	<b>Instalación y control .....</b>	<b>62</b>
5.6.1	General .....	62
5.6.2	Inyección a presión (IGU) y reinyecciones (IGR e IRS) .....	63
5.6.3	Tesado de anclajes activos.....	63
5.6.4	Terminaciones.....	64
<b>5.7</b>	<b>Ensayos en obra.....</b>	<b>64</b>
5.7.1	Ensayo de investigación.....	64
5.7.2	Ensayo de control o aptitud.....	64
5.7.3	Ensayo de recepción o aceptación .....	65
5.7.4	Métodos para la ejecución de ensayos sobre anclajes según EN 1537.....	65
5.7.4.1	Método de prueba 1 .....	65
5.7.4.2	Método de prueba 2 .....	65
5.7.4.3	Método de prueba 3 .....	66
<b>6.</b>	<b>Diseño por deformación de excavaciones en la Ciudad de Buenos Aires .....</b>	<b>67</b>
<b>6.1</b>	<b>Introducción a modelos constitutivos.....</b>	<b>67</b>
6.1.1	Modelos de elasticidad lineal y plasticidad perfecta.....	68
6.1.2	Modelos de elasticidad no-lineal y plasticidad con endurecimiento.....	68
<b>6.2</b>	<b>Hardening Soil Model with small-strain stiffness (HS-Small).....</b>	<b>69</b>
6.2.1	Introducción al modelo Hardening Soil Model (HSM).....	69
6.2.1.1	Endurecimiento por corte .....	70
6.2.1.2	Endurecimiento por consolidación.....	71
6.2.2	Hardening Soil Model with small-strain stiffness (HS-Small) .....	73
<b>6.3</b>	<b>Modelización numérica de una excavación profunda .....</b>	<b>74</b>
6.3.1	Introducción.....	74
6.3.2	Descripción y geometría .....	75
6.3.3	Materiales.....	76
6.3.4	Etapas de cálculo.....	78
6.3.5	Factor de seguridad numérico.....	80
6.3.6	Desplazamientos calculados .....	81
6.3.7	Solicitaciones en el muro.....	83
<b>6.4</b>	<b>Limitaciones del modelo numérico para el problema analizado .....</b>	<b>83</b>
<b>7.</b>	<b>Conclusiones.....</b>	<b>85</b>
<b>8.</b>	<b>Referencias .....</b>	<b>87</b>

# 1. Introducción

## 1.1 Motivación

La Ciudad de Buenos Aires ha experimentado un notable crecimiento interanual de la construcción, que acumulado entre los años 2002 y 2007 fue del 364%. Si bien esta tendencia se moderó desde principios del año 2008, sigue siendo uno de los sectores más dinámicos de la economía porteña (Cabandié 2010).

Debido a la escasez de terrenos vacantes, la construcción de nuevos edificios se realiza principalmente a partir de la demolición total o parcial de edificios existentes, y suele incluir una excavación a cielo abierto para mayor aprovechamiento del espacio disponible.

Tradicionalmente, estas excavaciones se sostienen con puntales, contrafuertes de tierra y vigas soportadas en estructuras temporarias. El empleo de anclajes – pasivos o activos – fue relativamente limitado para obras convencionales, aunque ha sido empleado con frecuencia para grandes excavaciones. En la Figura 1-1 se presenta un ejemplo de la excavación a cielo abierto para el Teatro Argentino, ejecutada en la Ciudad de La Plata en 1980, y sostenida por anclajes pasivos (Foto: E. Núñez, 1980).



**Figura 1-1. Excavación profunda en la Ciudad de La Plata, Provincia de Buenos Aires (Núñez, 1980).**

La etapa de excavación en obras civiles es un momento crítico debido a los riesgos que existen para los trabajadores de la obra y para el entorno. Esto se debe a que la remoción de una gran masa de suelo altera el estado de equilibrio del suelo circundante y produce un nuevo estado de tensiones que puede ser mayor al que soporta el terreno. Aun cuando el terreno pueda soportar las nuevas tensiones, las deformaciones inducidas pueden ser mayores a las admisibles para las estructuras e instalaciones linderas.

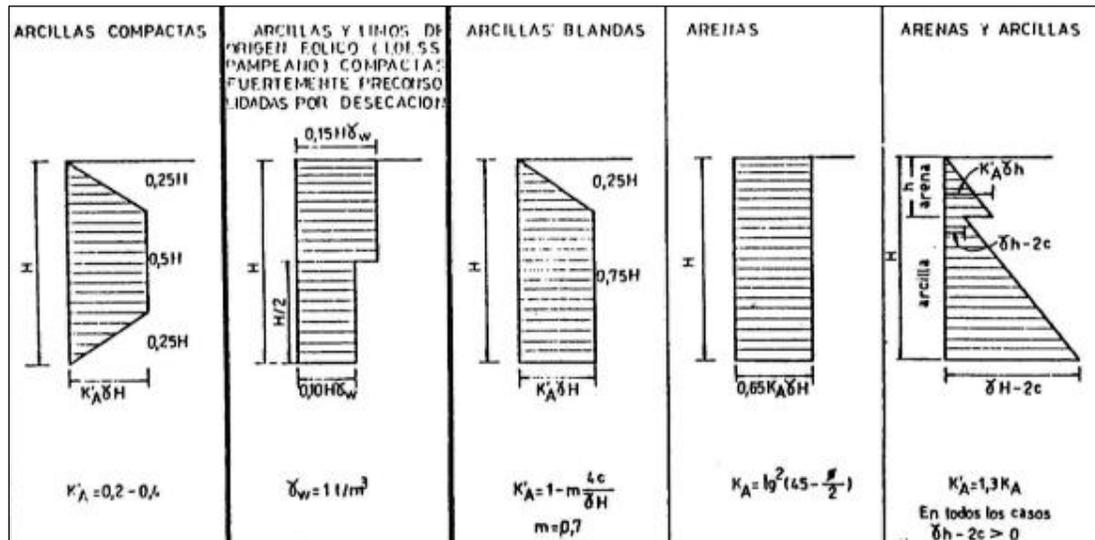
Esta circunstancia es conocida desde hace muchos años y está contemplada en las prescripciones del Código de la Edificación de la Ciudad de Buenos Aires, que indica:

*Cuando se realice una excavación, deben preverse los apuntalamientos necesarios para evitar que la tierra del predio lindero o de la vía pública, caiga en la parte excavada antes de haberse provisto los soportes o sostenes definitivos de los costados de la excavación.*

*La excavación no debe provocar en estructuras resistentes, instalaciones ni cimientos, situaciones no reglamentarias o con peligro potencial. El responsable efectuará las confecciones que correspondan y adoptará, a juicio de la Dirección, las previsiones necesarias para que no ocasionen daños ni entrañen peligro a personas, predios linderos o vía pública.*

## 1.2 Diagramas mínimos de empuje del Código de la Edificación de la Ciudad de Buenos Aires

En la revisión del Código de la Edificación de 1973, ocurrida luego de un derrumbe de excavación durante la construcción del edificio Somisa (Diagonal Sur y Belgrano), se incluyeron los diagramas mínimos de empuje aplicables a excavaciones apuntaladas en suelos de la Ciudad de Buenos Aires (Figura 1-2).



**Figura 1-2. Diagramas mínimos reglamentarios para empuje de suelos, Código de la Edificación de la Ciudad de Buenos Aires.**

El proceso de diseño de entibaciones temporarias se ajustó entonces a:

- Calcule el empuje de suelos de la excavación con cualquier procedimiento.
- Verifique que el empuje calculado sea menor al producido por el Diagrama Mínimo correspondiente al tipo de terreno en el que se efectúa la excavación.
- Si el empuje calculado es menor al mínimo, diseñe el sostenimiento con el Diagrama Mínimo.
- Si el empuje calculado es mayor al mínimo, diseñe el sostenimiento con el valor del empuje calculado y la distribución del Diagrama Mínimo.
- Agregue cuando corresponda, el empuje del agua freática.

### 1.3 Sucesos recientes y la ley de anclajes

Recientemente se han producido derrumbes en predios donde se llevaban a cabo excavaciones, como por ejemplo los casos ilustrados en la Figura 1-3, correspondientes a Mendoza 5030 (Agosto 2010) y B. Mitre 1232 (Noviembre 2011).



**Figura 1-3. Ejemplos de derrumbes durante excavaciones. izq) Mendoza 5030 (Agosto 2010) y der) B. Mitre 1232 (Noviembre 2011), ambos en la Ciudad de Buenos Aires.**

En el año 2013 se promulgó la Ley 4580 que modifica el Código de Edificación con la incorporación del párrafo 5.2.2.7 "Anclajes" que autoriza el uso de anclajes de tracción que sobrepasen los límites del terreno en obra (tanto de las líneas municipales como de la línea oficial), para soporte temporario de cortes verticales. El objetivo de esta Ley es proveer mayor seguridad tanto para la obra como para los alrededores, a la vez que se aceleran los tiempos de ejecución y se facilita la tarea de inspección.

### 1.4 Plan de trabajo

El objetivo de este trabajo es recopilar experiencia reciente de excavaciones sostenidas con anclajes y aportar elementos para la redacción de una guía de diseño para la ejecución de excavaciones sostenidas temporalmente con anclajes. Se recopilaron, analizaron e interpretaron distintas especificaciones, manuales y criterios de diseño internacionales que conforman el estado del arte de los sistemas de sostenimiento con anclajes, así como resultados de ensayos de campo, mediciones y observaciones de excavaciones ejecutadas recientemente en Buenos Aires.

Se revisó y validó el método para el diseño analítico de excavaciones verticales en el Pampeano, sostenidas con anclajes en concordancia con la Ley 4580. Los métodos analíticos propuestos fueron contrastados con modelos computacionales, con el objeto de validar correlaciones para la estimación de cargas en anclajes, el desplazamiento de construcciones vecinas y riesgo geotécnico para diferentes configuraciones de excavaciones y sostenimientos.

### 1.5 Contenido de la tesis

El documento de tesis se divide en capítulos, según la siguiente distribución:

- Capítulo 1: Esta introducción.
- Capítulo 2: Suelos del centro de la Ciudad de Buenos Aires. Caracterización de las unidades detectadas con particular énfasis en la Fm. Pampeano.
- Capítulo 3: Ejemplo de excavaciones en la Ciudad de Buenos Aires. Recopilación y resumen de antecedentes.

- Capítulo 4: El problema de una excavación a cielo abierto, determinación de empujes y cargas sobre estructuras de contención. Diseño por resistencia de excavaciones ancladas en la Ciudad de Buenos Aires.
- Capítulo 5: Anclajes. Definición; clasificaciones; aspectos constructivos; instalación y control. Aplicación de métodos analíticos para la estimación de la capacidad geotécnica de un anclaje, aplicados a la Fm. Pampeano.
- Capítulo 6: Procedimiento de diseño por control de deformación de excavaciones ancladas en la Ciudad de Buenos Aires. Aplicación de métodos numéricos para la estimación de las deformaciones de un sistema de sostenimiento con anclajes.
- Capítulo 7: Conclusiones.

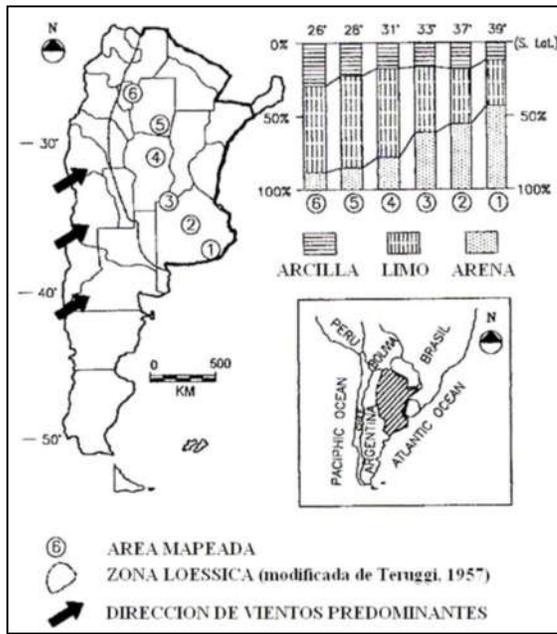
## **1.6 Agradecimientos**

Gracias a mi familia por su apoyo incondicional y constante motivación, incluso en los momentos más difíciles. Al Dr. Alejo Sfriso y al Ing. Alfredo López, por su paciencia, dedicación, criterio y aliento. Ha sido un privilegio contar con su guía y ayuda. A los Ing. Osvaldo Ledesma y Mauro Codevilla su excelente disposición para responder consultas.

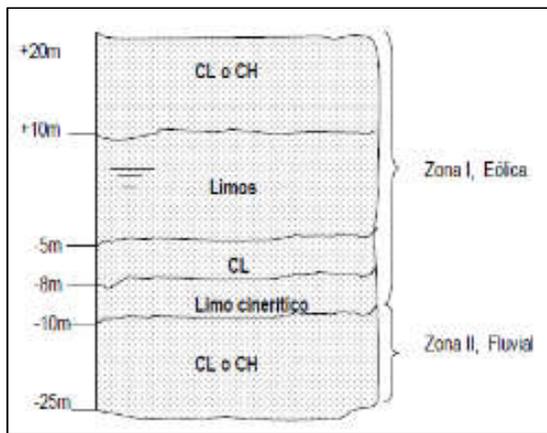
A las empresas AOSA S.A. y SRK Consulting S.A. junto a todos sus empleados, por haberme brindado información, apoyo y acompañamiento.

Sin el aporte de todos ustedes hubiera sido muy difícil para mí llegar a la culminación de este trabajo.





**Figura 2-2. Influencia del transporte en las propiedades de sedimentos (Rocca et al, 2006).**



**Figura 2-3. Corte típico de la Fm. Pampeano (Bolognesi, 1975).**

En las Figura 2-4 y Figura 2-5 se representa el índice de plasticidad en función del límite líquido para las distintas zonas mencionadas anteriormente, donde se puede apreciar que a pesar de no haber cambiado la granulometría del material, sí cambiaron sus características físicas.

Paralelamente y en determinados momentos, se produjeron precipitaciones de carbonatos de calcio y óxidos de magnesio, lo que dio lugar a la formación de una cementación variable de 3 tipos: i) en forma de nódulos aislados en una matriz preconsolidada no cementada; ii) en forma de una matriz de cementación intermedia con algunos nódulos fuertemente cementados; y iii) lo que se conoce comúnmente como "tosca", que tiene la misma matriz medianamente cementada e inclusiones grandes, muy resistentes, producidas por precipitación de carbonato de calcio. En las toscas, estas inclusiones tienen bordes muy nítidos en los que se observa un salto importante de propiedades mecánicas respecto a la matriz que las rodea (Núñez 1986a).

El origen y el momento de cada deposición, junto al grado de cementación, es lo que determinó luego la conformación de subunidades denominadas Superior, Medio e Inferior, con rasgos particulares en cada una.

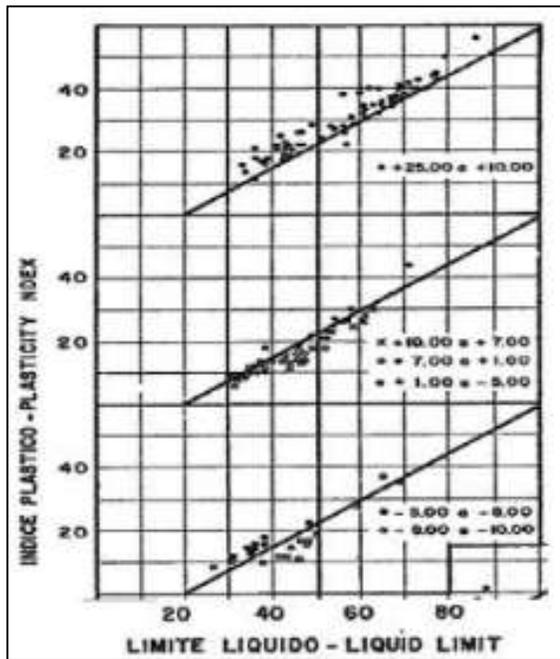


Figura 2-4. Límites de Atterberg para suelos de la zona I (Bolognesi 1975).

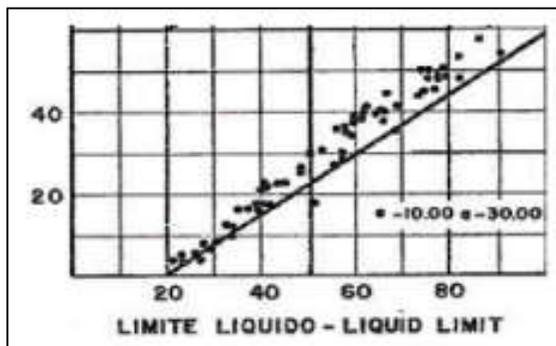


Figura 2-5. Límites de Atterberg para suelos de la zona II (Bolognesi 1975).

Desde el punto de vista geotécnico, la formación presenta características muy favorables para la ingeniería. Su alta resistencia y baja compresibilidad hacen viable la implantación de grandes obras de infraestructura, como por ejemplo la central nuclear Atucha I, fundada mediante platea a 17m de profundidad (Bolognesi 1975), prácticamente toda la red de subterráneos de la Ciudad de Buenos Aires (Bolognesi 1990 y 1991, Núñez 2000) además de edificios de propiedad horizontal de gran porte como la torre Vista de 5 subsuelos y 36 plantas, fundado mediante una platea a 18.5m de profundidad (Laría, 2014).

### 2.2.2.1 Fm. Pampeano Superior

Ubicada entre 2.0 – 3.0 a 8.0 – 12.0m de profundidad (cotas +20.0/25.0 a +10.0/15.0 respecto al nivel del mar), la Fm. Pampeano Superior está compuesta por limos y arcillas de origen eólico, formados principalmente de illita y plagioclasas (Bolognesi 1975). Posee una plasticidad entre baja y mediana, consistencia compacta a dura, y con presencia de nódulos calcáreos en una matriz pobremente cementada. Predomina el color castaño mediano. La media de  $(N_1)_{60}$  se encuentra aproximadamente entre 20 y 30 golpes.

### **2.2.2.2 Fm. Pampeano Medio**

De 8.0 – 12.0 a 25.0 – 30.0m de profundidad (cotas +10.0/15.0 a -5.0/10.0 respecto al nivel del mar), al igual que el Pampeano Superior, el Pampeano medio está compuesto por limos y arcillas de origen eólico, por lo que posee una similar mineralogía y plasticidad (Bolognesi 1975). Debido a la presencia de una matriz fuertemente cementada por óxidos de calcio y a la abundante presencia de carbonatos de calcio, su comportamiento se asemeja más al de una roca débil (Núñez 1986b), y su consistencia varía entre dura a muy dura.

También presenta fisuración errática que le provee de una alta permeabilidad secundaria ideal para sistemas de bombeo y depresión de napa, pero que puede significar un riesgo considerable para la estabilidad de cortes verticales.

Predomina el color castaño mediano y la media de  $(N_1)_{60}$  se ubica aproximadamente entre 40 y 50 golpes.

### **2.2.2.3 Fm. Pampeano Inferior**

De 25.0 – 30.0m a 35.0 – 40.0m (cotas -5.0/10.0 a -20.0/25.0 respecto al nivel del mar), a diferencia de los substratos anteriores, el Pampeano Inferior tiene su origen en deposiciones fluviales. Esta característica cambia por completo su mineralogía, compuesta principalmente por montmorillonita, caolinita y cuarzo (Bolognesi 1975) y consecuentemente su comportamiento.

De color verdoso, la formación está compuesta casi exclusivamente por arcillas y es considerablemente más plástica que las anteriores y consecuentemente no presenta fisuración. Su consistencia es compacta a muy dura, su cementación pobre y su media de  $(N_1)_{60}$  es aproximadamente 30 – 40 golpes.

## **2.2.3 Formación Epipelche**

Suelos de transición entre las formaciones Pampeano y Puelchense, el Epipelche suele presentarse como una mezcla errática de ambas formaciones, coexistiendo lentes limosas y arenosas intercaladas entre sí. Los colores suelen ser castaño mediano, claro y amarillento.

## **2.2.4 Formación Puelchense**

De 35.0 – 40.0m a 55.0 – 65.0m de profundidad (cotas -20.0/25.0 a -40.0/50.0 respecto al nivel del mar), la Formación Puelchense está formada por arenas finas a medianas, cuarzosas y subredondeadas de origen Pliocénico. Se presentan de manera densa a muy densa y el contenido de finos es bajo ( $P_{\#200} < 15\%$ ). Predomina el color amarillento y el ensayo SPT da como resultado el rechazo ( $(N_1)_{60}$  mayor a 60 golpes).

## **2.3 Caracterización mecánica de las unidades identificadas**

### **2.3.1 Estado tensional in-situ**

#### **2.3.1.1 Peso unitario**

El peso unitario húmedo  $\gamma$  de la Fm. Pampeano Superior y Medio oscila entre 18.0 y 20.0 kN/m<sup>3</sup> (Núñez 1986a), mientras que para la Fm. Pampeano Inferior el peso unitario es ligeramente menor, pudiendo encontrarse valores de 17.0 a 19 kN/m<sup>3</sup>.

#### **2.3.1.2 Relación de vacíos**

La relación de vacíos natural  $e$  para suelos loessicos modificados y redepositados como lo son los pertenecientes a la Fm. Pampeano suele ser menor a 0.80, con valores muy frecuentes en el rango de 0.65 a 0.75 (Bolognesi 1957).

#### **2.3.1.3 Relación de sobreconsolidación y presión equivalente de tapada**

En la Figura 2-6 se puede observar la variación de la presión vertical  $\sigma_z$ , la presión equivalente de tapada  $\sigma_{zt}$  y la presión máxima histórica  $\sigma_{zmax}$  en función de la cota.

De acuerdo a (Bolognesi 1975), en los primeros metros de profundidad (zona rayada del gráfico, hasta el nivel freático), las máximas tensiones a la que se encuentra sometido el suelo depende fundamentalmente de la succión, consecuencia de la desecación frente a la ausencia de agua en las épocas de sequía.

Superado el nivel freático promedio, el aumento en las presiones se debe a la desecación producto del descenso de las aguas, probablemente durante las glaciaciones.

En toda la profundidad se puede estimar una relación de sobreconsolidación  $OCR$  variable entre 3.5 y 4.0 (Bolognesi 1991), mientras que las presiones equivalentes de tapada  $POP$  varían entre 0.8 y 1.2MPa (Sfriso 2008).

### 2.3.1.4 Coeficientes de empuje

A partir de la historia geológica del depósito, se puede inferir que el coeficiente de empuje en reposo  $K_0$  debe estar en el rango 0.55 – 0.70 en el Pampeano Superior y 0.65 – 0.80 para mayores profundidades, pudiendo llegar hasta 1.00 (Núñez 1986a).

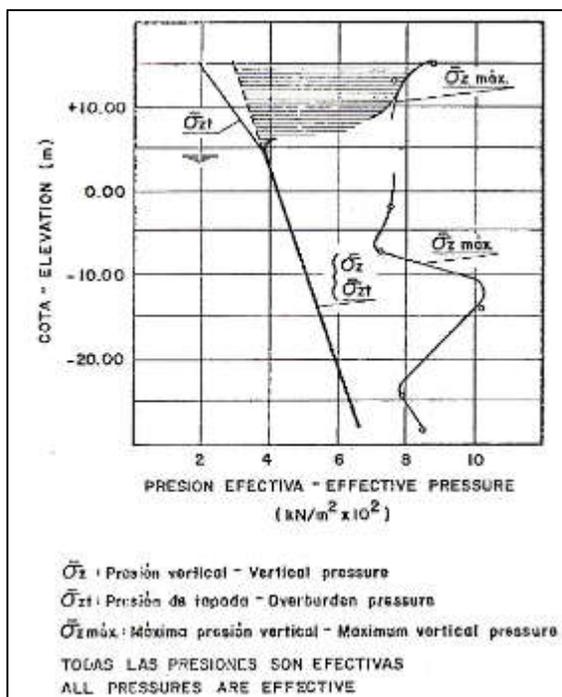


Figura 2-6. Variación de la presión efectiva según la cota (Bolognesi 1975).

## 2.3.2 Resistencia

### 2.3.2.1 Cohesión y ángulo de fricción interno en condición no drenada

La cohesión no drenada  $c_u$  varía entre 50 y 200kPa para profundidades comprendidas entre 1.0 y 8.0m, entre 75 y 270kPa para profundidades comprendidas entre 8.0 y 12.0m y entre 90 y 450kPa para profundidades mayores a 12.0m (Codevilla y Sfriso 2011). En cuanto al ángulo de fricción interno en condición no drenado  $\phi_u$  se pueden emplear valores entre 8 y 15° para profundidades comprendidas entre 1.0 y 8.0m, entre 0 y 10° para profundidades comprendidas entre 8.0 y 12.0m y 0° para profundidades mayores a 12.0m (Codevilla y Sfriso 2011). El concepto  $\phi_u > 0$  aún se aplica en el diseño de estructuras geotécnicas en Argentina, fundamentalmente por razones históricas, aunque su empleo se limita a suelos no saturados analizados en términos de tensiones totales.

### 2.3.2.2 Cohesión y ángulo de fricción interno en condición drenada

Los parámetros de resistencia al corte efectivos (en condición drenada) se pueden obtener de (Sfriso 2008, Codevilla y Sfriso 2011). En la Tabla 2-1 se presentan los rangos para las distintas unidades:

**Tabla 2-1. Parámetros recomendados para diseño (Sfriso 2008, Codevilla y Sfriso 2011).**

	R. Superficial		P. Superior		P. Medio		P. Inferior	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
$c'$ (kPa)	0	5	10	25	25	50	15	30
$\phi'$ (°)	28	30	30	32	30	34	29	32

donde  $c'$  es la cohesión efectiva y  $\phi'$  el ángulo de fricción interna efectivo.

### 2.3.2.3 Ángulo de dilatación

Para la modelación numérica de problemas geotécnicos, se puede utilizar un ángulo de dilatación  $\nu$  de 0° a 3° para el Pampeano Superior e Inferior, y de 0 a 6° para el Pampeano Medio (Codevilla y Sfriso 2011). En este documento, todos los desarrollos se efectúan en términos de parámetros efectivos de resistencia.

## 2.3.3 Deformación elástica

### 2.3.3.1 Rigidez inicial

La rigidez del Loess Pampeano puede evaluarse a partir del módulo de elasticidad inicial  $E_0$

$$E_0 = 300q_u \quad \text{(Ecuación 2-1)}$$

Siendo  $q_u$  la resistencia a la compresión simple

$$q_u = 2c_u \tan\left(45^\circ + \frac{\phi_u}{2}\right) \quad \text{(Ecuación 2-2)}$$

Si no se dispone de ensayos triaxiales ejecutados sobre muestras representativas, puede estimarse groseramente a partir del resultado del ensayo SPT como  $q_u = 14N_{SPT}$  [kPa] (Triaxis 1999). En la Tabla 2-2 se informan valores mínimos y máximos a tener en cuenta (Sfriso 2008, Codevilla y Sfriso 2011):

**Tabla 2-2. Módulo de Young inicial (Sfriso 2008, Codevilla y Sfriso 2011).**

	R. Superficial		P. Superior		P. Medio		P. Inferior	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
$E_0$ (MPa)	-	-	120	200	150	250	90	140
$E_{50}$ (MPa)	10	20	60	100	70	150	60	90
$E_{ur}$ (MPa)	25	50	150	250	180	300	140	220

donde  $E_{50}$  es el módulo de Young al 50% de deformación (medida en el ensayo triaxial) y  $E_{ur}$  es el módulo de descarga/recarga.

### 2.3.3.2 Coeficiente de Poisson

El coeficiente de Poisson  $\nu$  en condiciones no drenadas puede ser estimado en 0.40 cuando el grado de saturación se encuentre entre 80% y 90%, y en 0.45 cuando  $S_r > 90$  (Bolognesi 1990, Triaxis 1999). En

condiciones drenadas,  $\nu$  varía entre 0.20 y 0.30 para todo el horizonte de la Fm. Pampeano (Bolognesi y Vardé 1991, Laría 2014).

### **2.3.4 Compresibilidad**

#### **2.3.4.1 Índices de compresión y de descarga/recarga**

De acuerdo a distintos ensayos de consolidación isotrópica ejecutados por (Bolognesi 1975) sobre muestras a distintas profundidades, se pueden esperar para el Pampeano Superior índices de compresión en la rama virgen del material  $C_c$  del orden de 0.30 – 0.40, mientras que el índice de descarga/recarga  $C_r$  se encuentra en el orden de 0.02 – 0.03. La Fm. Pampeano Medio es ligeramente más incompresible, con índices  $C_c$  entre 0.15 – 0.30 y  $C_r$  de 0.01 – 0.02. Por último, el Pampeano Inferior es el substrato más compresible de toda la formación (coherente con su mayor plasticidad), con un  $C_c$  entre 0.30 y 0.70 y un  $C_r$  entre 0.03 y 0.07.

### **2.3.5 Permeabilidad**

La permeabilidad media de la Fm. Pampeano Superior y Medio está controlada por el estado de fisuración del depósito. A pesar de que el Pampeano clasifica como limo o arcilla de mediana plasticidad, su permeabilidad media es similar a la de una arena fina, con valores que oscilan entre  $10^{-5}$  y  $10^{-6}$  m/seg. Este valor ha sido corroborado ampliamente en pruebas de bombeo para distintas obras (Codevilla y Sfriso 2011).

La Fm. Pampeano Inferior registra permeabilidades significativamente superiores a las anteriormente mencionadas, llegándose a valores de  $10^{-10}$  m/seg (e incluso alcanzándose picos de  $10^{-12}$  m/seg, Bolognesi 1975). Esto se debe probablemente a la ausencia de fisuras y a la mayor plasticidad del substrato.

## **2.4 Niveles freáticos y piezométricos**

En la Fm. Pampeano se encuentra un acuífero libre, ubicado aproximadamente en cota +4.0m desde el nivel del mar. En las arenas de la Fm. Puelchense se encuentra un acuífero confinado importante que desemboca en el río Paraná, cuyo nivel piezométrico se ubica en cota +1.8m desde el nivel del mar (Bolognesi 1975).

El nivel piezométrico del Puelchense es de particular importancia para excavaciones profundas ya que, si no se tiene en cuenta, pueden existir problemas de levantamiento del fondo de la excavación, producto de la subpresión del acuífero de la Fm. Puelchense.

## **2.5 Práctica actual de la investigación geotécnica en Buenos Aires**

Tal como se indica en (Codevilla y Sfriso 2011), las técnicas rutinarias de investigación en la Ciudad de Buenos Aires se basan fundamentalmente en el ensayo SPT, ejecutado con el sacamuestras convencional de 2" (comúnmente denominado sacamuestras Terzaghi) y con otro modificado de 2½" de diámetro exterior (también denominado sacamuestras Moretto).

En obras de mayor envergadura y en particular obras de tunelería, también se puede observar la ejecución de ensayos PLT (carga en placa), PMT (presiométricos) y ensayos de bombeo.

En cuanto a la rutina de laboratorio, la misma suele incluir, entre otros, los ensayos de límite líquido, límite plástico, granulometría y peso unitario, todos sobre muestras alteradas obtenidas del ensayo SPT. Se está abandonando la práctica de ejecutar ensayos triaxiales sobre muestras obtenidas con el sacamuestras de 2½" debido al alto grado de alteración sufrido por la muestra, aunque aún pueden encontrarse reportes que los contienen. Se recomienda el empleo de sacatestigos Denison para la obtención de muestras de reducida alteración, aptas para la ejecución de ensayos triaxiales.

### **2.5.1 Investigación geotécnica recomendada para excavaciones a cielo abierto**

Es de fundamental importancia realizar una campaña de investigación geotécnica completa previo al inicio de cualquier excavación ya que en estos casos el suelo trabaja simultáneamente como carga y resistencia (FHWA 1999, Figura 2-7).

Por otro lado, no todos los suelos son aptos para estructuras de sostenimiento con anclajes (ya sea por criterios técnicos o económicos), por lo que su correcta caracterización puede ser condición para la elección de un determinado sistema de sostenimiento.

A continuación se indican algunos lineamientos para la correcta programación y ejecución de una campaña geotécnica. Es importante aclarar que lo propuesto a continuación debería ser tomado como límite inferior en cuanto a cantidad y calidad de ensayos.

#### **2.5.1.1 Reconocimiento del terreno**

Realizado de forma visual por el proyectista del sistema de sostenimiento, se deberá evaluar:

- Dimensiones y topografía del terreno.
- Acceso al sitio, teniendo en cuenta factores como el espacio disponible, tránsito, horarios, etc.
- Técnicas constructivas utilizadas en las estructuras linderas y estado actual.
- Obtención de documentación técnica de estructuras vecinas (en particular la ubicación de las fundaciones) y de servicios enterrados que puedan afectar el desarrollo de los trabajos de obra.

#### **2.5.1.2 Ensayos in-situ**

Es necesario determinar la estratigrafía del sitio a excavar (en particular en los límites del predio donde se ejecutaran los sostenimientos) y la posición del nivel freático, lo que puede hacerse con sondeos y ensayos SPT. La distribución en planta de los sondeos debe permitir la determinación de esta estratigrafía, lo que en general puede lograrse con (FHWA 1999):

- En la línea medianera: Sondeos en los puntos extremos de la pared a entibar y a intervalos de 15.0 – 30.0m. Profundidad 2H desde el NTN.
- En el predio: Sondeos a 0.75H desde el eje medianero separados 60.0m entre sí. Profundidad H desde fondo excavación (2H desde NTN).
- En el predio lindero (de ser posible): Sondeos a 1 – 1.5H desde el eje medianero separados 45.0m entre sí, para detectar posibles suelos blandos en la zona de anclaje. Profundidad 2H desde NTN.

donde  $H$  es la profundidad máxima de la excavación y  $NTN$  el nivel de terreno natural.

Si bien esta práctica no es habitual en Argentina, la oportunidad pareciera ser propicia para adoptar aquellas prácticas estandarizadas en otros países que tiendan a mejorar localmente la ejecución de excavaciones. Otros ensayos de campo que son útiles para excavaciones de gran envergadura son:

- Ensayo de carga en placa (PLT) para conocer la rigidez del suelo, de gran importancia en casos donde el límite a las deformaciones es un condicionante para el diseño.
- Ensayo de bombeo para el diseño y optimización de sistemas de depresión de napa, si fuese necesario.

#### **2.5.1.3 Ensayos en laboratorio**

Es necesario ejecutar todos los ensayos requeridos para clasificación del suelo, determinaciones de humedad y peso unitario húmedo. En caso de disponerse de muestras con reducido grado de alteración, se recomienda la ejecución de ensayos triaxiales para la determinación de parámetros en condiciones drenadas y no drenadas. En las excavaciones de menor envergadura (hasta diez metros de profundidad sin edificios vecinos), se pueden emplear correlaciones entre el ensayo SPT y los parámetros mecánicos de diseño.

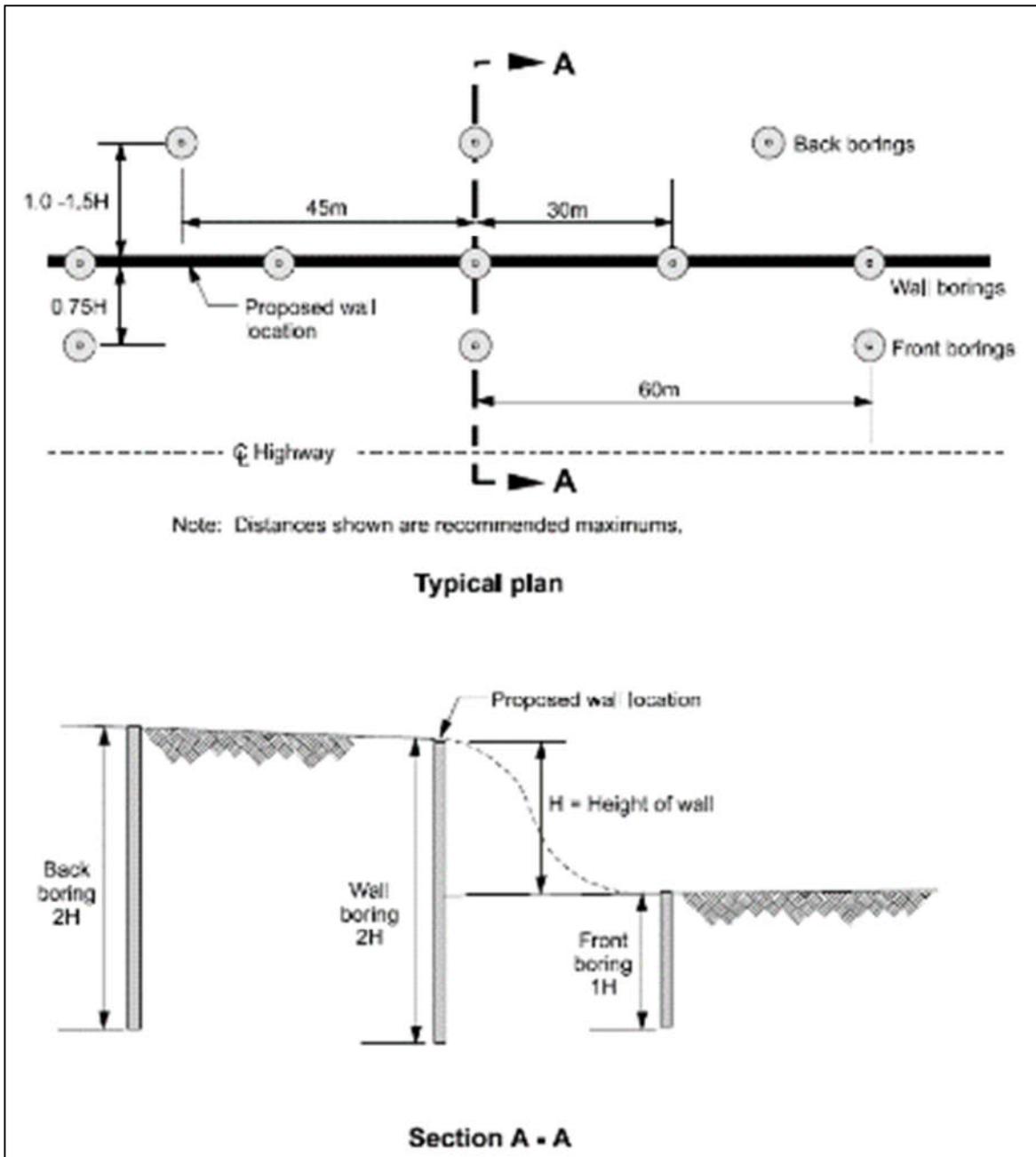


Figura 2-7. Lineamientos para la ejecución de sondeos SPT, anterior al inicio de la excavación (FHWA 1999).

## 3. Antecedentes de excavaciones ancladas en Buenos Aires

### 3.1 Introducción

Se estudiaron los antecedentes de varias entibaciones temporarias realizadas entre los años 1999 y 2014, y sostenidas con anclajes. Esta pequeña muestra permite calibrar la evolución de los procedimientos de diseño y análisis de este tipo de excavaciones, a medida que aumentó la experiencia y conocimiento sobre el comportamiento de anclajes en excavaciones urbanas en Buenos Aires.

La cantidad de información presentada en cada proyecto varía en función de la disponibilidad de los datos. En este trabajo no se produjo nueva información ni se completaron los datos faltantes de los diferentes proyectos. Aunque los proyectos “Coto Botánico” y “Hotel Duhau” poseen una profundidad de excavación mayor a la de interés de este trabajo, se los incluye porque contienen valiosa información respecto a técnicas y tecnologías disponibles en el mercado. Los valores del ensayo SPT presentados son a ER= 90% (disparador manual) y con sacamuestras normalizado, práctica usual en Argentina.

Todas las excavaciones se ejecutaron suelos de la Fm. Pampeano, en zonas urbanas y con construcciones linderas (en muchos casos edificios antiguos y en mal estado de conservación). Las profundidades de excavación varían entre los 5.0 y los 12.0m de profundidad, excepto los casos Coto Botánico (18.5m) y Hotel Duhau (18.0m).

Los empujes fueron calculados mediante varios métodos:

- Diagrama de empujes mínimos para del Código de Edificación de la Ciudad de Buenos Aires.
- Método de la cuña de potencial deslizamiento.
- Método de Rankine.
- Modelos numéricos de interacción suelo-estructura.

El empuje de diseño fue siempre el mayor de los anteriormente mencionados y el diagrama utilizado para el diseño de los tabiques definitivos (en los casos en que corresponda) fue el envolvente de los anteriores.

### 3.2 Casos de estudio

#### 3.2.1 Colegio San Martin de Tours (2015)

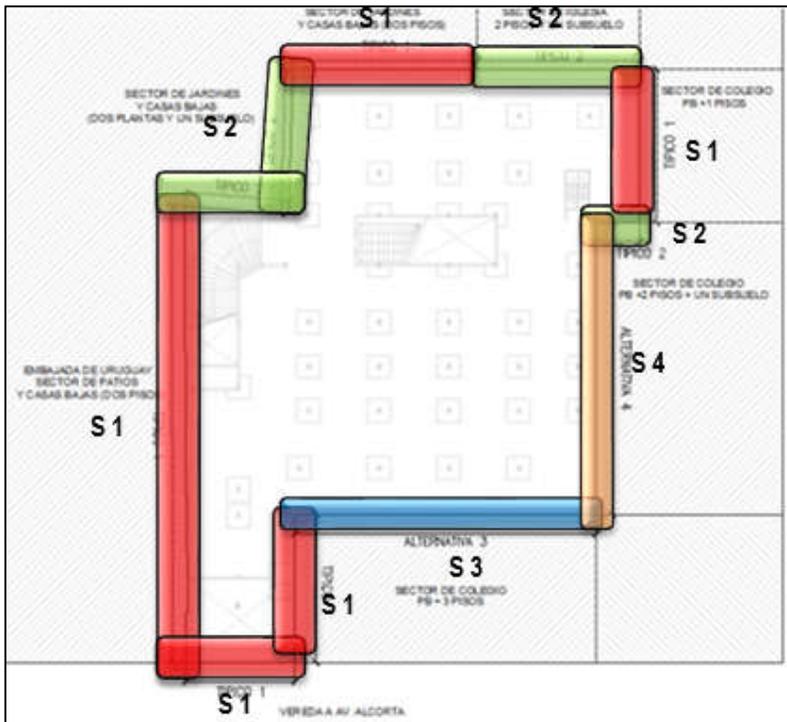
En el predio que ocupa el colegio San Martin de Tours, ubicado en Av. F. Alcorta 3380, se proyectó la ejecución de cocheras subterráneas. Para tal fin se proyectó la ejecución de una excavación de entre 8.7 y 9.5m de profundidad, con distintos sectores como se muestra en la Figura 3-1.

La estratigrafía está compuesta por la Fm. Pampeano Superior ( $N_{SPT}$  promedio 8 golpes) hasta 3.0m de profundidad y luego la Fm. Pampeano Medio ( $N_{SPT}$  promedio 25 golpes) hasta la profundidad de interés.

Para el cálculo del empuje de diseño de los sectores Típico I y II se utilizaron los métodos de cuña de deslizamiento y diagramas mínimos 1 y 2 del Código de Edificación, además de un diagrama propuesto por el estudio de suelos realizado en el lugar, diseñándose con el mayor valor obtenido (que fue el del análisis de la potencial cuña de deslizamiento). Los anclajes se calcularon mediante el método de Bustamante y las deformaciones fueron verificadas con un programa comercial de elementos finitos (Plaxis).

Los sectores Alternativa 3 y 4 contaron además con una pantalla de pilotes, por lo que no se realizó un cálculo del empuje sino que se procedió directamente al modelado mediante Plaxis.

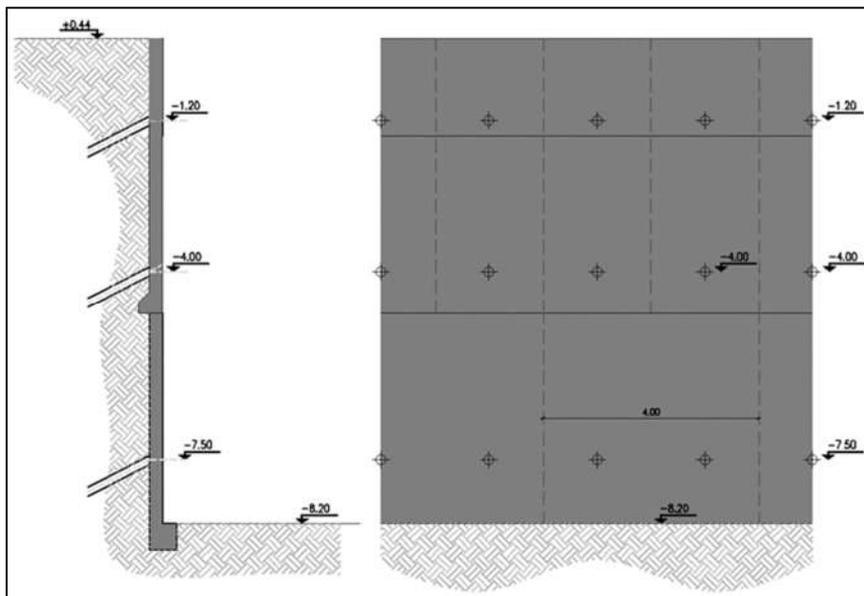
Algunos sectores presentaron subsuelos de profundidad variable y la sobrecarga estimada de las construcciones linderas se fijó en 30 kPa. Todos los anclajes fueron de 15cm de diámetro e inclinados 20° subhorizontales.



**Figura 3-1. Planta de la excavación con los distintos sectores analizados.**

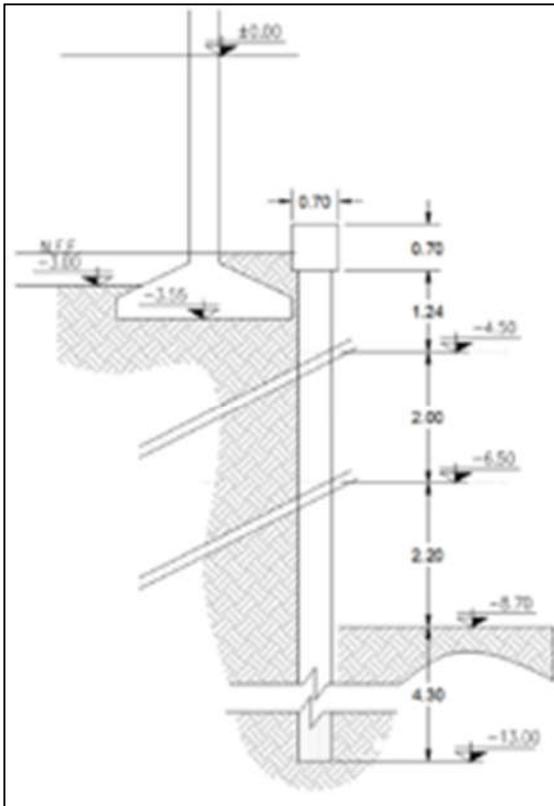
### 3.2.1.1 Sector 1

En este sector la excavación alcanza su profundidad máxima de 9.5m y no hay subsuelos. El empuje de diseño es de 275 kN/m. Se diseñaron tres líneas de anclajes activos con inyección IRS a 1.2, 4.0 y 7.5m de profundidad, separados horizontalmente 2.0, 4.0 y 4.0m respectivamente. Las longitudes totales fueron de 10.0, 9.5 y 11.0m, mientras que las longitudes fijas fueron de 4.0, 3.5 y 6.0 respectivamente. Las cargas admisibles fueron de 65, 68 y 58 kN/m, con cables 2T15 por anclaje. En la Figura 3-2 se presenta el diseño.



**Figura 3-2. Sostenimiento de la excavación en el Sector 1.**





**Figura 3-4. Sostenimiento de la excavación en el Sector 4.**

### 3.2.2 Yerbal 2760 (2014)

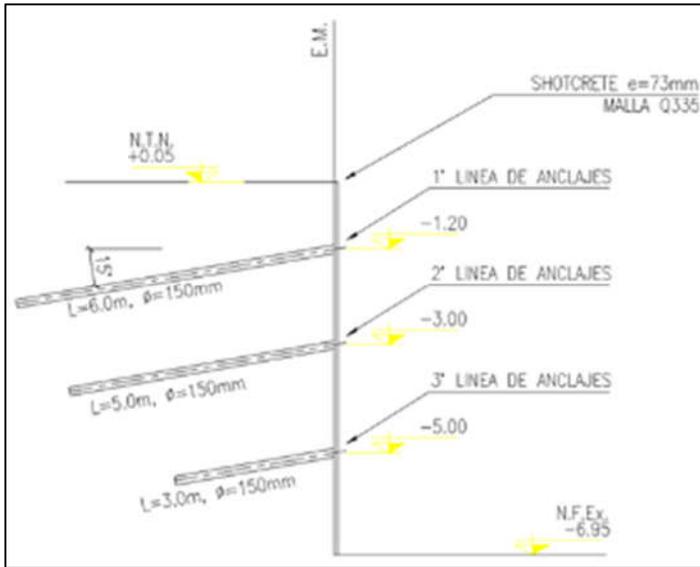
El proyecto comprendió la ejecución de un edificio en propiedad horizontal de 720 m<sup>2</sup> destinado a viviendas, compuesto de 8 plantas y 2 subsuelos. Se proyectó el sistema de contención temporario de una excavación a cielo abierto de 7.0m de profundidad.

La estratigrafía consiste en Rellenos Superficiales ( $N_{SPT}$  promedio: 7 golpes) hasta 1.5m de profundidad y Fm. Pampeano Superior ( $N_{SPT}$  promedio: 12 golpes) hasta 7.5m de profundidad. Las construcciones linderas en todos los casos estaban compuestas de casas bajas, por lo que se asumió una sobrecarga en superficie de entre 8 y 25 kPa. En el contrafrente funciona un colegio de 2 plantas, cuya sobrecarga se estimó en 70 kPa. En la Figura 3-5 se presenta un corte del sistema de entibamiento propuesto.

El tabique perimetral en todos los frentes es temporario (de 3" de espesor y malla electrosoldada Q335). Para el cálculo del empuje de diseño se utilizaron los métodos de cuña de deslizamiento y diagramas mínimos 1 y 2 del Código de Edificación, diseñándose con el mayor valor obtenido. Los anclajes se calcularon mediante el método de Bustamante (carga lineal admisible 50 kN/m).

En los cuatro frentes, la excavación se resolvió con 3 filas de anclajes pasivos IGU a 1.2, 3.0 y 5.0m de profundidad. El diámetro de perforación fue 15cm, la inclinación 15° subhorizontales, la longitud total fue de 6.0, 5.0 y 3.0m, mientras que la longitud efectiva fue de 3.9, 2.9 y 2.0m.

Los empujes de diseño para cada frente fueron de entre 148 y 216 kN/m. Esta variación se resolvió modificando las separaciones horizontales de los anclajes, de 1.3m en el sector con el mayor empuje (que corresponde con el muro medianero lindero al colegio) y de 1.9m para los frentes menos cargados.



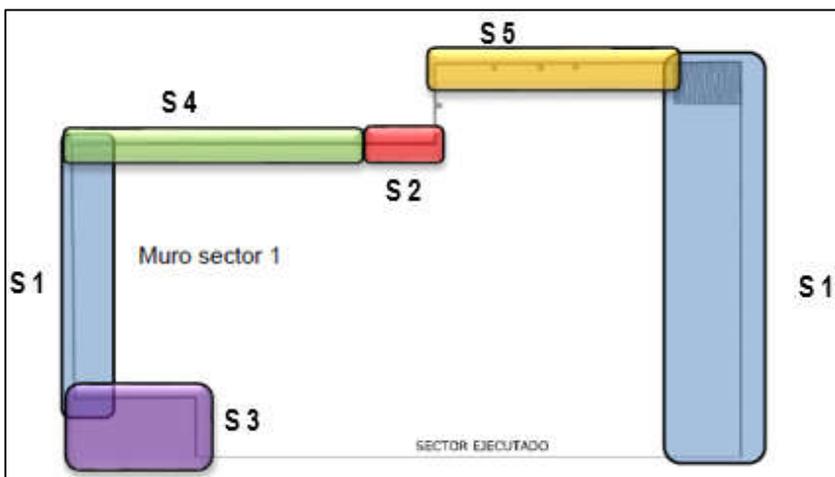
**Figura 3-5. Corte del sostenimiento de la excavación.**

### 3.2.3 Astor Núñez (2014)

En Av. Cabildo entre las calles Pico y Vedia se proyectó una excavación de altura variable en diferentes sectores, entre 6.4 y 9.5m de profundidad. En la Figura 3-6 se presenta una planta de la excavación con los sectores identificados y detallados a continuación.

La estratigrafía consiste en Fm. Pampeano Superior ( $N_{SPT}$  promedio: 10 golpes) hasta 9.4m de profundidad y luego Fm. Pampeano Medio. Las construcciones linderas en todos los casos estaban compuestas por casas bajas, por lo que se asumió una sobrecarga en superficie de 10 kPa. El tabique perimetral en todos los frentes fue el definitivo (de 20cm de espesor) y se ejecutó durante la de excavación.

Para el cálculo del empuje de diseño se utilizaron los métodos de cuña de deslizamiento y diagramas mínimos 1 y 2 del Código de Edificación, diseñándose con el mayor valor obtenido. Los anclajes se calcularon mediante el método de Bustamante. Todos los sectores se resolvieron con anclajes de diámetro de perforación 20cm e inclinación subhorizontal de 15°.



**Figura 3-6. Planta de la excavación con los distintos sectores analizados.**

### 3.2.3.1 Sectores 1, 2 y 3, altura máxima 7.2m

El empuje de diseño fue de 140 kN/m, correspondiente al diagrama mínimo 1. La excavación se resolvió con 2 líneas de anclajes pasivos con inyección IGU (carga lineal admisible de 31 kN/m), a 1.5 y 3.2m de profundidad, con una separación horizontal de 2.0m y longitudes totales de 9.0 y 6.5m (longitudes efectivas de 5.9 y 3.4m respectivamente). La armadura consistió de 2 $\phi$ 25 para la primera línea y 1 $\phi$ 25 para la segunda. En la Figura 3-7 se presenta un corte del sostenimiento.

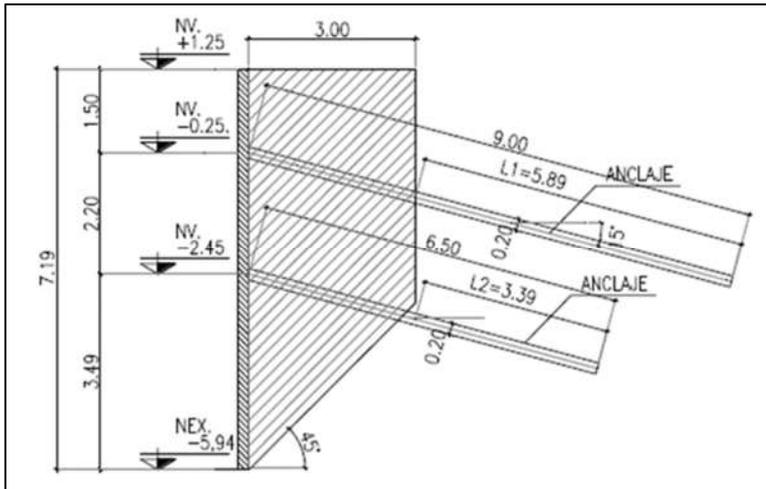


Figura 3-7. Corte del sostenimiento de la excavación, sectores 1, 2 y 3.

### 3.2.3.2 Sector 4, altura 8.2m

El empuje de diseño fue de 180 kN/m y se resolvió con 2 líneas de anclajes IGU a 2.0 y 4.5m de profundidad. Las longitudes totales fueron de 10.0 y 9.0m (6.8 y 5.9m de longitud efectiva respectivamente) y la armadura fue de 2 $\phi$ 25 para cada línea. El resto de la información coincide con los sectores 1 y 2. En la Figura 3-8 se presenta un corte del sostenimiento.

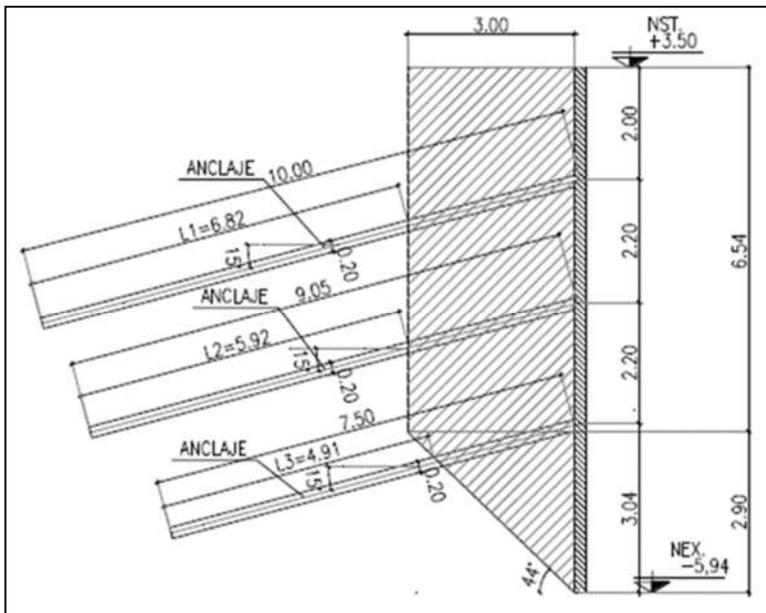


Figura 3-8. Corte del sostenimiento de la excavación, sector 4.

### 3.2.3.3 Sector 5, altura 9.5m

El empuje de diseño fue de 271 kN/m y se resolvió con 3 líneas de anclajes IGU a 2.0, 4.2 y 6.4m de profundidad. Las longitudes totales fueron de 10.0, 9.0 y 8.0m (6.8, 5.9 y 5.4m de longitud efectiva respectivamente) y la armadura fue de  $2\phi 25$  para cada línea. El resto de la información coincide con los sectores 1, 2 y 4a. En la Figura 3-8 se presenta un corte del sostenimiento.

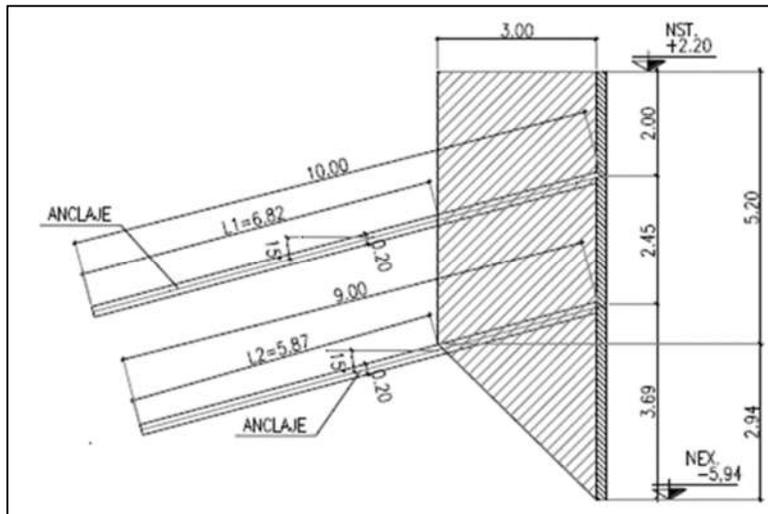


Figura 3-9. Corte del sostenimiento de la excavación, Sector 5.

### 3.2.4 Coto Botánico (2011/2012)

Se proyectó un edificio y un hipermercado en el predio ubicado en Av. Santa Fe 3722/60, que incluye una excavación de altura variable en diferentes sectores entre 15.0 y 18.5m de profundidad (Laría et al, 2014, 2015). En la Figura 3-10 se presenta un esquema en planta del proyecto, con sus respectivos sectores de análisis.

Como particularidad esta excavación tuvo en su línea de frente municipal el recorrido paralelo de la traza de la línea D de subterráneos, en el tramo que se encuentra entre las estaciones Scalabrini Ortiz y Plaza Italia. La presencia de este túnel implicó un condicionante de diseño para las estructuras de sostenimiento. Los límites restantes del predio poseían condiciones habituales de medianería con otras construcciones de mediana altura.

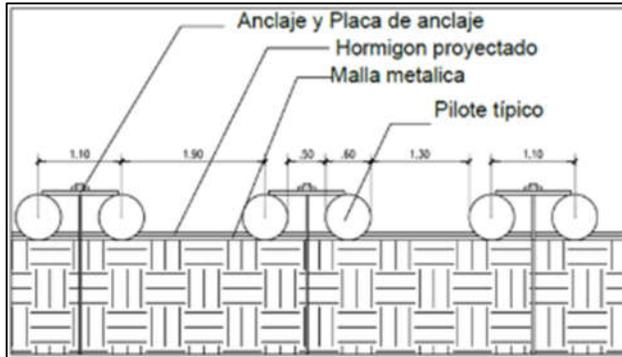
La estratigrafía consistió en Fm. Pampeano Superior ( $N_{SPT}$  entre 10 y 17 golpes) hasta 4.0m de profundidad, luego Fm. Pampeano Medio hasta 13.0m de profundidad ( $N_{SPT}$  mayor a 30 golpes) y Fm. Pampeano Inferior hasta 30.0m de profundidad ( $N_{SPT}$  mayor a 30 golpes).

Para los sectores denominados "Línea Municipal (A y B)", el empuje de diseño se determinó mediante la integración de la envolvente de los diagramas obtenidos por el método de Rankine y del diagrama 1 del Código de edificación, mientras que para los otros sectores (Sectores 1, 2, 3 y 4) se procedió directamente al diseño mediante Plaxis.

El tabique perimetral en todos los frentes fue el definitivo (de 30cm de espesor) y se ejecutó durante la excavación, a excepción del frente en donde se ejecutó una pantalla de pilotes que permitió controlar las deformaciones y mejorar la seguridad de la caverna de la línea D.



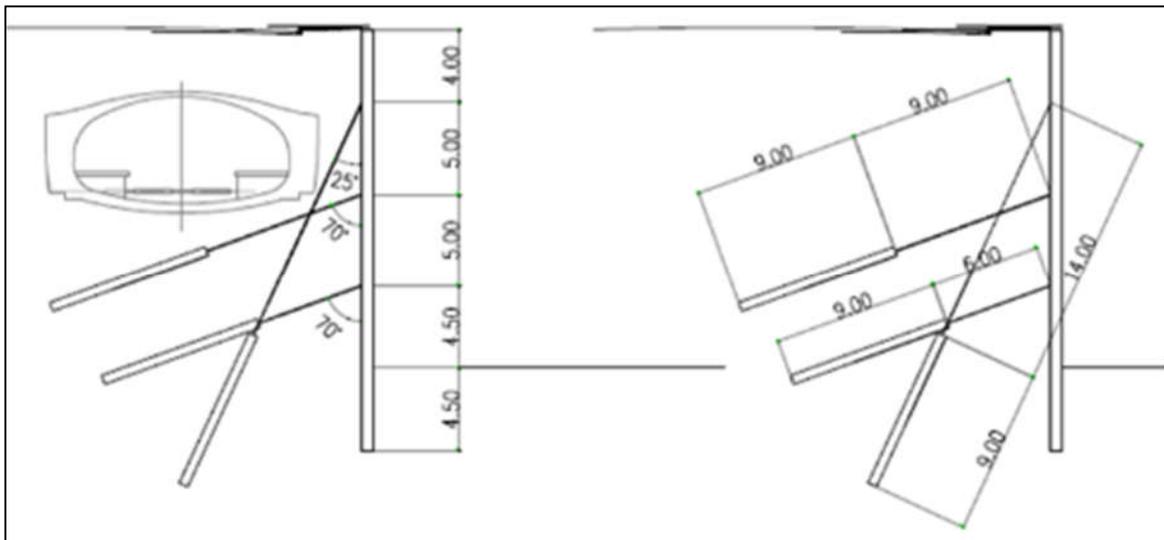
La pantalla de pilotes fue diseñada de a pares (1.1m de separación entre ejes de pilotes y 3.0m de separación entre ejes de pares) para no provocar deformaciones que pudieran afectar el funcionamiento del Subterráneo. Los anclajes se dispusieron entre los pilotes de cada par. En la Figura 3-12 se puede observar un esquema en planta de la pantalla de pilotes junto a los anclajes.



**Figura 3-12. Esquema en planta de la excavación en el sector 4a.**

### 3.2.4.2 Línea Municipal (Sector B), altura de 18.5m

El empuje de diseño fue de 826 kN/m (misma sobrecarga que sector A). La disposición de los anclajes es la misma que para el sector A, pero variaron las longitudes totales (23.0, 18.0 y 15.0m) y las longitudes fijas (todas de 9.0m). El resto del diseño se mantuvo igual al sector A. En la Figura 3-13 se presenta un esquema simplificado con la geometría en corte.



**Figura 3-13. Geometría del Sector Línea Municipal B.**

### 3.2.4.3 Sector 1, altura de 15.0m

Para este sector se modeló el procedimiento constructivo completo en un programa de elementos finitos. Las cargas linderas se modelaron como fajas infinitamente largas en la ubicación (supuesta) de las columnas del edificio, que se asumieron separadas 4.0m unas de otras. Para las dimensiones y magnitudes de estas cargas se utilizaron las dimensiones de las bases que se muestran en los planos municipales de los edificios vecinos. En los casos donde no existen relevamientos de las fundaciones se adoptó un ancho tal que la tensión de las bases fuera del orden de los 180 kPa, con una carga superficial de 10 kPa para cada uno de los pisos de los edificios vecinos. Esta consideración resultó en tres cargas en superficie de 150 kPa

distribuidos en longitudes de 1.2 a 2.4m y de tres cargas a 0.8m de profundidad de 190 kPa distribuidos en la misma longitud.

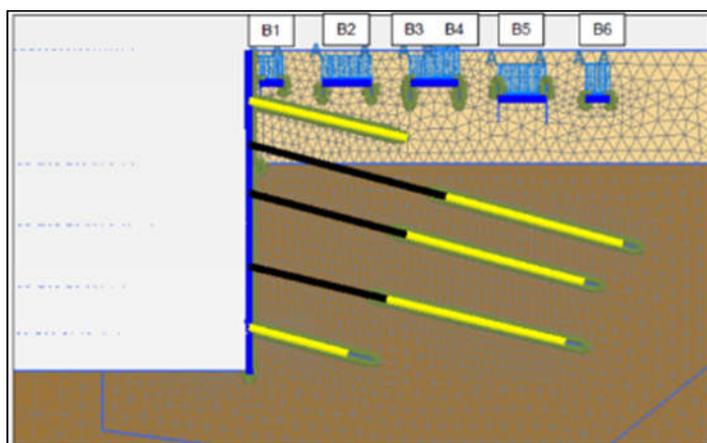
En cuanto al diseño de la entibación, la disposición fue la siguiente:

- 1 línea de anclajes pasivos IRS a 0.85m (armadura de  $4\phi 25$ , longitud total de 8.0m y efectiva de 4.0m, capacidad de carga admisible de 85 kN/m),
- 3 líneas de anclajes activos IGU o IRS a 3.0, 5.4 y 9.0m (diámetro de perforación de 20cm, armaduras de 5T15, longitudes totales de 16.0 y longitudes fijas de 9.0m, carga de tesado de 700 kN)
- 1 línea de anclajes pasivos IRS a 12.0m (armadura de  $6\phi 25$ , longitud total y efectiva de 5.0m, con una capacidad admisible de 128 kN/m).

La separación horizontal de todas las líneas fue de 2.0m. En la Figura 3-14 se puede observar el esquema de un corte transversal típico del Sector 1, modelado en Plaxis.

#### 3.2.4.4 Sector 2, altura de 15.5m

El procedimiento utilizado para las sobrecargas de las fundaciones fue el mismo que para el Sector I, con la diferencia en los valores utilizados (200 kPa a 2.5m de profundidad para las primeras tres cargas y 150 kPa a 1.5m de profundidad, distribuidas en longitudes de 1.2 a 2.4m).

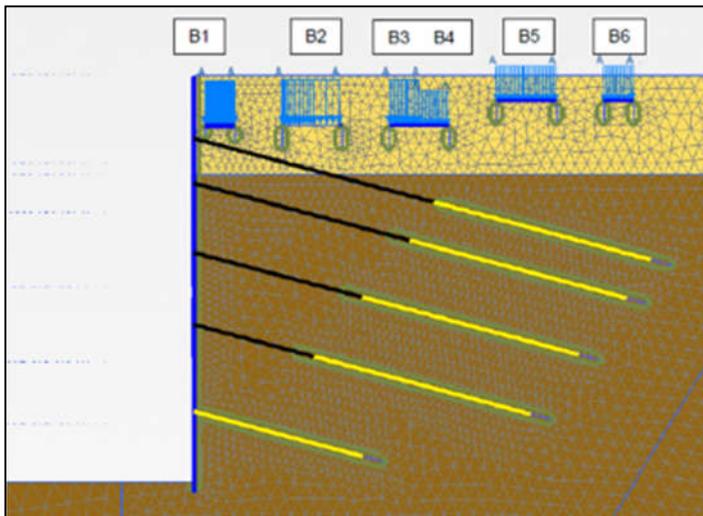


**Figura 3-14. Esquema de análisis del Sector 1.**

En cuanto al diseño de la entibación, la disposición fue:

- 4 líneas de anclajes activos IGU o IRS a 2.5, 4.3, 7.1 y 10.0m (armaduras de 5T15, longitudes totales de 19.0, 17.0, 16.0 y 16.0 y longitudes fijas de 9.0m, carga de tesado de 700 kN)
- 1 línea de anclajes pasivos IRS a 13.5m (diámetro de perforación de 20cm, armadura de  $7\phi 25$ , longitud total de 7.0m y efectiva de 6.5m, con una capacidad admisible de 130 kN/m).

La separación horizontal de todas las líneas fue de 2.0m. En la Figura 3-15 se puede observar el esquema de un corte transversal típico del Sector 2, modelado en Plaxis.



**Figura 3-15. Esquema de análisis del Sector 2.**

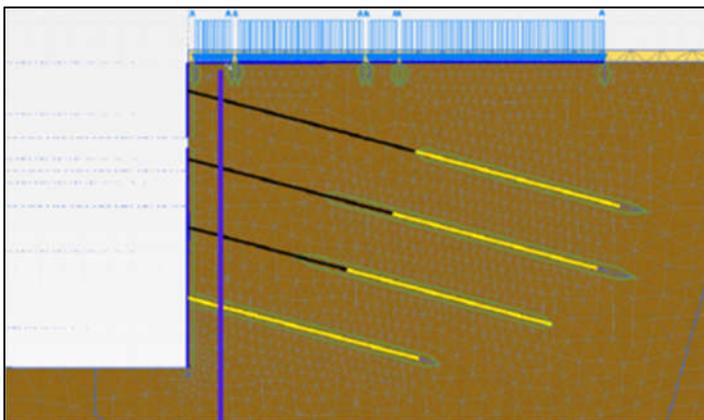
### 3.2.4.5 Sector 3, altura de 17.5m

El procedimiento utilizado para las sobrecargas de las fundaciones fue el mismo que para los Sectores 1 y 2, con la diferencia en los valores utilizados (150 kPa a 4.0m de profundidad, distribuidas en longitudes de 1.2 a 8.3m). La profundidad se debe a la existencia de un nivel de subsuelo.

En cuanto al diseño de la entibación, la disposición fue:

- 3 líneas de anclajes activos IGU o IRS a 4.3, 8.1 y 11.0m (armaduras de 5T15, longitudes totales de 19.0, 18.0 y 16.0 y longitudes fijas de 9.0m, carga de tesado de 700 kN)
- 1 línea de anclajes pasivos IRS a 14.0m (diámetro de perforación de 10cm, armadura de 4 $\phi$ 25, longitud total de 10.0m y efectiva de 9.5m, con una capacidad admisible de 130 kN/m).

En este caso, los anclajes pasivos poseen una separación horizontal de 1.3m en lugar de 2.0m como se utilizó en los otros sectores típicos. En la Figura 3-16 se puede observar el esquema de un corte transversal típico del Sector 3, modelado en Plaxis.



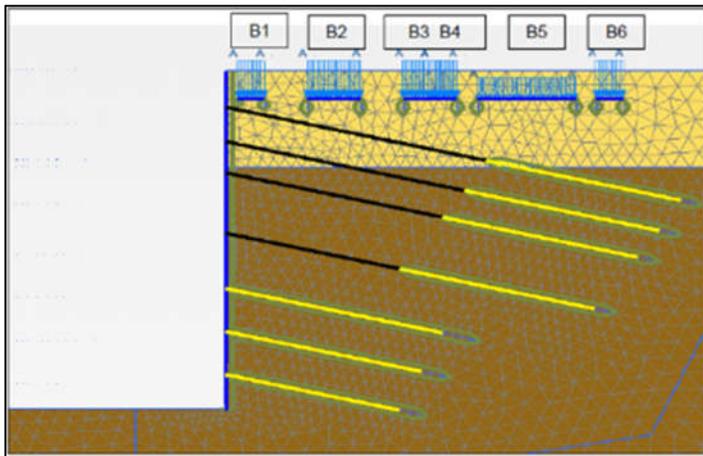
**Figura 3-16. Esquema de análisis del Sector 3.**

### 3.2.4.6 Sector 4, altura de 18.0m

El procedimiento utilizado para las sobrecargas de las fundaciones fue el mismo que para los Sectores 1, 2 y 3, con la diferencia en los valores utilizados (150 kPa a 1.0m de profundidad, distribuidas en longitudes de 1.2 a 2.4m). En cuanto al diseño de la entibación, la disposición fue:

- 4 líneas de anclajes activos IGU o IRS a 0.5, 2.5, 4.3 y 7.8m (armaduras de 5T15, longitudes totales de 21.0, 20.0, 19.0 y 17.0 y longitudes fijas de 9.0m, carga de tesado de 700 kN)
- 3 líneas de anclajes pasivos IRS a 11.0, 13.5 y 16.0m (diámetro de perforación de 20cm, armadura de 6 $\phi$ 25 para las 2 primeras líneas y de 4 $\phi$ 25 para la última, longitud total de 10.0m para los dos primeras líneas y de 8.0m para la última, y efectiva de 5.5m, con una capacidad admisible de 130 kN/m).

La separación horizontal de todas las líneas fue de 2.0m. En la Figura 3-17 se puede observar el esquema de un corte transversal típico del Sector 4, modelado en Plaxis.



**Figura 3-17. Esquema de análisis del Sector 4.**

### 3.2.5 Embajada Británica (2007)

El muro perimetral paralelo a la calle Agote contiene un desnivel de 7.5m de altura. Presentó deformaciones causadas por el hinchamiento del terreno, a su vez producido por un cambio en el sistema de riego. Se recomendó la interrupción de ese sistema de riego y se proyectó un refuerzo – de colocación eventual – mediante anclajes pasivos.

La estratigrafía del lugar consistió en 2.0m de Rellenos Superficiales, seguidos de la Fm. Pampeano Superior hasta la profundidad de interés. Se utilizó el método de la cuña de falla para calcular el empuje de diseño y se lo contrastó con el diagrama mínimo 2 del Código de Edificación, con un resultado de 211 kN/m. Se consideró una sobrecarga actuante de 10 kPa.

El sistema de entibamiento propuesto consistió en dos filas de anclajes pasivos colocados a 0.5 y 3.2m de profundidad, con separaciones horizontales de 2.0m. La longitud total adoptada fue de 12.0m, el diámetro de perforación 25cm y la inclinación 15° subhorizontales. La armadura de diseño fue de 2 $\phi$ 25. El sostenimiento nunca fue colocado, porque el manejo del sistema de riego fue suficiente para estabilizar el muro.

### 3.2.6 Basavilbaso 1328 (2006)

Se proyectó una excavación de 8.0m de profundidad implantada en suelos de la Fm. Pampeano Medio ( $N_{SPT}$  promedio 25 golpes), con un empuje de diseño de 150 kN/m. Se empleó una única fila de anclajes pasivos con inyección IGU que fue calculado con el método de Bustamante.

La cabeza del anclaje se ubicó en 2.0m de profundidad, la longitud total se fijó en 7.5m con una longitud efectiva de 3.4m, con un diámetro de perforación de 25cm y una inclinación subhorizontal de 20°. La resistencia admisible de diseño fue de 60 kN/m y la armadura 2 $\phi$ 20.

### **3.2.7 Centro Educativo (2004)**

Las escuelas E.N.S. N°7 D.E.N°2, E.C. N°8 D.E.N°2 y la E.C. N°25 D.E.N°2 ubicadas en Av. Corrientes 4261 fueron remodeladas y ampliadas, incluyendo una excavación de altura variable entre 5.0 y 8.6m de profundidad.

La estratigrafía del lugar consiste en 3.0m de Rellenos Superficiales ( $N_{SPT}$  promedio 10 golpes), seguidos de la Fm. Pampeano Superior ( $N_{SPT}$  promedio 20 golpes) hasta la profundidad de interés. Se utilizó el método de la cuña de falla para calcular el empuje de diseño y se lo contrastó con el diagrama mínimo 2 del Código de Edificación.

La observación visual de las casas aledañas reveló que la medianera se encontraba muy deteriorada, debiéndose extremar los cuidados durante la excavación. Se estimó una sobrecarga de diseño de 30 kPa como medida de control de deformaciones.

En todos los frentes se proyectó un sistema de entibamiento temporario consistente en dos líneas de anclajes pasivos con inyección IGU, de diámetro 25cm.

#### **3.2.7.1 Muro I**

La altura máxima de excavación en este sector fue de 8.6m de profundidad, con un empuje de diseño de 92 kN/m correspondiente al diagrama mínimo 2. Los anclajes se dispusieron a 1.3 y 4.8m de profundidad, separados horizontalmente por 2.2m. Las longitudes totales adoptadas fueron de 7.0 y 5.0m, con 3.3 y 2.2m de longitud efectiva respectivamente. La carga admisible fue de 35 y 50 kN/m y la armadura de diseño consistió en  $1\phi 25$ .

#### **3.2.7.2 Muro II**

La altura máxima de excavación en este sector fue de 7.2m de profundidad, con un empuje de diseño de 65 kN/m correspondiente al diagrama mínimo 2. Los anclajes se dispusieron a 1.1 y 4.0m de profundidad, separados horizontalmente por 2.2m. Las longitudes totales adoptadas fueron de 6.0 y 5.0m, con 3.0 y 2.7m de longitud efectiva respectivamente. La carga admisible y la armadura de diseño fue la misma que para el Sector I, es decir 35 y 50 kN/m y  $1\phi 25$ .

#### **3.2.7.3 Muro III**

La altura máxima de excavación en este sector fue de 5.0m de profundidad, con un empuje de diseño de 31 kN/m correspondiente al diagrama mínimo 2. Los anclajes se dispusieron a 0.8 y 2.8m de profundidad, separados horizontalmente por 2.3m. Las longitudes totales adoptadas fueron de 5.0 y 4.0m, con 2.9 y 2.4m de longitud efectiva respectivamente. La carga admisible y la armadura de diseño fueron de 35 y 43 kN/m y  $1\phi 20$ .

### **3.2.8 Hotel Duhau (2003)**

Se proyectó la construcción del Hotel Duhau en las calles Posadas y Montevideo, con 4 niveles de subsuelos con una excavación máxima de 19.10m de profundidad. En particular se analizan dos sectores con profundidades de 15.6 y de 18.0m. El sistema propuesto de excavación fue del tipo "top-down".

La estratigrafía consistió en Rellenos Artificiales hasta 1.5m de profundidad seguidos de la Fm. Pampeano Superior hasta la profundidad de interés. El empuje de diseño se obtuvo a partir del diagrama mínimo 2 del Código de Edificación y los anclajes fueron dimensionados a partir del programa Plaxis. Se destaca que aunque el empuje calculado fue tomado por dos líneas de anclajes activos separados horizontalmente 3.0m, se colocaron anclajes pasivos para contener posibles fallas locales de suelo. Estos anclajes pasivos no estructurales se colocaron a 3.5, 7.5, 9.5 y 11.5m de profundidad, compuestos por  $1\phi 16$  instalados en perforaciones de cuatro metros de longitud total y 7.5cm de diámetro. La disposición de cada fila de anclajes pasivos será con 3.0m de separación horizontal y a tresbolillo de la fila superior. El tabique perimetral propuesto fue de carácter temporario, consistiendo en una malla Q 92 y proyección de gunita 5cm de espesor.

### **3.2.8.1 Sector I**

Este sector cuenta con una profundidad de 15.6m, cuyo valor de empuje fue de 304 kN/m. Este empuje fue sostenido con dos líneas de anclajes activos a 1.5 y 5.4m de profundidad, cuyas longitudes totales fueron de 15.0m y las longitudes fijas de 6.0m, con una inclinación de 15° subhorizontales. La armadura dimensionada fue de 3T15 y la carga admisible 79 kN/m.

### **3.2.8.2 Sector II**

Este sector cuenta con una profundidad promedio de 18.0m, cuyo valor de empuje fue de 405 kN/m. Este empuje fue sostenido con dos líneas de anclajes activos a la misma profundidad que el Sector I y con la misma separación horizontal. Las longitudes totales fueron de 18.0m y las longitudes fijas de 8.0m, con una inclinación de 15° subhorizontales. La armadura dimensionada fue de 4T15 y la carga admisible 79 kN/m.

### **3.2.9 Hotel Meliá (2003)**

Se proyectó una ampliación del Hotel Meliá ubicado en la calle Reconquista 945, que incluyó una excavación de 12.0m de profundidad, íntegramente ejecutada en suelos de la Fm. Pampeano. La metodología propuesta fue "top-down", con el empuje de diseño obtenido mediante el diagrama mínimo 2 del Código de Edificación con un valor de 180 kN/m.

Se proyectaron dos líneas de anclajes activos a 3.4 y 5.4m de profundidad, con separaciones horizontales de 3.0 y 6.0m respectivamente. La longitud total de cada línea fue de 12.0m, mientras que la longitud fija fue de 6.0m, con una inclinación de 15° subhorizontales. La armadura dimensionada fue de 3T15 y la carga admisible 79 kN/m. Se completó con un tabique temporario de hormigón proyectado de 5cm de espesor con malla Q 92.

### **3.2.10 Paseo Colon 525 (2000)**

En el predio se proyectó la construcción de un edificio con dos niveles de subsuelos. La excavación abarca toda la superficie del terreno hasta los 5.7m de profundidad. La estratigrafía estaba conformada por Rellenos Superficiales hasta 3.0m de profundidad, seguida de la Fm. Pampeano Superior hasta 6.0m.

El empuje se calculó mediante el diagrama simplificado 2 del Código de Edificación, mientras que las cargas de tesado en los anclajes surgieron de un análisis de estabilidad global con el Método de Rankine (considerándose cargas superficiales de 30 kPa y lineales de 20 kN/m). Como parte del diseño, se dimensionó un tabique definitivo de 20cm de espesor para todo el perímetro.

En particular, se destaca que la cantidad de anclajes incluida en el diseño fue ampliamente suficiente para tomar los empujes existentes, aún en las condiciones más desfavorables. Sin embargo, la ubicación de la obra corresponde a un sector muy viejo de la Ciudad, por lo que es posible que una importante cantidad de anclajes se encuentren con suelos alterados.

#### **3.2.10.1 Laterales Norte y Sur**

La construcción linder a lateral norte cuenta con un nivel de subsuelo que llega hasta 3.4m de profundidad, por lo que el corte de suelo a entibar fue de 2.3m de alto (esto da como resultado un empuje de 20 kN/m). De forma similar, la construcción linder a lateral sur cuenta con un nivel de subsuelo que llega hasta 2.8m de profundidad, por lo que el corte de suelo entibado fue de 2.9m de alto (esto da como resultado un empuje de 25 kN/m). Ambos laterales fueron resueltos con una única línea de anclajes activos de 9.0m de longitud total y 4.5m de longitud fija, con una inclinación de 15° subhorizontal. La profundidad de la cabeza del anclaje fue de 4.6m para el lateral norte y de 4.9 para el lateral sur. La separación horizontal se fijó en 2.0m y la carga de tesado fue de 300 kN, con una armadura de 3T15.

#### **3.2.10.2 Frente y contrafrente**

Estos sectores presentaron el mayor corte vertical a entibar, de 5.7m de profundidad, con un empuje de 40 kN/m. Para su entibación temporaria, se utilizaron tres filas de anclajes activos de 9.0m de longitud total y 4.5m de longitud fija, con una inclinación de 20° subhorizontal. Las cabezas de los anclajes se colocaron a

1.5, 3.0 y 5.5m de profundidad. La separación horizontal fue de 2.0, 4.0 y 4.0m para cada fila, disponiéndose las filas 2 y 3 en tresbolillo. Las cargas de tesado fueron de 300, 450 y 450 kN respectivamente y la armadura de cada anclaje se fijó en 3T15.

### **3.2.11 Av. Alem 518 (2000)**

Se proyectó la construcción de un edificio con cuatro niveles de subsuelos y cota de fundación a 10.2m de profundidad respecto al nivel de terreno natural. Los muros laterales del edificio están compuestos por tabiques de hormigón armado de 20cm de espesor. El predimensionado se efectuó a partir del diagrama de empuje mínimo 2 del Código de Edificación al que se le sumo una sobrecarga línea de 20 kN/m (con un valor total de 150 kN/m), mientras que el sistema de entibamiento se verificó con Plaxis.

Se propusieron tres filas de anclajes activos de longitudes totales 12.0, 10.0 y 10.0m, mientras que las longitudes fijas fueron de 7.0, 6.0 y 6.0m respectivamente, inclinados 15° subhorizontales. Las cabezas de los anclajes se colocaron a 2.4, 4.8 y 7.2m de profundidad. La separación horizontal se fijó en 3.5m, la carga de tesado fue de 420 kN y la armadura 3T15.

### **3.2.12 Av. Callao y Juncal (1999)**

Se proyectó la construcción de un edificio con cuatro niveles de subsuelos, con nivel de fondo de excavación de 10.1m (Triaxis 1999). En particular, se analizó un sector sobre la Av. Callao donde el edificio vecino era una estructura de doce pisos.

La estratigrafía estaba compuesta por la Fm. Pampeano Superior en toda la profundidad de interés. Como sobrecargas, se modelaron la fila medianera de bases (470 kN/m) y la primer fila de bases centradas (600 kN/m), todas a 3.5m de profundidad.

Con el fin de evaluar las deformaciones que las estructuras vecinas podían sufrir debido a la excavación, se realizaron dos modelos de elementos finitos con Plaxis que simulaban un corte vertical de la excavación con sus diferentes etapas, en dos opciones de diseño de entibación.

#### **3.2.12.1 Opción I**

Se propusieron tres filas de anclajes pasivos rellenos por gravedad, de longitudes totales 11.0, 10.0 y 5.0m, a cotas 2.4, 4.8 y 7.2m respecto al nivel del terreno natural. La separación horizontal adoptada fue de 1.2m, el diámetro de perforación se fijó en 25cm y la inclinación fue de 30° subhorizontales. Se completó la entibación con un tabique perimetral de 20cm de espesor.

#### **3.2.12.2 Opción II**

Se propusieron cuatro filas de anclajes activos de 13.0m de longitud total (primeras tres filas) y 10.0m de longitud (cuarta fila), con longitudes fijas de 6.0m para todas los anclajes. Las cabezas de los anclajes se fijaron a 1.3, 3.8, 6.3 y 8.8m de profundidad. La separación horizontal adoptada fue de 2.0m, el diámetro de perforación se fijó en 40cm y la inclinación fue de 0° subhorizontales. Se completó la entibación con un tabique perimetral de 12cm de espesor.

### **3.2.13 Clínica Fleni (1999)**

Se proyectó una ampliación de la Clínica Fleni ubicada en Montañeses 2325, que incluyó una excavación de 9.3m de profundidad en suelos formados por la Fm. Pampeano en toda la longitud de interés. Se adoptó un empuje de diseño de 150 kN/m y se lo equilibró con dos líneas de anclajes activos de 12.0 y 9.0m de longitud total (8.0 y 7.0 longitud fija respectivamente), colocados a 1.6 y 5.3m de profundidad y separados longitudinalmente 3.5m entre sí. El diámetro de perforación se fijó en 15cm, la inclinación fue de 15°, la carga de postesado 400 kN y la armadura 3T15. El diseño se completó con un tabique perimetral definitivo de 25cm de espesor.

## 4. Diseño por resistencia de excavaciones en la Ciudad de Buenos Aires

### 4.1 Normativa vigente (actualizada al 2014)

#### 4.1.1 Código de Edificación de la Ciudad de Buenos Aires

La Ciudad de Buenos Aires cuenta con un Código de Edificación que regula la industria de la construcción dentro de su jurisdicción. En lo que respecta a la ejecución de excavaciones a cielo abierto, el Código de Edificación le exige al constructor que tome las medidas necesarias para evitar situaciones de riesgo. Algunos requisitos del Código se transcriben a continuación. Los párrafos que condicionan los estudios de esta tesis están subrayados:

##### 5.2.2.2 Excavación que afecte a un predio lindero o a vía pública

*Cuando se realice una excavación, deben preverse los apuntalamientos necesarios para evitar que la tierra del predio lindero o de la vía pública, caiga en la parte excavada antes de haberse provisto los soportes o sostenes definitivos de los costados de la excavación. No debe profundizarse una excavación si no se ha asegurado el terreno en la parte superior.*

##### 5.2.2.3 Excavación que afecte a estructuras adyacentes

*Cuando una estructura pueda ser afectada por una excavación es imprescindible la intervención de un profesional matriculado. Se preservará y protegerá de daños a toda estructura, propia o lindera, cuya seguridad pueda ser afectada por una excavación.*

##### 5.2.2.4 Excavación que pueda causar daño o peligro

*Toda excavación que afecte a linderos o a la vía pública debe ser terminada dentro de los 180 días corridos a contar de la fecha de su comienzo. No obstante, la Dirección puede acordar lapsos mayores para obras de magnitud. La excavación no debe provocar en estructuras resistentes, instalaciones ni cimientos, situaciones no reglamentarias o con peligro potencial. El responsable efectuará las confecciones que correspondan y adoptará, a juicio de la Dirección, las previsiones necesarias para que no ocasionen daños ni entrañen peligro a personas, predios linderos o vía pública.*

##### 5.2.2.5 Protección contra accidentes

*A lo largo de los lados abiertos de una excavación deben colocarse barandas o vallas. Dichos requisitos pueden omitirse, a juicio de la Dirección, en lados no adyacentes a la vía pública. Además se proveerán a las excavaciones de medios convenientes de salida.*

##### 5.2.2.6 Ejecución de las excavaciones

*Las excavaciones se ejecutarán en forma tal que quede asegurada la estabilidad de los taludes y cortes verticales practicados. Sólo podrán dejarse en forma permanente, sin sostén para soportar el empuje, los taludes inclinados calculados en base a los parámetros de resistencia al corte que corresponde aplicar según resulte del estudio de suelos.*

*Toda vez que las conclusiones del estudio de suelos así lo permitan, podrán practicarse cortes verticales sin apuntalamiento temporario siempre que su longitud no sea mayor que 2.0m. Entre cortes parciales contiguos deberán dejarse banquetas de una longitud no menor que la del corte y de un espesor medido en el coronamiento de las mismas no menor que la mitad del corte, ni menor que 1.0m y terminadas con un talud de 2:1. En todos los casos los cortes serán apuntalados con estructuras temporarias capaces de resistir un empuje según lo determinado en "Empuje de tierras" (Ver parag. 8.1.6).*

*Cuando se realicen excavaciones en suelo blando deberá verificarse la estabilidad del fondo.*

*Cuando se realicen excavaciones junto a edificios o estructuras linderas deberán considerarse las sobrepresiones provenientes de zapatas, soleras o losas de fundación. Las sobrepresiones horizontales de cálculo no serán inferiores a los valores obtenidos utilizando las ecuaciones de Boussinesq multiplicadas por 1.5 para entibaciones flexibles.*

*Todo proceso de bombeo o drenaje deberá ser programado con anticipación con el objeto de determinar las acciones temporarias o permanentes que pudieran ocasionarse sobre estructuras existentes contiguas.*

#### **4.1.2 Ley 4580**

En el año 2013 se promulgó la Ley 4580 de la Legislatura de la Ciudad de Buenos Aires, donde modifica el Código de Edificación con la incorporación del parágrafo 5.2.2.7 "Anclajes", transcripto a continuación:

##### *5.2.2.7.1 Generalidades de los Anclajes*

*a) Autorízase en las obras en construcción la utilización de anclajes de tracción para soporte de muros de submuración y entibamiento que traspasen los límites del predio, tanto en relación a los linderos como así en lo relativo a la línea oficial, en virtud de lo establecido en los artículos 5.2.2.2., 5.2.2.3 del presente Código.*

*b) El sistema de anclajes deberá tender a resguardar y garantizarla la seguridad de trabajadores, los linderos y la vía pública.*

##### *5.2.2.7.2 Responsabilidades*

*a) El proyecto de excavación y el diseño de las estructuras de contención deben contar con la firma del Constructor o del Representante Técnico de la Empresa de Excavación y/o Construcción y la conformidad fehaciente del profesional responsable del estudio de suelos.*

*b) Los datos vertidos en la documentación que se presente, tienen carácter de declaración jurada y su incumplimiento y/o tergiversación, traerán aparejadas las sanciones previstas en el Código de Edificación, capítulo 2.4 "de las penalidades", Art. 2.4.3.3 "Aplicación de suspensión en el uso de la firma".*

##### *5.2.2.7.4 Documentación a presentar*

*a) Estudio de Suelos en el cual se contemple la determinación de los empujes y la capacidad portante del suelo.*

*b) Posteriormente a haberse registrado los planos, y como requisito previo al inicio de las tareas, se deberá presentar la siguiente documentación:*

#### *1. Fincas Linderas*

*1.1 Plano de relevamiento de linderos que incluya las características de los muros divisorios y de las fundaciones.*

*1.2 Estudios que acrediten la no interferencia con instalaciones y/o construcciones vecinas, públicas o privadas.*

*1.3 La Dirección de Registro de Obras y Catastro o quien en el futuro desempeñe sus funciones, entregará copia de la documentación estructural de las fincas linderas (en caso de poseerla en sus archivos) a la del solicitante, quien deberá contar con la copia certificada y/u original de su título de propiedad y la encomienda profesional expedida por el Consejo Profesional correspondiente.*

#### *2. Proyecto de Excavación.*

*2.1 Plano de replanteo de las estructuras de recalce y contención con indicación de la secuencia de ejecución.*

*2.2 Memoria de excavación.*

2.3 Memoria de procedimientos a emplear en las tareas de excavación y recalce de muros.

2.4 Cálculo de las estructuras de contención:

2.4.1 Determinación de las sobrepresiones provenientes de fundaciones de linderos.

2.4.2 Determinación del empuje producido a causa de la existencia de napa freática.

2.4.3 Determinación de las cargas gravitatorias en los muros a recalzar.

2.4.4 Cálculo de elementos estructurales y sus correspondientes diagramas.

2.4.5 Dimensionamiento y verificación de los elementos estructurales.

2.4.6 Verificación de la tensión del suelo, en cada secuencia del proceso de construcción de muros.

2.5 Memoria de procedimientos a emplear para la excavación de fundaciones, aun cuando el proyecto no contemple la construcción de subsuelo.

a) La Autoridad de Aplicación establecerá la modalidad de presentación y registro de la documentación descripta los parágrafos a) y b).

b) La documentación requerida deberá ser conservada en obra, para ser exhibida ante las autoridades de control y/o fiscalización.

c) No se considera comienzo de trabajos de obra, a todas aquellas diligencias tendientes a investigar y evaluar construcciones y fundaciones linderas.

#### **4.1.3 Comentarios respecto a las normas de construcción**

Si bien el Código de Edificación siempre le exigió al constructor tomar las medidas necesarias para garantizar la seguridad interna y externa durante el proceso de excavación, legalmente estaba prohibido invadir los terrenos vecinos. Esta limitación legal dejaba como únicas alternativas posibles a los muros verticales de gran espesor, a bataches y puntales hacia el interior de la obra.

Esta situación hacía que, o no se entibasen los cortes verticales generando riesgos, o que se optase por el uso (contravencional) de anclajes. Este uso anti-reglamentario impedía que la documentación de obra reflejase lo realmente construido y dificultaba la inspección.

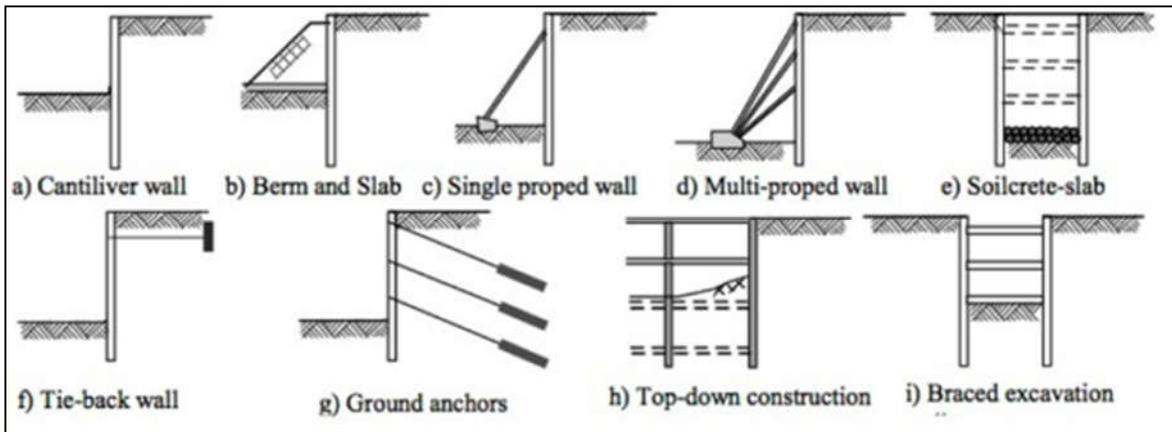
La ley 4580 resolvió el problema habilitando el uso de anclajes como método de sostenimiento de excavaciones. Ahora se pueden especificar anclajes en planos y memorias de excavación, simplificando las tareas de inspección ya que existe coherencia entre la documentación disponible y la realidad.

Cabe destacar que esta posibilidad se debe a que los anclajes, al trabajar como elementos de sostenimiento temporario, pueden ser demolidos en el futuro de manera sencilla y económica, evitándose así perjudicar a los terrenos linderos.

Por último, la nueva normativa establece que la Dirección de Registro de Obras y Catastro entregará la información estructural disponible de las construcciones vecinas para facilitar la realización de un plano de relevamiento de los linderos.

#### **4.2 Sistemas de sostenimiento temporario**

Para asegurar la estabilidad y que las deformaciones en el entorno sean admisibles se ejecutan estructuras de sostenimiento, las cuales confinan el terreno y colaboran así a que el suelo se sostenga a sí mismo. En la Figura 4-1 se presentan algunas variantes de sistemas de sostenimiento típicamente utilizadas en la industria de la construcción.



**Figura 4-1. Esquemas de posibles sistemas de sostenimiento (Kempfert & Gebreselassie 2006).**

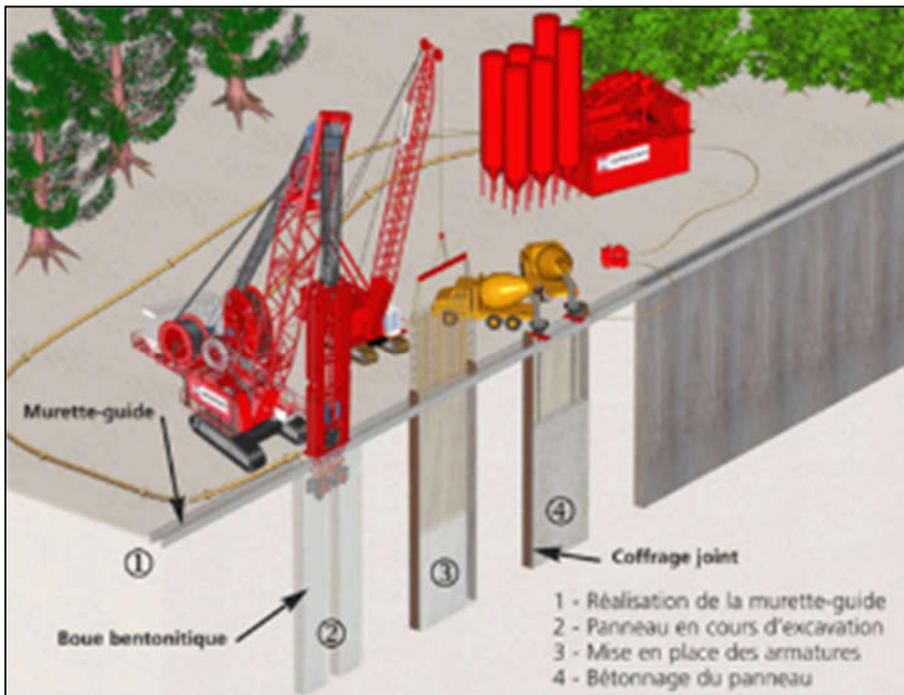
Estos sistemas de sostenimiento pueden clasificarse en dos grupos, los que se ejecutan antes del inicio de la excavación y los que se ejecutan luego del inicio de la excavación.

#### 4.2.1 Sistemas de sostenimiento ejecutados antes de la excavación

Se realizan desde la superficie antes de la remoción del suelo. Su uso es indispensable en suelos blandos o con poca capacidad de autosostenimiento, aunque también se los puede emplear en aquellos casos en los que se quiera limitar la deformación de estructuras adyacentes. Algunas alternativas son los muros colados, las tablestacas, las pantallas de pilotes y el muro berlinés. En todos los casos, a las estructuras descriptas se las sostiene con puntales, horizontales o inclinados, o con anclajes.

##### 4.2.1.1 Muro colado

Un muro colado es una pantalla en hormigón armado moldeada en el suelo. En la Figura 4-2 se esquematiza el proceso constructivo (Soletanche-Bachy). También los hay prefabricados.



**Figura 4-2. Secuencia de ejecución de un muro colado (Soletanche-Bachy).**

#### 4.2.1.2 Tablestacado

Las tablestacas son placas individuales prefabricadas (acero u hormigón) que se unen entre sí para formar una pared flexible. A diferencia del muro colado, su colocación es mediante hincado (típicamente por vibración) por lo que no se adapta a su empleo en terrenos que tengan lentes o estratos duros. En la Figura 4-3 se muestra un esquema de la colocación de un tablestacado (Durmeyer).

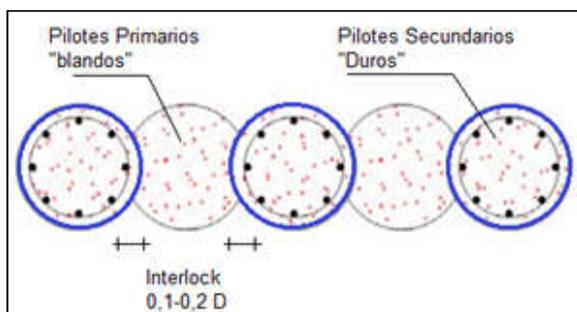


**Figura 4-3. Esquema de un tablestacado (Durmeyer).**

#### 4.2.1.3 Pantalla de pilotes

Es una estructura de contención flexible compuesta por pilotes, que pueden estar separados, tangentes o secantes. Se los emplea en combinación o reemplazo de muros colado porque permite mayor flexibilidad con la geometría. En la Figura 4-5 se muestra una excavación sostenida con pilotes secantes (Durmeyer).

Se pueden intercalar pilotes primarios “blandos” (de mezcla cemento/bentonita y resistencia menor a 5MPa) y pilotes secundarios estructurales o “duros”, de hormigón armado. En la Figura 4-4 se presenta un esquema típico de pilotes secantes duro/blando (Soletanche-Bachy).



**Figura 4-4. Esquema de una pantalla de pilotes secantes duro/blando (Soletanche-Bachy).**



**Figura 4-5. Vista de una pantalla de pilotes (Durmeyer).**

#### **4.2.1.4 Muro berlinés**

Es un sistema de entibación formado por perfiles de acero y tablonces de madera u hormigón proyectado. Se hincan perfiles doble T de ala ancha a intervalos de 1.5 – 2.5m, y de longitud tal que se prolonguen por debajo del fondo de la excavación. A medida que se excava, se va entibando con tablas de madera apoyadas sobre las alas de los doble T u hormigón proyectado. En la Figura 4-6 se muestra una imagen de una excavación sostenida por muro berlinés y puntales (Yepes Piqueras 2014).



**Figura 4-6. Excavación sostenida con muro berlinés y puntales (Yepes Piqueras 2014).**

## 4.2.2 Sistemas de sostenimiento ejecutados durante la excavación

Existen procedimientos de sostenimiento de excavaciones que se ejecutan en paralelo con el avance de la excavación, por lo que requieren que el suelo posea características tales que pueda sostenerse a sí mismo temporalmente, hasta finalizada la instalación del sostenimiento. Algunas alternativas son las excavaciones por bataches con submuración, los paños de hormigón proyectado y la ejecución *top-down* de tabiques de hormigón. Todos estos sistemas van acompañados de soportes externos (puntales o anclajes) hasta la puesta en carga de las losas de los subsuelos.

### 4.2.2.1 Bataches con submuración

Se excava el sector central dejando bermas y taludes perimetrales (pendiente máxima 1H:2V). Se divide el perímetro en secciones de ancho variable entre 1.5 y 2.5m, se los numera alternadamente de 1 a 4 (1, 3, 2 y 4) y se retiran siguiendo el orden de numeración (en primer lugar todas los frentes "1", luego los frentes "2", luego los "3" y por último los "4") submurando cada paño y recalzando el muro existente.

### 4.2.2.2 Sistema *top-down* de tabiques de hormigón

Permite la construcción simultánea de la subestructura (bajo la rasante) y de la superestructura (sobre la rasante), reduciendo considerablemente los plazos de ejecución. Se instalan elementos portantes verticales (pilotes que luego funcionarían como columnas), mientras que la rigidez horizontal del conjunto estará provista por las losas de planta baja y subsuelos ejecutadas perimetralmente, trabajando como diafragmas rígidos.

Una vez alcanzado el fondo de la excavación, se ejecutan los tabiques perimetrales definitivos de hormigón armado en toda la profundidad.

Sus principales ventajas son:

- Acelerar significativamente los tiempos de obra, puesto que se eliminan todas las bermas, excavaciones en tronera y hormigonado de paños de tabique en ambientes reducidos.
- Eliminar juntas y empalmes de barras de armadura innecesarios.
- Mejorar la estanqueidad del muro y reducir la necesidad de inyecciones de reparación.

En la Figura 4-7 se presenta una vista de una excavación en proceso, mediante sistema *top-down* (El-Har).



Figura 4-7. Vista de una excavación ejecutada con sistema *top-down* (El-Har).

## 4.2.3 Estructuras que toman las cargas horizontales

### 4.2.3.1 Puntales

Los puntales son elementos lineales que funcionan a compresión y transmiten la carga horizontal del empuje de tierras a la pared opuesta de la excavación, a una pared lateral o al fondo de la excavación. En la Figura 4-8 se observa una vista de una excavación con puntales metálicos (RMD Kwikform).



**Figura 4-8. Ejemplo de una excavación sostenida con puntales metálicos (RMD Kwikform).**

### 4.2.3.2 Anclajes

Los anclajes son elementos estructurales embebidos en el suelo que trabajan a tracción. La transmisión de la carga se realiza por fricción en la interfaz suelo – estructura. Típicamente están constituidos en acero (en forma de barra o cable, aunque también se utilizan perfiles y placas) recubierto de lechada cementicia. En la Figura 4-9 se puede apreciar una vista de una excavación sostenida por anclajes (Laría 2014).

## 4.3 Determinación del empuje de diseño en excavaciones verticales

El empuje de diseño de las excavaciones verticales es la fuerza total, por unidad de longitud de muro, que debe ejercerse contra la pared de la excavación para asegurar su estabilidad y controlar sus deformaciones. La distribución de tensiones horizontales (tanto en forma como en magnitud) depende del modo de deformación del suelo y consecuentemente del proceso constructivo elegido.

En los párrafos que siguen se presentan los elementos básicos que la mecánica de suelos ofrece para la determinación de estos empujes.

### 4.3.1 Método de Coulomb

El método de Coulomb se basa en el Teorema del Límite Superior, el cual enuncia que dado un conjunto de cargas externas actuantes, si puede encontrarse un mecanismo tal que el trabajo ejercido por las fuerzas actuantes sea igual a la energía disipada por la deformación del sistema, entonces ese conjunto de fuerzas representa un límite superior de aquellas que causarán la falla.

La aplicación de este método al problema de las excavaciones verticales se indica en la Figura 4-10. Se propone una cuña potencial de deslizamiento limitada por una eventual grieta de tracción superficial y se determina el valor del empuje  $E$  que la equilibra. La geometría de la cuña se modifica hasta encontrar la geometría más desfavorable que determinará el máximo valor del empuje.

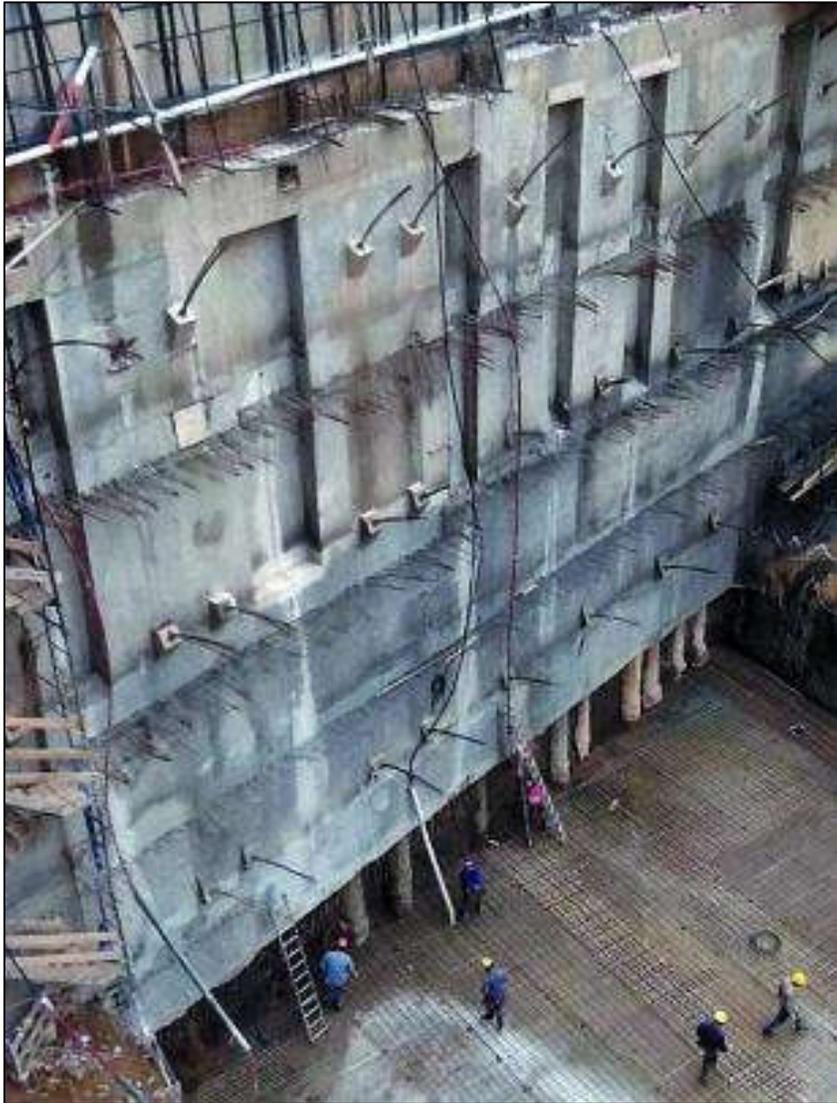


Figura 4-9. Ejemplo de una excavación sostenida con anclajes (Larí 2014).

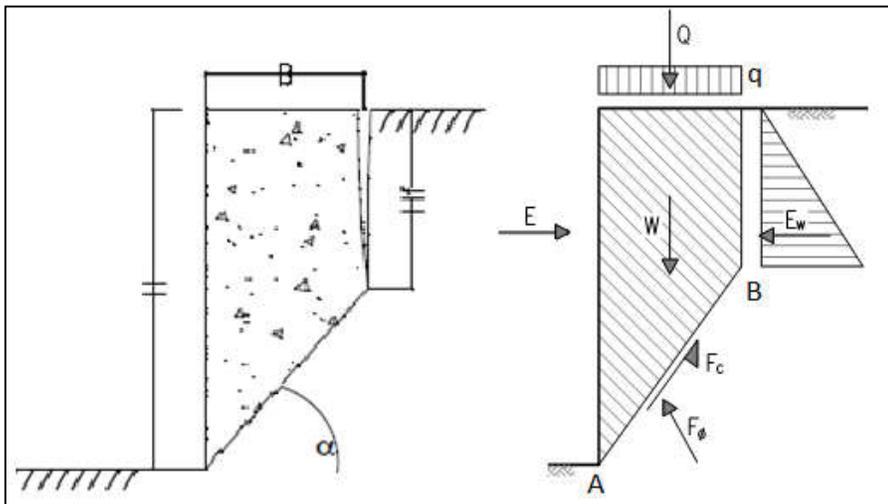


Figura 4-10. Esquema de falla y de cuerpo libre para una cuña de deslizamiento de suelo agrietado.

Donde:

$H$  es la altura libre de excavación.

$B$  es el ancho de la cuña hipotética de falla afectado por movilización del terreno.

$H_f$  es la altura hipotética de la grieta de tracción.

$\alpha$  es el ángulo de inclinación de la superficie potencial de deslizamiento de la cuña hipotética de falla.

$E$  es el empuje de diseño, según la (Ecuación 4-1).

$$E = E_w + F_{\phi x} - F_{cx} \quad (\text{Ecuación 4-1})$$

$E_w$  es el empuje del agua actuando en la grieta, según la (Ecuación 4-2).

$$E_w = \gamma_w \cdot H_f \cdot \frac{H_f}{2} \quad (\text{Ecuación 4-2})$$

$Q$  es la fuerza debido a la sobrecarga de diseño, actuando en el ancho  $B$  de la cuña hipotética de falla (estructuras linderas), según la (Ecuación 4-3).

$$Q = q \cdot B \quad (\text{Ecuación 4-3})$$

$W$  es el peso de la cuña, según la (Ecuación 4-4).

$$W = \gamma \cdot Area_{cuña} \quad (\text{Ecuación 4-4})$$

$F_c$  es la fuerza suministrada por la cohesión del terreno sobre plano de potencial deslizamiento, según la (Ecuación 4-5). Esta fuerza es paralela al plano potencial de deslizamiento.

$$F_c = c \cdot \overline{AB} \quad (\text{Ecuación 4-5})$$

$F_\phi$  es la fuerza suministrada por la fricción del terreno sobre el plano de potencial deslizamiento, según la (Ecuación 4-6). Esta fuerza tiene una inclinación de  $\phi$  respecto a la normal al plano potencial de deslizamiento.

$$F_\phi = \frac{W + Q - F_{cy}}{\cos(\alpha - \phi)} \quad (\text{Ecuación 4-6})$$

En el caso de que la entibación consistiese de anclajes inclinados, hay que tener en cuenta la componente vertical del anclaje ya que afecta la fuerza  $F_\phi$  y por consiguiente el empuje resultante. En este caso, el empuje resultante, coincidente con la dirección del anclaje, se puede calcular mediante la (Ecuación 4-7):

$$E^* = \frac{E}{\cos(\beta) - \tan(\alpha - \phi) \sen(\beta)} \quad (\text{Ecuación 4-7})$$

Donde  $\beta$  es la inclinación del anclaje.

#### 4.3.1.1 Ejemplo de aplicación del método de Coulomb para una excavación vertical sin anclajes

Como ejemplo se supone una excavación de 9.0m de profundidad con una sobrecarga en superficie  $q=10\text{kPa}$ . En la Figura 4-11 se presenta una planilla con los resultados de ensayos realizados en campo y laboratorio. Los valores N-SPT graficados están corregidos por el diámetro del sacamuestras y corresponden a una energía del 90% ( $N_{90}$ ).

Nivel freático: 13.40 metros		Ø <sub>ext.</sub> sacamuestras: 64 mm		<b>SONDEO I</b>				Comitente:				Informe N°								
Perforación: Semimanual con disparador y reenvío de agua								Obra:				Operador:								
Resultado del ensayo corregido a sacamuestras de 51mm																				
PROF m	DESCRIPCION	USCS	Ensayo penetración						N - SPT				L. Atterberg				Tamices			
			0 15	15 30	30 45	Carr. cm	Rec. %	ω <sub>nat</sub> ---	LL %	LP %	IP %	0 20	20 40	40 60	#40 %	#200 %	γ kN/m³			
0,0	N.T.N.																			
0,5																				
1,0	castaño mediano con restos de escombros	CL	5	4	5	45	56	7	33,7	49	24	25						>90	18,2	
2,0	castaño mediano con vetitas negras	ML	8	8	8	45	67	13	26,8	33	24	9							>90	
3,0	parcialmente cementado		7	7	9	45		13	24,8	33	27	6							>90	18,9
4,0	castaño claro con nódulos calcáreos	MH	7	8	6	45	67	11	33,7	42	26	16							>90	
5,0	castaño mediano parcialmente cementado		7	9	9	45	71	14	36,9	51	31	20							>90	
6,0		ML	22	20	21	45	67	33	31,8	49	30	19							>90	
7,0	castaño mediano con vetitas negras		18	22	27	45	71	39	34,0	44	39	5							>90	18,0
8,0	cementado		18	16	20	45	71	29	34,0	45	38	7							>90	
9,0			22	25	30	45	67	44	21,7	36	33	3							>90	
10,0		ML	13	50		20	80	60	27,3	44	38	6							>90	
11,0			35	50		30	83	60	29,2	44	39	5							>90	18,7
12,0			50			10	50	60	25,4	29	26	3							>90	
13,0	castaño mediano con vetitas negras		32	50		28	71	60	28,6	31	30	1							>90	
14,0	cementado		22	25	27	45	67	41	27,7	30	28	2							>90	19,5
15,0			18	16	19	45	73	28	29,9	30	27	3							>90	
16,0			15	17	17	45	67	27	33,3	32	31	1							>90	18,8
	Fin del ensayo																			

**Figura 4-11. Planilla de campo y laboratorio para un suelo típico del centro de la Ciudad de Buenos Aires.**

A partir de los resultados anteriores, se adoptan las siguientes características para el suelo del ejemplo en toda la profundidad de excavación:  $\gamma=18.0 \text{ kN/m}^3$ ,  $c=10 \text{ kPa}$  y  $\phi=30^\circ$ . Se propone una geometría de falla con  $B=2.0 \text{ m}$ ,  $H_f=4.5 \text{ m}$  y  $\alpha=66.0^\circ$ .

Si se considera la fisura de tracción llena de agua, de la (Ecuación 4-2) surge que:

$$E_w = \gamma_w \cdot H_f \cdot \frac{H_f}{2} = 10.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 4.5\text{m} \cdot \frac{4.5\text{m}}{2} = 101.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{Ecuación 4-8})$$

La fuerza Q debido a la sobrecarga q, según la (Ecuación 4-3) es igual a:

$$Q = q \cdot B = 10\text{kPa} \cdot 2.0\text{m} = 20.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{Ecuación 4-9})$$

El peso de la cuña según la (Ecuación 4-4), es igual a:

$$W = \gamma \cdot Area_{cuña} = 18.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \left(2.0\text{m} \cdot \frac{9.0\text{m} + 4.5\text{m}}{2}\right) = 243.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{Ecuación 4-10})$$

La fuerza de cohesión paralela al plano de potencial deslizamiento, según la (Ecuación 4-5), es igual a:

$$F_c = c \cdot \overline{AB} = 10\text{kPa} \cdot \frac{2.0\text{m}}{\cos(66.0^\circ)} = 49.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{Ecuación 4-11})$$

$$F_{cx} = F_c \cdot \cos(\alpha) = 49.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \cos(66.0^\circ) = 20.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{Ecuación 4-12})$$

$$F_{cy} = F_c \cdot \sin(\alpha) = 49.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \sin(66.0^\circ) = 45.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{Ecuación 4-13})$$

La fuerza de fricción del terreno sobre el plano de potencial deslizamiento según la (Ecuación 4-6) es igual a:

$$F_{\phi} = \frac{W + Q - F_{cy}}{\cos(\alpha - \phi)} = \frac{243.0 \frac{kN}{m} + 20.0 \frac{kN}{m} - 45.0 \frac{kN}{m}}{\cos(66.0^{\circ} - 30.0^{\circ})} = 269.6 \frac{kN}{m} \quad (\text{Ecuación 4-14})$$

$$\begin{aligned} F_{\phi x} &= F_{\phi} \cdot \text{sen}(\alpha - \phi) = 269.6 \frac{kN}{m} \cdot \text{sen}(66.0^{\circ} - 30.0^{\circ}) = \\ &= 158.6 \frac{kN}{m} \end{aligned} \quad (\text{Ecuación 4-15})$$

Por último, sumando las fuerzas horizontales según la (Ecuación 4-2), se obtiene:

$$\begin{aligned} E &= E_w + F_{\phi x} - F_{cx} = 101.3 \frac{kN}{m} + 158.6 \frac{kN}{m} - 20.0 \frac{kN}{m} = \\ &= 239.9 \frac{kN}{m} \end{aligned} \quad (\text{Ecuación 4-16})$$

Se propone una nueva geometría de falla, en esta ocasión con  $B=3.0$  m,  $H=4.5$  m y  $\alpha=56.3^{\circ}$ . Si se repite el procedimiento empleando las (Ecuación 4-8) a (Ecuación 4-16), el empuje obtenido es  $E = 244.1$  kN/m.

Se propone una nueva geometría de falla, en esta ocasión con  $B=2.6$  m,  $H=4.5$  m y  $\alpha=60.0^{\circ}$ . Si se repite el procedimiento empleando las (Ecuación 4-8) a (Ecuación 4-16), el empuje obtenido es  $E = 246.5$  kN/m. Este valor del empuje es el máximo posible dadas las condiciones del problema.

#### 4.3.1.2 Ejemplo de aplicación del método de Coulomb para una excavación vertical con anclajes

Se resuelve la misma excavación propuesta anteriormente, sostenida por anclajes con una inclinación  $\beta=15^{\circ}$  subhorizontales.

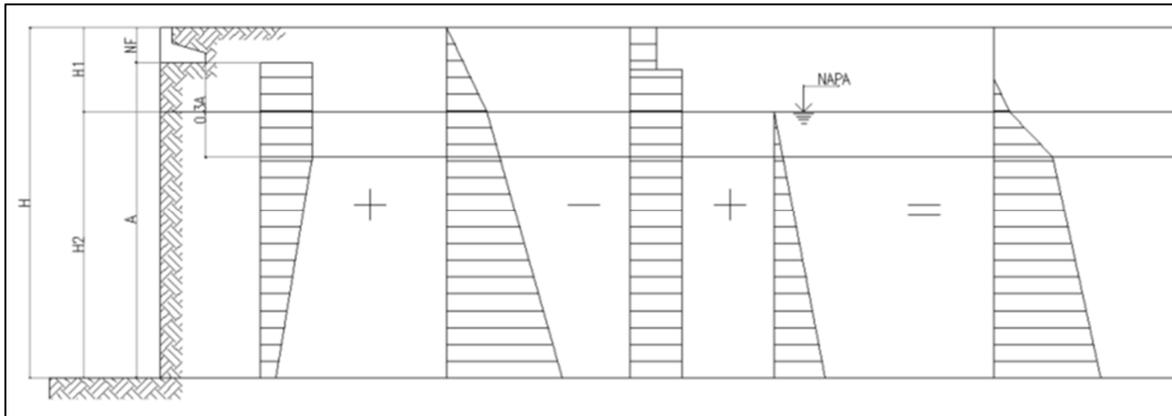
Se propone una geometría de falla con  $B=2.6$  m,  $H=4.5$  m y  $\alpha=60.0^{\circ}$ . De acuerdo a la (Ecuación 4-7):

$$\begin{aligned} E^* &= \frac{E}{\cos(\beta) - \tan(\alpha - \phi) \text{sen}(\beta)} = \\ &= \frac{246.5 \frac{kN}{m}}{\cos(15^{\circ}) - \tan(60^{\circ} - 30^{\circ}) * \text{sen}(15^{\circ})} = \\ &= 301.9 \frac{kN}{m} \end{aligned} \quad (\text{Ecuación 4-17})$$

#### 4.3.2 Método de Rankine

Se aplica la Teoría de Rankine basada en el Teorema del Límite Inferior, el cual enuncia que dado un conjunto de cargas externas actuantes, si puede encontrarse un campo tensional en equilibrio con esas fuerzas y que no viole el criterio de falla del material, el conjunto de cargas representa un límite inferior de aquellas cargas que causarían la falla.

El método consiste en calcular los diagramas de presiones verticales, multiplicarlos por los coeficientes de presión lateral e integrarlos en altura (Figura 4-12). Cabe destacar que este procedimiento permite calcular el empuje – esto es, la resultante de los diagramas – pero no su distribución en altura.



**Figura 4-12. Descomposición del empuje horizontal actuante en una excavación, según el Método de Rankine.**

De izquierda a derecha los empujes son:

- Empuje de fundaciones linderas / sobrecargas: De forma trapezoidal, se mantiene constante con un valor  $q/A$  (donde  $q$  es el valor de la carga lineal adoptada y  $A$  es la distancia entre el nivel de fundación y el fondo de la excavación), desde el nivel de fundación  $NF$  hasta una profundidad del  $0.3 A$  medida desde el nivel de fundación, para luego descender linealmente hasta un 15% del valor inicial de la carga. En aquellos casos en que no hubiera estructuras linderas, se recomienda considerar una sobrecarga constante en toda la profundidad de 3 kPa.
- Empuje activo: Se supone una rotación libre del muro respecto a su base. Este modo de deformación genera un diagrama lineal de empuje, con un quiebre al nivel de la napa freática, si hubiere. Este quiebre modifica la pendiente del diagrama que pasa de ser el peso unitario del suelo por el coeficiente de empuje activo, a ser el peso unitario efectivo por el coeficiente de empuje activo. El coeficiente de empuje activo propuesto por Rankine responde a las (Ecuación 4-18) y (Ecuación 4-19).

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad \text{(Ecuación 4-18)}$$

$$K_P = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad \text{(Ecuación 4-19)}$$

- Cohesión: La contribución de la cohesión a la presión resultante surge de un análisis de las tensiones principales en un Diagrama de Mohr-Coulomb (Bell 1915). De esta forma, se obtiene un valor  $q_c$  según la (Ecuación 4-20) que es constante para toda la profundidad.

$$q_c = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_A} \quad \text{(Ecuación 4-20)}$$

El diagrama puede tener quiebres en correspondencia a los cambios en el valor de la cohesión del terreno, si los hubiere.

- Empuje del agua freática: El diagrama de empuje del agua es triangular y con una pendiente igual al peso específico del agua  $\gamma_w$  (10 kN/m<sup>3</sup>), actuante desde la posición más alta del nivel freático hasta el fondo de la excavación.

Una vez calculados los diagramas se deben sumar los primeros dos términos (empuje activo de suelos y sobrecarga de fundaciones vecinas), y restar el empuje de cohesión. Cuando el resultado sea negativo, se debe adoptar una presión 0kPa en ese punto. A este diagrama resultante se le suma el empuje del agua. El cálculo debe hacerse en este orden ya que no puede admitirse que la cohesión equilibre el empuje del agua.

La FHWA no recomienda el empleo de diagramas triangulares para excavaciones en suelos competentes ya que estos no tienen en cuenta el proceso constructivo típico de excavaciones ancladas y sobreestiman

las presiones en el pie de la excavación mientras que las subestiman en la zona superior (FHWA 1999). Es por esto que recomienda el empleo de diagramas trapezoidales.

### 4.3.3 Método propuesto por la FHWA (diagramas trapezoidales para arcillas duras fisuradas)

Estos diagramas tienen en cuenta el proceso constructivo desarrollado en excavaciones apuntaladas o ancladas, en las que la distribución de tensiones se va modificando a medida que avanza la excavación y se van activando los distintos niveles de anclajes. Su uso se limita al diseño de sostenimientos temporarios. En la Figura 4-13 se presentan los diagramas de tensiones para una única línea y para múltiples niveles de anclajes.

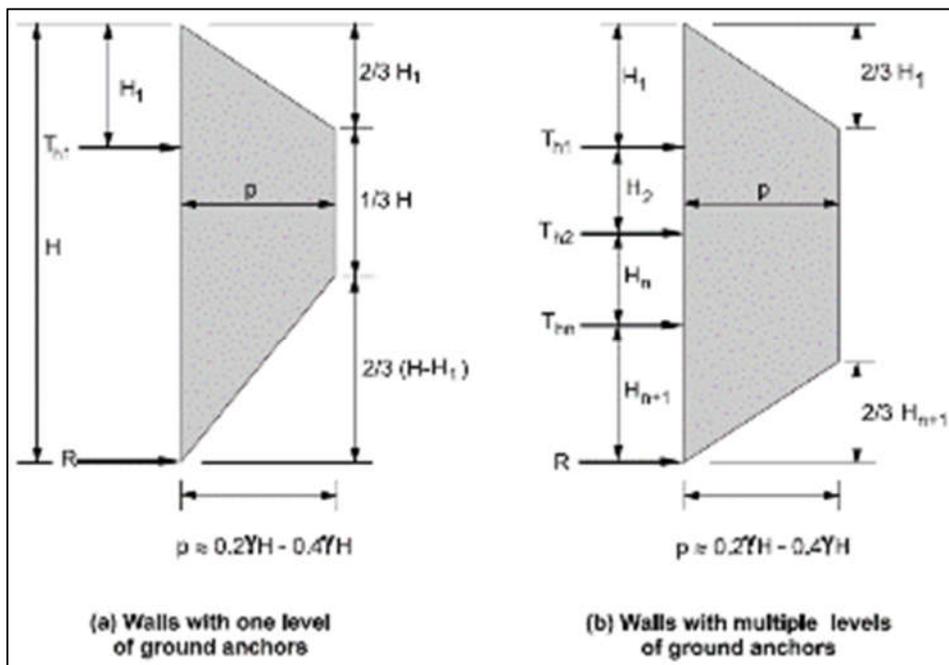


Figura 4-13. Diagramas de presiones en una excavación vertical sostenida con anclajes, en suelos formados por limos y arcillas duros fisurados (FHWA 1999). a) una única línea de anclajes. b) múltiples líneas de anclajes.

Donde:

$H$  es la altura libre de excavación.

$H_1$  es la distancia desde la superficie hasta la primera línea de anclajes.

$H_{n+1}$  es la distancia desde la base de la excavación hasta la última línea de anclajes.

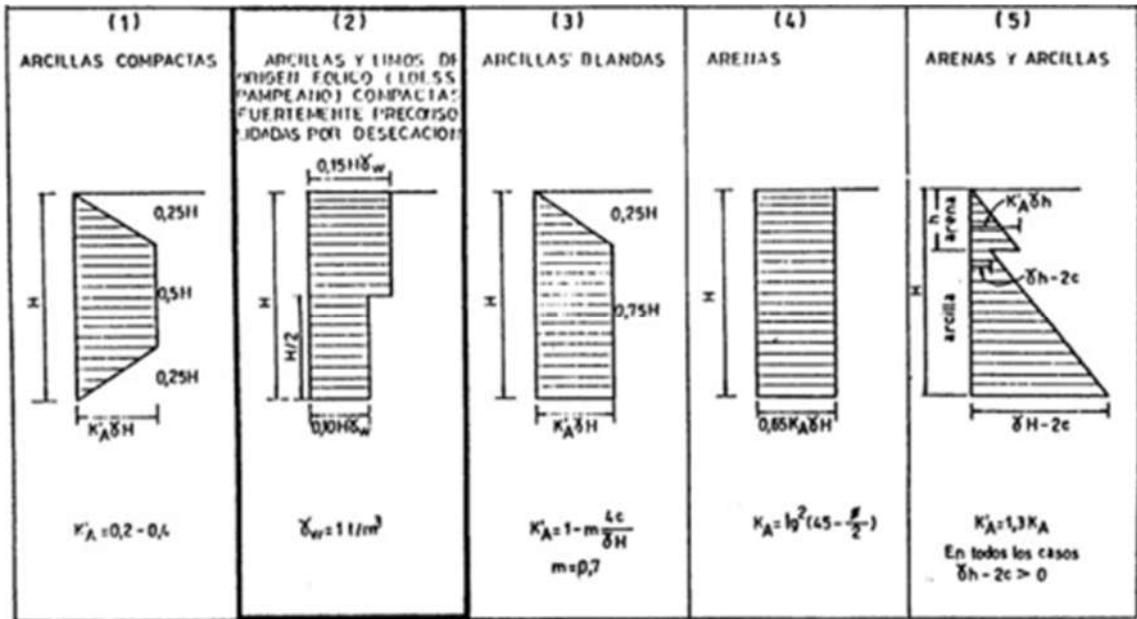
$T_{hi}$  es la carga horizontal de la línea de anclajes  $i$ .

$R$  es la fuerza de reacción que resiste la base de la excavación.

$p$  es la presión máxima del diagrama.

### 4.3.4 Diagramas del Código de Edificación

El Código de Edificación propone algunos métodos para el cálculo del empuje mínimo según la estratigrafía del terreno y el estado considerado (temporario o definitivo). En la Figura 4-14 se presentan los diagramas propuestos por el Código, vigentes en la actualidad.



**Figura 4-14. Diagramas mínimos reglamentarios para empuje de suelos, Código de la Edificación de la Ciudad de Buenos Aires.**

Donde:

- $H$  es la altura total del corte vertical.
- $K_A$  es el coeficiente de empuje activo de Rankine.
- $K'_A$  es el coeficiente de empuje activo de Rankine multiplicado por 1.3.
- $\gamma_w$  es el peso específico del agua.
- $\gamma$  es el peso unitario húmedo del suelo.
- $m$  es el exponente de Jambu.
- $c$  es la cohesión efectiva.

Los diagramas (1) al (4) corresponden a diagramas de empuje mínimo para el diseño de sostenimientos temporarios, según la estratigrafía del terreno. El diagrama (5) corresponde a un estado definitivo.

El diagrama (1) es el que surge del método propuesto por la FHWA.

El diagrama (2) para suelos loésicos, como son los del Centro de la Ciudad de Buenos Aires, fue propuesto por los Ing. Moretto y Núñez en 1973. El mismo surge de considerar el empuje que produciría un líquido cuyo peso unitario fuera igual a la cuarta parte del correspondiente al agua, distribuido 60% en la mitad superior y 40% en la inferior (Núñez 1973), y es numéricamente coincidente con el empuje del.

Cabe resaltar que para excavaciones con una profundidad del orden de la altura máxima  $H_{max}$ , el valor resultante del empuje utilizando el diagrama (2) puede llegar a ser hasta un 50% menor que el real. La altura máxima es aquella altura teórica tal que el suelo se autosostiene y no requiere apuntalamiento. Su expresión se indica en la (Ecuación 4-21).

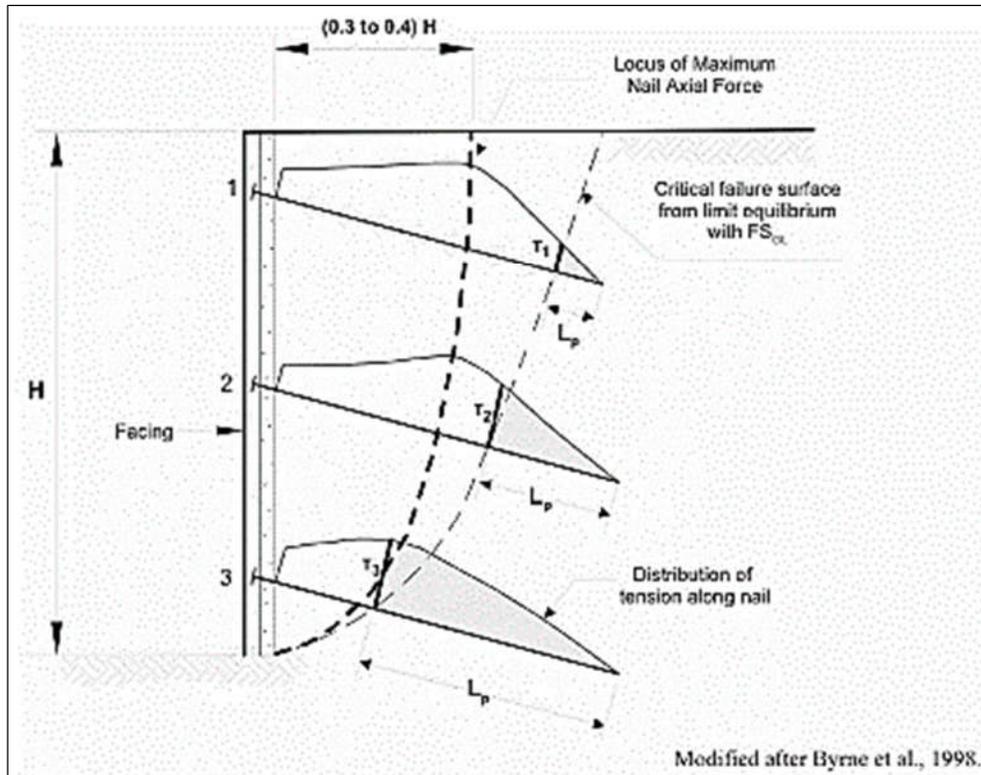
$$H_{max} = \frac{8c'}{3\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \quad \text{(Ecuación 4-21)}$$

Estos diagramas no tienen en cuenta el efecto de sobrecargas (siendo el empuje del agua que llena las grietas la más importante generalmente), que deben ser consideradas por separado en todos los casos.

Al ser diagramas de empuje mínimo, es importante destacar que su uso debe limitarse a envolventes de diagramas calculados por otro método (por ejemplo los propuestos anteriormente).

#### 4.4 Funcionamiento del sostenimiento con anclajes pasivos

En la Figura 4-15 (FHWA 1999) se ilustra esquemáticamente el mecanismo de transferencia de carga entre anclajes pasivos, el terreno y el revestimiento. Se aprecia que la carga máxima en el anclaje coincide con la posición de la línea de potencial deslizamiento de la cuña de falla, y que la carga que llega hasta el frente de excavación es considerablemente menor que la carga máxima (FHWA 1999).



**Figura 4-15. Mecanismo de transferencia de carga de un anclaje (FHWA 1999).**

La capacidad geotécnica  $T$  de cada anclaje se calcula mediante la (Ecuación 4-22).

$$T = q_s \cdot L_p \quad \text{(Ecuación 4-22)}$$

Donde:

$q_s$  es la fricción admisible.

$L_p$  es la longitud fija, la parte del anclaje que queda por fuera de la cuña de falla.

##### 4.4.1 Cálculo de la longitud libre

Deberá ser tal que asegure que la longitud fija  $L_p$  quede por fuera de la cuña de potencial deslizamiento y completamente embebida en el estrato competente considerado en su diseño.

##### 4.4.2 Cálculo de la longitud fija

Deberá ser tal que asegure las siguientes condiciones:

- Que no haya riesgo de deslizamientos relativos entre el anclaje y el suelo que lo rodea. Este punto deberá ser confirmado por el contratista en base a su experiencia o en base a ensayos in situ.

- Que sea suficiente para transferir al suelo las tensiones generadas.

#### 4.4.2.1 Anclajes de gravedad (sin inyección)

Para la estimación de la capacidad geotécnica última por unidad de longitud del anclaje  $q_u$  se recomienda el empleo de la Tabla 6 de la Circular N°4 de la FHWA, presentada a continuación (Tabla 4-1):

**Tabla 4-1. Capacidad geotécnica última por unidad de longitud del anclaje  $q_u$  según estratigrafía (FHWA 1999).**

Tipo de suelo	Densidad relativa / Consistencia (rango SPT)	Capacidad de transferencia última por unidad de longitud (kN/m)
Arena y grava	Suelta (4 – 10)	145
	Medianamente densa (11 – 30)	220
	Densa (31 – 50)	290
Arena	Suelta (4 – 10)	100
	Medianamente densa (11 – 30)	145
	Densa (31 – 50)	190
Arena y limo	Suelta (4 – 10)	70
	Medianamente densa (11 – 30)	100
	Densa (31 – 50)	130
Mezcla de limo y arcilla con baja plasticidad, o arena fina	Rígida (10 – 20)	30
	Dura (21 – 40)	60

Donde *SPT* es el número de golpes del ensayo SPT corregido por tapada y una energía del 60% ( $(N_1)_{60}$ ).

Los suelos del centro de la Ciudad de Buenos Aires corresponden a la última categoría de la tabla (suelos conformados por limos y arcillas poco plásticos, de consistencia compacta a dura).

#### 4.4.2.2 Anclajes con inyección IGU e IRS

##### Método de Bustamante

El método propuesto por Bustamante se basa en una batería de ensayos realizados sobre anclajes ejecutados en obra, con longitudes fijas entre 3.0 y 18.0 m (media de 8.0 m) y diámetros de perforación entre 89 y 242mm.

La capacidad admisible  $q_s$  por unidad de longitud se calcula mediante la siguiente expresión (Ecuación 4-23):

$$q_s = \frac{\pi \cdot (\alpha \cdot d) \cdot q_u}{FS} \quad \text{(Ecuación 4-23)}$$

Donde:

$\alpha$  es el factor de mayoración del diámetro de perforación según la inyección y el tipo de suelo.

$d$  es el diámetro de la perforación.

$q_u$  es el valor de fricción última obtenida en los ábacos propuestos por Bustamante.

$FS$  es el coeficiente de seguridad geotécnico adoptado (2.0 siendo un valor aceptable).

El coeficiente  $\alpha$  surge de la Tabla 1 de la Recomendación Francesa FR-TA95 para la construcción, protección, pruebas y diseño de anclajes activos, expuesta a continuación (Tabla 4-2):

Tabla 4-2. Valores del coeficiente  $\alpha$  para el cálculo del diámetro de bulbo (FR-TA95).

Tipo de suelo	Coeficiente $\alpha$		Condiciones de aplicación	
	IRS ( $p_i > p_l$ )	IGU ( $p_i < p_l$ )	$V_i$	a/c
<b>Grava</b>	1.8	1.3 – 1.4	1.5 $V_s$	0.40 – 0.57
<b>Grava arenosa</b>	1.6 – 1.8	1.2 – 1.4		
<b>Arena gravosa</b>	1.5 – 1.6	1.2 – 1.3		
<b>Arena gruesa</b>	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2		
<b>Arena media</b>				
<b>Arena fina</b>				
<b>Arena limosa</b>				
<b>Limo</b>	1.4 – 1.6	1.1 – 1.2	2.0 $V_s$ (IRS) / 1.5 $V_s$ (IGU)	0.40 – 0.57
<b>Arcilla</b>	1.8 – 2.0	1.2	2.5 – 3.0 $V_s$ (IRS) / 1.5 – 2.0 $V_s$ (IGU)	
<b>Marga</b>	1.8	1.1 – 1.2	1.5 – 2.0 $V_s$ para capa compacta	0.40 – 0.57
<b>Margo-calcrea</b>			2.0 – 6.0 $V_s$ para capa fracturada	
<b>Tiza alterada o fragmentada</b>			1.1 – 1.5 $V_s$ para capa finamente fisurada	
<b>Roca alterada o fragmentada</b>	1.2	1.1	2.0 $V_s$ para capa fracturada	0.40 – 0.57

Donde:

$p_i$  es la presión de inyección en la cabeza del anclaje.

$p_l$  es la presión límite obtenida en un ensayo Menard.

$V_i$  es el volumen de lechada necesario.

$V_s$  es el volumen del bulbo excavado.

Para suelos de la Fm. Pampeano se recomienda adoptar  $\alpha_{IGU}=1.10$  y  $\alpha_{IRS}=1.40$ . El valor  $\alpha$  adoptado deberá corresponderse con los volúmenes de lechada adecuados (1.5  $V_s$  y 2.0  $V_s$  respectivamente), con una relación a/c de 0.40 (con empleo de aditivos fluidificantes) a 0.57.

La determinación de la fricción última  $q_u$  entre el suelo y el bulbo se obtiene del ábaco A3.04 de la Norma FR-TA95. A continuación se presenta el ábaco correspondiente a suelos limo – arcillosos (Figura 4-16):

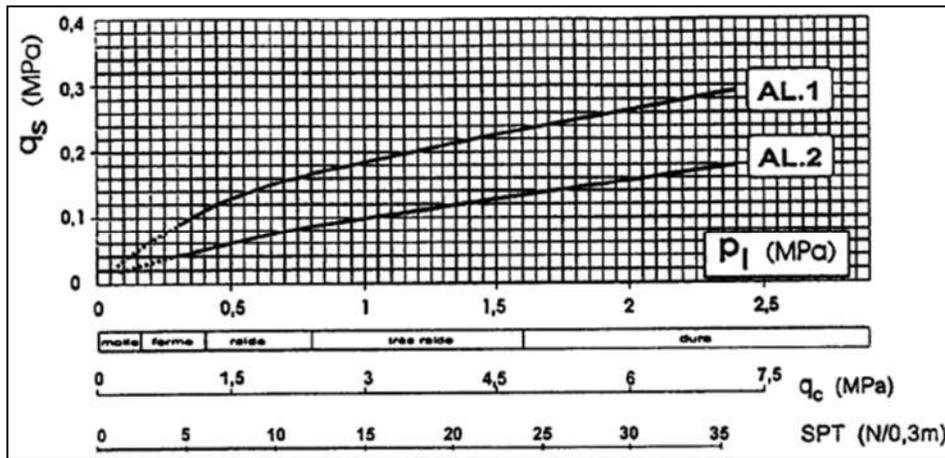


Figura 4-16. Ábaco de Bustamante para la fricción última entre bulbo y suelo en suelos limo – arcillosos (FR-TA95).

Donde

AL.1 corresponde a un anclaje con inyección IRS.

AL.2 corresponde a un anclaje con inyección IGU.

$q_s$  es la fricción última entre el bulbo y el suelo ( $q_u$  en la (Ecuación 4-23).

SPT es el número de golpes del ensayo SPT corregido por tapada y una energía del 70% ( $(N_1)_{70}$ ).

Como se dijera en el Capítulo 2, los suelos fuertemente cementados de la Fm. Pampeano Medio (comúnmente denominados “toscas”) tienen un comportamiento similar al de una roca débil, por lo que correspondería el empleo del ábaco para margas, margo-calcares y tiza alterada, expuesto a continuación en la Figura 4-17.

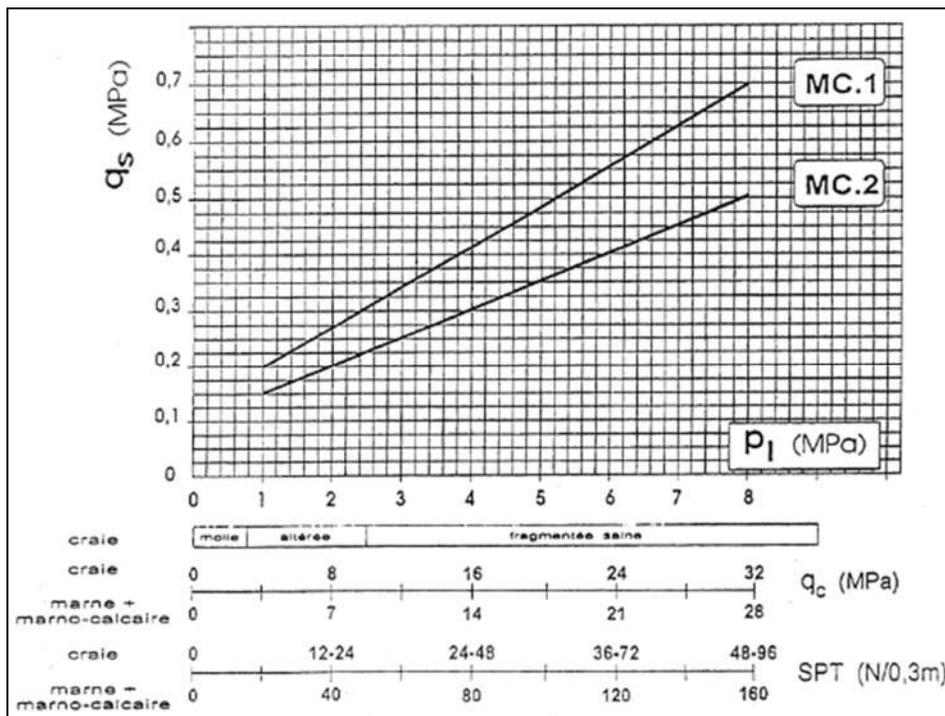


Figura 4-17. Ábaco de Bustamante para la fricción última entre bulbo y suelo en toscas (FR-TA95)

Donde

MC.1 corresponde a un anclaje con inyección IRS.

MC.2 anclaje con inyección IGU.

Marne + marno-calcaire marga y margo-calcárea, rocas similares a la tosca pampeana.

Cabe destacar que la resistencia de un anclaje se ve afectada por numerosos factores que exceden el alcance del ingeniero estructuralista (por ejemplo la instalación), por lo que los resultados obtenidos utilizando estos métodos deberán ser siempre verificados con ensayos in situ.

#### 4.4.2.3 Ejemplo de aplicación del método de Bustamante para una excavación vertical con anclajes

Se procederá a equilibrar el empuje obtenido en el ejemplo anterior con anclajes pasivos, para lo cual se recurrirá al método de Bustamante.

Para poder utilizar los ábacos se deberá convertir los valores  $N_{SPT}$  del ensayo de campo (realizado con una eficiencia del 90% de la energía,  $(N_{90})$  a valores con 70% de energía y corregidos por tapada  $((N_1)_{70})$ , según la (Ecuación 4-24).

$$(N_1)_{70} = (N_{90}) * \frac{7}{9} * C_N \quad \text{(Ecuación 4-24)}$$

Donde  $C_N$  es la raíz de la tensión efectiva vertical dividida por la presión atmosférica, con un máximo de 1.60.

En la Tabla 4-3 se presentan los resultados del ensayo SPT del ejemplo, corregidos por energía y tapada para poder ingresar al ábaco de Bustamante, así como los valores  $q_u$  obtenidos para cada tipo de inyección (IGU e IRS).

**Tabla 4-3. Valores de  $((N_1)_{70})$  y  $q_u$  según el sondeo utilizado en el ejemplo.**

Prof. (m)	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0
$N_{90}$	7	13	13	11	14	33	39	29	44
$(N_1)_{70}$	15	26	26	19	21	44	48	33	47
<b>Promedio</b>	21					43			
$q_{u,IGU}$ (kPa)	125					175			
$q_{u,IRS}$ (kPa)	225					300			

Si se aplica la (Ecuación 4-23), considerándose un diámetro de anclaje  $d=200\text{mm}$ , factores de mayoración  $\alpha_{IGU}=1.10$  y  $\alpha_{IRS}=1.40$  y un factor de seguridad  $FS=2.0$ , se obtiene:

$$q_s = \frac{\pi \cdot (\alpha \cdot d) \cdot q_u}{FS} = \frac{\pi \cdot (1.1 \cdot 0.2\text{m}) \cdot 125\text{kPa}}{2.0} = 43.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{(Ecuación 4-25)}$$

$$q_s = \frac{\pi \cdot (\alpha \cdot d) \cdot q_u}{FS} = \frac{\pi \cdot (1.1 \cdot 0.2\text{m}) \cdot 175\text{kPa}}{2.0} = 60.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{(Ecuación 4-26)}$$

$$q_s = \frac{\pi \cdot (\alpha \cdot d) \cdot q_u}{FS} = \frac{\pi \cdot (1.4 \cdot 0.2\text{m}) \cdot 225\text{kPa}}{2.0} = 99.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{(Ecuación 4-27)}$$

$$q_s = \frac{\pi \cdot (\alpha \cdot d) \cdot q_u}{FS} = \frac{\pi \cdot (1.4 \cdot 0.2\text{m}) \cdot 300\text{kPa}}{2.0} = 131.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{(Ecuación 4-28)}$$

Donde  $q_s$  es la capacidad admisible del anclaje por metro lineal. Las (Ecuación 4-25 y (Ecuación 4-26 corresponden a inyecciones IGU para los distintos estratos detectados, mientras que las (Ecuación 4-27 y (Ecuación 4-28 corresponden a inyecciones del tipo IRS.

Para equilibrar el empuje obtenido en la (Ecuación 4-17 ( $E^* = 301.9 \text{ kN/m}$ ), se proponen tres líneas de anclajes pasivos con inyección IGU, con una distribución descrita en la Tabla 4-4. En la Tabla 4-5 se propone la utilización de dos líneas de anclajes IRS.

**Tabla 4-4. Cuadro resumen del sistema de anclajes propuesto para equilibrar el empuje mediante anclajes IGU.**

Inyección	Cota (m)	Sep. (m)	$\beta$ (°)	$L_{fija}$ (m)	$q_s$ (kN/m)	T (kN)	T / Sep. (kN/m)	Distrib. Carga [%]
IGU	-2,0	2,00	15	6,0	43,2	259,2	129,6	39%
	-4,0			5,0	43,2	216,0	108,0	33%
	-6,0			3,0	60,5	181,4	90,7	28%
$\Sigma T / \text{Sep. (kN/m)}$							328,3	

**Tabla 4-5. Cuadro resumen del sistema de anclajes propuesto para equilibrar el empuje mediante anclajes IRS.**

Inyección	Cota (m)	Sep. (m)	$\beta$ (°)	$L_{fija}$ (m)	$q_s^{(6)}$ (kN/m)	T (kN)	T / Sep. (kN/m)	Distrib. Carga [%]
IRS	-2,0	2,00	15	4,0	99,0	395,8	197,9	60%
	-5,0			2,0	131,9	263,9	131,9	40%
$\Sigma T / \text{Sep. (kN/m)}$							329,9	

Donde

$Sep$  corresponde a la separación horizontal entre anclajes.

$\beta$  ángulo subhorizontal del anclaje.

$L_{fija}$  longitud fija adoptada.

$q_s$  fricción admisible en el bulbo por metro de longitud.

$T$  capacidad geotécnica del anclaje.

En ambos casos, la longitud libre deberá asegurar que el bulbo se encuentre fuera de la zona de falla propuesta, es decir ser mayor que:

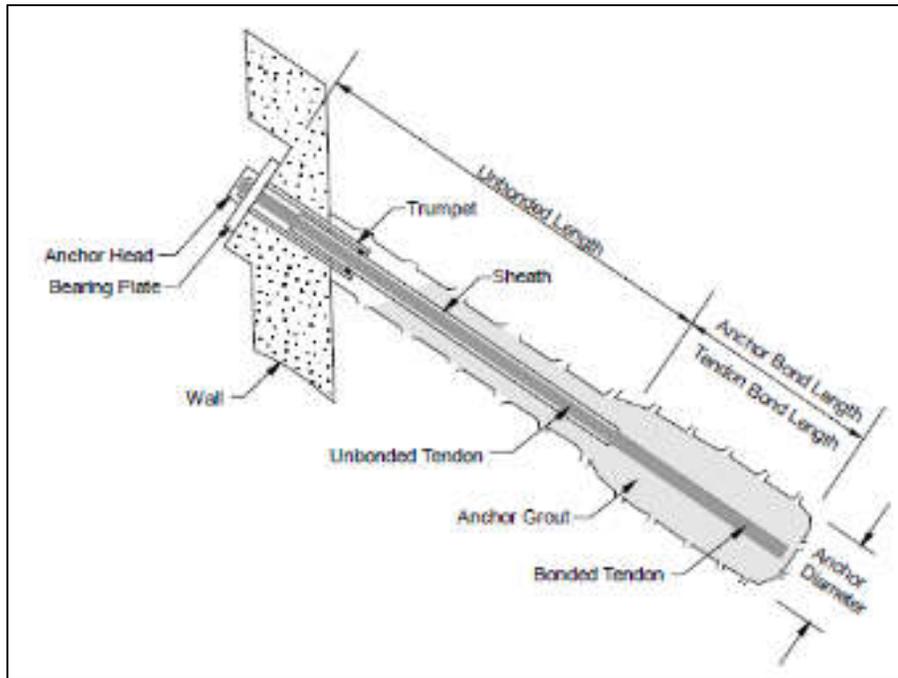
$$L_{libre} > \frac{B}{\cos(\beta)} > \frac{2.6m}{\cos(15^\circ)} > 2.7m \quad (\text{Ecuación 4-29})$$

Se propone la utilización de una longitud libre  $L_{libre} = 3.0m$  para todos los anclajes.

## 5. Anclajes

### 5.1 Definición

Los anclajes son elementos estructurales lineales embebidos en el suelo que trabajan a tracción y la transmisión de la carga se realiza por fricción en la interfaz suelo–estructura. Típicamente están constituidos por un núcleo de acero (en forma de barra o cable, aunque también se utilizan perfiles y placas) y recubiertos de lechada cementicia. En la Figura 5-1 se puede apreciar un esquema de un anclaje típico.



**Figura 5-1. Esquema de un anclaje (FHWA 1999).**

Los anclajes están divididos en tres zonas: la cabeza del anclaje, la longitud libre y el bulbo.

- La cabeza o cabezal del anclaje es la parte externa que sobresale y debe ser capaz de transmitir los esfuerzos del anclaje al muro vertical. Dependiendo del tipo de anclaje puede constar de una placa de anclaje, una cuña y protección.
- La longitud libre es la zona comprendida entre el cabezal y el bulbo. Su principal función es ubicar al bulbo por fuera de la zona de falla potencial y transmitir la carga del bulbo al cabezal. Está dotada de libre alargamiento y no es considerada para la capacidad de carga del anclaje. Puede poseer una vaina para impedir la transmisión de esfuerzos entre la lechada y el acero.
- El bulbo o longitud fija es la parte del anclaje que se adhiere al terreno y trabaja en la transmisión de cargas entre el anclaje y el suelo. La carga de tracción se transfiere al terreno por fricción a través del material de relleno de la perforación.

### 5.2 Aplicaciones

Los anclajes suelen ser una opción competitiva técnica y económicamente cuando las cargas de tracción son importantes o el espacio limitado. A continuación se enumeran algunas aplicaciones en las que típicamente se utilizan anclajes:

- Fundaciones de torres de alta tensión

- Estabilización de taludes
- Excavaciones a cielo abierto
- Levantamiento de fondo en excavaciones
- Estabilización de presas

## 5.3 Clasificaciones

### 5.3.1 En función del material

En función del elemento constituyente del núcleo de acero, los anclajes puede ser: de barra (Figura 5-2 a) o de cable (Figura 5-2 b).



**Figura 5-2. a) Anclaje de barra. b) Anclaje de cables.**

Las barras pueden ser de acero roscado de alta resistencia (incluso autoperforantes) si los anclajes son activos o con armadura ADN 420 en el caso de anclajes pasivos. Los cables típicamente utilizados en anclajes activos son de 7 hebras de 12.7 o 15.2mm de diámetro (98.7 y 140.0mm<sup>2</sup> de sección nominal respectivamente), de baja relajación y alta resistencia. Normalmente las tensiones de trabajo de estos aceros son del 60 % de su límite elástico en los anclajes permanentes y del 75 % en los anclajes temporarios (DGC 2001).

### 5.3.2 En función de su vida útil

Según su durabilidad, los anclajes pueden ser permanentes o temporarios. Los anclajes permanentes están diseñados para resistir una vida útil mayor a 2 años, por lo que la protección a la corrosión es un criterio de diseño. Los anclajes temporarios poseen una vida útil menor a 2 años y la protección a la corrosión depende de la agresividad del medio (pueden no poseer protección adicional a la lechada de cemento). En la Figura 5-4 y Figura 5-5 se presentan distintos tipos de protección. La Ley 4580 no permite el uso de anclajes permanentes que crucen los límites medianeros u oficiales del terreno.

### 5.3.3 En función del sistema de inyección

Según la técnica de inyección utilizada, los anclajes pueden ser: de gravedad, inyección global única (IGU), postinyección en etapas o inyección global repetitiva (IGR) o inyección repetitiva selectiva (IRS). En la Figura 5-3 se presentan las distintas técnicas en el orden en que fueron nombradas. Los anclajes de gravedad no poseen inyección de lechada de cemento a presión, no poseen buena adherencia entre el bulbo y el suelo, por lo que su uso se limita a bajas cargas.



Figura 5-3. Técnicas de inyección de anclajes (FHWA 1999).

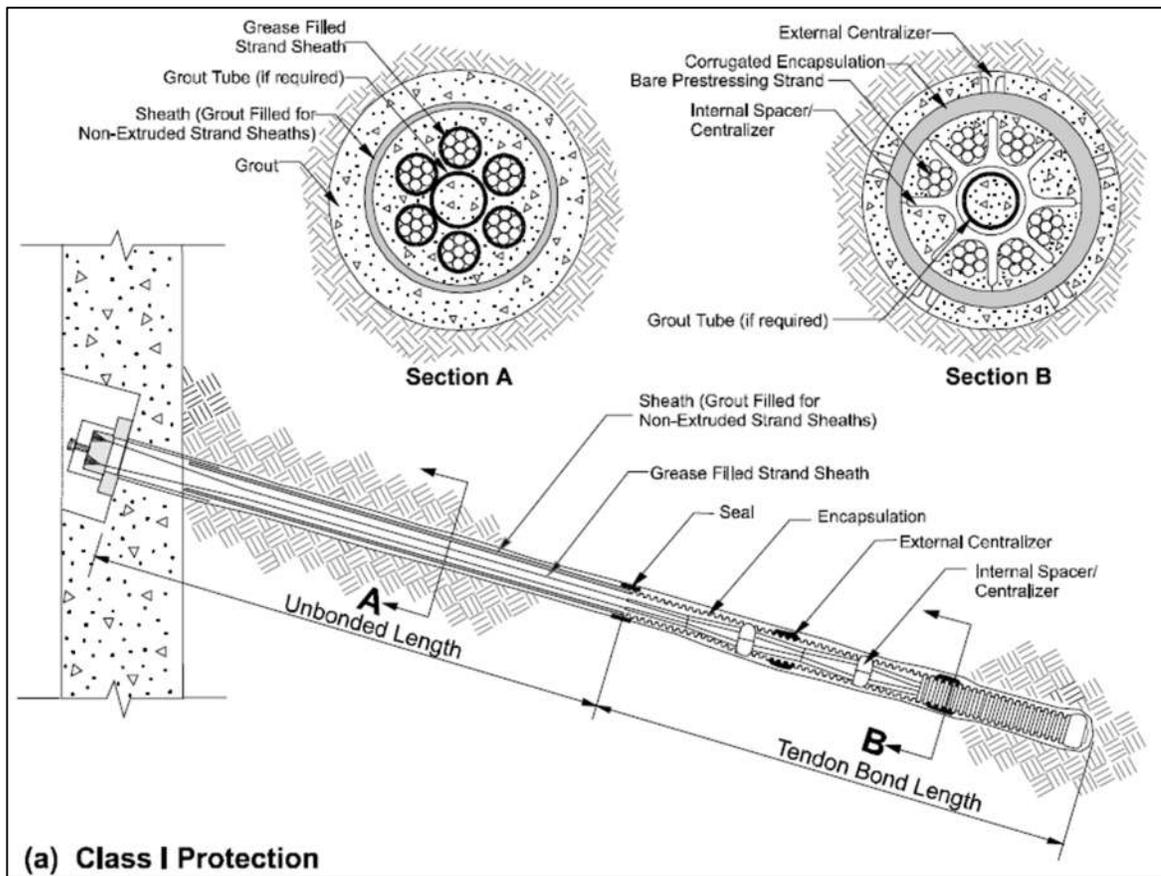
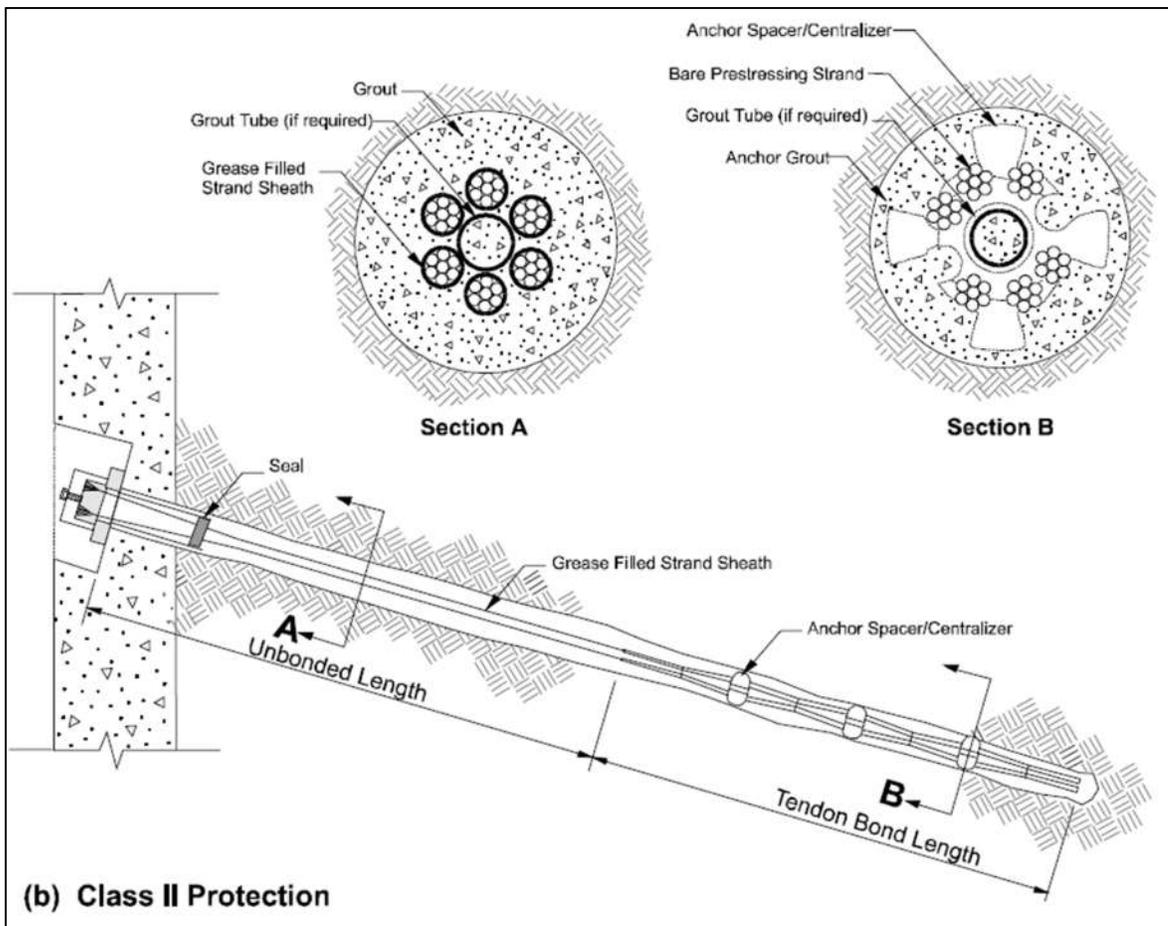


Figura 5-4. Anclajes de cable con simple protección anticorrosión (FHWA 1999).



**Figura 5-5. Anclajes de cable con doble protección anticorrosión (FHWA 1999).**

En los anclajes IGU se inyecta la lechada a presión una única vez (Figura 5-6). Esto genera un ligero aumento en el diámetro de la perforación, predeformando el suelo circundante e inyectándolo, logrando de este modo una mayor adherencia que en anclajes de gravedad, así como mejorando la resistencia al corte del suelo. La inyección se realiza desde el fondo de la perforación hasta que sale lechada limpia. Requieren presiones de inyección mayores a 0.35 MPa.

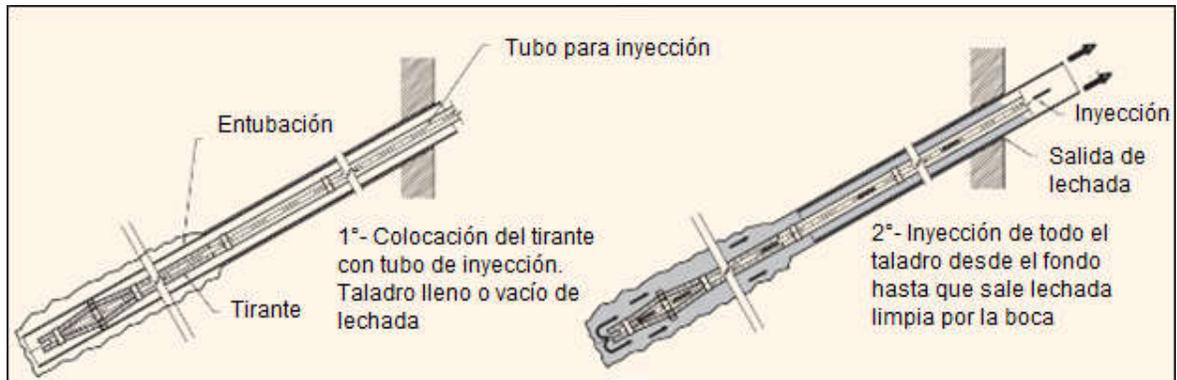
En los anclajes IGR, luego del endurecimiento parcial de la lechada se realiza un nuevo ciclo de inyección a alta presión, la nueva lechada fractura el cemento endurecido y clava los fragmentos en el suelo, generándose una nueva zona de bulbo con mayor superficie (Figura 5-7). Se pueden realizar hasta 3 ciclos de postinyección y se puede incrementar la capacidad del anclaje en un 20 – 50% por ciclo (PTI 2004). No se conoce la zona inyectada.

Similar a la inyección IGR, el sistema IRS postinyecta en etapas lechada a alta presión, con la diferencia que se hace con obturadores y válvulas, conociéndose de esta manera la zona inyectada y lográndose una mejor estimación de la capacidad del anclaje.

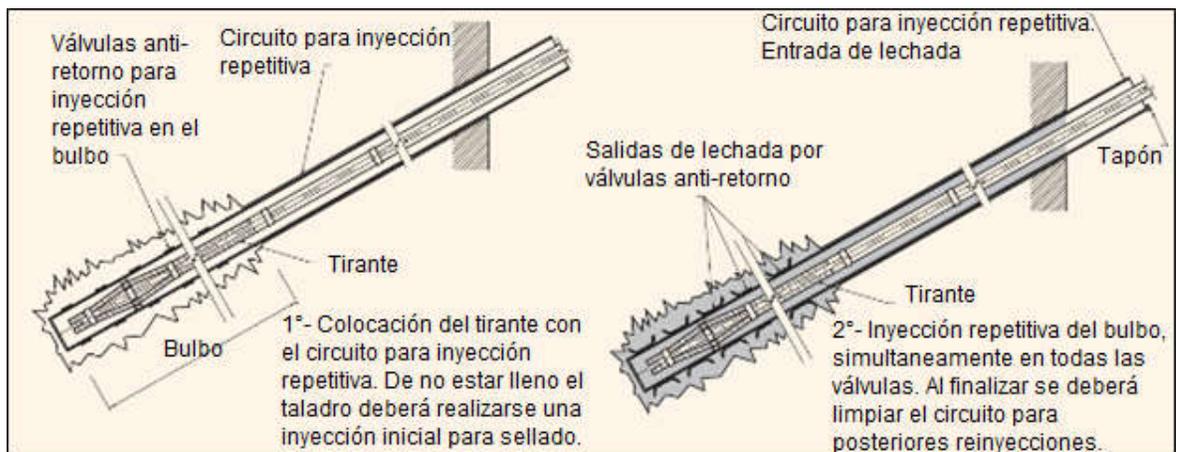
### 5.3.4 En función del principio de funcionamiento

Según el anclaje requiera o no del desplazamiento de la estructura que sostiene, se los clasifica en pasivos y activos.

Los anclajes pasivos requieren de una deformación inicial para entrar en carga. Poseen mayor rigidez que los anclajes activos y no poseen carga de postesado (en algunos casos se utilizan cargas de tesado de hasta el 25% de la carga de diseño), por lo que la tensión máxima a la que están sometidos varía según la profundidad del anclaje.



**Figura 5-6. Procedimiento de inyección global única (DGC 2001).**



**Figura 5-7. Procedimientos de inyección global repetitiva (DGC 2001).**



**Figura 5-8. Procedimiento de inyección repetitiva y selectiva (DGC 2001).**

Los anclajes activos entran en carga luego de su instalación mediante técnicas de postesado (mayor al 70% de la carga de diseño). De este modo se precomprime el suelo y se limitan las deformaciones. La tensión máxima se desarrolla en el cabezal debido al esfuerzo de tesado y su rigidez es menor que los anclajes pasivos. Se los utiliza para cargas mayores a 30 ton o cuando se requiere limitar los desplazamientos del muro. Requieren de muros más robustos.

## 5.4 Aspectos normativos

### 5.4.1 General

Para un conocimiento adecuado del comportamiento de una entibación con anclajes, se requiere realizar una recopilación formal de los datos sobre la totalidad de los anclajes colocados, indicando como mínimo: fecha perforación, diámetro de la herramienta, fecha colado, cantidad de cemento colocado por anclaje,

dosificaciones utilizadas, metodología de fabricación de lechada, metodología de colocación de lechada, fecha postinyección, cantidades, dosificaciones y presiones de inyección (si la hubiere), fecha de tesado.

Todos los materiales empleados deben cumplir con los requisitos de las normas IRAM vigentes, identificados adecuadamente y verificados mediante certificados de origen. El acopio se deberá realizar en un lugar a resguardo del medio ambiente (sol, humedad y lluvia) y sobreelevado respecto al suelo natural (por ejemplo mediante pallets).

#### 5.4.2 Perforación

El diámetro de perforación debe garantizar el recubrimiento mínimo de lechada todo a lo largo del anclaje. La referencia DGC 2001 recomienda adoptar los diámetros mínimos indicados en las Tabla 5-1 y Tabla 5-2. La práctica usual en la Ciudad de Buenos Aires consiste en usar diámetros mayores, típicamente de 125mm a 150mm para anclajes de hasta 7 cables.

**Tabla 5-1. Diámetros mínimos de perforación para anclajes de cables (DGC 2001).**

Nº de cables (15.2 mm)	Diámetro mínimo exterior de la entubación (mm)	Diámetro mínimo de la perforación no entubada (mm)
2 a 5 cables	114	85
6 o 7 cables	133	105
8 a 12 cables	152	125

**Tabla 5-2. Diámetros mínimos de perforación para anclajes de barra (DGC 2001).**

Diámetro de la barras (mm)	Diámetro mínimo exterior de la entubación (mm)	Diámetro mínimo de la perforación no entubada (mm)
<b>Anclajes temporarios IGU</b>		
$\phi \leq 25$	90	68
$25 < \phi \leq 40$	101	85
<b>Anclajes temporarios IRS</b>		
$\phi \leq 20$	133	105
$20 < \phi \leq 25$	152	114
$25 < \phi \leq 40$	178	133

Las tolerancias límite que no afectan el funcionamiento de un anclaje según su diseño proyectado son (DGC 2001):

- El eje de la boca de la perforación no estará desplazado en planta más de 50 mm, respecto a lo establecido en los planos.
- El taladro no se desviara más de dos grados sexagesimales ( $2^\circ$ ).
- La posible reducción del diámetro del bulbo no será superior a 2 mm.
- La longitud de perforación no se desviará en más de 0,20 m.

Los sistemas de medida a utilizar en las comprobaciones anteriores deberán tener al menos una precisión del 2%.

### **5.4.3 Armaduras**

Se debe garantizar la correcta colocación de todos los elementos en la perforación sin impedir el flujo correcto de la inyección (por ejemplo mediante espaciadores y centradores) (DGC 2001, EN 1537).

No es recomendable realizar empalmes de ningún tipo en el bulbo del anclaje. En caso de ser inevitables, dichos empalmes no deberían interferir ni en el libre alargamiento ni en la protección anticorrosión (DGC 2001, EN 1537)

En caso de utilizarse anclajes activos, se deberá tener en cuenta la longitud de cable sobrante para la correcta colocación del sistema de tesado. En caso de desconocerse el sistema a emplear en obra, se recomienda adicionar 100 cm a la longitud libre del proyecto.

Se recomienda el empleo de un elemento de protección para el extremo inferior del paquete de barras, para facilitar la colocación y evitar la acumulación de suelo.

### **5.4.4 Lechada de cemento**

El cemento deberá ser resistente a sustancias agresivas detectadas en el terreno (por ejemplo sulfatos), según lo especificado en el CIRSOC 201-2015.

La lechada debe ser uniforme, bien mezclada y mantenida en suspensión mediante un agitador continuo por un periodo no mayor a 1 hora. El agua utilizada deberá provenir de la red de agua potable de la Ciudad de Buenos Aires.

El sitio de emplazamiento para la preparación de la lechada de cemento debe estar a reparo del sol. Se debe tamizar el cemento previo a su incorporación a la mezcladora, cuidando de limpiar todas las herramientas utilizadas entre pastones para evitar contaminación.

Una elevada relación a/c en la lechada produce una disminución en la resistencia, incrementa la contracción y consecuentemente disminuye la durabilidad del elemento. Por otra parte, una baja relación a/c dificulta la inyección y disminuye la eficiencia de la bomba. Por lo anteriormente mencionado, es habitual el uso de una relación a/c entre 0.4 y 0.6 (DGC 2001, EN 1537).

La viscosidad medida con el cono Marsh deberá ser de entre 40 y 45 segundos, 4% la decantación máxima transcurridas 2 horas de la ejecución de la lechada, densidad media entre 1.75 y 1.85 ton/m<sup>3</sup> y la contracción máxima 3%. Debido a los extensos tiempos de ejecución de los anclajes, así como el requisito de altas resistencias sin perder fluidez, es común el uso de aditivos en la confección de las lechadas de inyección para tratar de mejorar estos aspectos y compatibilizarlos con las necesidades del proyecto.

Comúnmente la resistencia característica de la lechada se proyecta para que su valor sea no menor a 30 MPa a 28 días, con una resistencia mínima de 20 MPa a 7 días. Se recomienda ensayar al menos 3 probetas cada 2 anclajes, debidamente identificadas.

### **5.4.5 Cabezal**

Para anclajes activos, la cabeza del anclaje debe permitir la puesta en tensión de los tendones, la aplicación de la tracción de prueba y, si fuera necesario, una descarga, un destensado y una nueva puesta en tensión (EN 1537). Debe ser capaz de soportar el 100% de la carga de tracción de los tendones del anclaje.

## **5.5 Protección anticorrosiva**

### **5.5.1 General**

No hay modo efectivo de identificar las condiciones corrosivas con la suficiente precisión como para predecir la velocidad de corrosión del acero en el suelo, por lo que todos los componentes de acero que se hallan en tensión deben estar protegidos contra la corrosión durante su vida útil. Los sistemas de protección anticorrosiva protegen a los anclajes del fenómeno de corrosión mediante una o más barreas físicas que rodean al tendón de acero.

Los elementos de protección deben ser capaces de (EN 1537, FHWA 1999):

- Asegurar que la vida útil del sistema de protección anticorrosión sea al menos igual a la vida útil anticipada del anclaje, sin necesidad de reemplazos o mantenimiento (salvo excepciones).
- Transmitir las cargas del tendón de acero cuando sea necesario y no reducir la capacidad del anclaje.
- Permitir el desplazamiento libre del tendón en toda la longitud libre.
- Ser lo suficientemente fuertes y flexibles para soportar deformaciones durante el transporte, instalación y tesado del anclaje.

Según (FHWA 1999), se definen 3 clases de protección anticorrosión:

**Clase I:** Para anclajes permanentes en ambientes agresivos, se proponen múltiples capas protectoras en cada zona del anclaje (cabezal, longitud libre y bulbo).

**Clase II:** Para anclajes permanentes en medios no agresivos o anclajes temporales en medios agresivos (o si no se dispone información al respecto), se proponen múltiples capas de protección para el cabezal y la longitud libre, pero una única capa para el bulbo. En las Figura 5-9 y Figura 5-10 se presentan ejemplos de protección Clase II para anclajes de cables y de barra.

**Sin protección:** Para anclajes temporales en medios no agresivos (FHWA 1999), donde una única capa de lechada cementicia protege al tendón de acero. En caso de ser agresivo o de no contar con información al respecto, será necesario agregar protección Clase II.

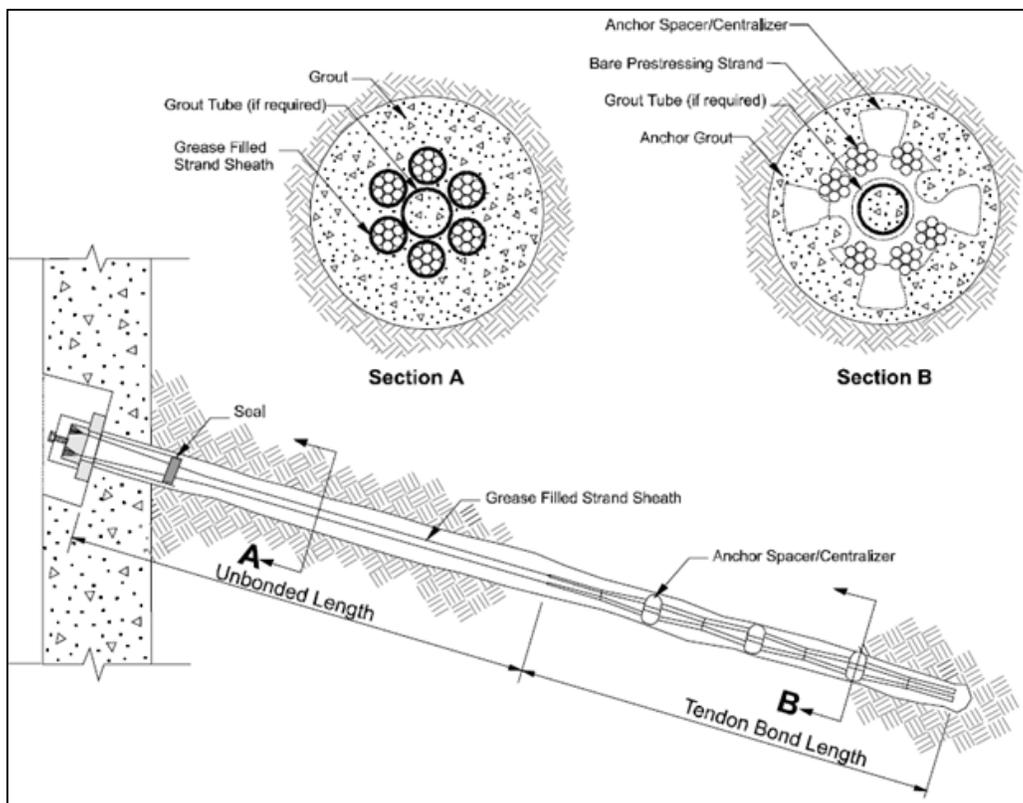
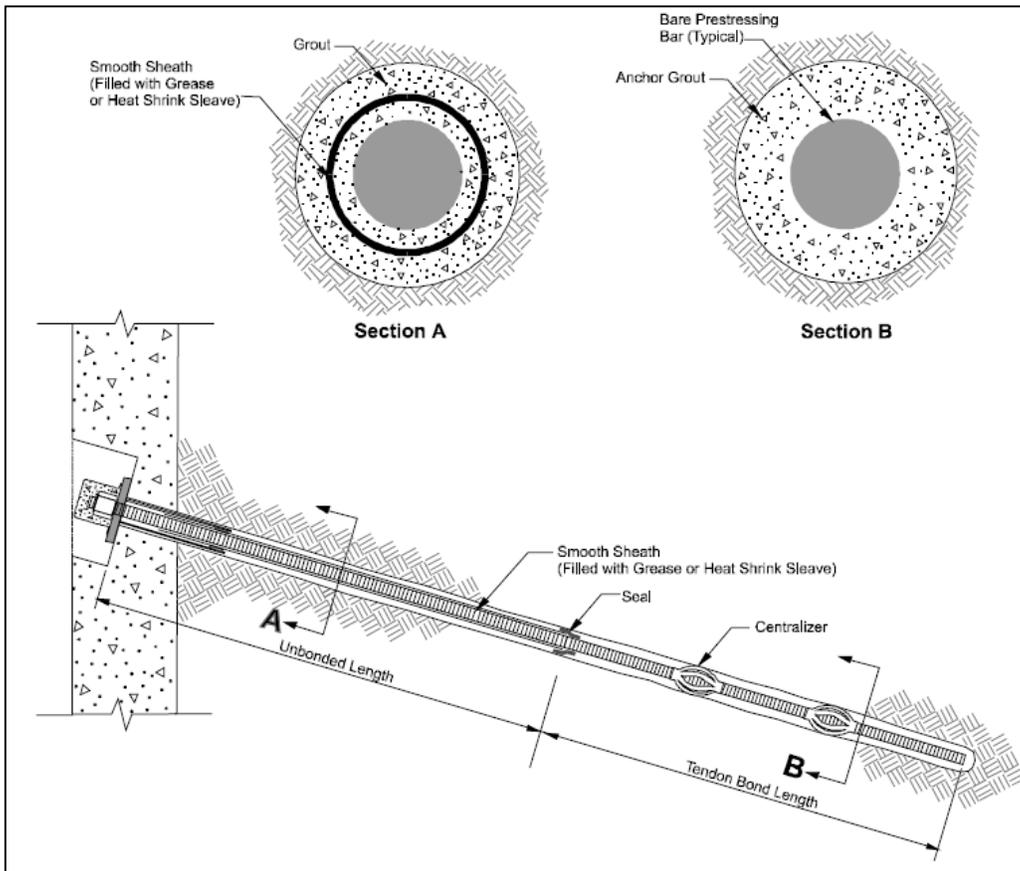


Figura 5-9. Ejemplo de protección Clase II para un anclaje de cables (FHWA 1999).



**Figura 5-10. Ejemplo de protección Clase II para un anclaje de barras (FHWA 1999).**

En el caso de anclajes provisionarios en medios no agresivos pero cuya vida útil supere los 2 años, se recomienda proteger al menos la cabeza del anclaje, los cables expuestos y la placa de apoyo para limitar la corrosión.

## **5.5.2 Materiales comúnmente utilizados como barrera de protección contra la corrosión**

### **5.5.2.1 Lechada de cemento**

La lechada de cemento inyectada en la perforación provee una primera capa de protección temporal a la corrosión. El reglamento CIRSOC 201 en su versión 2005, Tablas 2.5 y 7.2, establece recubrimientos mínimos para elementos enterrados, según el medio al que se encuentren expuestos:

- Si el ambiente no es agresivo, el recubrimiento mínimo se fija en 30 mm.
- Si el ambiente es moderadamente agresivo (Q1), el recubrimiento mínimo es 39 mm (30% mayor).
- Si el ambiente es fuertemente o muy fuertemente agresivo (Q2 o Q3), o si hay presencia de cloro (CL), el recubrimiento mínimo será de 45 mm (50% mayor al primer caso).

### **5.5.2.2 Vainas y tubos plásticos**

Deben ser continuos, impermeables al agua, resistentes al resquebrajamiento por envejecimiento y al daño producido por la radiación ultravioleta durante su almacenamiento, transporte o instalación. Las uniones entre componentes de plástico serán totalmente selladas, para prevenir el ingreso de agua por contacto directo o por los sellos de estanqueidad. Si se utiliza PVC, éste deberá ser resistente al envejecimiento y no producir cloruros libres (DGC 2001, EN 1537).

El espesor mínimo de la pared de un tubo externo corrugado común al tendón deberá ser (DGC 2001, EN 1537):

- 1.0 mm para diámetros interiores < 80 mm (2.0 mm si la vaina es lisa).
- 1.5 mm para diámetros interiores > 80 mm y < 120 mm (2.5 mm si la vaina es lisa).
- 2.0 mm para diámetros interiores > 120 mm (3.0 mm si la vaina es lisa).

En la zona del bulbo donde hay transmisión de carga, las vainas deberán ser corrugadas.

Las juntas mecánicas deberán sellarse con juntas tóricas (orings), sellos de estanqueidad o vainas termocontraíbles (DGC 2001, EN 1537). Los sellos de estanqueidad u otros dispositivos equivalentes deben prevenir cualquier fuga del producto de protección o cualquier penetración de agua desde el exterior, cualesquiera que sean los movimientos relativos entre elementos adyacentes sellados.

## **5.6 Instalación y control**

### **5.6.1 General**

La instalación y prueba de anclajes requieren de mano de obra y supervisión calificada y entrenada, con experiencia en este tipo de trabajos.

Se practica una perforación en el terreno del diámetro e inclinación proyectados para el elemento, generalmente ejecutada con una máquina rotativa de cabezal basculante y recirculación de agua o lodos bentoníticos según sea necesario, hasta alcanzar la profundidad establecida en el proyecto.

Alcanzada la profundidad de proyecto, se desciende una cañería hasta el fondo de la perforación ejecutada y se procede a bombear lechada de cemento y agua para el llenado del anclaje (lechada primaria). Al ser bombeada al interior de la perforación desde el fondo, la lechada primaria desplaza a los lodos de perforación residuales debido a su mayor densidad y ocupa toda la sección de la perforación. Se continúa el bombeo de lechada hasta que surge limpia por la boca de la perforación, significando que la totalidad de los residuos de perforación han sido desplazados por la lechada primaria. En este punto, se suspende la inyección.

Finalizada la inyección primaria se procede a la colocación de la armadura en su ubicación definitiva dentro de la perforación mediante centradores y separadores.

Una variante al procedimiento descrito son los anclajes de barra autoperforantes, donde la barra utilizada para la perforación es la misma que se utiliza para inyectar la lechada (mediante un orificio central) y que posteriormente conformara la armadura del anclaje. Si bien su tiempo de ejecución es menor (las tareas de perforación, inyección y colocación de armadura son simultaneas), un factor importante a tener en cuenta en la elección de este tipo de anclaje es su alto consumo de lechada de cemento ya que la limpieza de la perforación se realiza con esta.

Como mínimo, se deberá registrar y dejar constancia de la siguiente información para cada anclaje instalado (DGC 2001):

- Nombre de la obra.
- Persona responsable de cada operación y equipos utilizados (de perforación e inyección si la hubiere).
- Número del anclaje referido a planos de proyecto.
- Datos de la perforación: longitudes, inclinación, tipo de avance (rotación o percusión), diámetro, fecha de inicio y terminación, así como descripción cualitativa del terreno y su dureza.
- Datos del tirante de acero: tipo de tirante, longitudes libre y de bulbo, etc.
- Incidencias de cualquier tipo, acaecidas durante la realización de los trabajos.
- Conformidad sobre el estado del taladro y del tirante en el momento de su instalación.

### **5.6.2 Inyección a presión (IGU) y reinyecciones (IGR e IRS)**

En caso de se desee inyectar la lechada de cemento a presión, una vez colocadas las armaduras se obtura la parte superior del anclaje y se inyecta lechada secundaria a presión o aire comprimido para entregarle presión a la lechada primaria. Se debe controlar la presión de inyección durante toda la etapa para detectar posibles fugas de lechada de cemento. La lechada secundaria se debe colocar 12 – 24 horas luego de colocada la lechada primaria.

En el caso utilizarse múltiples ciclos de inyección sin selección de la zona inyectada (sistema IGR), se instala en el bulbo un circuito global con válvulas antirretorno. Al final de la última fase de inyección, la presión medida en la boca del taladro no será inferior a la mitad de la presión límite del terreno y nunca inferior a 0.5 MPa (DGC 2001).

Para el sistema IRS, se instalan tubos manguito con válvulas generalmente separadas a no más de 1.0 m. Al final del último episodio de inyección de cada manguito, la presión medida en la boca del taladro no será inferior a la presión límite del terreno, y nunca inferior a 1.0 MPa (DGC 2001).

El proceso de inyección (primaria y/o secundaria) puede demorar varias horas, por lo que será necesario mantener la fluidez de la lechada de cemento hasta finalizada la colocación del tirante del anclaje.

Se deberá dejar constancia de las fechas de inyección y reinyecciones, presiones de inyección, cantidades inyectadas, dosificación, densidad y viscosidad de la lechada (DGC 2001).

### **5.6.3 Tesado de anclajes activos**

Para asegurar la consolidación del suelo con la inyección, se recomienda tesar los anclajes cuando la resistencia media de la lechada sea de al menos 21 MPa (PTI 2004) o esperar tres (con acelerador de fraguado, DGC 2001) a siete días (DGC 2001, EN 1537).

Durante la manipulación y colocación de los tirantes de acero se tendrá especial cuidado en no deformarlos ni dañar sus componentes (guardando especial cuidado en la protección anticorrosiva, si la hubiere). Antes de su instalación se comprobará visualmente su integridad y se comprobará la perforación, de forma que se encuentre libre de obstáculos.

Se debe verificar en todo momento el centrado del sistema gato – placa de anclaje – orificio en tabique y sostener el gato mediante una linga para evitar que caiga en caso de falla en el montaje. Durante el montaje, se debe verificar que tanto el gato como la centralina posean aceite en cantidad suficiente.

Se debe verificar que el comparador se encuentre libre de humedad y que el vástago no posea interferencias, manipulándolo suavemente con los dedos. Las lecturas del manómetro y del comparador deben ocurrir al unísono para evitar errores de interpretación, en cada escalón de carga.

La tracción y bloqueo del tendón contra la cabeza del anclaje se logra mediante cuñas (en el caso de cables) o tuercas (en el caso de barras roscadas). El tesado se debe efectuar en todos los cables simultáneamente y en lo posible en una única operación, ya que de lo contrario no es posible conocer la carga real de bloqueo del anclaje ni realizar pruebas de carga (EN 1537).

Se debe mantener un seguimiento del muro y las construcciones linderas (incluyendo fundaciones) durante todo el proceso de tesado e interrumpir en caso de detectar desplazamientos imprevistos.

Además de la información recopilada correspondiente a las tareas de perforación e inyección, se deberá registrar como mínimo la siguiente información (DGC 2001):

- Fecha de tesado.
- Carga nominal alcanzada.
- Carga de tesado.
- Escalones de carga y alargamientos.

- Incidencias de cualquier tipo acaecidas durante el proceso de tesado (fisuraciones, deformaciones excesivas en zonas próximas a la cabeza del anclaje, etc.) y fecha de realización de las operaciones citadas.
- Colocación de aparatos de control o auscultación en los anclajes, su identificación y lecturas iniciales, en su caso.

#### **5.6.4 Terminaciones**

Una vez finalizado el anclaje se deberá proceder con la mayor celeridad posible al corte de las longitudes sobrantes de los tirantes y la colocación de protecciones en la cabeza del anclaje.

La operación de corte de las longitudes sobrantes de los tirantes, se deberá realizar con disco, quedando prohibido el empleo de sopletes (DGC 2001). La longitud mínima sobrante en la parte externa de las cuñas o tuercas, será de aproximadamente 5 cm en anclajes no retesables y de 60 cm en anclajes retesables, para permitir la ubicación del gato de tesado.

### **5.7 Ensayos en obra**

#### **5.7.1 Ensayo de investigación**

Es un ensayo destructivo y escalonado que se realiza hasta alcanzar la falla del anclaje en la interfaz bulbo-suelo. Las pruebas de investigación tienen por objetivo establecer (EN 1537):

- La resistencia del anclaje, en la interfaz lechada – suelo, para las condiciones particulares del terreno.
- La carga crítica de fluencia del sistema de anclaje.
- Las características de fluencia del sistema de anclaje bajo diferentes niveles de carga hasta la ruptura.
- Las características de la pérdida de carga del sistema de anclaje en el estado de servicio límite.
- Una longitud libre aparente  $L_{app}$ .

El anclaje de prueba es tesado en al menos 6 ciclos hasta la carga de falla o a una carga de prueba ( $T_p$ ), que será la menor entre  $0.8 P_{ult}$  o  $0.95 P_{fl}$ , siendo  $P_{ult}$  la carga última del tendón de acero y  $P_{fl}$  la carga nominal de fluencia (EN 1537).

Puede ser necesario aumentar la sección de acero, pero se recomienda mantener constantes el resto de los elementos del anclaje (EN 1537).

#### **5.7.2 Ensayo de control o aptitud**

En una prueba de carga escalonada de aproximadamente 6 horas de duración. Su objeto es el de (EN 1537):

- Confirmar la capacidad de un anclaje frente a una carga de prueba.
- Definir su curva tensión – deformación, en particular las características de fluencia, para una carga de prueba o la carga de bloqueo.
- Determinar las pérdidas de carga sufridas por el anclaje.
- Determinar la longitud libre aparente  $L_{app}$ .

El anclaje de prueba es tesado en al menos 5 ciclos hasta la carga de prueba ( $T_p$ ), que estará comprendida entre  $0.95 P_{fl}$  y  $1.25 T_b$ , siendo  $T_b$  la carga de bloqueo (EN 1537). Se realiza sobre un anclaje cada cincuenta o donde haya cambios en los suelos de importancia. Se deben realizar 3 ensayos como mínimo (EN 1537).

La carga de bloqueo podrá variar en el orden de +/- 8% de la carga de diseño.

En caso que el sistema de tesado lo permita, los anclajes deben probarse con un procedimiento de histéresis a fin de evaluar la carga estimada de bloqueo y una estimación del comportamiento del conjunto para los próximos meses, que será validado por el estructuralista.

### 5.7.3 Ensayo de recepción o aceptación

Los ensayos de aceptación tienen por objetivo confirmar para una situación particular de diseño (EN 1537):

- La capacidad del anclaje de soportar una carga de prueba  $T_p$ .
- Asegurar que la carga de bloqueo  $T_b$  se sitúa al nivel de la carga de diseño.
- Las características de fluencia o de pérdida de tensión del sistema de anclaje en el estado límite de servicio.
- La longitud libre aparente  $L_{app}$ .

La carga de prueba se fija en  $1.25 T_b$  y con un mínimo de 4 escalones de carga, con un bloqueo en la carga de prueba de 15 minutos, registrándose la fluencia. Se realiza sobre cada uno de los anclajes activos y dura aproximadamente 20 minutos.

### 5.7.4 Métodos para la ejecución de ensayos sobre anclajes según EN 1537

#### 5.7.4.1 Método de prueba 1

El anclaje es solicitado por ciclos de carga crecientes a partir de una carga de referencia hasta una carga máxima de prueba. Al alcanzar la carga máxima de cada ciclo de carga creciente, se mide el desplazamiento de la cabeza del anclaje durante un cierto lapso de tiempo. En la Figura 5-11 se muestra el procedimiento de carga según el Método 1.

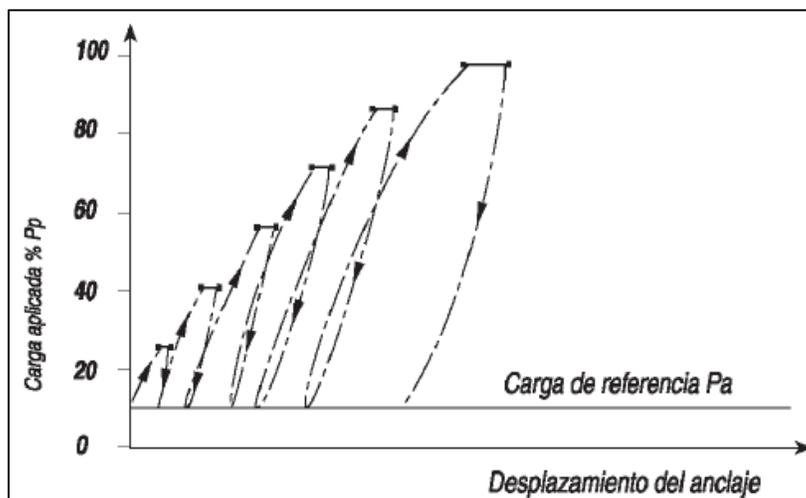


Figura 5-11. Procedimiento de tesado para los distintos ensayos según el Método 1 (EN 1537).

#### 5.7.4.2 Método de prueba 2

El anclaje es solicitado por ciclos de carga crecientes a partir de una carga de referencia hasta una carga máxima de prueba o hasta la falla. Al alcanzar las cargas de bloqueo y las cargas máximas de cada ciclo de carga creciente se mide la pérdida de carga en la cabeza del anclaje durante un cierto período de tiempo. En la Figura 5-12 se muestra el procedimiento de carga según el Método 2.

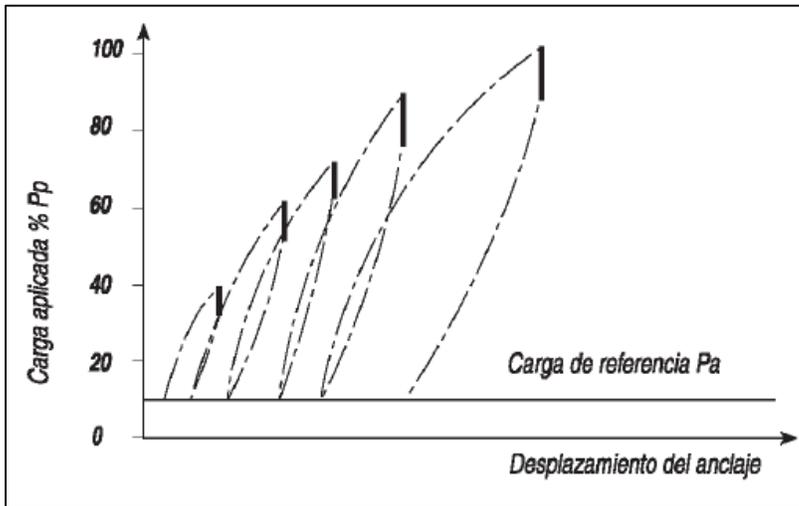


Figura 5-12. Procedimiento de tesado para los distintos ensayos según el Método 2 (EN 1537).

### 5.7.4.3 Método de prueba 3

El anclaje es solicitado en incrementos de carga a partir de una carga de referencia hasta una carga máxima de prueba. En cada incremento de carga se mide el desplazamiento de la cabeza del anclaje bajo carga constante. En la Figura 5-13 se muestran los procedimientos de carga para cada ensayo según Método 3.

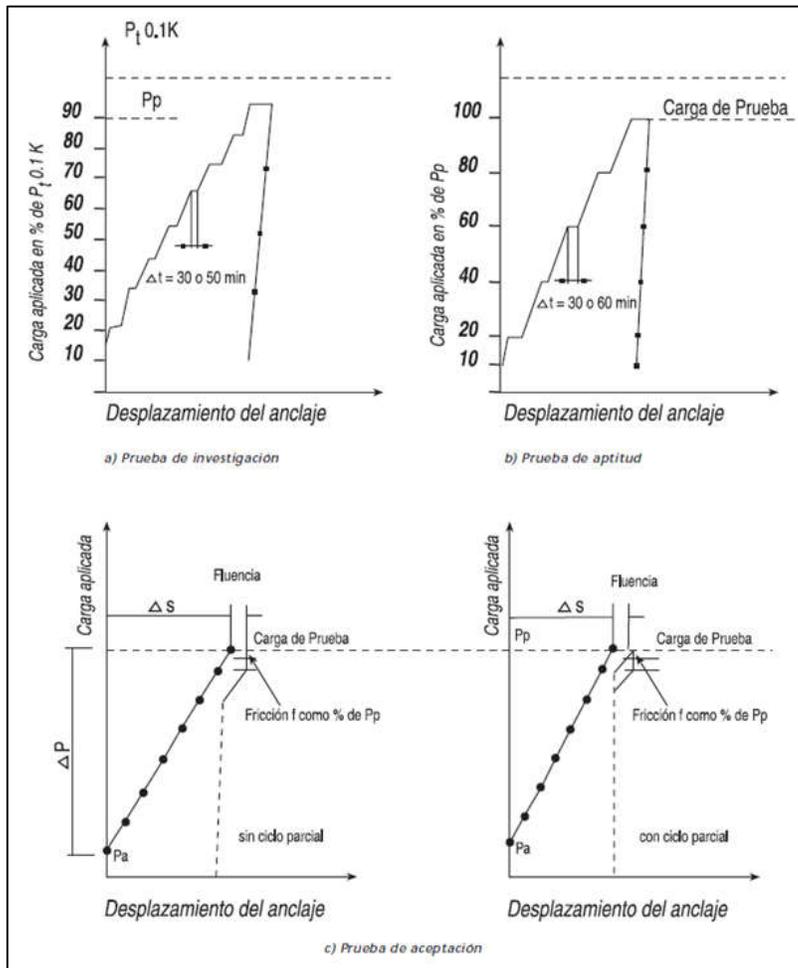


Figura 5-13. Procedimientos de carga para los distintos ensayos según el Método 3 (EN 1537).

## 6. Diseño por deformación de excavaciones en la Ciudad de Buenos Aires

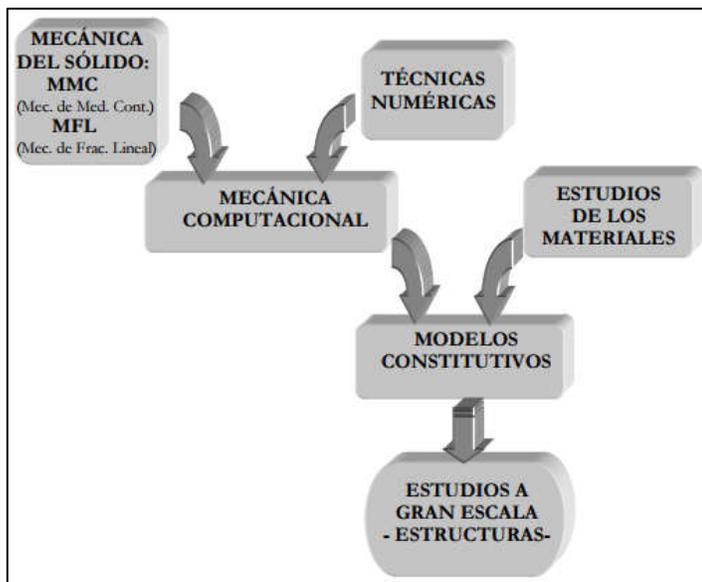
Los métodos analíticos del Capítulo 4, desarrollados y ampliamente utilizados durante la segunda mitad del siglo XX y hasta el presente, se basaban en la formulación de hipótesis simplificativas que permitían la formulación de expresiones analíticas, pero que estaban limitadas a una geometría y caracterización del material simples. Estas limitaciones inherentes a los modelos hacían que algunas predicciones necesarias fueran groseras o imposibles de realizar.

A partir del desarrollo del Método de Elementos Finitos (FEM, por sus siglas en inglés), geometrías y estratigrafías de alta complejidad son ahora factibles de ser modeladas, obteniéndose predicciones que antes escapaban al alcance del ingeniero.

El FEM requiere de un modelo constitutivo que relacione las distintas variables de estado del material para obtener el resultado esperado. En este capítulo se presenta una introducción al modelo constitutivo Hardening Soil model with small-strain stiffness (HS-Small), y su aplicación para modelizar una excavación a cielo abierto en el programa Plaxis.

### 6.1 Introducción a modelos constitutivos

Se denomina modelo constitutivo a una formulación matemática capaz de describir el funcionamiento físico macroscópico de un “sólido ideal”, luego de aplicar hipótesis simplificativas sobre un “sólido real”. Existen innumerables modelos constitutivos y actualmente se sigue trabajando en la formulación de otros nuevos, cuyo objetivo es conseguir una formulación suficiente y acorde con el problema que se quiere resolver. En la Figura 6-1 puede verse la interrelación entre distintas disciplinas que establecen las bases en que se fundamenta un modelo constitutivo genérico.



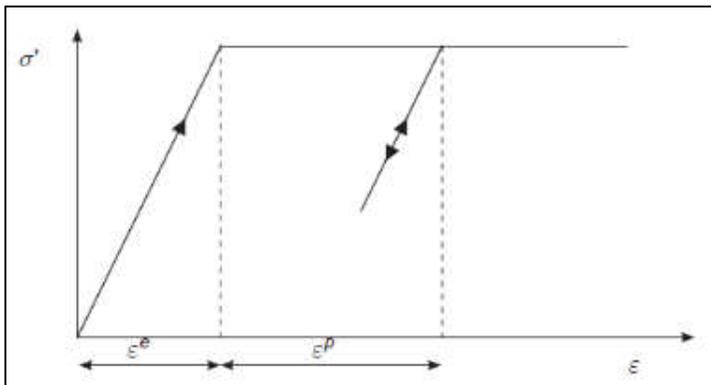
**Figura 6-1. Modelos constitutivos e interrelación entre las disciplinas que le dan origen (Oller 2007).**

Si se asume al suelo como un medio continuo, el modelo deberá cumplir con las ecuaciones de equilibrio (que relacionan las fuerzas externas y las tensiones internas) y las ecuaciones de compatibilidad (relacionando desplazamientos y deformaciones). La ecuación constitutiva es la que relaciona las tensiones y las deformaciones, logrando de esta forma determinar el estado del material antes y después de cualquier cambio en su configuración.

Una deformación es elástica cuando no se generan cambios permanentes en la forma del material luego de un ciclo cerrado de carga y descarga. El comportamiento elástico está limitado por la superficie de fluencia que engloba todos los estados tensionales a los que puede estar sometido el material sin experimentar deformaciones plásticas. Superado el rango elástico se desarrollan deformaciones elásticas y plásticas. Se dice que una deformación es plástica cuando el material no retorna a su forma inicial una vez desaparecida la causa, es decir el cuerpo sufre una deformación permanente o residual y hay disipación de energía.

### 6.1.1 Modelos de elasticidad lineal y plasticidad perfecta

El modelo más empleado para suelos y rocas es el modelo de Mohr-Coulomb con elasticidad lineal, de amplia difusión debido a su simpleza y validez dentro del campo de las pequeñas deformaciones. En la Figura 6-2 se presenta un diagrama de este modelo.

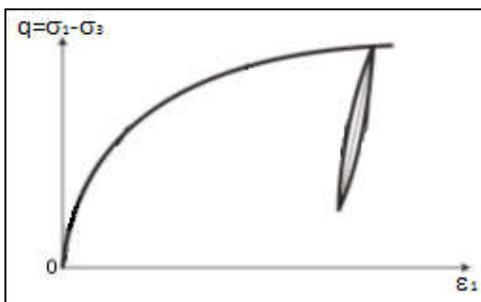


**Figura 6-2. Diagrama tensión-deformación en un modelo elasto-plástico perfecto.**

En el caso de los modelos elasto-plástico perfectos como el modelo de Mohr-Coulomb, las deformaciones plásticas coinciden con las tensiones máximas y la superficie de fluencia es constante en el espacio de tensiones.

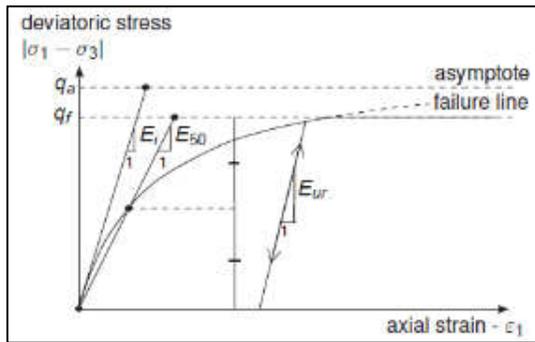
### 6.1.2 Modelos de elasticidad no-lineal y plasticidad con endurecimiento

Si se realizase un ensayo triaxial drenado en una muestra de suelo, la relación tensión-deformación tendría una forma similar a la expuesta en la Figura 6-3.



**Figura 6-3. Relación tensión-deformación en un ensayo triaxial drenado (Plaxis 2016).**

En el caso del ensayo triaxial drenado, la curva esfuerzo deviatorico  $q$  – deformación axial  $\epsilon_1$  se puede aproximar mediante una hipérbola. Esta formulación fue propuesta por Kondner (1963) y luego utilizada por Duncan & Chang (1970). Se puede observar una disminución considerable en la rigidez del suelo a medida que aumenta la deformación (Figura 6-4).



**Figura 6-4. Relación hiperbólica entre tensiones y deformaciones para un ensayo drenado (Plaxis 2016).**

En contraposición con un modelo elasto-plástico perfecto, en un modelo con endurecimiento la superficie de fluencia se puede expandir con las deformaciones plásticas. Para simular el crecimiento del rango elástico de un material luego de experimentar deformaciones plásticas se introduce una ley de endurecimiento, que relaciona la expansión o contracción de la superficie de fluencia con la tasa de deformación plástica. En problemas geotécnicos se pueden destacar dos tipos de endurecimiento:

- Endurecimiento por corte: utilizado para modelar las deformaciones plásticas causadas por principalmente el esfuerzo deviatorico.
- Endurecimiento por compresión: utilizado para modelar las deformaciones plásticas causadas por compresión edométrica e isotrópica.

## 6.2 Hardening Soil Model with small-strain stiffness (HS-Small)

### 6.2.1 Introducción al modelo Hardening Soil Model (HSM)

El modelo Hardening Soil Model (HSM) es una variante del modelo hiperbólico de Duncan & Chang, al que se le incorpora ambas leyes de endurecimiento plástico (corte y compresión), dilatancia y dependencia de los módulos de deformación respecto de la presión de confinamiento. Algunas características del modelo son (Plaxis 2016):

- El módulo de elasticidad depende de la presión exponencialmente (parámetro  $m$ )
- Deformaciones plásticas por carga desviadora (parámetro  $E_{50}^{ref}$ )
- Deformaciones plásticas por carga de compresión (parámetro  $E_{oed}^{ref}$ )
- Carga y descarga elástica (parámetros  $E_{ur}^{ref}$  y  $\nu_{ur}$ )
- Falla de acuerdo al criterio de Mohr-Coulomb (parámetros  $c$ ,  $\phi$  y  $\psi$ )

El HSM presenta un doble conjunto de definiciones, uno para las deformaciones por corte y otro para las deformaciones por consolidación, cada uno con las siguientes características:

- Propiedades elásticas (relación  $\sigma$ - $\varepsilon^e$ ).
- Superficie de fluencia  $f$ .
- Potencial plástico  $g$ .
- Ley de endurecimiento  $q$ .

La expresión que describe el comportamiento al corte es (Vermeer et al 1999):

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_1^e + \varepsilon_1^p = \frac{q_a}{2 E_{50}} \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{q_a - (\sigma'_1 - \sigma'_3)} \quad \text{para } q < q_f \quad (\text{Ecuación 6-1})$$

$$q_f = \frac{6 \operatorname{sen} \varphi}{3 - \operatorname{sen} \varphi} (p + c \operatorname{cotg} \varphi) \quad (\text{Ecuación 6-2})$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (\text{Ecuación 6-3})$$

Donde:

$E_{50}$  es el módulo de rigidez al 50% de la carga deviatórica de falla.

$q$  es el esfuerzo efectivo deviatórico  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ .

$p$  es el esfuerzo efectivo medio  $((\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3)$ .

$q_a$  es el esfuerzo deviatórico asintótico.

$q_f$  es el esfuerzo deviatórico de falla.

$R_f$  es la relación de falla.

Para el camino de carga primaria se utiliza el parámetro  $E_{50}$ , dependiente esencialmente de la presión de confinamiento  $\sigma_3$ , calculado mediante la siguiente expresión:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{\sigma'_3 + c \operatorname{cotg} \varphi}{p_{ref} + c \operatorname{cotg} \varphi} \right)^m \quad (\text{Ecuación 6-4})$$

En cuanto a la rama de descarga-recarga, el parámetro  $E_{ur}$  es utilizado (mayor al  $E_{50}$  pero menor al  $E_i$ ), modelando de esta manera a la rama como puramente elástica y no-lineal. Su expresión es:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{\sigma'_3 + c \operatorname{cotg} \varphi}{p_{ref} + c \operatorname{cotg} \varphi} \right)^m \quad (\text{Ecuación 6-5})$$

### 6.2.1.1 Endurecimiento por corte

Las expresiones para considerar las deformaciones elásticas en las distintas direcciones principales son:

$$\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad (\text{Ecuación 6-6})$$

$$\varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = \nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (\text{Ecuación 6-7})$$

A partir de esta definición, es posible determinar la superficie de fluencia por corte como:

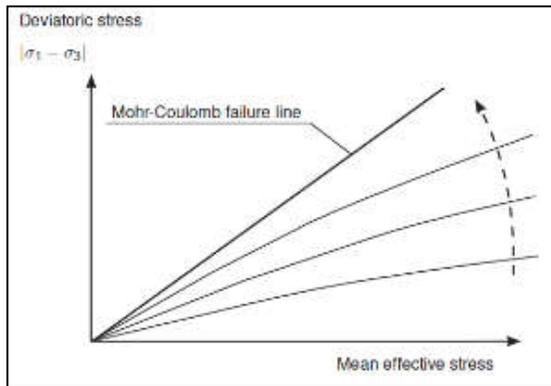
$$f_{12} = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_2)}{q_a - (\sigma'_1 - \sigma'_2)} - \frac{2(\sigma'_1 - \sigma'_2)}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (\text{Ecuación 6-8})$$

$$f_{13} = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{q_a - (\sigma'_1 - \sigma'_3)} - \frac{2(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (\text{Ecuación 6-9})$$

Donde  $\gamma^p$  son las distorsiones (o deformaciones por corte) plásticas, calculadas como:

$$\gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \quad (\text{Ecuación 6-10})$$

El endurecimiento se satura cuando se alcanza la línea de falla de Mohr-Coulomb (Figura 6-5).



**Figura 6-5. Sucesivas líneas de fluencia (endurecimiento) hasta alcanzar la falla (Plaxis 2016).**

Obtenidas las distorsiones plásticas  $\gamma^p$  se calculan las deformaciones volumétricas plásticas  $\varepsilon_v^p$  mediante

$$\varepsilon_v^p = \text{sen } \psi_m * \gamma^p \quad (\text{Ecuación 6-11})$$

Donde

$\psi_m$  Es el ángulo de dilatación movilizad, según la expresión:

$$\text{sen } \psi_m = \frac{\text{sen } \varphi_m - \text{sen } \varphi_{cv}}{1 - \text{sen } \varphi_m \text{sen } \psi_{cv}} \quad (\text{Ecuación 6-12})$$

$\varphi_{cv}$  Es el ángulo de fricción interno crítico.

$\varphi_m$  Es el ángulo de fricción movilizad, según la expresión:

$$\text{sen } \varphi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2c \cotg \varphi} \quad (\text{Ecuación 6-13})$$

Las definiciones previas (Ecuación 6-11 a (Ecuación 6-13) es equivalente a considerar las funciones de potencial plástico:

$$g_{12} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_2}{2} - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2}{2} \quad (\text{Ecuación 6-14})$$

$$g_{13} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (\text{Ecuación 6-15})$$

### 6.2.1.2 Endurecimiento por consolidación

El procedimiento de endurecimiento descrito en la Figura 6-5 no describe el comportamiento observado en un ensayo de compresión isotrópica. Es por este motivo que una segunda superficie de fluencia debe ser introducida en el modelo. Este comportamiento está gobernado no por el  $E_{50}$  sino por el  $E_{oed}$ , el módulo de rigidez en condiciones edométricas, según la expresión:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{\sigma'_1 + c \cotg \varphi}{p_{ref} + c \cotg \varphi} \right)^m \quad (\text{Ecuación 6-16})$$

Para la definición de las deformaciones volumétricas por consolidación el modelo define la siguiente superficie de fluencia o  $cap$ :

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + (p' + c \cotg \varphi)^2 - (p'_c + c \cotg \varphi)^2 \quad (\text{Ecuación 6-17})$$

Donde:

$\tilde{q}$  corresponde al esfuerzo deviatórico parametrizado según:

$$\tilde{q} = \sigma'_1 + \left( \frac{3 + \text{sen}\phi}{3 - \text{sen}\phi} - 1 \right) \sigma'_2 - \left( \frac{3 + \text{sen}\phi}{3 - \text{sen}\phi} \right) \sigma'_3 \quad (\text{Ecuación 6-18})$$

$M$  es un parámetro auxiliar del modelo en función de  $K_0^{\text{NC}}$  y de  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ .

$p'$  es la presión efectiva principal media (promedio de las presiones efectivas principales).

$p'_c$  es la presión de preconsolidación.

Para determinar el desarrollo de las deformaciones plásticas una vez que el  $\text{cap}$  es alcanzado, HSM aplica una ley de flujo asociado  $g_c$ . Dado que se trata de una ley de flujo asociado el vector de deformación plástica es perpendicular a la superficie de fluencia, siendo la componente en la dirección  $q$  las deformaciones axiales plásticas  $\varepsilon_1^p$  y la componente en  $p$  las deformaciones volumétricas plásticas  $\varepsilon_v^p$ . Por lo tanto, la curva de potencial plástico coincide con la superficie de fluencia en el  $\text{cap}$ :

$$g_c = f_c \quad (\text{Ecuación 6-19})$$

La expresión que gobierna el endurecimiento de la presión de preconsolidación según el incremento de deformaciones volumétricas por consolidación (donde  $q=0$ ) es:

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{\dot{p}}{K_c} - \frac{\dot{p}}{K_s} = \frac{\dot{p}}{H} \quad (\text{Ecuación 6-20})$$

Donde  $H$  es el módulo de endurecimiento según:

$$H = \frac{K_c K_s}{K_s - K_c} \quad (\text{Ecuación 6-21})$$

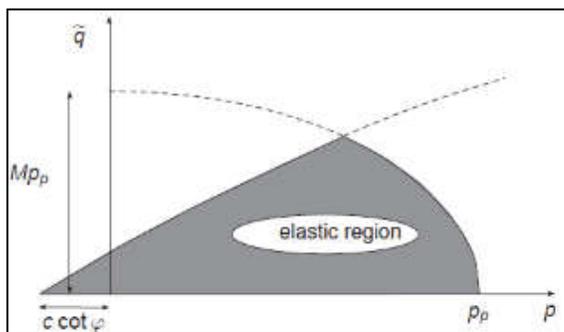
En base a la condición adicional de consistencia de la ley de flujo:

$$\dot{f}_c = \frac{\partial f_c}{\partial \sigma} \dot{\sigma} + \frac{\partial f_c}{\partial p'_c} \dot{p}'_c = 0 \quad (\text{Ecuación 6-22})$$

Se llega a la ley de endurecimiento que relaciona las deformaciones volumétricas de  $\text{cap}$   $\varepsilon_v^c$  (que en el caso de compresión isotrópica coincide con las deformaciones volumétricas plásticas  $\varepsilon_v^{pc}$ ) con el incremento de la presión de preconsolidación  $p'_c$ :

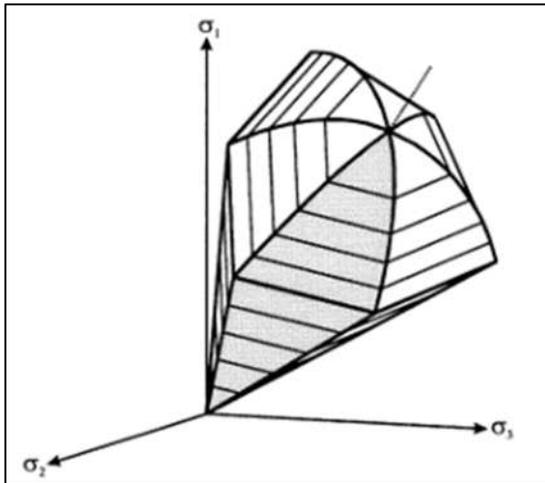
$$\varepsilon_v^c = \frac{H}{m+1} \left( \frac{p'_c}{p_{ref}} \right)^{m+1} \quad (\text{Ecuación 6-23})$$

La función  $f_c$  describe en el plano  $p$ - $q$  una elipse de longitud  $p'_c + c \cdot \cotg\phi$  en el eje  $p$  y  $M \cdot (p'_c + c \cdot \cotg\phi)$  en el eje  $q$  (Figura 6-6).



**Figura 6-6. Zona elástica limitada por Mohr-Coulomb y consolidación unidimensional (Plaxis 2016).**

Si se grafican ambas funciones de fluencia en el espacio de las tensiones principales, se observa una forma hexagonal típica del criterio de falla de Mohr-Coulomb (Figura 6-7).

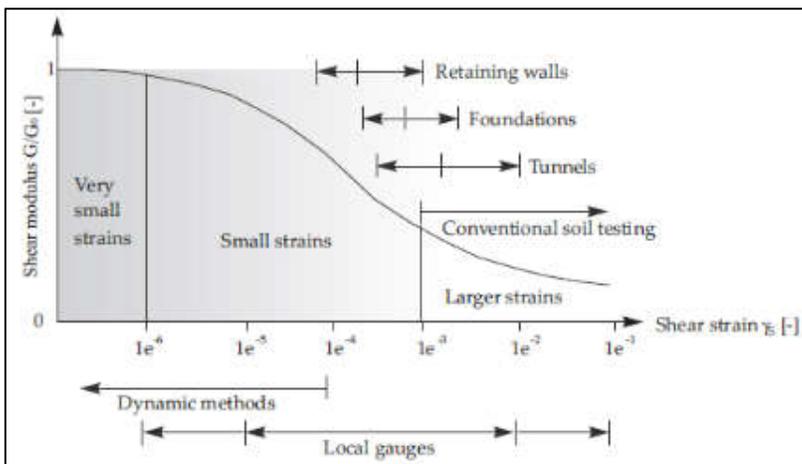


**Figura 6-7. Representación del contorno total de fluencia del modelo HSM para un suelo sin cohesión (Vermeer et al 1999).**

### 6.2.2 Hardening Soil Model with small-strain stiffness (HS-Small)

El modelo HS-Small es una modificación al modelo HSM que tiene en cuenta las mayores rigideces a bajos niveles de deformación, mediante el ingreso de dos parámetros adicionales: el módulo de rigidez transversal inicial  $G_0$  y la deformación por corte o distorsión al 70% de  $G_0$   $\gamma_{0.7}$ .

La ventaja de este modelo respecto al HSM es que la estimación de las deformaciones bajo cargas de servicio (así como durante el proceso constructivo) es más cercana a las mediciones observadas en obra ya que el modelo HSM asume un comportamiento elástico para todo el proceso de descarga-recarga, que no sucede en la realidad. Este comportamiento se puede observar en Figura 6-8 (Plaxis 2016).



**Figura 6-8. Comportamiento rigidez transversal – distorsión característico en suelos (Plaxis 2016).**

El modelo adapta la relación de Hardin & Drnevich (1972), una analogía del modelo hiperbólico de Kondner aplicado a bajas deformaciones, mediante el empleo del módulo de corte secante según la expresión:

$$\tau = G_s \gamma = \frac{G_0 \gamma}{1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}} \quad (\text{Ecuación 6-24})$$

Si se deriva la tensión tangencial o de corte respecto de la distorsión, se obtiene el módulo de corte tangencial:

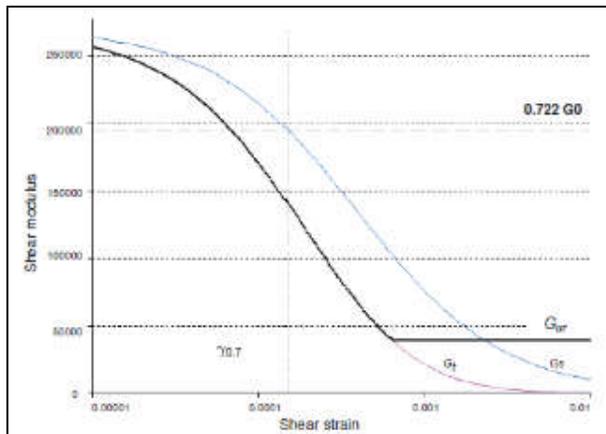
$$G_t = \frac{G_0}{\left(1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}\right)^2} \quad \text{(Ecuación 6-25)}$$

Esta rigidez tangencial posee un límite inferior convencional que es la rigidez transversal de descarga-recarga  $G_{ur}$ :

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad \text{(Ecuación 6-26)}$$

$$\gamma_{cut-off} = \frac{1}{0.385} \left( \sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \gamma_{0.7} \quad \text{(Ecuación 6-27)}$$

A partir de las (Ecuación 6-24 a (Ecuación 6-27), el modelo HS-Small calcula el módulo de corte tangencial integrando el módulo de corte secante reducido sobre la curva del incremento de tensión de corte (Figura 6-9).



**Figura 6-9. Curvas de reducción de los módulos de corte tangencial y secante, incluyendo el límite inferior para el módulo tangencial (Plaxis 2016).**

## 6.3 Modelización numérica de una excavación profunda

### 6.3.1 Introducción

La obra en estudio se la denomina “Coto Botánico” y se ubica en un predio de 4000 m<sup>2</sup>, ubicado sobre la Av. Santa Fe entre Av. Scalabrini Ortiz y Malabia, Ciudad de Buenos Aires. Consiste en la construcción de un hipermercado con 5 subsuelos, planta baja y 1° piso, el cual comparte su basamento con un edificio en torre de oficinas y viviendas de 36 pisos y 5 subsuelos que alcanza los 110m de altura. En la Figura 6-10 se muestra una fotografía satelital de la obra.

Como parte de las tareas se debieron ejecutar excavaciones de hasta 18.5m de profundidad. Los límites del predio presentan tipologías variadas, desde construcciones de mediana altura hasta una línea de subterráneo, con soluciones que variaron según el frente considerado. Para este caso en particular se analizó la Línea Municipal del proyecto (Sector B), con la particularidad de la presencia de las vías del Subterráneo de la Línea D, incluyendo la estación Scalabrini Ortiz. Las características de la excavación, incluyendo el sector estudiado, se presentaron en el Capítulo 3.

Para evaluar el comportamiento estructural de la excavación se realizó una simulación numérica del procedimiento constructivo con el programa Plaxis 2D 2016 utilizando el modelo constitutivo HS-Small y se evaluó la seguridad del conjunto, obteniendo valores de desplazamientos en puntos críticos para el proyecto.

Los resultados se compararon con los cálculos realizados en el proyecto y los desplazamientos del coronamiento del muro.



Figura 6-10. Imagen satelital del predio de la obra “Coto Botánico”.

### 6.3.2 Descripción y geometría

El método de sostenimiento seleccionado consistió en un muro pantalla de pilotes de 60cm de diámetro y 23.0m de profundidad colocados de a pares (separación 1.1m entre ejes y 3.0m entre pares). Entre los pilotes se colocaron una malla de acero y una capa de hormigón proyectado, con el objetivo de transferir la acción del suelo a los pilotes y evitar la pérdida de humedad del terreno.

La pantalla de pilotes se completó con tres líneas de anclajes activos provisionarios ejecutados con inyección global única (IGU), 5 cordones T15 (CEE1900, grado 270 BR), con una separación horizontal de 3.0m en coincidencia con los ejes de los pares de pilotes. En el Capítulo 3 se presentan esquemas típicos de la excavación y la posición del subterráneo, junto a un esquema conceptual de la pantalla de pilotes en planta y la ubicación de los anclajes. En la Tabla 6-1 se indican las características geométricas de los anclajes utilizados.

Tabla 6-1. Configuración de anclajes analizada.

Fila N°	cota [m]	$\beta$ [°]	L.L. [m]	L.F. [m]	$N_t$ [kN]
1	4,0	65	14,0	9,0	750
2	9,0	20	9,0	9,0	750
3	14,0	20	6,0	10,0	750

Donde

*cota* distancia medida del coronamiento del muro a la cabeza del anclaje.

$\beta$  Inclinación subhorizontal del anclaje.

*L.L.* longitud libre del anclaje.

*L.F.* longitud fija o de bulbo.

$N_t$  fuerza de tesado.

El procedimiento constructivo fue el siguiente: 1) perforación y hormigonado de pilotes, construcción de viga de coronamiento y depresión del nivel freático; 2) excavación hasta 4.0m de profundidad 3) instalación y tesado del primer nivel de anclajes; 4) excavación hasta 9.0m de profundidad; 5) instalación y tesado del

segundo nivel de anclajes; 6) excavación hasta 14.0m de profundidad; 7) instalación y tesado del tercer nivel de anclajes; 8) excavación hasta el nivel de excavación final.

### 6.3.3 Materiales

A partir del estudio geotécnico (Figura 6-11) se identificaron dos estratos marcadamente diferenciados entre sí: Pampeano Superior (PS) desde la superficie y hasta 4.0m de profundidad; y Pampeano Medio (PM) entre 4.0m y 30.0m de profundidad. Para ambos estratos se utilizó el modelo HS-Small, los parámetros mecánicos adoptados se encuentran la Tabla 6-2.

**Tabla 6-2. Parámetros geotécnicos adoptados en el modelo HS-Small.**

Parámetro			Unidad geológica	
Nombre	Símbolo	Unidad	PS	PM
Peso unitario	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	19	19
Relación de vacíos	$e$	-	0,5	0,5
Comportamiento	-	-	Drenado	Drenado
Módulo de Young al 50% de deformación	$E_{50}^{ref}$	kPa	85000	85000
Módulo de Young isotrópico	$E_{eod}^{ref}$	kPa	85000	85000
Módulo de Young de descarga/recarga	$E_{ur}^{ref}$	kPa	180000	220000
Exponente de Jambu	$m$	-	0,3	0,3
Cohesión efectiva	$c'$	kPa	20	30
Ángulo de fricción interna efectivo	$\phi'$	°	30	32
Ángulo de dilatación	$\psi$	°	4	6
Deformación de corte de referencia	$\gamma_{0,7}$	-	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-4</sup>
Módulo de corte inicial	$G_0^{ref}$	kPa	240000	400000
Coefficiente de Poisson descarga-recarga	$\nu_{ur}$	-	0,2	0,2
Presión de referencia	$p_{ref}$	kPa	100	100
Coefficiente de empuje en reposo N.C.	$K_0^{NC}$	-	0,50	0,47
Relación de falla	$R_f$	-	0,8	0,7
Permeabilidad	$k$	m/día	0,864	0,864
Coefficiente de interfaz	$R_{inter}$	-	0,8	0,8
Coefficiente de empuje en reposo	$K_0$	-	0,7	0,8
Relación de sobreconsolidación	OCR	-	1	1
Presión equivalente de tapada	POP	kPa	500	1000

El hormigón del túnel subterráneo se modeló como un material elástico lineal, mientras que los anclajes activos y la pantalla de pilotes fueron modelados como un material elasto-plástico perfecto. En las Tabla 6-3 a Donde E.B.R. corresponde al tipo de elemento estructural de Plaxis “embed beam row”.

Tabla 6-5 se presentan los parámetros adoptados.

Nivel freático: 11.0 metros		Ø. sacamuestras: 64 mm		<b>SONDEO I</b>				Comitente: RINA SA			Informe N°					
Perforación: Semimanual con disparador y reenvío de agua				Obra: Supermercado Colo. Av. Sta. Fe 3760				3320 / 2011			06/10/11					
Resultado del ensayo corregido a sacamuestras de 51mm				Operador: Raúl Arce												
PROF. m	DESCRIPCION	USCS	Ensayo penetración					N - SPT	W <sub>u</sub> %	LL %	LP %	IP %	L. Atterberg	Tamices		T kN/m <sup>2</sup>
			0-15	15-30	30-45	Carr. cm	Rec. %							#40 %	#200 %	
0.0	N.T.N.															
0.5																
1.0	relleno artificial															
2.0	castaño mediano con impregnación calcárea	ML	6	8	10	45	33	14	25.3	34	26	8			>90	20.0
3.0	castaño mediano parcialmente cementado	CL	5	7	15	45	78	18	18.5	34	20	14			>90	
4.0	castaño mediano con impregnación calcárea	CL	10	15	13	45	78	22	23.3	32	20	12			>90	
5.0			13	15	18	45	56	24								
6.0	castaño mediano con manchitas negras		25	50		25	80	60	24.4	39	34	5			>90	
7.0	castaño mediano con nódulos calcáreos	ML	25	50		23	78	60	24.8	39	34	5			>90	18.5
8.0	castaño mediano cementado		50			8	75	60	23.1	35					>90	
9.0		ML	50			11	64	60	26.4	35					>90	
10.0		CL	13	11	10	45	67	12	30.7	41	24	17			89	19.1
11.0	castaño mediano fisurado, cementado		12	10	10	45	78	16	28.4	33	24	9			>90	
12.0		ML	9	7	15	45	67	18	31.4	36	28	8			>90	
13.0			13	18	22	45	62	32	28.1	34					>90	
14.0			50			12	83	60	29.8	36					>90	
15.0		CH	11	10	11	45	62	17	46.8	65	32	33			>90	
16.0	castaño verdoso con veñitas negras	MH	10	12	12	45		19	49.8	72	43	29			>90	17.2
17.0		CH	12	20	25	45	67	36	38.1	71	33	38			>90	
18.0			15	25	28	45	78	42	33.6	38					100	83
19.0	castaño mediano con veñitas negras	ML	17	22	30	45	78	41	30.5	38					100	77
20.0			16	15	24	45	78	34	32.9	35	31	4			91	
21.0			17	18	25	45	78	34	28.6	32					>90	
22.0		CH	12	13	12	45	62	20	23.5	51	25	26			>90	
23.0	verdoso claro con nódulos calcáreos		13	12	12	45	62	15	24.2	51	25	26			>90	20.2
24.0		CL	15	17	18	45	67	28	18.4	27	15	12			100	70
25.0			17	18	20	45	67	30	20.4	27	15	12			100	75
26.0			12	14	19	45	67	26	22.5						100	18
27.0	castaño rojizo	SM	13	15	18	45	44	26	22.2						100	17
28.0			50			10	100	60	27.9						100	25
29.0		ML	50			15	67	60	25.4	33	26	7			>90	
30.0	verdoso claro	CL	12	15	15	45	78	24	20.7	42	18	24			>90	20.9
31.0			50			15	67	60							100	2
32.0	amarillento ambar, alterado		50			15	67	60							100	3
33.0		SP	28	27	30	45	76	45							98	2
34.0			30	30	35	45	78	62							99	3
	Fin del ensayo.															

Figura 6-11. Planilla de campo y laboratorio de un sondeo geotécnico.

Tabla 6-3. Parámetros adoptados para el H° del subterráneo.

Parámetro			H°
Nombre	Símbolo	Unidad	
Elemento	-	-	Soil
Tipo de material	-	-	linear elastic
Peso unitario	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	24
Relación de vacíos	e	-	0,5
Módulo de Young	E	kPa	2.57E+07
Coefficiente de Poisson	$\nu$	-	0,2
Coefficiente de interfaz	R <sub>inter</sub>	-	0,9

Tabla 6-4. Parámetros adoptados para los anclajes.

Parámetro			Anclajes
Nombre	Símbolo	Unidad	
Elemento	-	-	E.B.R
Tipo de material	-	-	elasto-plástico
Módulo de Young	E	kPa	1,90E+08
Peso unitario	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	78500
Relación de vacíos	e	-	0,5
Diámetro	-	m	2,99E-02
Separacion horizontal	L <sub>spacing</sub>	m	2
Momento de plastificación	M <sub>p</sub>	kNm	0
Normal de plastificación	N <sub>p</sub>	kN	1175
Fricción	-	kN/m	85
Punta	-	kN	0

Donde E.B.R. corresponde al tipo de elemento estructural de Plaxis “embeded beam row”.

Tabla 6-5. Parámetros adoptados para la pantalla de pilotes.

Parámetro			P.Pilotes
Nombre	Símbolo	Unidad	
Elemento	-	-	Plate
Tipo de material	-	-	elasto-plástico
Rigidez axial	EA	kN/m	9,70E+06
Rigidez flexional	EI	kNm <sup>2</sup> /m	78500
Peso por unidad de longitud	w	kN/m/m	9
Coefficiente de Poisson	$\nu$	-	0,15
Separacion horizontal	L <sub>spacing</sub>	m	2
Momento de plastificación	M <sub>p</sub>	kNm	667
Normal de plastificación	N <sub>p</sub>	kN	6667

### 6.3.4 Etapas de cálculo

Se reprodujeron las condiciones iniciales de la obra y las etapas de ejecución previamente descriptas. En la Figura 6-12 se observa el procedimiento constructivo empleado en cada una de las etapas de cálculo.

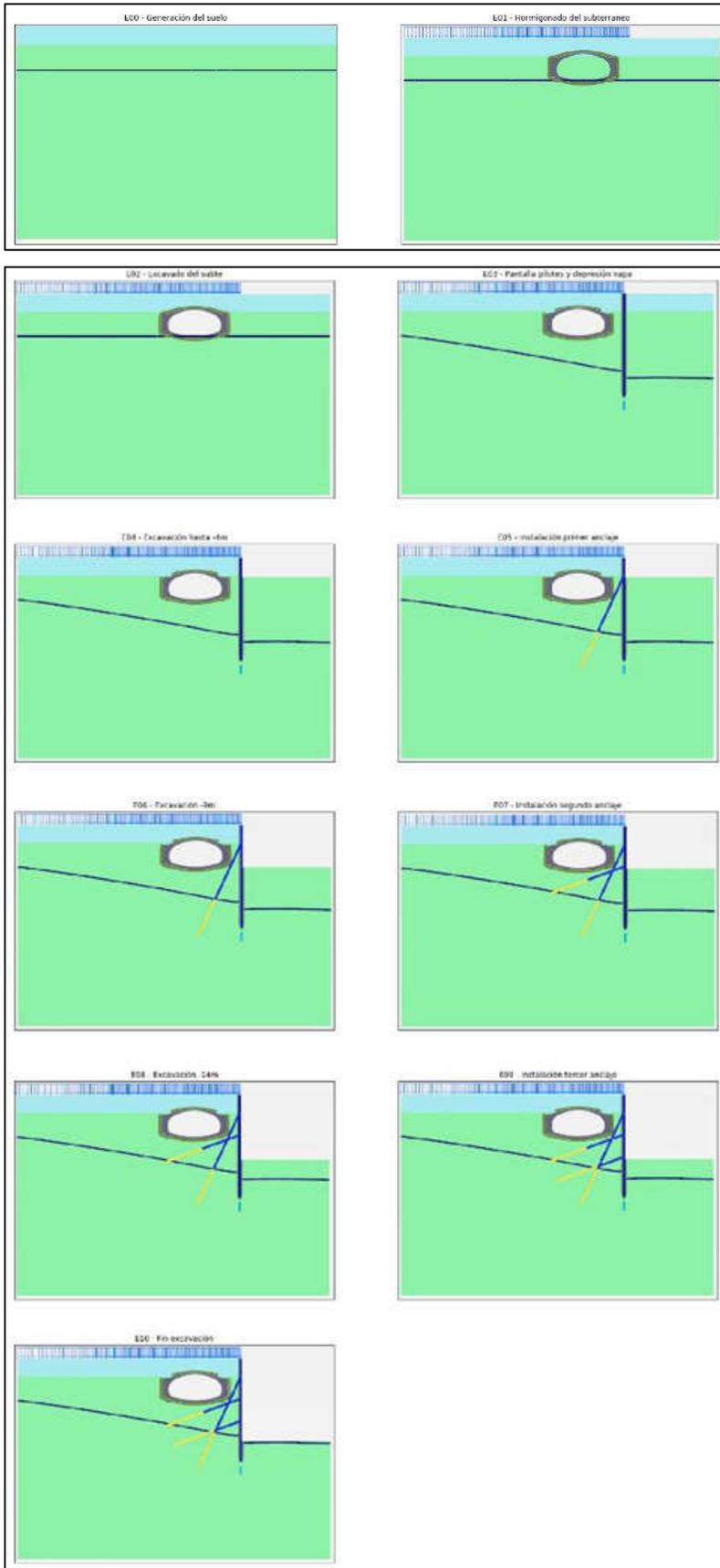


Figura 6-12. Etapas de cálculo analizadas.

En la Figura 6-13 se muestra una imagen de la malla utilizada, con elementos de 15 nodos y densidad variable según las distintas zonas de interés del problema.

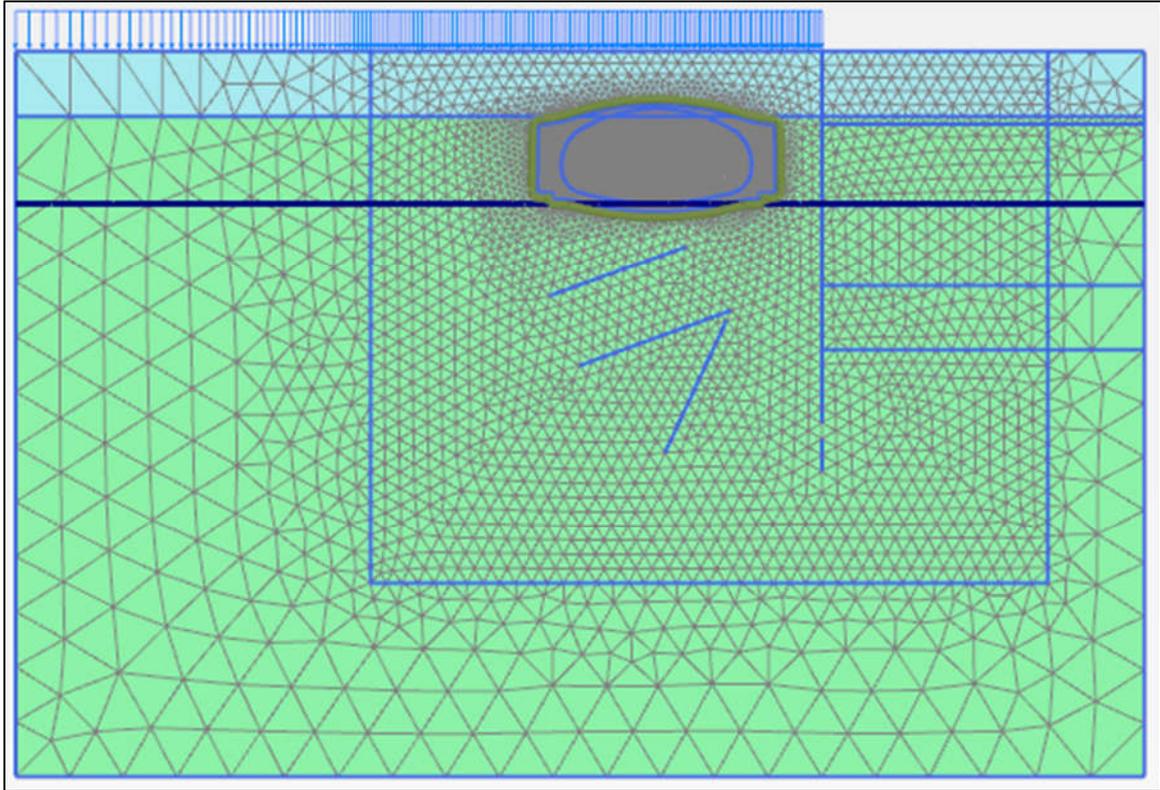


Figura 6-13. Malla de elementos finitos utilizada en la modelación.

### 6.3.5 Factor de seguridad numérico

Se calcularon los factores de seguridad asociados a cada etapa de excavación, antes de la instalación del anclaje correspondiente. En la Figura 6-14 se graficó el FS en función de la etapa analizada, obteniéndose un valor mínimo de 1.59 para la cota de excavación máxima.

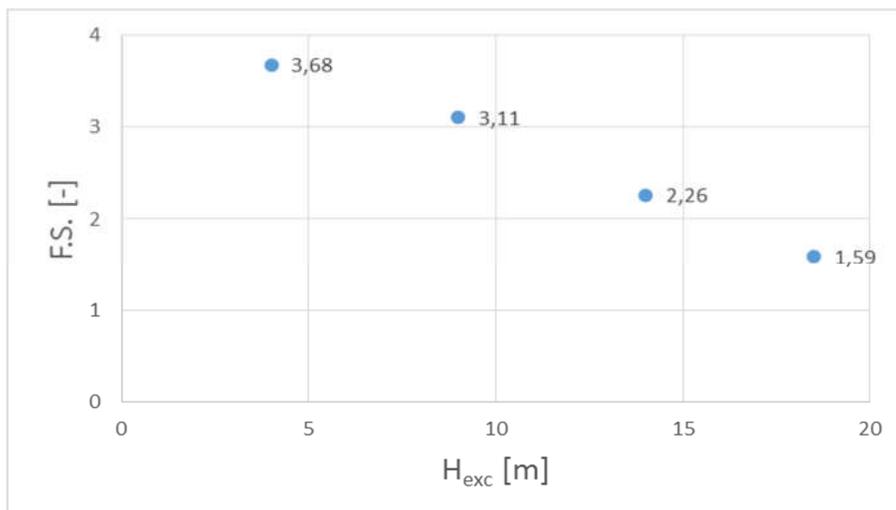


Figura 6-14. Factor de seguridad numérico en función de la etapa analizada.

En la Figura 6-15 se indica la cuña de falla generada con el modo Safety, una vez alcanzada la cota máxima de excavación.

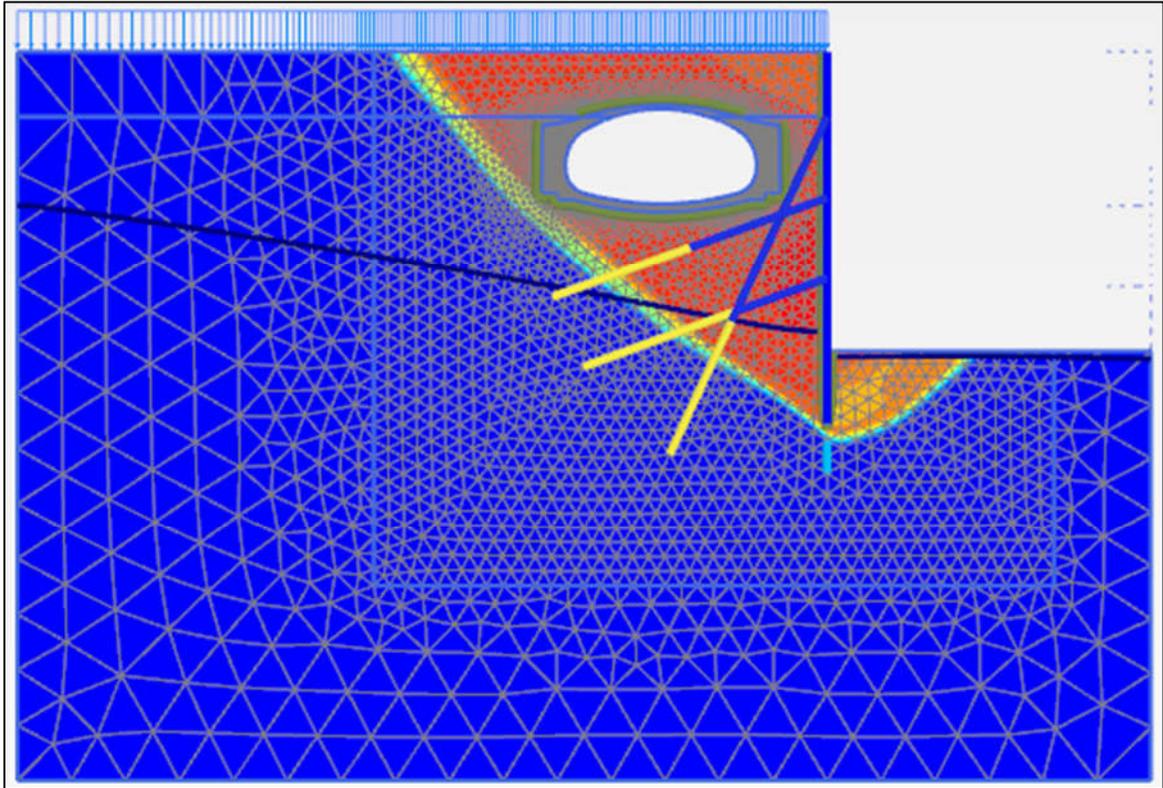


Figura 6-15. Cuña de potencial deslizamiento.

### 6.3.6 Desplazamientos calculados

Se analizaron los desplazamientos totales en tres puntos de interés: a) el coronamiento del muro; b) el fondo de la excavación y c) la base del túnel subterráneo. En las Figura 6-16 a Figura 6-18 se grafican los corrimientos que sufrieron estos puntos a medida que avanzaron las etapas de cálculo.

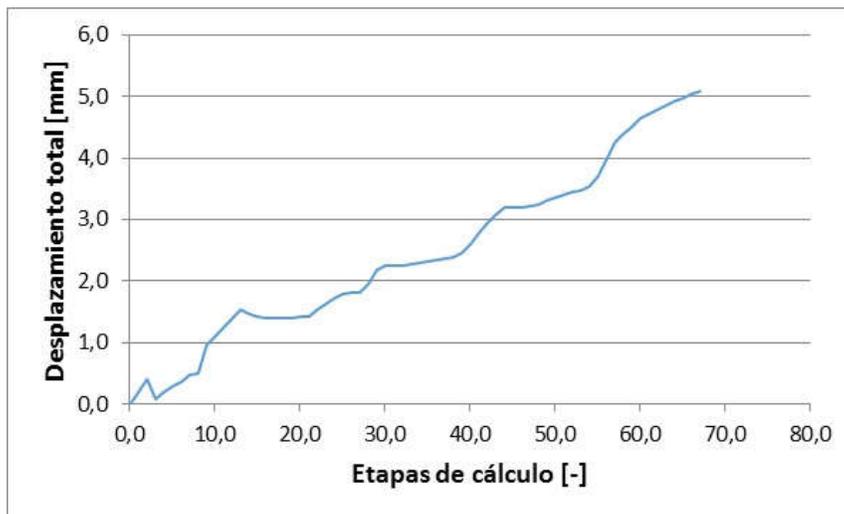
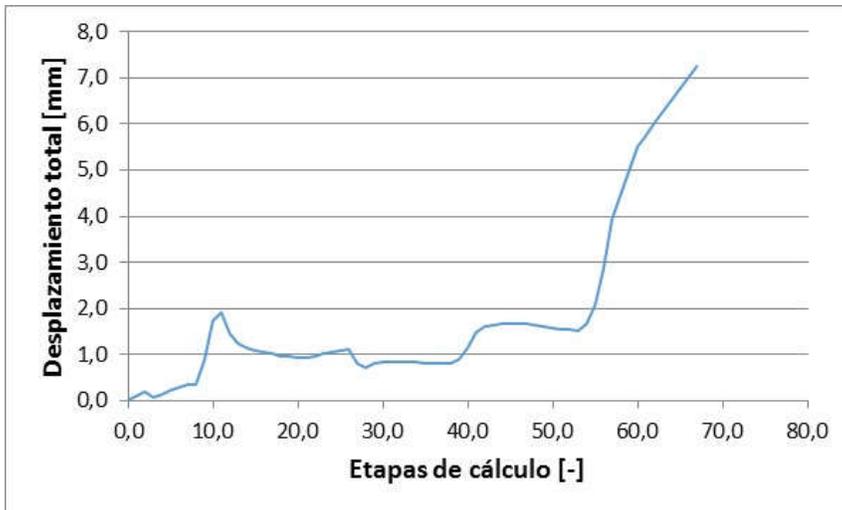
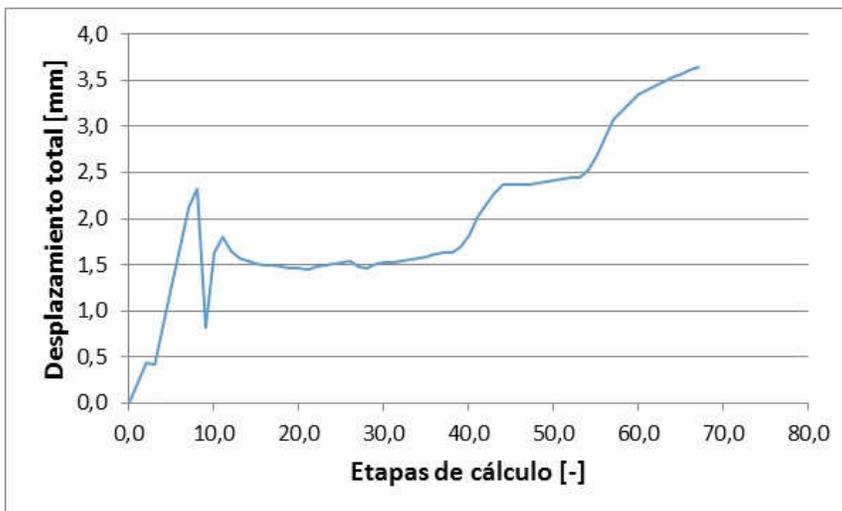


Figura 6-16. Desplazamiento calculado en el coronamiento del muro.



**Figura 6-17. Desplazamiento calculado en el fondo de la excavación.**



**Figura 6-18. Desplazamiento calculado en el punto más bajo del túnel.**

Los desplazamientos máximos obtenidos fueron: a) 5.1mm; b) 7.3mm y c) 3.6mm.

Se relevaron valores del movimiento sobre el coronamiento de la pantalla de pilotes. En la Figura 6-19 se indica el corrimiento de las pantallas en la sección analizada. Los desplazamientos máximos medidos se encuentran en el orden de los  $11 \pm 2$  mm. Si bien el error entre el valor numérico obtenido y el relevado en obra supera el 100%, ambos se encuentran en el mismo orden de magnitud y dentro del rango aceptable para obras de esta envergadura.

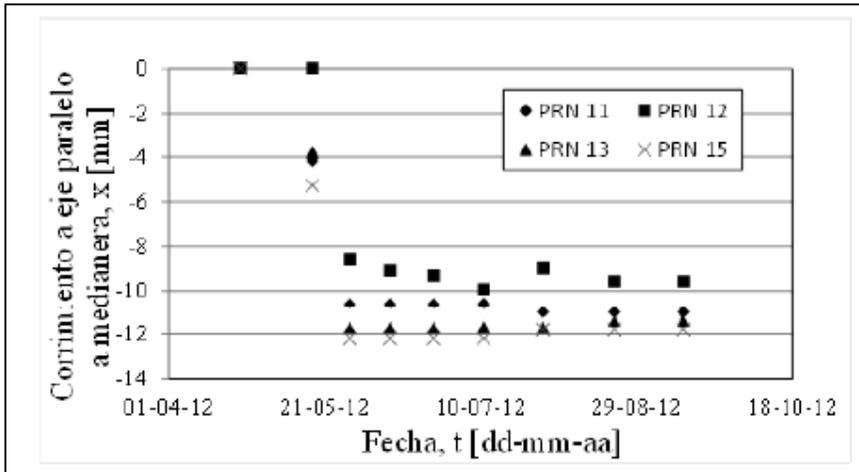


Figura 6-19. Desplazamientos del coronamiento de la pantalla medidos en obra.

### 6.3.7 Solicitaciones en el muro

Se calcularon las solicitaciones en la pantalla de pilotes para su posterior dimensionado. En la Figura 6-20 se presentan las envolventes de todo el proceso constructivo. El esfuerzo axial dimensionante fue de 885kN/m (compresión), los esfuerzos de corte máximos fueron -235 kN/m y 180 kN/m y los momentos flexores -124kNm/m y 93kNm/m (NOTA: el signo positivo corresponde al lado de la excavación).

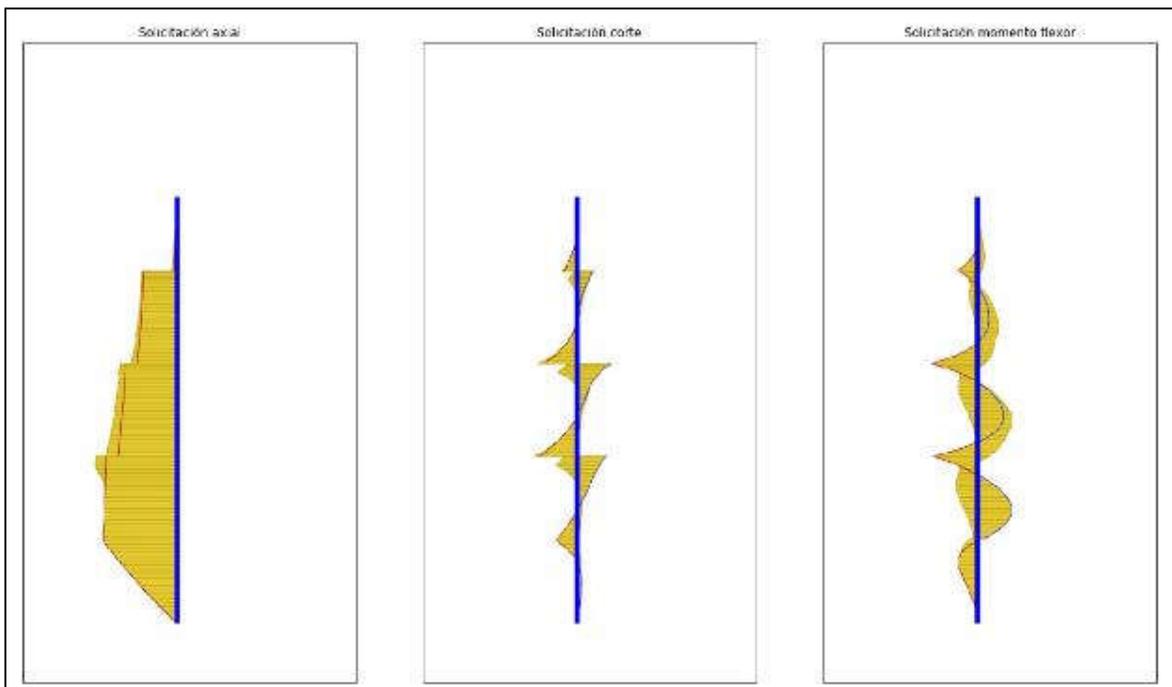


Figura 6-20. Solicitaciones en el muro obtenidas numéricamente:  $N_{max} = 885 \text{ kN/m}$ ;  $Q_{max} = 235 \text{ kN/m}$ ;  $M_{max} = 124 \text{ kNm/m}$ .

## 6.4 Limitaciones del modelo numérico para el problema analizado

Si bien los modelos numéricos son una etapa superadora de los analíticos, también estos carecen de la capacidad de representar la realidad en toda su complejidad. Puntualmente, se pueden destacar las siguientes limitaciones:

Los anclajes son elementos en tres dimensiones, similares a los pilotes con zonas de influencia y efectos de grupo, que en esta ocasión fueron representados únicamente en dos dimensiones. Si bien la posibilidad de modelar situaciones en tridimensionales ya existe, el costo computacional es a veces tan importante que se opta por realizar esta simplificación. También hay que tener en cuenta que los anclajes son elementos cuya capacidad depende en gran medida de su instalación, factor que tampoco puede ser modelado con las herramientas que se dispone actualmente.

Debido a las limitaciones del programa (y del modelo) de representar situaciones tridimensionales, se optó por modelar la pantalla de pilotes (elementos discretos y separados entre sí) como una placa continua, con las mismas características geométricas por unidad de longitud.

El modelo utilizado no tiene en cuenta el perfil de saturación gradual del suelo del sitio de emplazamiento de la obra. Esto se debe a que aún se carece de un modelo que represente de manera fidedigna las variaciones en el grado de saturación del suelo, los que existen actualmente son complejos y a veces poco confiables. Además, dado que la saturación parcial aumenta la resistencia de una masa de suelo, el hecho de considerarla puede significar un riesgo demasiado grande para la ejecución de la obra.

Por último, si bien se hizo el esfuerzo de modelar y representar el historial de tensiones de la masa de suelo mediante la generación de etapas constructivas previas a la excavación, el proceso constructivo estricto del subterráneo no fue tenido en cuenta.

## 7. Conclusiones

Se estudiaron diferentes normas y manuales de diseño de excavaciones ancladas para su aplicación a los suelos del centro de la Ciudad de Buenos Aires, puntualmente de la Formación Pampeano.

Se recopiló información geotécnica sobre la Formación Pampeano de distintos autores y presentó un compendio de parámetros para la modelación de estos suelos.

Se analizaron diversos diseños de excavaciones, extrayéndose criterios generales de diseño y buenas prácticas:

- Las excavaciones analizadas que poseían una profundidad entre 5.0 y 12.0m fueron en general resueltas con dos o tres líneas de anclajes.
- La separación horizontal de los anclajes varía entre 1.2m y 6.0m. Para los casos en los que la separación superó los 3.0m, se modificó la distribución de los anclajes (entre algunas alternativas, se destaca la utilización de una primer línea de anclajes más próximos entre si – a 2.0m o 3.0m entre ejes de anclajes– o disposición en tresbolillo para las filas inferiores).
- La cota de la cabeza de la primera línea de anclajes, referenciadas al nivel del terreno natural, varía entre 0.5m y 2.4m.
- Los diámetros de perforación variaron entre 10cm y 30cm.
- Las armaduras de los anclajes activos varían entre 3 y 4 torones de 15.2mm (4.2cm<sup>2</sup> y 5.6cm<sup>2</sup>), grado 270 de baja relajación.
- Las armaduras de los anclajes pasivos varían entre 3.1cm<sup>2</sup> y 11.8cm<sup>2</sup>, con barras  $\phi 20$  a  $\phi 25$ .
- La longitud total adoptada para la primera fila de anclajes activos es de 9.0m a 13.0m, mientras que las longitudes fijas varían entre 3.0m y 8.5m.
- La longitud total adoptada para la primera fila de anclajes pasivos es de 6.0m a 10.0m, mientras que las longitudes fijas varían entre 3.0m y 7.0m.
- La inclinación de los anclajes está comprendida entre 15 y 20° subhorizontales.

Se estudió la legislación vigente (Código de Edificación de Buenos Aires), una norma de origen norteamericano (FHWA 1999), una norma española (UNE-EN 1537) y una norma francesa (FR-TA95). De todas ellas se extrajeron diversos métodos analíticos para el cálculo de empujes y capacidad de carga de anclajes.

De acuerdo al Código, no podrán practicarse cortes verticales de longitud mayor a 2.0m sin apuntalamiento temporario. En caso de diseñarse dicho apuntalamiento con métodos analíticos, en primer lugar se calcula el empuje del suelo y luego se lo equilibra con anclajes. Los empujes fueron calculados mediante varios métodos:

- Diagrama de empujes mínimos para del Código de Edificación de la Ciudad de Buenos Aires.
- Método de la cuña de potencial deslizamiento.
- Método de Rankine.

El empuje de diseño fue siempre el mayor de los anteriormente mencionados y el diagrama utilizado para el diseño de los tabiques definitivos (en los casos en que corresponda) fue el envolvente de los anteriores.

La capacidad portante de los anclajes fue estimada mediante el Método de Bustamante, donde según el tipo de suelo y la cantidad de golpes del ensayo SPT (con un 70% de energía,  $N_{SPT70}$ ) se obtiene una capacidad lineal por metro de anclaje. Esta capacidad solo es aplicable a la zona por fuera de la cuña de falla estimada previamente en el cálculo del empuje.

Se utilizó el programa de elementos finitos Plaxis 2D AE 2016 para simular una excavación compleja estudiada previamente (Coto Botánico) y comparar los resultados obtenidos. La misma consistía de una excavación de 18.5m de profundidad, en un perfil de suelo con variada estratigrafía y una línea de subterráneo cercana. El modelo constitutivo utilizado fue el Hardening Soil Model with small strain stiffness. Los resultados obtenidos, si bien preliminares y que requieren mayor investigación, fueron del orden de los utilizados tanto en el diseño como en el control de la excavación, validando dicho modelo para su uso en este tipo de estructuras.

A pesar de existir actualmente algunos trabajos en el tema, hoy en día se carece de una norma local que estandarice el diseño de excavaciones en zonas metropolitanas para mejorar los sistemas actuales y así evitar futuros accidentes. Dentro de dicha norma y debido a la gran cantidad de variables que intervienen en la capacidad de un anclaje, es necesario normalizar los ensayos en obra necesarios, así como la metodología a emplear para poder comparar resultados y tener mayor seguridad en el trabajo en obra realizado.

## 8. Referencias

- Bell, A. L. 1915. The Lateral Pressure and Resistance of Clay, and the Supporting Power of Clay Foundations. A Century of Soil Mechanics, ICE, London, pp. 93-134.
- Bolognesi A. 1975. Compresibilidad de los suelos de la Formación Pampeano V PCSMF E Buenos Aires V: 255-302.
- Bolognesi A. 1990. Túneles urbanos. Métodos analíticos para el cálculo de los revestimientos. XI Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ing. Fundaciones, Mendoza, 1990.
- Bolognesi A., Moretto O. 1957. Properties and behaviour of silty soil originated from Loess formation. 4th ICSMFE Vol. 1, p. 9.
- Bolognesi A., Vardé O. 1991. Subterráneos en Buenos Aires. IX PCSMF E, Viña del Mar, Chile, III: 1329-1350.
- Cabandié, J. 2010. Proyecto Resolución N° 2071-D-10, Informe Derrumbe. Buenos Aires.
- Codevilla M., Sfriso A. 2011. Actualización de la información geotécnica de los suelos de la Ciudad de Buenos Aires. XIV PCSMG E (Toronto, Canadá), paper 988, CD-ROM.
- DGC 2001. Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras, Madrid.
- Duncan, J. M., Chang, C. Y. 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soil.
- Durmeyer S.A.S. <http://www.durmeyer.fr>
- El-Har. Engineering and Construction L.T.D. <http://eng.el-har.co.il>
- EN 1537. Ejecución de trabajos geotécnicos especializados – Anclajes. Comité Técnico CEN/TC 288.
- FHWA 1999. Geotechnical Engineering Circular N°4. Ground Anchors and Anchored Systems. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Washington D.C.
- FR-TA95. Tirants d'ancrage. Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle. Comité Français de la Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations.
- García Mendive, I. Paz Walther, F. Rellán, G. 2012. Trabajo Profesional de Construcciones. Arenas refuladas. Aplicación al Proyecto Carena. Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires.
- Hardin, B.O., Drnevich, V.P. 1972. Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.
- Kempfert, H.-G. & Gebreselassie, B. 2006. Excavations and Foundations in Soft Soils. Berlin
- Kondner, R. L. 1963. A hyperbolic stress strain formulation for sands.
- Laríá T., Laiun J., Sfriso A. 2014. Torre vista Buenos Aires, Argentina. Caso de excavación profunda y compleja en medio urbano. 23 Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires.
- Leoni, A. J. 1998. Micropilotes y anclajes inyectados. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de La Plata. La Plata.
- Núñez, E. 1973. Empujes sobre apuntalamientos en el Centro de la Ciudad de Buenos Aires, Buenos Aires.
- Núñez, E. 1986a. Panel report: geotechnical conditions in Buenos Aires City. Proceedings, V ICIAEG, Buenos Aires.
- Núñez, E. 1986b. Cemented preconsolidated soils as very weak rocks. V ICIAEG, Buenos Aires.
- Núñez, E. 2000. Excavaciones y túneles en el Pampeano, XV CAMSIG, Buenos Aires.
- Oller, S. 2007. Modelización constructiva de comportamiento de materiales compuestos para el uso civil. Universitat Politècnica de Catalunya.

Plaxis 2016. Material Models Manual.

PTI 2004. Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors. Post-Tensioning Institute, Phoenix, Arizona.

RMD Kwikform. <http://www.rmdkwikform.com/es/>

Rocca, R., Redolfi, E. y Terzariol, R. 2006. "Características geotécnicas de los loess de Argentina", Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, 6, 2, 149- 165.

Rowe, P.W. 1962. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proc. Roy. Soc.

Sfriso, A. 2008. Metro tunnels in Buenos Aires: Design and construction procedures 1998 – 2007. 6th Intl Symp Geot Aspects Underg Constr Soft Ground, Shanghai, 335-341.

Soletanche – Bachy. <http://www.soletanche-bachy.com.ar>

Vermeer, P.A., Schanz, T., Bonnier, P.A. 1999. The hardening-soil model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam.

Yepes Piqueras, V. 2014. Entibación berlinesa o "muro berlinés". Procedimientos constructivos de cimentaciones, sistemas de retención de tierras y anclajes. Universidad Politécnica de Valencia.