

anclajes de tracción

ASPECTOS
FUNDAMENTALES
DE LA LEY 4580



anclajes

ASPECTOS
FUNDAMENTALES
DE LA LEY 4.580

de tracción

ANCLAJES DE TRACCIÓN:
ASPECTOS FUNDAMENTALES DE LA LEY 4.580

Una publicación del
CONSEJO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



Compilación y corrección de textos:

Arq. Gustavo Di Costa

Diseño Gráfico:

Graciela Gallo / Lautaro Lupi
www.willayestudio.com.ar

Ilustraciones:

RICA (Ricardo Nuñez)
ricanu@gmail.com
https://creadordeideas.wordpress.com

Hecho el depósito que marca la ley 11.723
Impreso en Argentina / Printed in Argentina

La reproducción total o parcial de esta publicación, no autorizada por los editores, viola derechos reservados; cualquier utilización debe ser previamente solicitada.

Un considerable esfuerzo en tiempo, dedicación y capacidad profesional ha sido aplicado a la redacción de este libro. Cada uno de sus contenidos fue cuidadosamente analizado, desarrollado y explicado. Ahora bien, el lector acepta y comprende que no se ha expresado ni está implícita ninguna garantía de los autores ni del CPIC sobre los resultados de aplicar las consideraciones incluidas en el texto. El lector reconoce explícitamente que asume la responsabilidad de las aplicaciones inspiradas en el contenido de este libro y que debe verificar la realidad y seguridad de las mismas.

Di Costa, Gustavo

Anclajes de tracción : aspectos fundamentales de la Ley 4.580 / Gustavo Di Costa. - 1ª ed adaptada.

- Buenos Aires : Consejo Profesional de Ingeniería Civil, 2016.

182 p. ; 28 x 20 cm.

ISBN 978-987-95422-4-8

I. Arquitectura . I. Título.

CDD 720

AGRADECIMIENTOS

En mi carácter de Presidente del Consejo Profesional de Ingeniería Civil, y en su nombre, quiero expresar el agradecimiento a quienes prestaron su desinteresada colaboración para esclarecer diferentes aspectos de la Ley N° 4.580 de Anclajes de Tracción, y otros casos de aplicación objeto de la presente publicación.

Han resultado invalorable las ideas aportadas y materiales suministrados por los Ingenieros Civiles Norberto Pazos, Hugo Chevez, Alberto Fainstein, Jorge Fontán Balestra, Néstor Guitelman, Raúl Husni, Jorge Kornitz y Eduardo Nuñez.

Vaya también el reconocimiento para las instituciones que colaboraron desinteresadamente para que esta publicación obtenga la trascendencia e importancia que reviste. Me refiero específicamente a la Asociación de Ingenieros Estructurales, la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires, la Universidad Tecnológica Nacional, la Universidad Católica Argentina y la Academia Nacional de Ingeniería, quienes a través de la participación de sus prestigiosos profesionales, brindan un relevante marco para este trabajo.

De igual manera, han resultado importantísimos los contenidos, experiencias teóricas y casos prácticos aportados por los Ingenieros Civiles Héctor Grossi, Jorge Grossi, Raúl Husni, Eugenio Mendiguren, Augusto Leoni, Aldo Loguercio, Luis María Perri y Alejo Sfriso, quienes suman una visión de aplicación práctica de invalorable utilidad.

Dejo para el final a quienes trabajaron incansablemente para que los aspectos más relevantes de este tema, de innegable trascendencia, fuera plasmado en una publicación de estas características. Me refiero a los Ingenieros Civiles Victorio Santiago Díaz, Luis Enrique Perri y Enrique Sgrelli.

Vaya el agradecimiento a todos ellos del Consejo Profesional de Ingeniería Civil y el mío en forma personal.

"Uno llega a ser grande por lo que lee y no por lo que escribe"
Jorge Luis Borges

Ing. Civil Jorge E. Abramian

Presidente del Consejo Profesional de Ingeniería Civil (CPIC)

Junio de 2016

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS.....	5
PRÓLOGO.....	7
PRESENTACIÓN.....	9
INTRODUCCIÓN.....	11
MÓDULO 1	
FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LOS ANCLAJES.....	16
MÓDULO 2	
SÍNTESIS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ANCLAJES.....	77
MÓDULO 3	
CASOS DE APLICACIÓN.....	87
APLICACIÓN DE DISTINTOS ANCLAJES EN OBRAS	
Diseño Geotécnico del aliviadero de la presa Los Caracoles.....	89
Anclajes permanentes en la Presa Los Caracoles.....	91
OTROS CASOS DE ANCLAJES TEMPORARIOS	
Torre del Yatch, Puerto Madero.....	94
Cobertizos, Ruta Nacional N° 7, Mendoza.....	94
Torre Salguero.....	95
OBRAS DE EXCAVACIONES Y ANCLAJES EN MEDIO URBANO	
Torre Vista Buenos Aires.....	97
Edificio Datastar.....	107
Edificio Tango Work & Live.....	119
Obra Anchorena.....	127
ANCLAJES PARA TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA.....	136
ANTECEDENTES EN ARGENTINA DE EDIFICIOS RESUELTOS CON ANCLAJES	
Ministerio de Relaciones Exteriores y Culto.....	138
Teatro Argentino de La Plata.....	139
MÓDULO 4	
LEY DE ANCLAJES N° 4.580: CRONOLOGÍA Y TEXTO NORMATIVO.....	141
MÓDULO 5	
MESA DE DEBATE Y CONCLUSIONES.....	147
IMMANUEL KANT.....	154
BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES DOCUMENTALES.....	155
PROFESIONALES PARTICIPANTES.....	156
AUTORIDADES DEL CONSEJO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL.....	157

PRÓLOGO

UNA LEY QUE FACILITA GESTIONES OPERATIVAS

En la edición del diario “La Prensa” de Buenos Aires, correspondiente al martes 9 de junio de 1970, se incluye un documento que el Centro Argentino de Ingenieros (CAI) elevó a la Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires, bajo el título “Normas de Seguridad en las Construcciones”.

La causa de dicho documento fue la ocurrencia de importantes accidentes debidos a fallas estructurales en edificios de la ciudad, los cuales llevaron a la creación de una Comisión Especial designada por el CAI constituida por ingenieros civiles. En particular, el grupo de ingenieros especialistas en Mecánica de Suelos y Fundaciones estuvo integrado por (en orden alfabético): Bolognesi, A.J.L.; Moretto, O.; Núñez, E.; Trevisán, S.; Vardé, O.

El Proyecto Modificador de las normas vigentes contenidas en el Código de Edificación incorporaba - en importante extensión- requerimientos sobre aspectos geotécnicos referidos a los Estudios de Suelos, Terraplenes, Excavaciones y Empujes de Tierras, Cimentaciones superficiales y profundas.

En particular, establecía los diagramas de empujes de aplicación para suelos de diferentes características y propiedades. Este documento dio origen a una Ordenanza Municipal de cumplimiento mandatorio. Incluía como imprescindible la ejecución de un estudio de suelos y la presentación de un plan de excavaciones con control de la Dirección de Obra.

Durante la vigencia de dicha Ordenanza, y según el conocimiento de quien esto escribe, en todas las obras que se aplicó apropiadamente no se produjeron ningún tipo de fallas o accidentes, debido a la inestabilidad de los cortes en el terreno producidos por las excavaciones.

La Ordenanza establecía la obligatoriedad de sostener, mediante estructuras adecuadas, los

empujes horizontales resultantes de los diagramas correspondientes para el tipo de suelos en consideración, los cuales se incluían en dicha normativa.

Para condiciones de acciones transitorias -durante la ejecución de las obras- podía apelarse a elementos estructurales específicos, pero también, recurrirse a banquinas (o “contrafuertes”) de suelos aptos, en especial, en localizaciones típicas del “pampeano”.

Esta formación se encuentra constituida por suelos compactos a duros, preconsolidados por desecación y cementados por impregnación calcárea. Para esos casos, o cuando se recurría a elementos estructurales de “contención” internos (puntales) en el interior de la excavación -sometidos a compresión- no se presentaban “conflictos” con linderos.

Las estructuras o contrafuertes temporarios de contención se podían eliminar a medida que avanzaba la ejecución de la estructura definitiva.

Resulta interesante hacer notar que en el centro de la ciudad, en una localización muy próxima al túnel del Subterráneo Constitución-Retiro, se recurrió a contrafuertes de más de 12 m de profundidad; esto dicho para visualizar hasta que extremos, el uso de banquinas, podía resultar una solución económica y efectiva. Pero para elementos de “sostén”, sometidos a tracción encastrados en los laterales, que “Invadían” el subsuelo contiguo, se suscitaban eventualmente dificultades operativas y/o legales.

En particular, y con referencia a la formación pampeana (que se extiende en la terraza alta desde -aproximadamente- Capitán Bermúdez hasta -aproximadamente- Magdalena), el uso del “diagrama de empujes” (que corresponde a arcillas y limos de origen eólico, compactos a duros, preconsolidados por desecación y eventualmente impregnados con

calcáreos o con estratos intercalados con calcáreos, que denominamos localmente como “suelos toscos” y/o “toscas”), dicho diagrama ha sido de uso común para el proyecto de estructuras temporarias de sostenimiento.

En la excavación ejecutada a principios de la década del 80 del siglo pasado para el Nuevo Teatro Argentino de La Plata (probablemente, la de mayores dimensiones realizada en su tiempo, con una forma aproximadamente cuadrada de 115 m de lado y 22/24 m de profundidad) -las paredes verticales del corte fueron estabilizadas mediante la ejecución de “pilotes de H° A° de tracción”, excavados y hormigonados “in situ” e inclinados para facilitar su correcto encastrado con el terreno.

Esta solución con “anclajes pasivos”, ya había sido empleada en excavaciones de menor profundidad. El uso adecuado de los diagramas de empuje incluidos en el documento al principio citado, y del artículo del suscripto: “Empujes sobre apuntalamientos en el centro de la ciudad de Buenos Aires”, de mayo de 1973, permitió el diseño seguro de los sistemas temporarios de contención referidos.

Para esa fecha, el uso de anclajes pasivos era común en todo el mundo. En Argentina, se había trabajado mucho sobre la estabilidad de las paredes de excavaciones en la década de 1960.

En la publicación de la Sesión Especial de Muros Moldeados y Anclajes del 7° Congreso Internacional, realizado en México en el año 1969, se presentaron numerosos trabajos sobre el uso de anclajes.

Cabe hacer notar que las contribuciones más notables se habían efectuado en Francia en la década de 1930. Coyne había diseñado anclajes postesados encargados de sustentar grandes cargas; por ejemplo, los anclajes de la presa de Cheufra tenían capacidad de 1.000 Tn cada uno, estaban anclados en arenisca y con tendones constituidos por cables de aceros especiales empleados aplicando las técnicas del hormigón pretensado.

El desarrollo de los anclajes incluyó elementos de estructuras provisionales de contención, “pasivos”, “activos” postesando los tendones “anclados” en bulbos de hormigón inyectado, precomprimiendo el macizo dentro del cual actúa la pieza de transferencia, inyectando los suelos o mezclándolos con cemento mediante las técnicas del “jet-grouting”, etc.

Cuando los anclajes son incorporados para su uso en forma permanente para el servicio de las estructuras, la protección contra la corrosión debe ser especialmente cuidada.

Estos miembros estructurales sometidos a tracción, fueron progresivamente utilizados en estructuras para resistir fuerzas de subpresión, de arranque en torres o mástiles de líneas de alta tensión, torres offshore, torres de sustentación de turbinas eólicas para la producción de energía, etc.

Todo ello amplió el campo de utilización de pilotes. Estas piezas de transferencia de esfuerzos, generalmente de compresión al desarrollar su resistencia por la punta y por el fuste, son también aptas para resistir fuerzas de arranque movilizando su resistencia friccional por el fuste.

Las modernas tecnologías que se aplican en el diseño y construcción de anclajes han enriquecido grandemente el campo de la Ingeniería Geotécnica.

Pero la materialización misma y el empleo de este recurso estructural, muchas veces se ve obstaculizado -en ocasiones seriamente- por las limitaciones en el uso del subsuelo de propiedad del lindero.

Esta Ley de Anclajes intenta eliminar esos inconvenientes.

Su logro será la medida de su éxito.

Ing. Civil Eduardo Nuñez

Premio “La Ingeniería”, año 2012, otorgado por el Centro Argentino de Ingenieros

Junio de 2016

PRESENTACIÓN

UN TRABAJO CONJUNTO EN FAVOR DE LA COMUNIDAD

La ejecución de obras siempre requirió un adecuado control de la estabilidad de taludes, lo cual resultó cada vez más complejo en la medida que se profundizaron las excavaciones.

Así surgieron distintas formas de trabajo en función del proyecto en sí y de los tipos de suelo que se encontraban.

A su vez, las demandas de nuevas tipologías urbanas con grandes requerimientos de estacionamientos, sala de máquinas y “amenities”, fueron exigiendo mayores profundidades de excavación.

Dicha situación se complica aun más con obras entre medianeras y la consiguiente influencia sobre las obras linderas.

En estas condiciones el sostenimiento de muros verticales requería obras provisionales de apuntalamiento complejas y con gran entorpecimiento para los trabajos definitivos de la obra proyectada. A su vez, nunca aseguraban mínimos desplazamientos de suelos y sus consecuencias en linderos.

Simultáneamente, ya se tenían muchas experiencias -tanto en el país como a nivel internacional- del uso de anclajes temporarios para el sostenimiento de muros laterales en excavaciones.

Estos anclajes con sus distintas tipologías, permiten excavaciones y submuraciones seguras, con mínimos desplazamientos de suelos -y por consiguiente- acotadas afectaciones en las obras linderas.

No obstante, para su ejecución, se debió invadir los terrenos linderos lo cual no estaba legalmente aceptado, salvo que se obtuviera la conformidad de todos los vecinos, que en el caso de propiedades horizontales resultaba inviable.

En la mayoría de los casos debía investigarse externamente las condiciones estructurales y de fundación de las obras que debían submurarse, lo cual no era totalmente accesible ni seguro.

La consecuencia de lo anteriormente expuesto fueron los accidentes provocados por tareas realizadas con impericia o asumiendo riesgos inadmisibles, que se tradujeron en daños materiales y pérdidas humanas. Ello provocó un descrédito en la sociedad que no entendía el origen de tales derrumbes parciales o totales de edificios existentes.

En esta situación es que el Consejo Profesional de Ingeniería Civil convoca a un grupo de profesionales para analizar la situación y proponer la normalización de estas tareas, lo cual se logra concretar a través de la Ley N° 4.580.

Con la reglamentación de la Ley de Anclajes, la ciudad de Buenos Aires incorpora un adecuado instrumento de proyecto, control y verificación de una etapa sumamente delicada de las obras con excavaciones y submuraciones, de tal forma que resulta en una mayor seguridad para la obra en sí y sus linderos.

Es destacable que entre otros aspectos, la ley autoriza al profesional actuante, debidamente acreditado, a solicitar información acerca de las características de las construcciones vecinas y

gestionar el acceso a las mismas. Estos hechos y hasta la sanción de la mencionada normativa, dependían de la cortesía del o los titulares del inmueble a relevar.

De esta forma, puede hoy obtenerse datos ciertos muy importantes para proyectar con mayor criterio, tanto técnico como legal.

Los anclajes desde el punto de vista técnico conforman elementos estructurales calificados para obtener óptimas respuestas en cuanto a su capacidad portante.

Sean transitorios o permanentes, adecuadamente especificados, ejecutados y controlados, garantizan un excelente comportamiento en obras.

Actualmente, los jóvenes profesionales pueden aplicar una herramienta más que les permitirá crear obras seguras y rentables desde todo punto de vista. Nuestra generación les delega un documento perfectible, pero que se constituye en un punto de partida a madurar, con el objetivo de acotar los riesgos en aquellas etapas de obra de una gran sensibilidad y potencial peligro.

A lo largo de las reuniones donde se presentaron los contenidos de esta Ley, surgió un hecho sumamente significativo, tan valioso como los alcances mismos de la normativa: El saludable encuentro entre la ingeniería civil, los organismos de Estado y la sociedad.

Se validó una manera de resolver problemas conjuntos, trabajando en función de un noble objetivo, como lo es brindarle a la sociedad construcciones seguras, tanto durante su materialización como en su vida útil.

En la redacción de la Ley N° 4.580 se le ratifica al especialista la facultad inherente sobre el tema.

Representantes de diversas áreas, de manera transdisciplinaria, lograron consensuar objetivos, concediendo el real valor que un tema tan particular merece.

Un trabajo conjunto en favor de la comunidad

Ing. Civil Eugenio Mendiguren

Junio de 2016

INTRODUCCIÓN

UN PUNTO DE ENCUENTRO

El Consejo Profesional de Ingeniería Civil (CPIC) -de jurisdicción nacional-, propicia en forma permanente espacios de reunión, análisis y debates, donde se tratan diversos aspectos de especial interés para sus matriculados y la sociedad en su conjunto.

Uno de estos temas está relacionado con la construcción en la Ciudad de Buenos Aires, particularmente en las zonas ediliciamente desarrolladas, problema técnicamente complejo que por distintas circunstancias, no siempre se desarrollan con la debida seguridad.

Derrumbes y fallas de diversa índole que se fueron presentando, particularmente originados en la etapa de excavación y construcción de las fundaciones, pusieron en estado de inquietud a la sociedad y al ámbito profesional y gubernamental.

Ante esta situación, el CPIC tomó la iniciativa de analizar la situación con el objetivo de determinar los factores de mayor relevancia que incidían en dicho estado de cosas, con el fin de proponer alternativas para mejorar la situación imperante.

Para ello se convocó a una serie de reconocidos ingenieros civiles, de comprobada trayectoria, a efectos de generar un espacio donde compartir sus experiencias y detectar las cuestiones fundamentales que incidían en las situaciones de fallas, particularmente, aquellas que se presentaban en la etapa inicial de las obras.

A partir de la necesidad de encontrar soluciones a los problemas constructivos que se planteaban en las nuevas edificaciones, surgió la importancia de

contar con datos ciertos del estado en que se encuentran las construcciones linderas, particularmente de sus fundaciones y además, disponer de un marco legal adecuado para aplicar técnicas modernas y seguras, disponibles en nuestro medio, para desarrollar los trabajos de excavación y submuración.

De hecho -en general- la etapa de excavación, recalce de muros medianeros, así como la construcción de los cimientos del nuevo edificio, constituyen las tareas más complejas y riesgosas del proceso constructivo.

La actividad, tal como se llevaba a cabo, presentaba muchos flancos débiles. La obtención de la información necesaria de la situación de los linderos no estaba contemplada adecuadamente, de manera que muchas veces las condiciones reales de trabajo se conocían en paralelo al desarrollo de la obra, situación que impedía una planificación apropiada y segura.

El profesional encargado del proyecto y la construcción debe necesariamente conocer e interpretar las condiciones y consecuentes acciones que imponen las construcciones linderas. Para ello, tiene que contar con antecedentes de las mencionadas construcciones, vale decir, planos y documentos técnicos que transcriban esa información, o la factibilidad de su relevamiento.

Debe entenderse que la ingeniería puede ofrecer confiabilidad solo cuando parte de una información amplia y valedera del problema a resolver.

La colaboración de los linderos en esos casos resulta fundamental. La construcción de una obra conforma -sin dudas- una molestia para el entorno, pero el tema no se resuelve enfrentándose con quien la lleva a cabo si no a partir de la comprensión mutua de los problemas, facilitando el acceso para conocer el estado de la construcción y sus singularidades, encontrando -juntos- las mejores soluciones.

La temática de los Anclajes de Tracción, asunto que motiva el presente texto, evidenciaba un vacío legal para su utilización y aceptación por parte de los organismos de control que inhibía su empleo o la colocaba en una situación de ilegalidad, lo cual obviamente, desalentaba su aplicación.

En general, las excavaciones en un predio requieren soportes transversales al plano vertical de corte de la excavación y la manera más segura, rápida y económica de su materialización la constituyen los anclajes instalados dentro de predio lindero o del espacio público, con carácter provisorio.

La similitud de este procedimiento con la instalación de defensas provisorias contempladas en el Código de la Edificación, se constituyeron en un equivalente claramente comprensible, como situación transitoria durante una etapa del proceso constructivo. De hecho en general, una vez construidos los entresuelos de los subsuelos, los anclajes dejan de tener utilidad y pueden ser removidos, vale decir, que su función se limita a un reducido pero muy importante lapso de tiempo.

El principal logro de la Ley 4.580 recientemente promulgada se fundamenta en el reconocimiento de lo expuesto, claramente manifestado en los considerandos de la ley.

Al otorgarle un marco normativo apropiado, el profesional se encuentra actualmente debidamente facultado para obtener información de los linderos y con la posibilidad de desarrollar el trabajo de las excavaciones y fundaciones de su obra utilizando recursos tecnológicos capaces de aportar una mayor seguridad, la cual obviamente se hace extensiva a los inmuebles vecinos -y consecuentemente- al conjunto de la sociedad.

La Ley habilita el empleo de anclajes de tracción incorporando un articulado específico en el Código de la Edificación vigente, en su artículo 5.2.2.7.1 textualmente expresa: 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.

La documentación que brinda el sustento técnico al diseño estructural deberá contar con el aval del Constructor o Representante Técnico de la empresa encargada de las tareas de excavación, conjuntamente con la conformidad fehaciente del profesional responsable del estudio de suelos.

La mencionada documentación estará constituida por el estudio de suelos, donde se especifiquen los empujes y la capacidad portante del terreno. Respecto de las fincas linderas, se llevará a cabo un relevamiento y la confección de un plano, que incorpore las características técnicas de los muros medianeros y sus fundaciones. También, se incluirá un análisis que demuestre la no interferencia de los trabajos a realizar con respecto de las instalaciones o construcciones vecinas, sean públicas o privadas.

ANCLAJES DE TRACCIÓN

En lo relativo al Proyecto de Excavación, se deberá confeccionar un plano de las estructuras de recalce y/o contención, indicando su secuencia de materialización.

Además, se adjuntará una memoria de excavación con los procedimientos a emplear en las tareas de excavación y recalce de muros, el cálculo de las estructuras de contención, la determinación de las sobrepresiones provenientes de las fundaciones de los inmuebles linderos y de la napa freática, la cuantificación de las cargas gravitatorias en los muros a recalzar, el dimensionamiento de los elementos estructurales con sus correspondientes solicitudes y la verificación de la tensión del suelo en cada secuencia del proceso de construcción de los muros.

La obligatoriedad de contar con dichos documentos implica un proceso de inspección, análisis y planificación previa, con datos razonablemente confiables, que se desarrolla en la etapa de proyecto de la obra, brindándole a los trabajos a realizar mayor certeza y trazabilidad, permitiendo a su vez, un mejor control en la obra.

La Ley 4.580 promulgada en la ciudad de Buenos Aires es indudablemente un gran aporte a la seguridad de la construcción de obras, particularmente en la etapa inicial, alcanzado a partir del trabajo comprometido y mancomunado de distintos referentes sociales y profesionales.

Por ello, vale una vez más reconocer y valorar la labor de todos los profesionales, representantes de las fuerzas políticas, miembros de Organizaciones no Gubernamentales y demás fuerzas vivas e instituciones, quienes hicieron su aporte a la solución alcanzada.

Un marco legal apropiado, datos ciertos del problema, métodos científicos para resolverlos, recursos tecnológicos bien empleados y capacitación profesional adecuada, son en general, los requisitos que permiten a los ingenieros resolver con la confiabilidad que la sociedad nos exige, problemas complejos como los de las excavaciones y fundaciones.

Con la promulgación de la Ley mencionada se han logrado requisitos esenciales para esa demanda social -y a su vez- la sociedad les ha brindado a los profesionales de la construcción un marco reglamentario y legal adecuado para satisfacerla.

Quedan pendientes aspectos que deberán seguramente ser resueltos en ámbitos de trabajo similares a los que permitieron avanzar en lo expuesto; esto es la capacitación específica destinada a profesionales, representantes técnicos e inspectores, así como los controles a cumplir durante la etapa de excavación, construcción de las fundaciones y los muros perimetrales.

Este libro conforma un indudable aporte a la difusión y el conocimiento de un recurso tecnológico de gran utilidad -y consecuentemente- un primer paso importante para la adquisición de saberes específicos de todos aquellos involucrados mencionados precedentemente.

Mi reconocimiento al CPIC por esta publicación -la que sin duda incidirá favorablemente en el desarrollo de actividades profesionales específicas, con la confiabilidad que la sociedad nos exige.

Ing. Civil Raúl Husni

Junio de 2016

FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LOS ANCLAJES

Ing. Hidráulico Augusto José Leoni



Proyectos de obras de excavaciones en las grandes ciudades

Ing. Hidráulico Augusto José Leoni

El desarrollo de obras civiles en las grandes ciudades, y específicamente, la construcción de edificios entre linderos, los cuales además contemplan la ejecución de subsuelos, constituyen un caso especial de obras en las que se asocian dificultades de distinta índole y donde debe intervenir, para lograr resultados aceptables, un equipo interdisciplinario de profesionales con experiencia probada en cada una de las especialidades demandadas, tales como estructuras, geotecnia y excavaciones, a los fines de asistir al Director de Obra.

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

Una de las diferencias importantes -en favor de los médicos- es que la anatomía del cuerpo a intervenir es muy certera, y el éxito de su intervención radica, fundamentalmente, en la calidad técnica del cirujano, en sus conocimientos y en el equipamiento disponible. Sin embargo, el éxito en las excavaciones y las remediaciones adoptadas previamente, radica en las leyes naturales y se esconde en la profundidad del terreno, al cual hemos analizado con algunos estudios puntuales, obteniendo una idea aproximada del escenario que hallaremos cuando comencemos con las excavaciones.

Aquí es donde juega un papel preponderante la participación de un ingeniero geotécnico con experiencia dentro del equipo que asiste a la Dirección de obra, a

efectos de adoptar las remediaciones necesarias y oportunas de presentarse alguna anomalía en los suelos intervenidos.

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

EXCAVACIONES EN LINDEROS

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

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

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

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

Toda obra vecina a otras existentes conlleva riesgos, no solo de índole material, sino también, de accidentes

de personas. Lo dicho se magnifica mucho más cuando se intervienen las fundaciones de las estructuras vecinas o los suelos que las sustentan, siendo necesario recordar que no existen obras de este tipo las cuales presenten un riesgo nulo, por el contrario, todas son riesgosas, pudiendo los siniestros ser disminuidos solamente por la diligencia y experiencia de los profesionales participantes.

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

En la práctica, no resulta fácil obtener los planos de detalle de las estructuras vecinas, y si se los encuentra, es muy factible que los mismos no reflejen la realidad. Cuando los edificios son de cierta antigüedad, este tema se torna de imposible solución, lo cual deriva en que el Ingeniero deba realizar inspecciones "in situ" de las estructuras, para lo cual, deberá contar con el beneplácito de los habitantes o de los propietarios, quienes generalmente, se oponen sin sentido. Con esta actitud buscan que la nueva construcción no se lleve a cabo, sin comprender que, de un modo u otro, la obra se va a construir y finalizar conviviendo como vecinos de la misma y de sus habitantes.

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

Resuelto el problema de la submuración de los edificios linderos, se inicia la excavación de la obra. El desarrollo de esta nueva etapa se encontrará con un escollo aún mayor al anterior, ya que toda excavación vertical

ejecutada en el suelo, la cual soporta una sobrecarga en la superficie, requiere de soportes transversales a la misma, siendo colocados con la mayor premura posible, a medida que se ejecuten las excavaciones.

TIPOS DE ENTIBAMIENTO

Existen diversas técnicas para la construcción de los soportes transversales. Los más seguros lo constituyen los anclajes, instalados en los terrenos linderos ya que pueden construirse con una excavación parcial, incrementando así notablemente la seguridad al momento de llevar a cabo la totalidad del corte vertical.

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

En los casos donde el ancho de la excavación muestra reducidas dimensiones, como por ejemplo, cuando se excavan zanjas en zonas urbanas, los soportes de la pared excavada pueden ser materializadas mediante codales encargados de atravesar el ancho de la excavación, apoyándose en ambas caras de la zanja (Figura 1 a).

Otra alternativa para los casos donde las excavaciones son de gran envergadura y de sección transversal cerrada, como por ejemplo, las bocas de entrada y salida de los túneles urbanos, radica en la construcción de

entibamientos con muros colados de hormigón armado de importantes espesores (0,40 m a 1,20 m), tal como se detalla en la Figura 1 b.

Finalmente, queda el caso en el cual a medida que se ejecuta la excavación se instalan anclajes transversales en el terreno para que soporten los empujes generados, y a la vez, para que la parte interna de la excavación permanezca libre de obstáculos. Lo expresado se grafica en la Figura 1 c.

Cuando se trata de suelos cohesivos y de excavaciones temporarias, las cuales servirán solamente para la instalación de una cañería en zanja, o para la construcción de los subsuelos de un edificio, como se muestra en la Figura 2, el entibamiento podrá ser parcial, vale decir, no es necesario conformar una pantalla continua, sino que puede materializarse mediante elementos estructurales discontinuos, convenientemente separados.

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

FIGURA 1

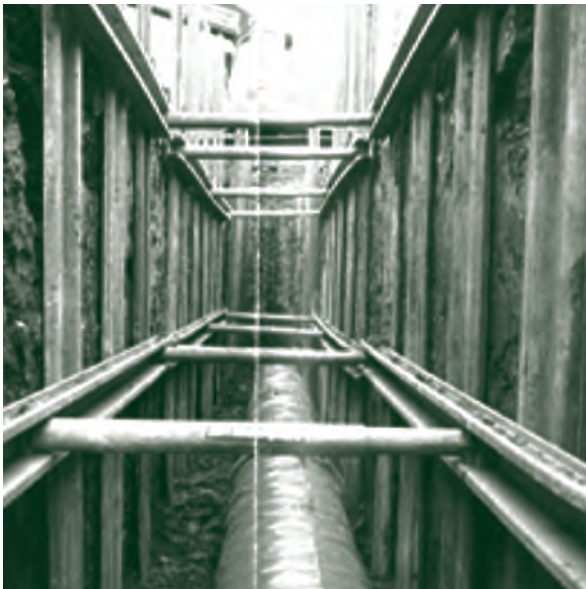


a) Entibado con apuntalamiento

b) Entibado con pantalla rígida

c) Tabique con anclajes

FIGURA 2.
ENTIBAMIENTO PARCIAL EN SUELOS COHESIVOS



Caso a.



Caso b.

DIAGRAMAS DE EMPUJES A UTILIZAR

De todo lo visto hasta ahora para calcular empujes sobre estructuras de sostenimiento, sobresale como principal la teoría de Rankine. La misma supone que una estructura de soporte la cual no presenta puntales de apoyo, gira con respecto al pie y el suelo genera un diagrama de empuje activo, por el relajamiento de tensiones producida en la masa del mismo, tal como se muestra en la Figura 3.

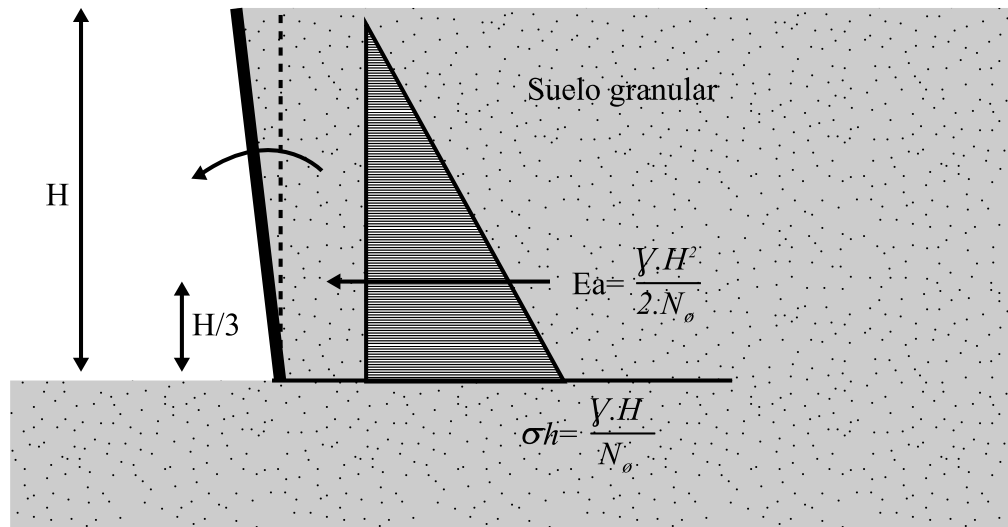
En el caso de excavaciones apuntaladas con codales, o con anclajes, la hipótesis planteada por la teoría de Rankine no se cumple ya que la pantalla de sostenimiento no gira en virtud de ser contenida por el apuntalamiento construido a medida que aumenta la profundidad de la excavación.

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

A partir de las investigaciones desarrolladas por Taylor sobre modelos, se pudo comprobar que la distribución de tensiones en estos casos, no se corresponden con una distribución triangular, sino con una distribución parabólica, con la ordenada máxima –aproximadamente- en el centro de la altura.

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

FIGURA 3.
TEORÍA DE
RANKINE



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

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

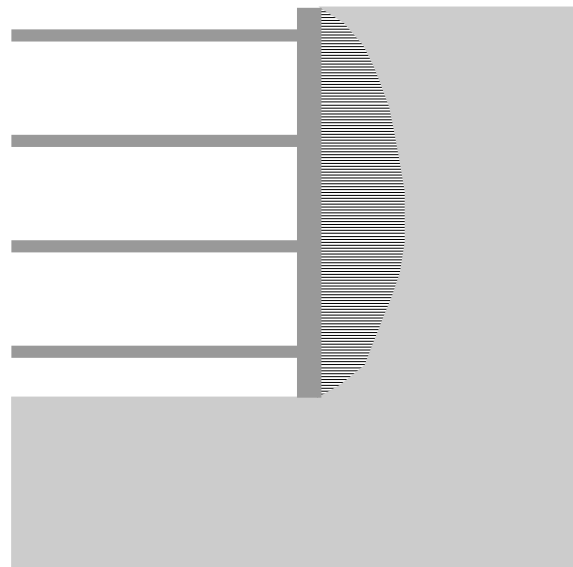
En nuestro medio, para calcular los diagramas de empujes mínimos que los suelos ejercen sobre las estructuras de retención, surgen de las recomendaciones del Código de Edificación de la Ciudad de Buenos Aires (Ordenanza N° 14.089/1943, Sección 8).

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

DIAGRAMA “A”; ARCILLAS COMPACTAS A MUY COMPACTAS

Cuando los suelos que se intervienen con la excavación son finos (limos y/o arcillas), presentando una compacidad relativa correspondiente a la de los suelos “compactos” a “muy compactos”. Debemos recordar en este punto que una arcilla compacta a muy com-

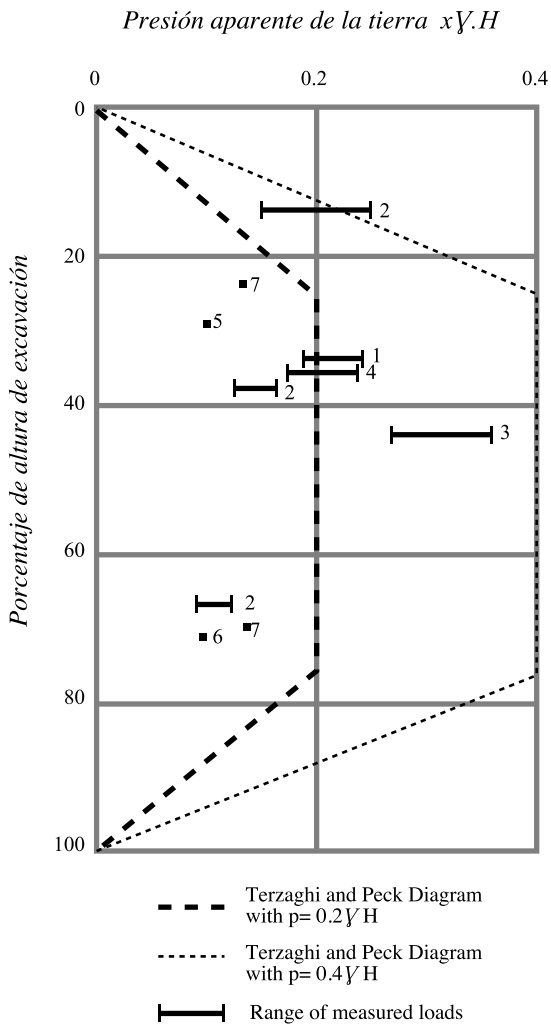
FIGURA 4. DIAGRAMA DE EMPUJE SOBRE UN ENTIBAMIENTO CON CODALES



pacta es aquella en la cual los valores del SPT se ubican en el siguiente entorno:

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

En estos casos se utilizará el diagrama de empujes de la Figura 5.



CARGAS MEDIDAS EN ANCLAJES
 EN SIETE PROYECTOS.
 ULRICH 1980, "TIEBACK
 SUPPORTED CUTS IN
 OVERCONSOLIDATED SOILS".
 JOURNAL OF GEOTECHNICAL
 ENGINEERING, VOL. 115, N° 4.

Cuando el entibamiento que se proyecta será de buena calidad, no solamente por los materiales, sino por la supervisión a ejercer durante la construcción del mismo, de tal forma que aseguramos como mínimos los movimientos del entibamiento más un acotado período de construcción, podemos adoptar el valor mínimo de K_A .

FIGURA 5.
 DIAGRAMA DE EMPUJE SOBRE UN ENTIBAMIENTO
 GENERADO POR ARCILLAS COMPACTAS

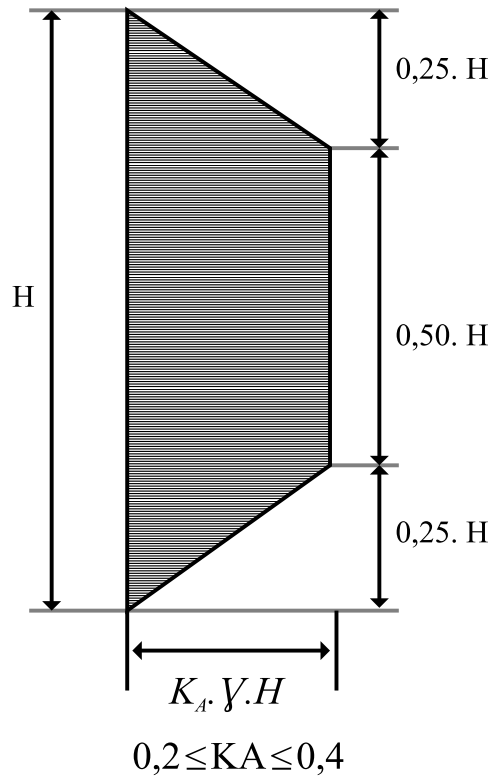
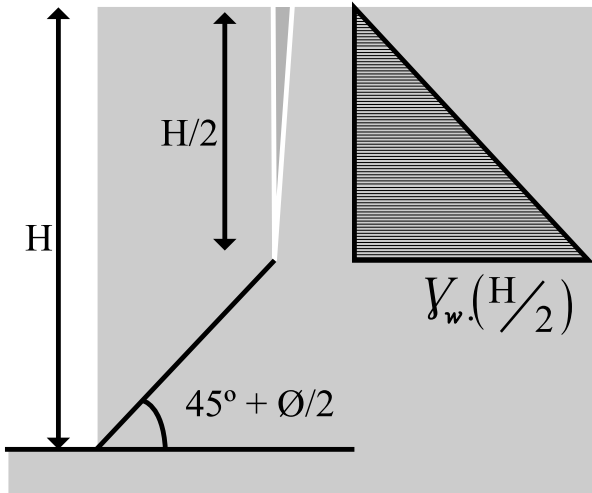


DIAGRAMA "B": ARCILLAS DURAS DE LA
 FM. PAMPEANO FUERTEMENTE
 PRECONSOLIDADAS POR DESECACIÓN

Se consideran aquí las características especiales de los suelos fuertemente preconsolidados por desecación de la Fm. Pampeano, una formación propia de nuestra región la cual abarca la provincia de Buenos Aires, el sur de las provincias de Santa Fe y Córdoba y el este de la provincia de La Pampa.

Los expertos citados para analizar los empujes generados por dichos suelos sobre las estructuras enterradas, consideraron como la peor situación de desequilibrio que se podría presentar, la conformación de fisuras en su interior, las cuales ante una relajación de tensiones generadas por una excavación cercana, podrían formar una grieta de tracción, que al ser colmatada por el agua de lluvia, generaría un diagrama de empuje hidrostático.

FIGURA 6. DIAGRAMA DE EMPUJE HIDROSTÁTICO EN UNA GRIETA DE TRACCIÓN DE ALTURA H/2



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

Los expertos fijaron entonces la magnitud de la grieta en una profundidad igual a la mitad de la excavación. Ello se grafica en la Figura 6.

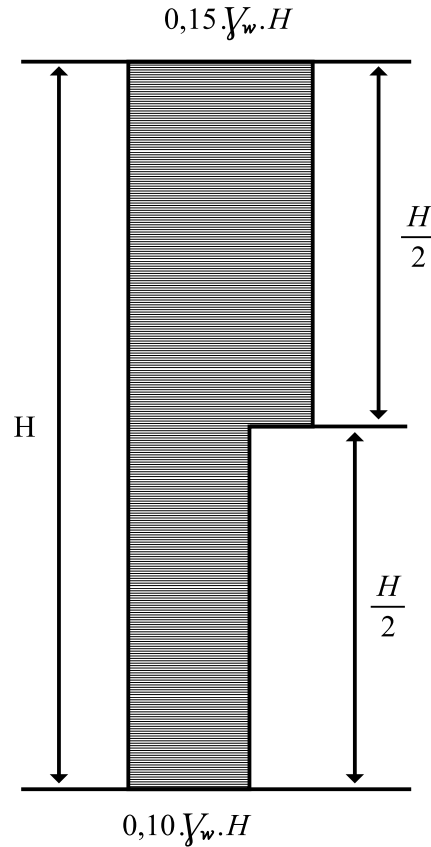
La resultante de este diagrama es la siguiente:

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

La metodología aplicada consiste en desarrollar un diagrama de empuje a lo largo de toda la altura "H" de la excavación, capaz de generar el mismo empuje resultante dado por la ecuación anterior. Para ello, se obtienen dos diagramas rectangulares con ordenadas distintas y de la mitad de la altura de la excavación, todo lo cual se muestra en la Figura 7.

Debemos recordar que una arcilla "dura" es aquella con valores del SPT ubicados en el siguiente entorno de valores: $N_{60} > 30$.

FIGURA 7. DIAGRAMA DE EMPUJE PARA UNA ARCILLA "MUY COMPACTA" A "DURA" DE LA FM. PAMPEANO



Se obtiene el mismo valor final del empuje generado por la acción del agua en la grieta de tracción.

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

DIAGRAMA "C": ARCILLAS BLANDAS A MEDIANAMENTE COMPACTAS

Cuando los suelos intervenidos por la excavación resultan ser finos (limos y/o arcillas) presentan una compacidad relativa correspondiente a la de los suelos "blandos" a "medianamente compactos", es decir, ofrecen un valor del SPT comprendido en el siguiente entorno:

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

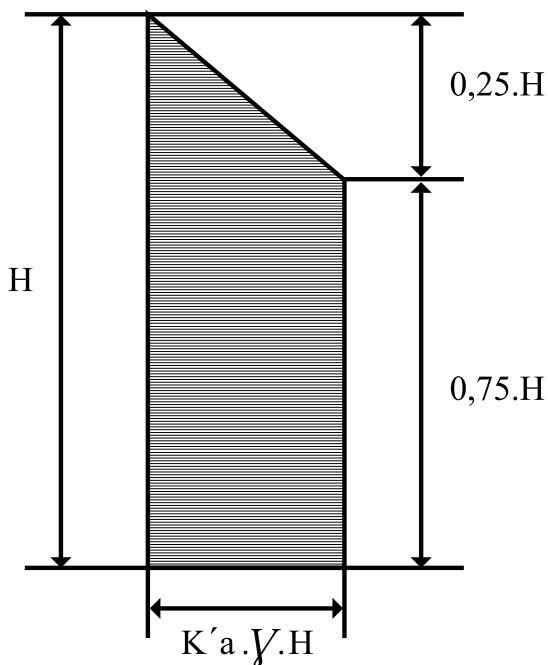
Entonces, resulta aplicable el siguiente diagrama de empuje.

Aplicable solamente cuando
$$N = \frac{\gamma \cdot H}{c} \geq 4$$

FIGURA 8. DIAGRAMA DE EMPUJE PARA UNA ARCILLA "BLANDA" A "MEDIANAMENTE COMPACTA"

Aplicable solamente cuando

$$N = \frac{\gamma \cdot H}{c} \geq 3$$



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

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

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

Donde

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

Cuando se trata de suelos arcillosos "blandos", por lo general, los mismos se encuentran saturados. Sin mucho error, podemos inferir que el valor de $\phi = 0$. Atento a ello, la ecuación anterior queda reducida a:

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

Teniendo en cuenta investigaciones y mediciones "in situ" llevadas a cabo en obras de contención, esa ecuación puede ser modificada a la siguiente:

$$Pa = \gamma \cdot h - 4 \cdot c$$

Esta ecuación tomará valores positivos cuando se cumpla:

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

Si queremos reducir la ecuación a una expresión:

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

Obtendremos:

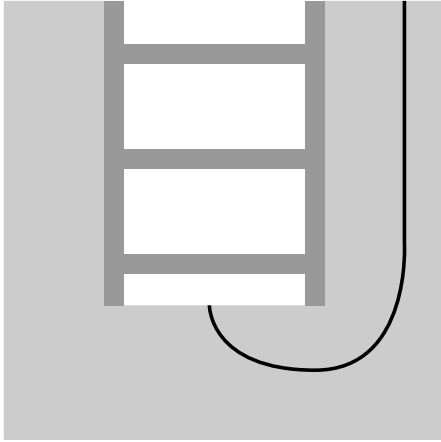
$$K \cdot \gamma \cdot h = \gamma \cdot h - 4 \cdot c$$

Donde:

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

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

FIGURA 9. POSIBILIDAD DE LEVANTAMIENTO DEL FONDO EN EXCAVACIONES EJECUTADAS EN SUELOS BLANDOS ARCILLOSOS



Esta reducción en los reglamentos de aplicación en la ciudad Autónoma de Buenos Aires se valoriza con $m = 0,70$. En otros países se toman valores de hasta $m = 0,40$; quedando entonces el valor de "K" como sigue:

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

Válida cuando:

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

En el gráfico de la Figura 10, se puede apreciar la variación de K_a para valores de $m = 1$ de $0,7$ y de $0,40$ en función del número "Ns".

FIGURA 10

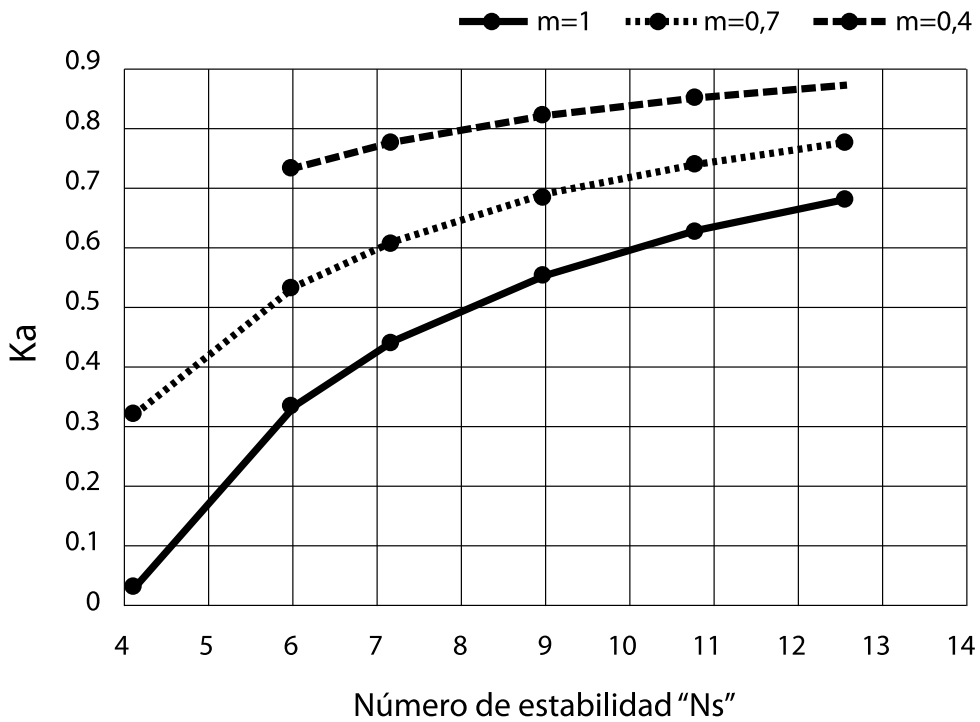
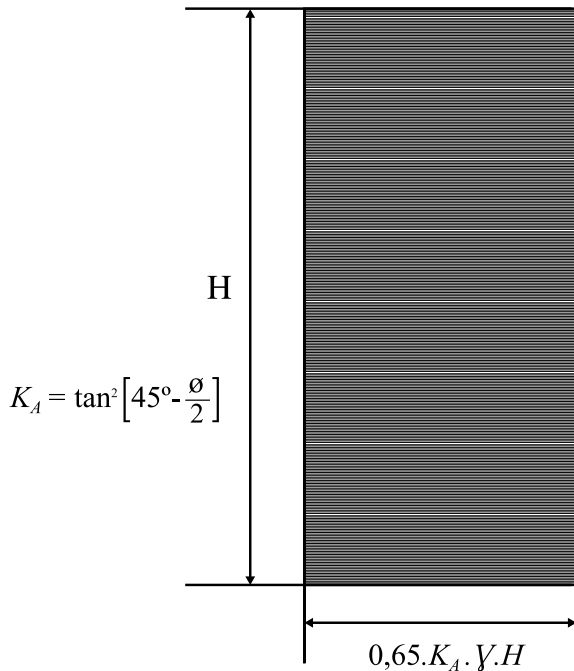


DIAGRAMA “D”: ARENAS

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

FIGURA II. DIAGRAMA DE EMPUJE PARA UNA ARENA



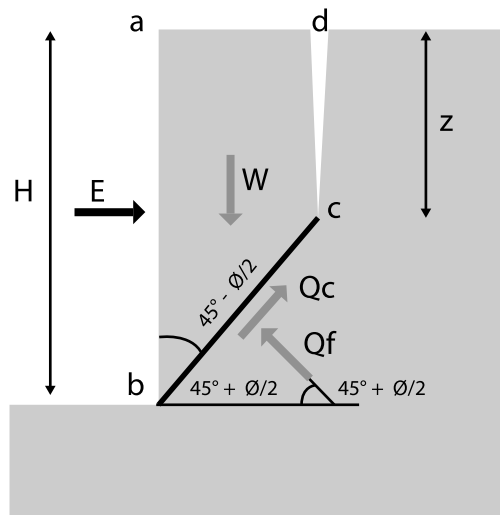
OTRO PUNTO DE VISTA PARA ANALIZAR LA FACTIBILIDAD DE REALIZAR EXCAVACIONES EN SUELOS

Cuando se practican excavaciones en áreas urbanas con paredes verticales, es importante conocer de antemano cuál es la profundidad a alcanzar sin provocar problemas de derrumbes. Obviamente, el cálculo a realizar es absolutamente aproximado, puesto que surge de un análisis teórico, donde se considera al manto de suelos a intervenir como homogéneo e isótropo, cuando sabemos que puede no serlo en absoluto.

EXCAVACIÓN VERTICAL CON SUPERFICIE DEL TERRENO HORIZONTAL Y SIN SOBRECARGA

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

FIGURA I2. ESQUEMA DE FALLA DE UN PRISMA ANTE UN CORTE VERTICAL



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

$$E = 0$$

ANCLAJES DE TRACCIÓN

Para ello, tenemos dos opciones:

Una es calcular la componente horizontal de cada uno de los esfuerzos mencionados y realizar la sumatoria que nos dará el valor del empuje, $\Sigma x = E$.

La otra radica en estimar un polígono de fuerzas, donde el valor de E cierre el polígono.

Para el primer caso los valores serían:

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

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

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

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

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

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

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

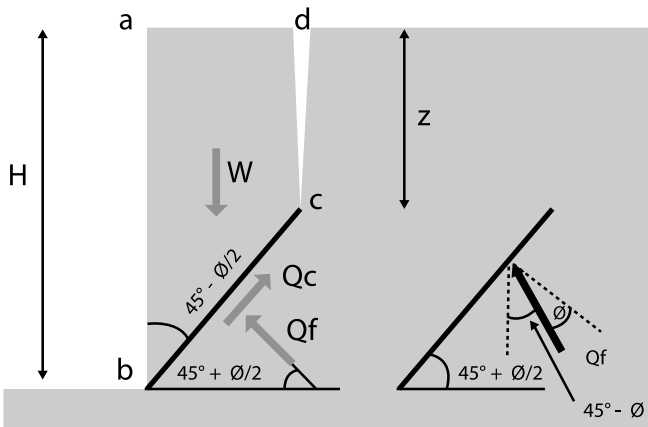
$$E = \frac{1}{2} \cdot (H - z) \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \left[\gamma (H + z) \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) - 4 \cdot c \right]$$

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

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

Si analizamos ahora el diagrama de fuerzas deducido de la Figura 13, donde se supone que se trata de suelos cohesivos y la estabilidad del prisma se encuentra en estado límite, es decir, $E = 0$.

FIGURA 13. DIAGRAMA DE FUERZAS PARA EL ESTADO DE EQUILIBRIO LÍMITE ($E = 0$) DE UN PRISMA



De esta figura tendremos:

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

Del diagrama de fuerzas obtenemos:

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

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

$$W = 2 \cdot c \cdot (H - z) \quad (1)$$

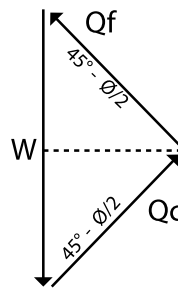
Por otra parte:

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

Igualando (1) y (2) y despejando H tendremos:

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

$$H = \frac{4 \cdot c \cdot \sqrt{N\phi}}{\gamma} - z \quad (3)$$



Donde el primer término de esta ecuación coincide con la altura crítica "Hc" a la cual podíamos excavar a partir del análisis de los diagramas de empujes. Podemos decir que la altura de excavación, considerando que se forma en el suelo una grieta de tracción, será:

$$H = Hc - z$$

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

$$H = Hc - H/2$$

Por lo tanto, la altura crítica de excavación será:

$$Hc = 3 \cdot H/2$$

ANCLAJES DE TRACCIÓN

Bajo estas condiciones, la profundidad de excavación ante la cual el empuje se hace nulo es:

$$H = 2,67 \cdot \frac{c \cdot \sqrt{N\phi}}{\gamma} \quad (4)$$

EXCAVACIÓN VERTICAL CON SUPERFICIE DEL TERRENO HORIZONTAL Y SOBRECARGA

Si a lo desarrollado hasta el momento le sumamos una sobrecarga en superficie, que pueda representar una edificación vecina o una acumulación en superficie de materiales para la obra o de equipos instalados a su alrededor, tendremos un esquema como el representado en la Figura 14.

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

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

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

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

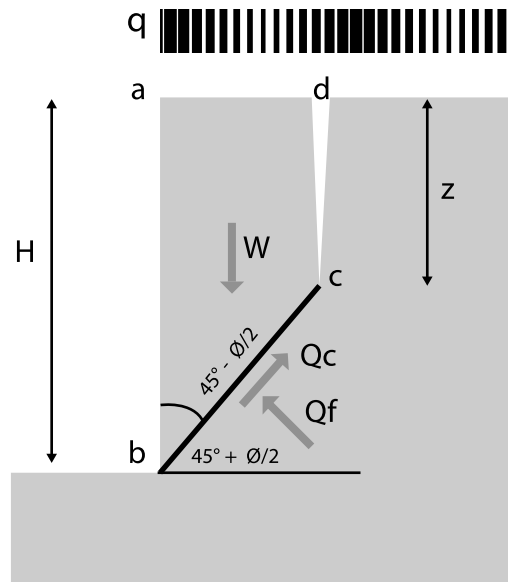
Igualando ambas expresiones tendremos:

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

Estimando $H = H/2$ obtenemos una expresión sobre la profundidad H en la cual se torna nulo el empuje. A partir de esa profundidad, la excavación se vuelve inestable desde el punto de vista teórico.

$$H = \frac{2,67 \cdot c \cdot \tan(45^\circ + \phi/2) - 1,33 \cdot q}{\gamma} \quad (5)$$

FIGURA 14. DIAGRAMA DE FUERZAS PARA EL ESTADO DE EQUILIBRIO LÍMITE ($E = 0$) DE UN PRISMA CON SOBRECARGA



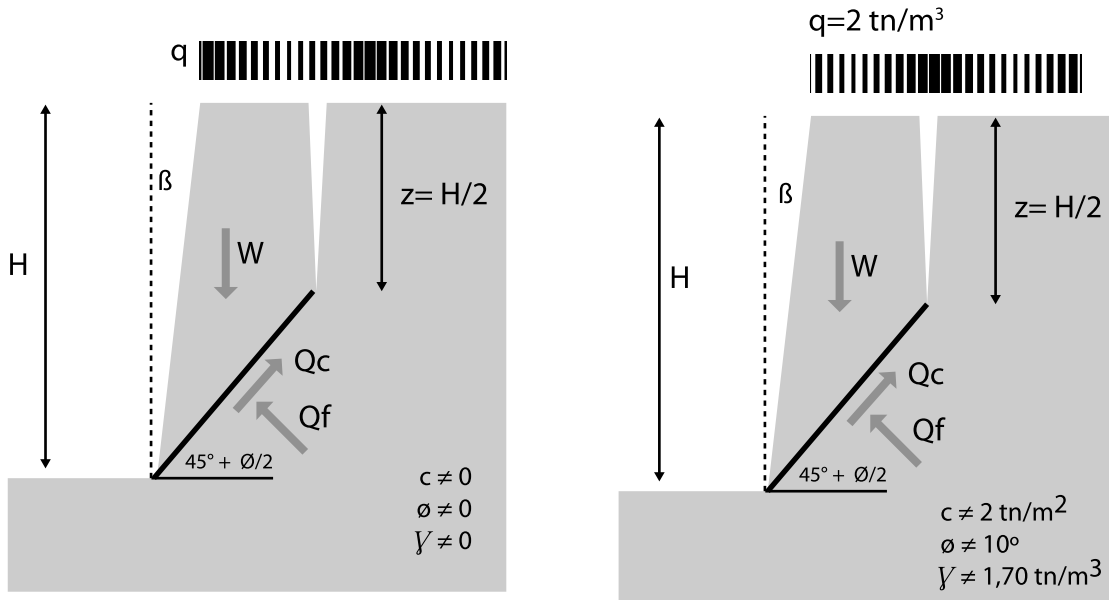
EXCAVACIÓN VERTICAL CON SUPERFICIE DEL TERRENO HORIZONTAL, SOBRECARGA Y TALUD INCLINADO EN LA EXCAVACIÓN

En ciertas circunstancias, el entorno de la obra permite realizar excavaciones con taludes inclinados. Las mismas resultan ser las excavaciones más seguras de todas las analizadas hasta el momento.

La profundidad a la cual podremos excavar hasta que el valor del empuje se anule y comience a tener signo positivo, la podemos calcular en forma teórica efectuando las mismas deducciones detalladas en los casos anteriores. De esta manera, obtendremos la siguiente expresión que nos brindará al valor de la profundidad "H". Lo expresado se presenta en la Figura 15.

$$H = 2,67 \frac{c - 0,5 \cdot q \cdot \left[\tan(45^\circ - \phi/2) - 2 \cdot \tan(\beta) \right]}{\gamma \left[\tan(45^\circ - \phi/2) - \frac{4}{3} \tan(\beta) \right]} \quad (6)$$

FIGURA 15. DIAGRAMA DE FUERZAS PARA EL ESTADO DE EQUILIBRIO LÍMITE ($E = 0$) DE UN PRISMA CON SOBRECARGA Y TALUD INCLINADO



EJEMPLO DE APLICACIÓN

Supongamos que para el subsuelo de un edificio se necesita realizar una excavación de 5,00 m de profundidad. El suelo está conformado por una arcilla “medianamente compacta” que tiene una cohesión $c_u = 2 \text{ tn/m}^2$ un ángulo de fricción $\phi_u = 10^\circ$ y una densidad húmeda $\gamma_h = 1,7 \text{ tn/m}^3$. Se considera además una sobrecarga uniformemente distribuida en superficie de $q = 2 \text{ tn/m}^2$. El objetivo radica en verificar si es posible ejecutar dicha excavación con taludes verticales, y luego, con un talud $\beta = 15^\circ$.

Para el primer paso, reemplazamos valores:

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

No es posible ejecutar esta excavación con un talud vertical.

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

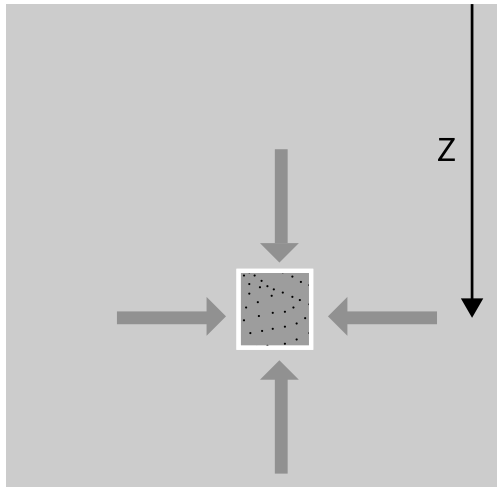
$$H = 2,67 \frac{2 \text{ tn/m}^2 - 0,5 \cdot 2 \text{ tn/m}^2 \cdot [\tan(45^\circ - 10^\circ/2) - 2 \cdot \tan(15^\circ)]}{1,70 \text{ tn/m}^3 \left[\tan(45^\circ - 10^\circ/2) - \frac{4}{3} \tan(15^\circ) \right]} = 5,50 \text{ m}$$

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

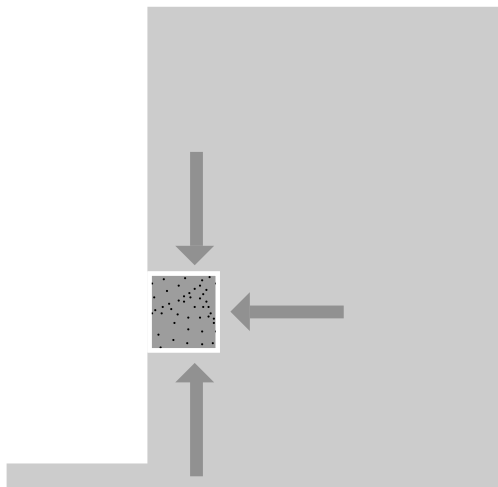
EXCAVACIONES ENTIBADAS

Antes de ejecutar una excavación un elemento de suelo ubicado a una profundidad “z” se encuentra bajo un estado triaxial de tensiones y en equilibrio, como lo muestra la Figura 16 a. A medida que avanzamos con la excavación, el elemento considerado experimenta un desequilibrio, dado que se le quita una de las tensiones horizontales, y por lo tanto, se produce un relajamiento de tensiones del elemento, experimentando la masa del suelo una deformación hacia la excavación. Lo dicho se grafica en la Figura 16 b.

FIGURA 16 A Y B



a)



b)

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

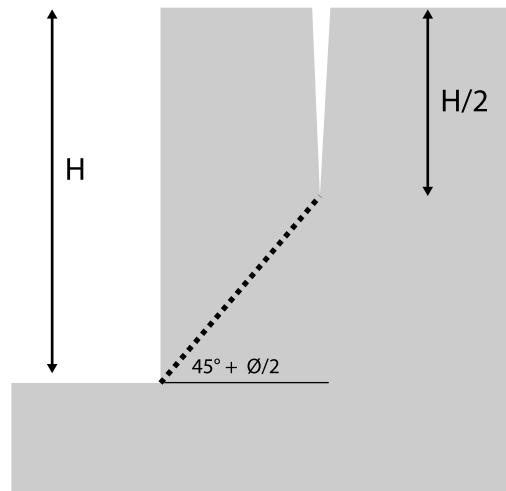
Como hemos visto, la profundidad de las citadas grietas, a los efectos del cálculo de estabilidad, se conside-

ran con una profundidad igual a la mitad de la altura total excavada.

Además, para delimitar el prisma susceptible de falla por efecto de la excavación, se traza una línea la cual parte desde el punto más bajo de la excavación de profundidad "H" y se une a la grieta de tracción con una inclinación tal que forma un ángulo de $(45^\circ + \phi/2)$ respecto de la horizontal. Ello se ilustra en el esquema de la Figura 16 c.

Si la profundidad de la excavación, junto con los parámetros de corte del suelo, nos permiten verificar que la misma es factible de ser ejecutada, considerando lo expuesto anteriormente, la solución a nuestro problema validará lo analizado, tomando algunas consideraciones de seguridad.

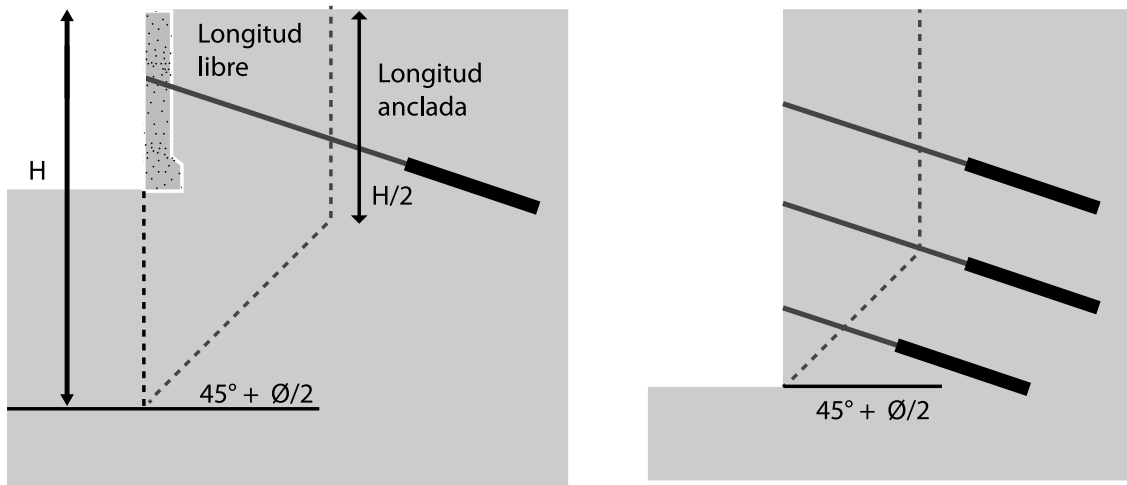
FIGURA 16 C



c)

Si los parámetros de corte del suelo no nos permiten realizar la excavación prevista con la seguridad adecuada, la misma deberá ser ejecutada con un entibamiento. Una de las posibilidades es realizar el entibamiento a medida que se lleva a cabo la excavación, tal como se muestra en la Figura 16 d.

FIGURA I6 D



d)

El procedimiento consiste en dividir la altura a excavar en tramos que dependen de las características mecánicas del manto de suelo, el cual por lo general, se ubica en el entorno de 2,50 m a 3,00 m. En cada uno de estos sectores, o alturas parciales de la excavación, se construirá un tabique vertical sustentado mediante un anclaje. Dichos tabiques se construyen con una “pata de elefante” en su parte inferior, para que cuando se excave la parte inferior del mismo se sustente verticalmente.

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

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



DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS EN LOS ANCLAJES

A los fines de establecer los esfuerzos a soportar por los anclajes se deberá tener en cuenta la geometría de la excavación, las características físicas de los mantos de suelos a excavar y la compacidad de los mismos. Ante dichos valores se debe seleccionar el diagrama de carga correspondiente con esos parámetros.

Si por ejemplo, adaptamos el diagrama a la altura “H” de la excavación proyectada y dividimos la altura en sectores “h” como se indica en la Figura 17, podremos calcular las resultantes de cada sector del diagrama con las ecuaciones indicadas a continuación, para el caso que $h_1 = h_2 = h_3$.

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

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

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

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

Si tenemos en cuenta que los tabiques y los anclajes que lo soportan, deben adquirir la resistencia necesaria para ponerlos en servicio, es necesario construirlos en etapas y en forma alternada, separados entre sí por contrafuertes y construidos en troneras, a los fines de evi-

tar deslizamientos de la excavación, tal como se muestra en las Figuras 18 y 19.

FIGURA 17

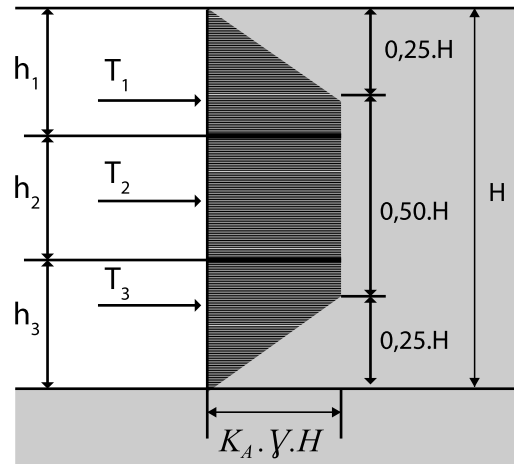


FIGURA 18. CONSTRUCCIÓN DE TABIQUES Y ANCLAJES ENTRE CONTRAFUERTE

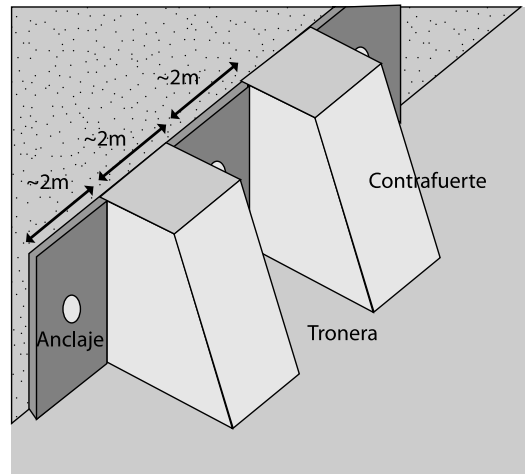


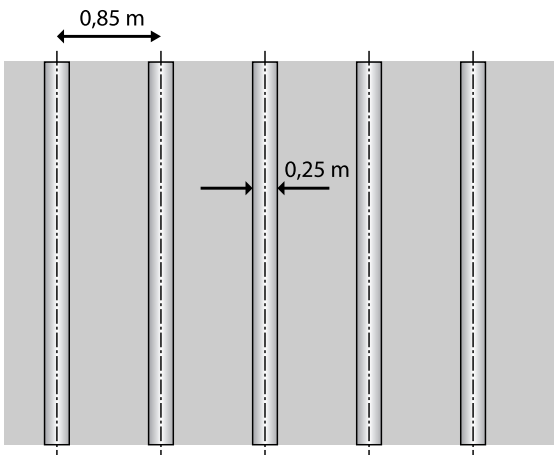
FIGURA 19. CONSTRUCCIÓN DE TABIQUES Y ANCLAJES



PANTALLA DE PILOTINES

Otra forma de implementar la pantalla de contención en las excavaciones es mediante pilotes o pilotines tangentes, colocados con una cierta separación. Nuestra experiencia profesional avala a recomendar para los suelos de la Fm. Pampeano, y para suelos arcillosos de similares características que no requieren un entibado continuo (como lo demandarían los suelos granulares), la instalación de pilotines de pequeño diámetro como los representados en la Figura 19 a.

FIGURA 19 A. PANTALLA DE PILOTINES



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

FIGURA 19 B

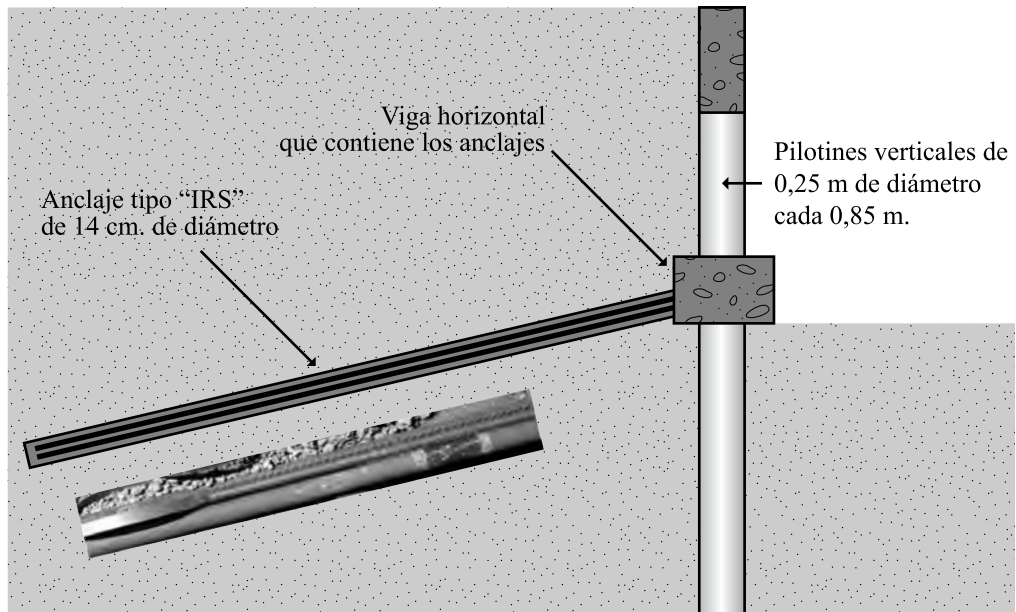


Construida la pantalla de pilotines y la viga de coronamiento, se procede a excavar hasta el nivel de la instalación de los anclajes, sin dejar contrafuertes como los de la Figura 18. Una vez construidos los anclajes se procede a la materialización de una viga horizontal que incluya las armaduras de los anclajes, tal como se describe en las Figura 19 c y d.

FIGURA 19 C



FIGURA 19 D



Esta metodología de trabajo, permite avanzar con mucha celeridad en la ejecución de las excavaciones, pudiendo incluso obtener varios frentes de trabajo en la excavación, tal como se muestra en la Figura 19 e y en la Fotografía 19 f.

FIGURA 19 E

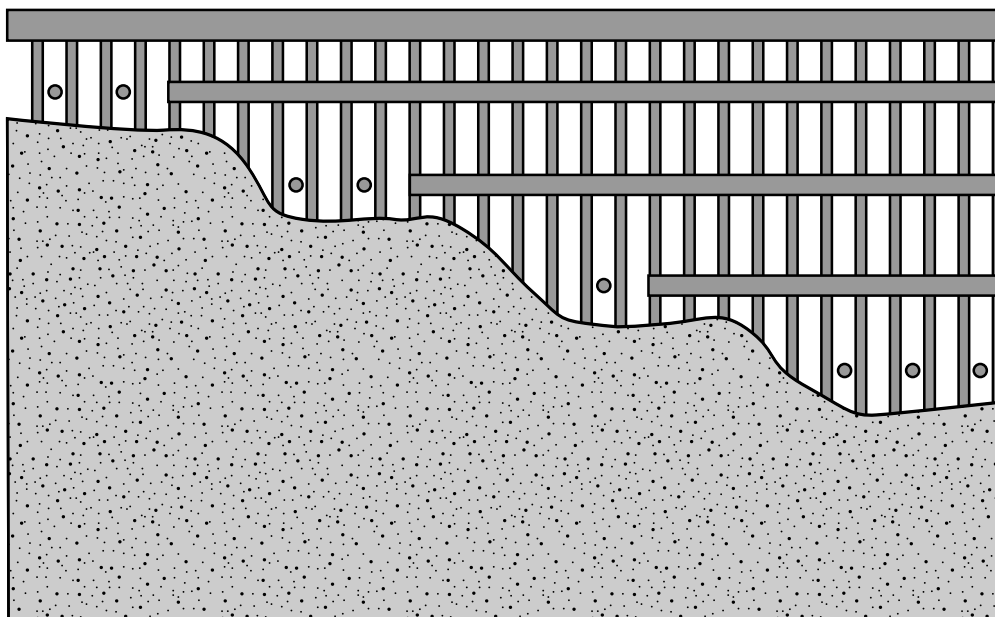


FIGURA 19 F



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

En los cronogramas que se muestran en las siguientes figuras se puede apreciar esta diferencia. En ellos se consideró la ejecución con ambos métodos para una excavación de tres niveles de subsuelos, con un perímetro de 50 m lineales. Para el método de las troneras con tabiques se supuso que las mismas tendrían un ancho de 2,50 m, los cuales además, coinciden con la separación de los anclajes en horizontal.

Como conclusión del análisis podemos afirmar que en el método tradicional con troneras y tabiques se requieren un total de 104 días de trabajo, mientras que para la construcción de la misma excavación con pantalla de pilotes de 0,25 m de diámetro; separados cada 0,85 m entre centros de los mismos, se necesitan 64 días de trabajo.

No resulta conveniente aplicar el método tradicional con troneras y tabiques. Tener en cuenta el sistema de excavación con pantallas y pilotes, puesto que economiza tiempo y recursos.



ANCLAJES DE TRACCIÓN

MÉTODO TRADICIONAL CON TABIQUES Y TRONERAS

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

MÉTODO CON PANTALLA DE PILOTINES

Primer nivel																																						
Item	Descripción	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28									
1	Construcción de pantalla de pilotines	■	■	■	■	■	■	■	■																													
2	Excavación hasta nivel de anclajes												■	■	■	■	■																					
3	Ejecución de anclajes																																					
4	Construcción de viga horizontal																																					
5	Tesado de anclajes																																					■
Segundo Nivel																																						
Item	Descripción	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46																			
1	Construcción de pantalla de pilotines																																					
2	Excavación hasta nivel de anclajes				■	■	■	■	■																													
3	Ejecución de anclajes					■	■	■	■	■																												
4	Construcción de viga horizontal						■	■	■	■	■	■																										
5	Tesado de anclajes																																					■
Tercer nivel																																						
Item	Descripción	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64																			
1	Construcción de pantalla de pilotines																																					
2	Excavación hasta nivel de anclajes				■	■	■	■	■																													
3	Ejecución de anclajes					■	■	■	■	■																												
4	Construcción de viga horizontal						■	■	■	■	■	■																										
5	Tesado de anclajes																																					■

DISEÑO DE LOS ANCLAJES

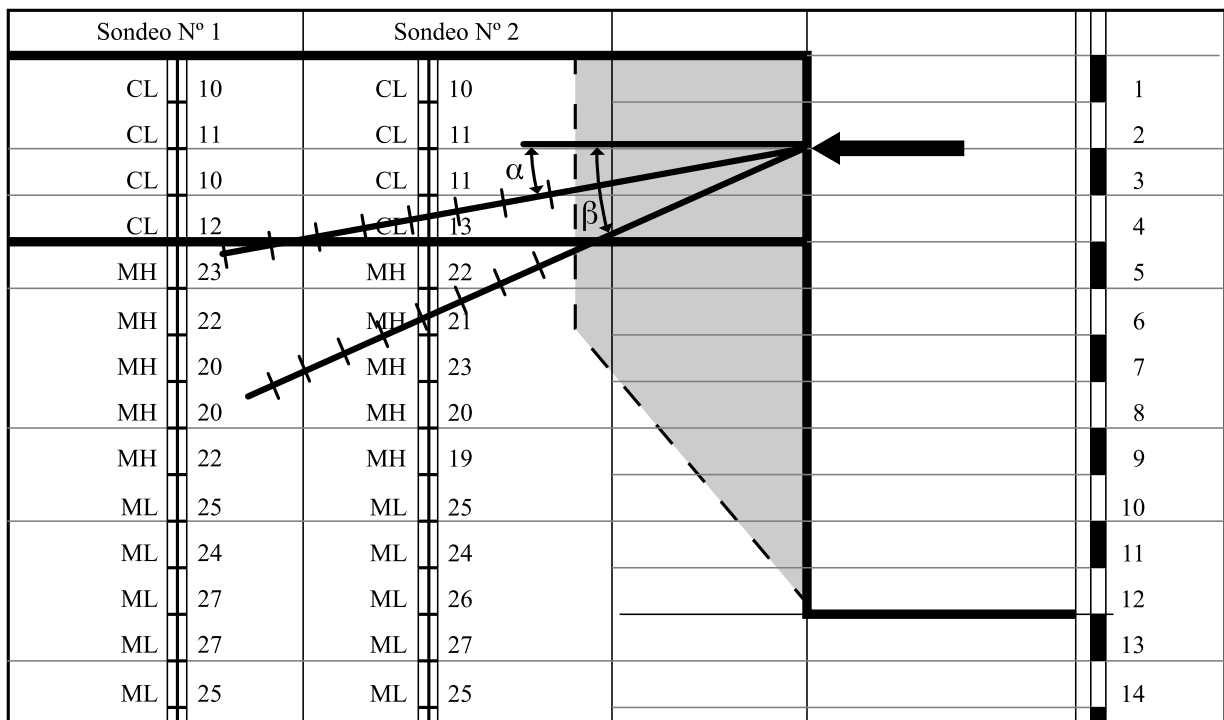
El diseño de los anclajes resulta similar al cálculo de los micropilotes IRS en virtud de que los mismos se construyen con una idéntica técnica, y como soportan la carga básicamente por las tensiones de fuste, resisten la misma carga tanto en compresión como en tracción.

La única variable a tener en cuenta es la inclinación a brindarle al anclaje, ya que no se pueden proyectar en forma horizontal en virtud de su llenado con una mezcla fluida. Obviamente, al construirse en forma horizontal, la parte superior del perímetro no tomaría un íntimo contacto con el suelo.

Por lo tanto, la inclinación a brindarle al anclaje, dependerá de la conformación estratigráfica del suelo, como se muestra en el ejemplo detallado a continuación, donde tenemos que efectuar una excavación de 12 m de profundidad y la primera fila de anclajes se encuentra proyectada a la profundidad de -2,00 m. Lo explicitado se encuentra definido en la Figura 20.



FIGURA 20.
ESQUEMA DE CÁLCULO DE UN ANCLAJE



Se aprecia por los valores de los ensayos de SPT obtenidos en los sondeos de estudios de suelos ejecutados en el predio, un primer manto que llega hasta la profundidad de -4,50 m, donde los suelos presentan una compacidad menor respecto de los mantos ubicados a mayor profundidad. Ello nos indica que si se proyectan los anclajes de esta primera fila, con la inclinación del ángulo α estaremos diseñando un anclaje en un suelo de menor resistencia, por lo tanto, el resultado conformará un anclaje más largo que si lo proyectamos con una inclinación β , suponiendo que el diámetro de ambos es similar. Finalmente, como el empuje resulta ser horizontal, necesitamos multiplicar el valor de la reacción del anclaje por el coseno de la inclinación, comparándolo con la resultante del empuje aplicado sobre la superficie del tabique.

ANCLAJES ACTIVOS

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

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

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

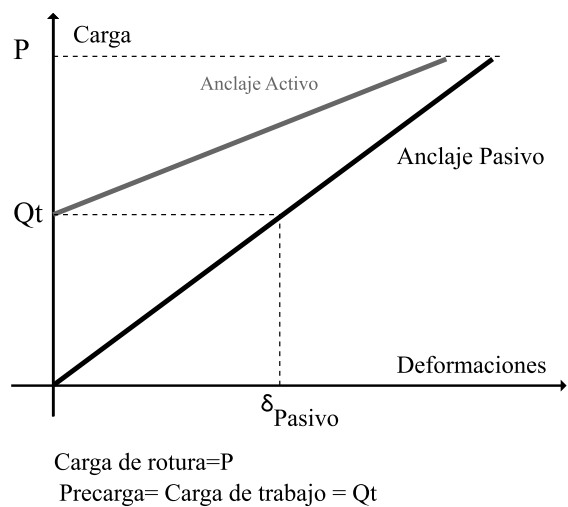
Ello nos indica que si el suelo sustento de la estructura experimenta una relajación y algún movimiento, arrastra al anclaje y se generan las tensiones de fuste necesarias "qs" para que el anclaje desarrolle su carga de trabajo y mantenga a la estructura en las condiciones de seguridad calculadas.

Eso implica que en todos los casos donde se implementan anclajes pasivos, para que los mismos desarrollen

la resistencia capaz de soportar la carga de trabajo para la cual fueron dimensionados, la estructura vinculante del anclaje se tiene que desplazar, generando así un movimiento relativo en la interfaz anclaje-suelo, que le permita desarrollar las tensiones de fuste necesarias. Esto conlleva problemas de deformación de las estructuras a considerarse en forma particular. Por lo tanto, vale tener presente que toda estructura soportada por anclajes pasivos, experimentarán deformaciones.

Cuando se vinculan a la estructura a contener, anclajes activos, la armadura resistente del sistema (que por lo general están conformadas por barras de acero rosadas o cordones de acero trenzados), con posterioridad a la conformación del anclaje y una vez que la lechada con los cuales se construyen alcanza la resistencia necesaria, son post-tesados con la carga de servicio, de manera que antes de poner a la estructura bajo carga, la misma ya cuenta en el punto de contacto con el anclaje, en relación a la carga de trabajo calculada "Qt".

FIGURA 2I. ESQUEMA DE CARGA-DEFORMACIÓN PARA ANCLAJES ACTIVOS Y PASIVOS

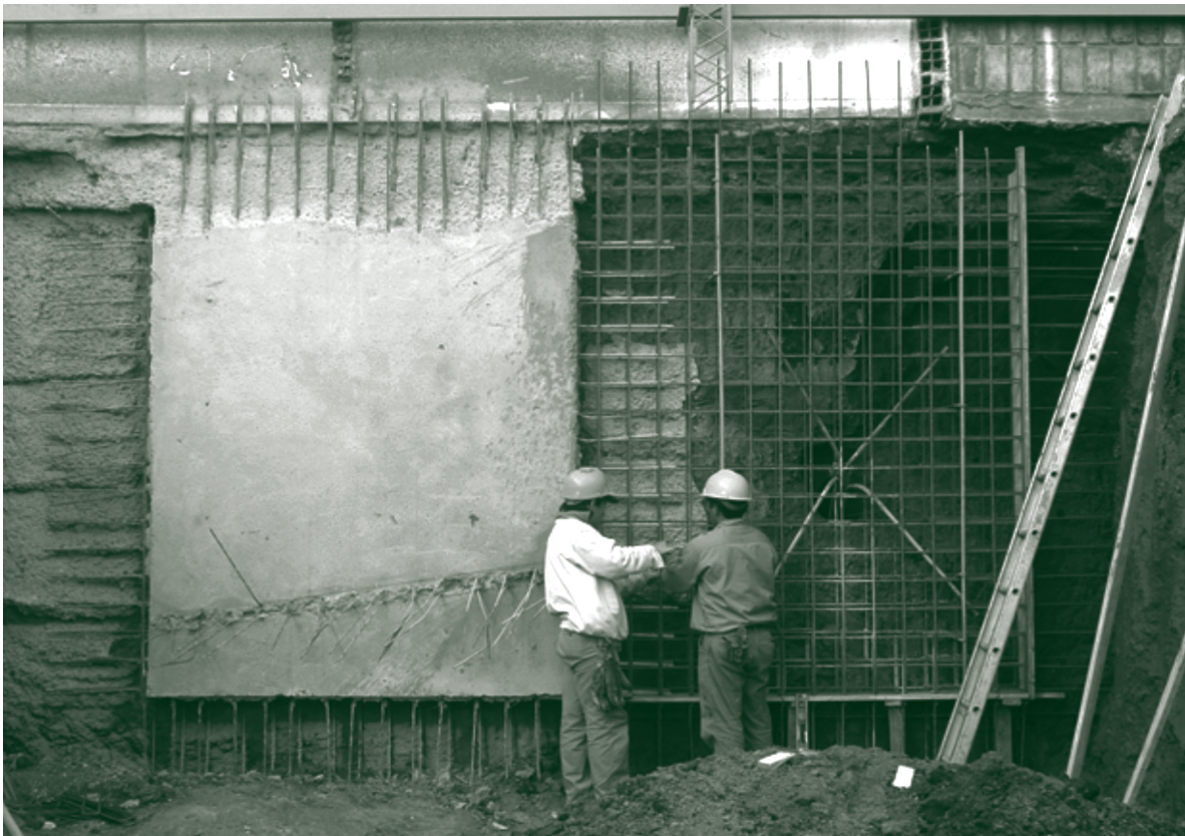


Esta diferencia entre uno y otro tipo de anclajes implica la posibilidad de que una estructura que se intenta contener con los anclajes pasivos tenga que deformarse una magnitud "d" para lograr la carga de trabajo "Qt", o que la misma no experimente ningún daño si se la une a anclajes activos, a los que ya se le ha dado la carga de trabajo "Qt" antes de proseguir con las excavaciones, tal como se muestra en la gráfica de la figura N° 2I.

CONSTRUCCIÓN DE LOS ANCLAJES

La diferencia constructiva entre un anclaje pasivo y uno activo, radica fundamentalmente, en la armadura de los mismos. En un anclaje pasivo, la armadura que se coloca es básicamente la tradicional de construcción, conformada por barras de acero unidas a la estructura del tabique a contener. Si se requiere contener el tabique de una excavación para el subsuelo de un edificio, lo más lógico es doblar la armadura del anclaje a 90° y vincularla con la armadura del tabique, antes de proceder al Güñitado del mismo, como se muestra en la foto que se adjunta en la Figura 22.

FIGURA 22. ARMADURA DE UN ANCLAJE PASIVO VINCULADA AL TABIQUE DE CIERRE



En los anclajes activos, en cambio, la armadura deberá estar conformada por algún elemento resistente responsable de habilitar el post tesado del anclaje para ponerlo bajo la carga de trabajo “Qt”. En la Figura 23 se

muestra el esquema de un anclaje conformado por una barra roscada que puede ser transformada en activo si se tensa la barra luego de su construcción.

Para dicha operación se toma la barra con un gato hidráulico similar al que se muestra en la Figura 24, aportándole el esfuerzo axial necesario para lograr la carga de trabajo.

Una vez lograda esa carga, se ajusta la tuerca inferior sobre la placa de anclaje, quedando la barra roscada traccionada con la carga de trabajo “Qt”.

Cuando los anclajes se conforman con cordones de cables de acero trenzados, los mismos presentan una característica especial, consistente en que el tramo correspondiente a la longitud libre del anclaje se en-

cuentra envainado en una cobertura de PAD, y además engrasado, mientras que la parte anclada en la lechada de hormigón, se conforma sin vaina ni grasa, tal como se muestra en las Figuras 25 y 26.

ANCLAJES DE TRACCIÓN

FIGURA 23. ESQUEMA DE UN ANCLAJE CON BARRA ROSCADA

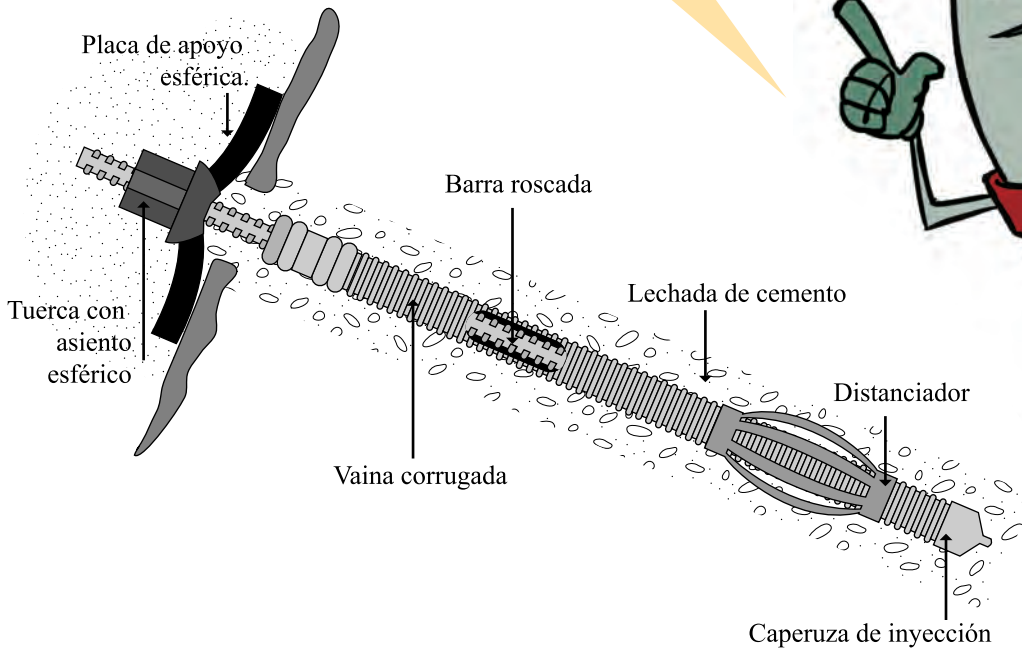


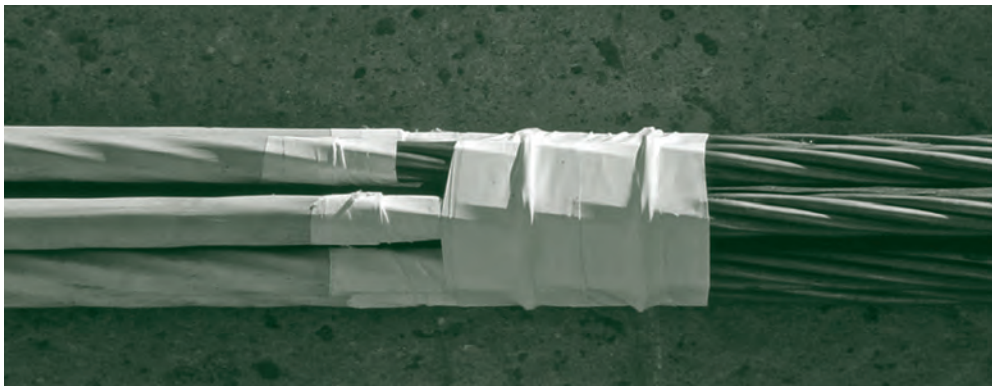
FIGURA 24. GATO HIDRÁULICO PARA TRACCIONAR BARRAS ROSCADAS



FIGURA 25. CONFORMACIÓN DE UN ANCLAJE CON CABLES TRENZADOS



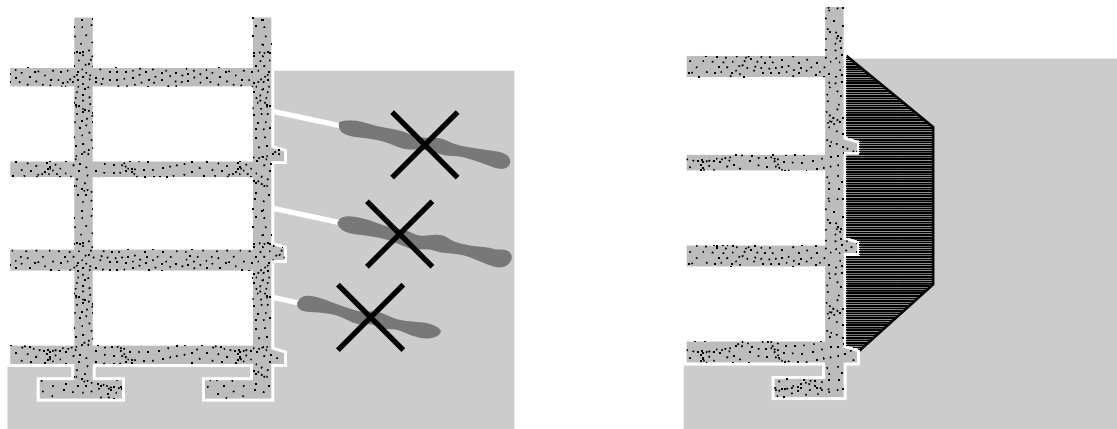
FIGURA 26. TRANSICIÓN ENTRE EL TRAMO ENVAINADO Y ENGRASADO DE LOS CORDONES TRENZADOS Y EL TRAMO DESNUDO



ANCLAJES TEMPORARIOS Y PERMANENTES

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

FIGURA 27. ANCLAJES TEMPORARIOS



En el segundo caso, la estructura demanda un anclaje vigente durante toda la vida útil de la misma. En esos casos, resulta imprescindible que la armadura sea protegida adecuadamente para evitar su corrosión. Para ello, en el caso de utilizar barras rígidas, las mismas se preservan con una cobertura de PAD aplicada sobre las barras roscadas. Ver la Figura 27.

ANCLAJES DE TRACCIÓN

Cuando se trata de anclajes activos permanentes y contruidos con cables, la preservación de los mismos, a lo largo de la vida útil de la obra, demanda una mayor exigencia. Para ello, se colocan los cordones trenzados dentro de una vaina corrugada de PVC, en toda la longitud del anclaje, tal como se aprecia en la Figura 28.

La sección transversal de estos anclajes envainados, difiere si se trata de la zona libre o de la zona de bulbo. En la zona libre, los cordones dentro de la vaina corrugada permanecen engrasados y protegidos con su cobertura de PAD (Ver Figura 26). Dentro de la vaina corrugada se coloca además un caño que permite inyectar la lechada primaria, que va dentro y fuera de la misma, por fuera de la vaina se coloca el caño de PVC con las válvulas manchette para la inyección de la lechada secundaria en la zona de bulbo, tal como se muestra en la figura 29.

FIGURA 28. VAINA CORRUGADA Y CORDONES TRENZADOS PARA ANCLAJES ACTIVOS PERMANENTES

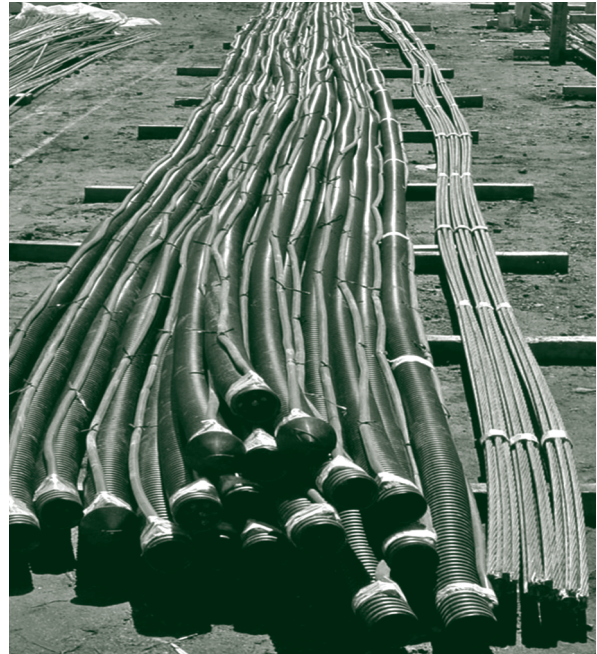
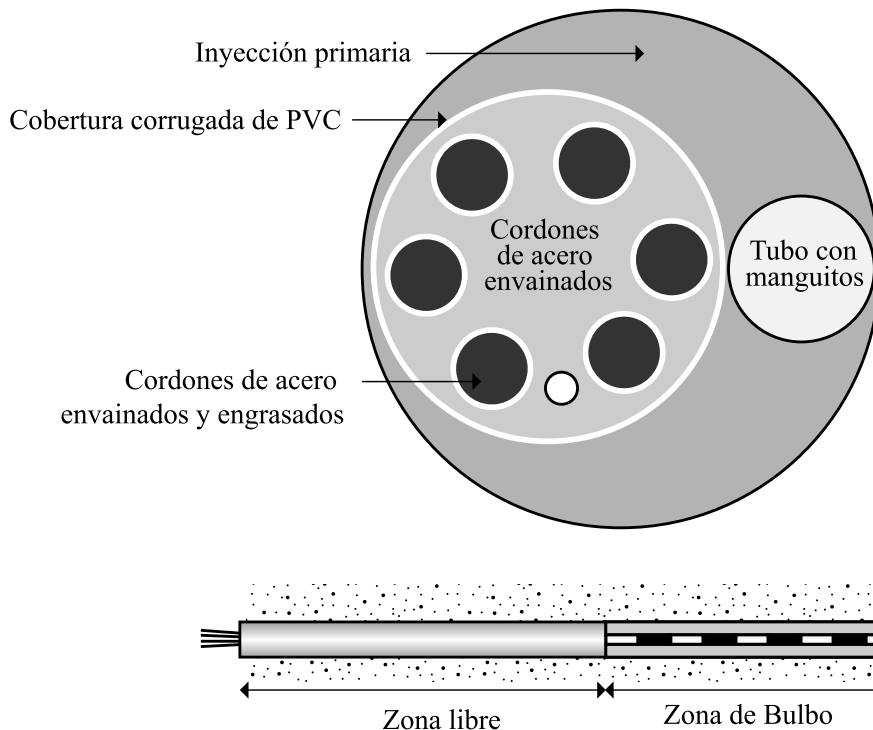
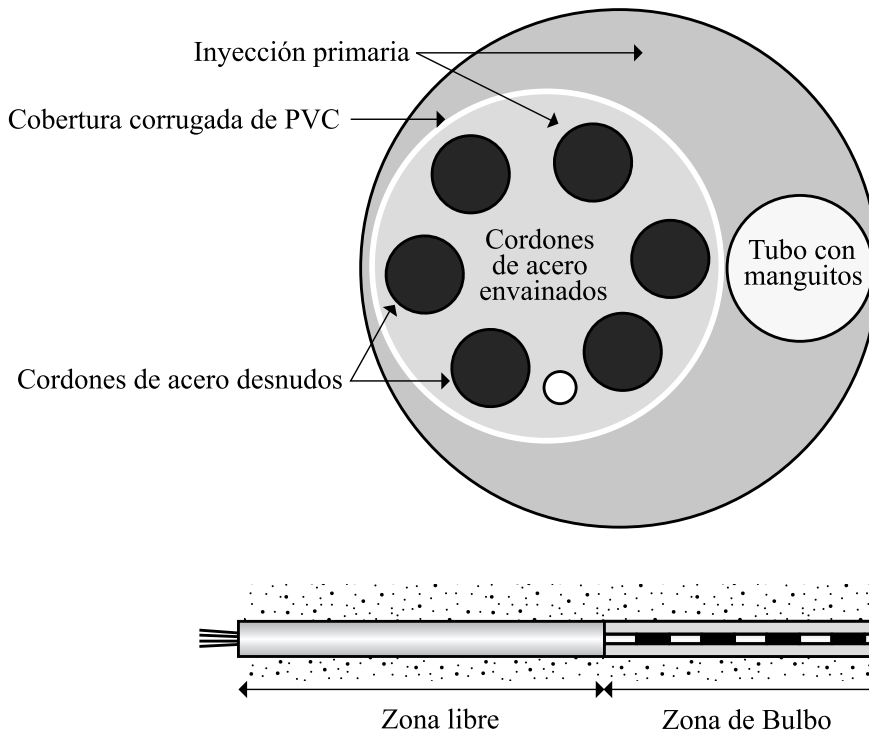


FIGURA 29. SECCIÓN DEL ANCLAJE EN ZONA DEL TRAMO LIBRE



En la zona de bulbo la sección es similar, con la única diferencia que los cordones trenzados se encuentran desnudos (Sin grasa ni vaina de PAD). Ver la Figura 30.

FIGURA 30. SECCIÓN DEL ANCLAJE EN ZONA DEL BULBO INYECTADO



Durante la operación de tesado, en el tramo envainado y engrasado, los cordones se deslizan dentro de la vaina plástica y operan como un resorte encargado de tomar la carga, quedando anclado en la parte superior con los conos empotrados en el cabezal metálico (Figura 31), y en la parte inferior, mediante el empotramiento de los cordones desnudos en la lechada de cemento.

Una vez conformado el anclaje y lograda la resistencia estructural necesaria para que el mismo tome carga, se toma cada uno de los cordones con un gato hidráulico especial, figura 32, y se le da la carga que le corresponde para que sumadas las cargas de todos los cordones que lo constituyen, le confieran al anclaje la carga de trabajo correspondiente.

FIGURA 31. CABEZAL DE ANCLAJE DE CUATRO CORDONES



FIGURA 32. GATO HIDRÁULICO PARA EL TESADO DE LOS CORDONES



TABLA I: PROPIEDADES DE LAS BARRAS ROSCADAS DE ACERO PARA ANCLAJES (ASTM A722)

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

ASPECTOS BÁSICOS A CONSIDERAR PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN ANCLAJE ACTIVO

Tal como se aprecia en los esquemas de la Figura 33, la terminación del anclaje activo en su extremo superior, debe ser conformada con un espacio vacío, de manera tal que el anclaje resulte estructuralmente independiente de la estructura que debe soportar. Para esto, al

terminar los trabajos de inyección primaria se deberá proceder a lavar la perforación en el tramo superior, para generar la separación necesaria entre la masa que conforma la estructura del anclaje de la estructura que debe sostener. Figuras 33 y 34.

Si esta consigna no se cumple o si el Ingeniero que tiene a cargo la construcción de los anclajes, no revisa esta etapa durante la construcción y los mismos tienen

una continuidad estructural con la estructura que se intenta contener, al momento de aplicar la carga de post tesado, la misma no se transferirá al terreno natural y por lo tanto no se logra ningún efecto beneficioso ya que la fuerza que se le imprime a los cables que conforman el anclaje, lo que hacen es comprimir la estructura del anclaje, sin transferir cargas al terreno natural y se tiene al final un esquema como el que se muestra en la figura 35.

Al proceder al post tesado de los cables, el tramo en vainado, experimenta una importante deformación elástica que lo transforma en un resorte empotrado en ambos extremos, generando dos fuerzas iguales y contrarias que comprimen la estructura del anclaje que tiene que resistir el esfuerzo por compresión de la pasta de cemento.

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

Esta conformación de un anclaje que está proyectado como activo, es la que particularmente denomino "Anclaje Pasivo Peligroso" por las siguientes razones:

Anclaje Pasivo: Porque la estructura deberá experimentar deformaciones para que el anclaje tome carga.

Peligroso: Porque los cordones trenzados ya han sido tensados a una carga cercana a la carga de fluencia de los mismos y si toman más carga superarán la carga de fluencia y pueden incluso llegar a la falla.

FIGURA 33. ESQUEMAS DEL EMPOTRAMIENTO SUPERIOR DE LOS ANCLAJES ACTIVOS

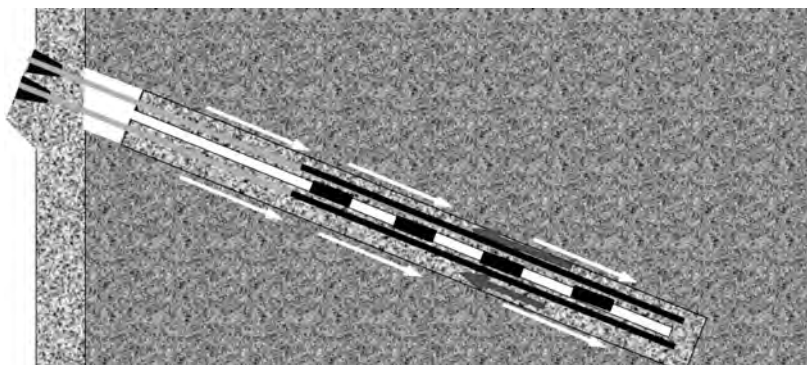


FIGURA 34. ESQUEMAS DEL EMPOTRAMIENTO SUPERIOR DE LOS ANCLAJES ACTIVOS

Anclaje con barra roscada

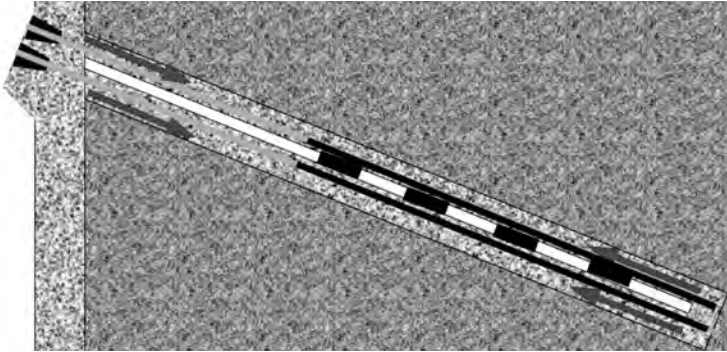


Anclaje con cables trenzado

DETERMINACIÓN DE LAS TENSIONES EN LA ESTRUCTURA RESISTENTE DEL ANCLAJE

En los años que llevo haciendo micropilotes en Argentina y controlando la calidad y la resistencia de las lechadas que elaboramos, he verificado que con los cementos comunes del mercado argentino, las resistencia que podemos garantizar de las lechadas confeccionadas con relación (agua/cemento) $a/c=0,5$ se ubica en el entorno de los 22 MPa. Figura 35 a.

FIGURA 35: ESQUEMA DE ESFUERZOS EN UN ANCLAJE ACTIVO MAL CONSTRUIDO. ANCLAJE PASIVO PELIGROSO



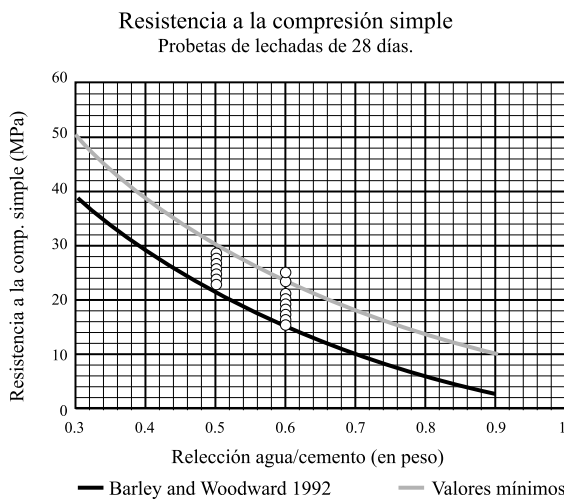
$$\sigma = \frac{125tn}{A} = \frac{125tn}{\frac{\pi \cdot (D \cdot \alpha)^2}{4}} = 49,12MPa$$

Para un valor de $\alpha = 1,20$

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

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

FIGURA 35 A. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DE PROBETAS DE LECHADAS.



Debemos aclarar en este punto, que resulta inviable confeccionar lechadas de relaciones agua-cemento iguales a 0,5 que puedan ser bombeadas para la conformación de estos elementos, sin la incorporación de aditivos especiales.

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

Para valorar el incremento de tensión disponible utilizaremos la ecuación que vincula las tensiones principales de un elemento sometido a un estado triaxial de tensiones:

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

A partir de ésta, estableceremos la tensión desviante ($\sigma_1 - \sigma_3$) para una tensión de confinamiento σ_3 :

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

Donde el factor N_ϕ se calcula con:

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

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

Por otra parte, el valor de la cohesión podrá ser evaluado considerando que en un ensayo de compresión simple, el valor de la presión de confinamiento es nulo ($\sigma_3 = 0$). Entonces de la siguiente ecuación nos queda:

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

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

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

Finalmente, para el valor de presión de confinamiento solicitado al fuste del elemento " σ_3 " tendremos que considerar las presiones de inyección logradas durante las inyecciones secundarias ejecutadas a través de los manguitos de goma.

Como los mismos se encuentran separados, aproximadamente, 0,80 m unos de otros, podemos tomar un valor del 70% de la presión de inyección lograda en esta etapa de la construcción del anclaje (inyección secundaria).

Suponiendo un suelo "duro" de la Fm. Pampeano, sabemos que una vez fracturada la lechada primaria, las inyecciones se realizan con presiones del orden de los 3,5 a 4,5 MPa, por ende, podremos estimar una tensión de confinamiento media del orden de 4 MPa para un anclaje ubicado a 10 m de profundidad y con la napa al nivel del terreno natural.

Por otra parte, como la bomba inyectora de lechada de agua-cemento, se encuentra generalmente, alejada del punto de inyección (entre 10 m a 15 m o más), que la inyección se ejecuta con una manguera de alta presión de 3/8" y que el fluido inyectado ofrece una elevada viscosidad (Figura 36), es evidente que entre el punto de medición (manómetro de la bomba), hasta el punto de inyección, se produce una caída de la presión la cual -en forma generosa- podemos estimar en un 20%, cuantificando que en el punto de inyección tendremos una presión del orden de 3,2 MPa la cual tomaremos como presión de confinamiento.

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

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

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

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

Para la carga de post-tesado, tendremos un coeficiente de seguridad de:

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

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

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

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

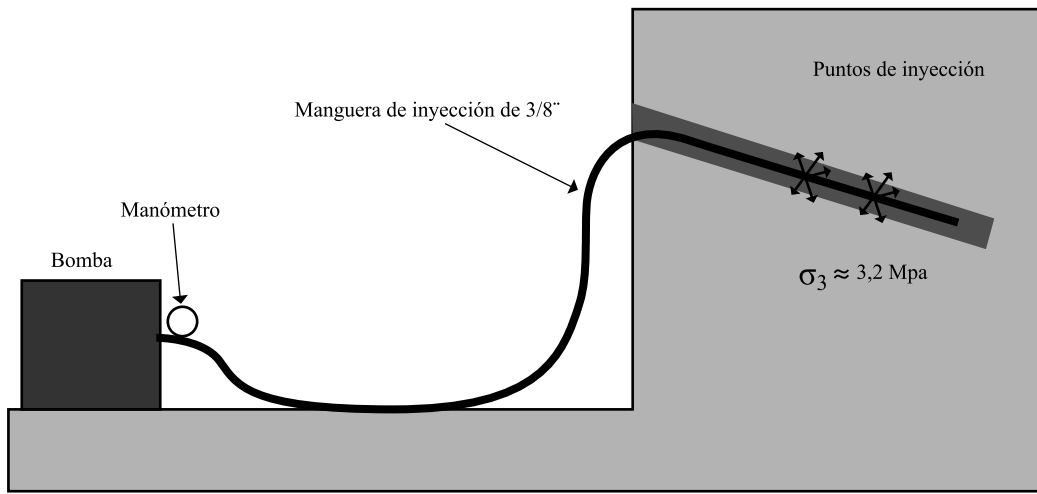
En la Figura 37, hemos representado las tensiones de rotura de la pasta de agua y cemento que conforman los anclajes para distintos valores de la tensión de rotura a la compresión simple de probetas moldeadas en el momento de construcción del anclaje y para distintos valores de la tensión de confinamiento.

En dicho gráfico hemos representado los resultados para valores de confinamiento de 2, 3 y 4 MPa.

ANCLAJES DE TRACCIÓN

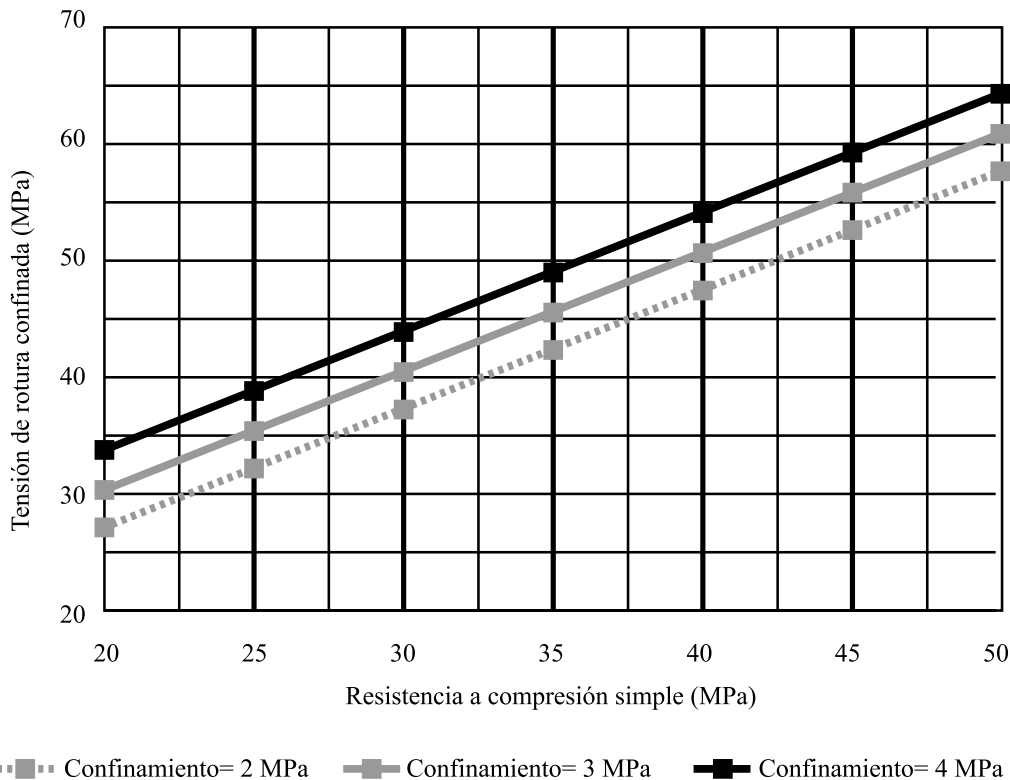
La selección de los valores a adoptar respecto de la resistencia a la compresión simple, serían aquellos mínimos de la serie de ensayos ejecutados sobre las probetas confeccionadas con la pasta utilizada para un mismo grupo de anclajes.

FIGURA 36. ESQUEMA DE INYECCIÓN SECUNDARIA DE UN ANCLAJE IRS



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

FIGURA 37. TENSIONES DE ROTURA DE LA PASTA DE AGUA Y CEMENTO EN ESTADO CONFINADO



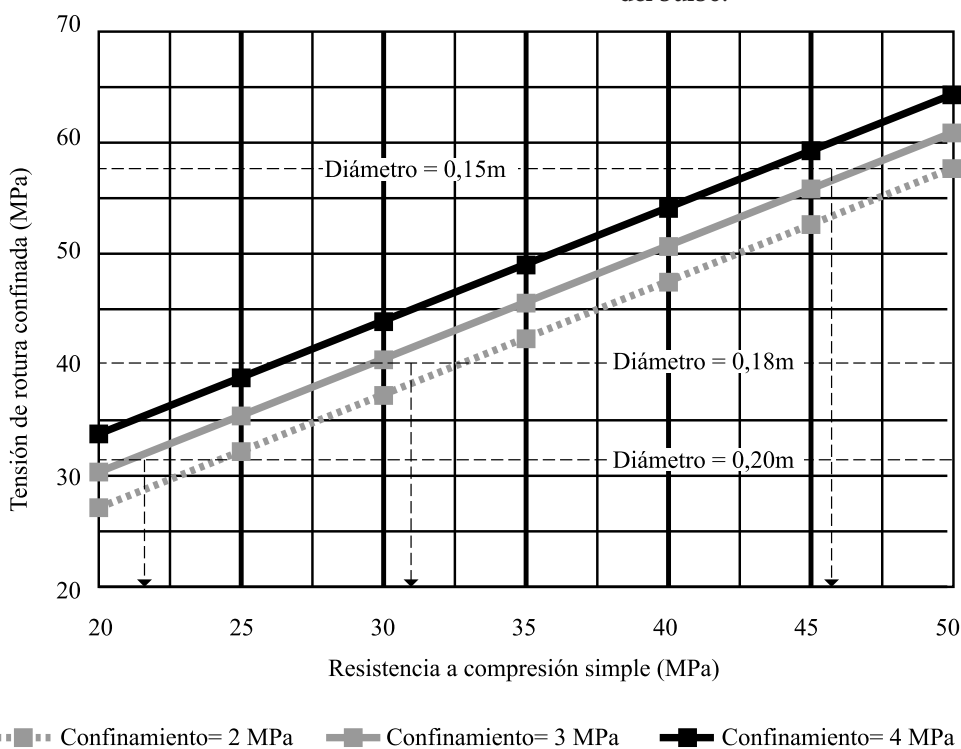
Este gráfico nos permite establecer un coeficiente de seguridad con respecto a la tensión de trabajo de la pasta que conforma el anclaje y la tensión de rotura de la misma en función de los resultados de los ensayos.

Supongamos, por ejemplo, que proyectamos un anclaje de 1.000 KN de carga de trabajo y lo dimensionamos con diámetros de 0,15 m, 0,18 m y 0,20 m. La tensión que deberá soportar la pasta de cemento comprimida por esta carga se destaca en la siguiente tabla, atendiendo a los distintos diámetros establecidos.

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

Si representamos los valores de tensiones de trabajo en el gráfico de la Figura 37 podemos determinar, para cada caso y tomando un valor de la presión de confinamiento, los valores mínimos de las tensiones de resistencia a la compresión simple a lograr para obtener un coeficiente de seguridad $F_s = 1$. Detallamos lo descrito en la Figura 37a.

FIGURA 37 A. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE MÍNIMAS PARA DISTINTAS CARGAS Y DISTINTOS DIÁMETROS



FACTOR DE EFICIENCIA DEL ANCLAJE

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

Por otra parte, para transferir la carga de tesado a lo largo del anclaje, el mismo debe manifestar un movimiento relativo entre el cordón y la lechada y entre la lechada y el suelo, generando fisuras en la pasta cementicia como la que se muestra en la figura 38a. Si tenemos en cuenta, además, que todos esos materiales presentan distintos módulos de deformación, se producen importantes alteraciones relativas, responsables de la transmisión a una mayor distancia de la carga del cable, pero a costa de una menor tensión entre el suelo y la lechada que pasa de un valor máximo “qu” a un valor residual “qres”.

Este mecanismo de transferencia de carga a lo largo del cordón, hace que las tensiones que se logran en la zona del bulbo avancen como una “ola” hacia el extremo del mismo. En la figura 38b, se muestra cómo avanza el tren de tensiones en los cordones a medida que el anclaje va tomando carga, a lo largo de la zona del bulbo.

FIGURA 38A:
FISURACIÓN DE UN ANCLAJE ACTIVO QUE TRABAJA A LA TRACCIÓN Y CONFORMADO CON CORDONES TRENZADOS

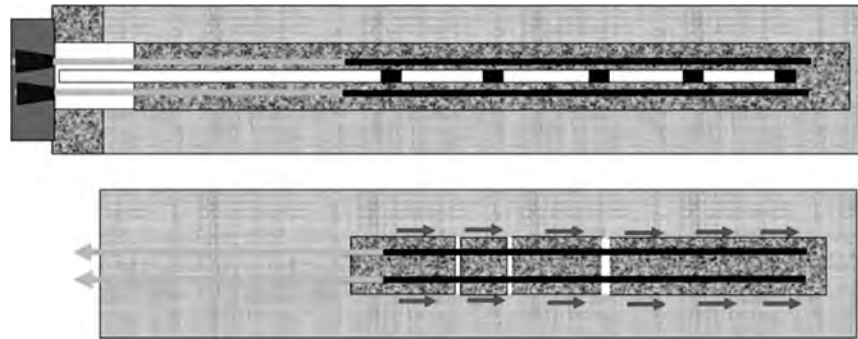
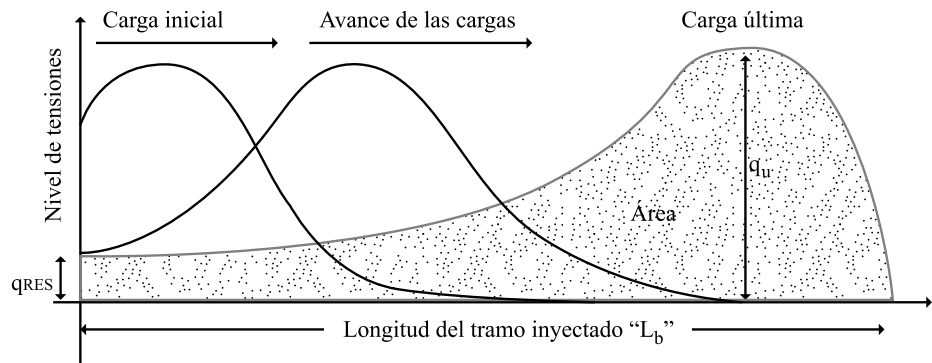


FIGURA 38 B.
DESARROLLO DEL NIVEL DE TENSIONES EN LOS CABLES TRENZADOS A MEDIDA QUE EL ANCLAJE TOMA CARGA



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

Cuando finalmente alcanzamos la carga última, quedará en los cables un nivel de tensiones variable a lo largo del tramo inyectado, representado por el área sombreada de la Figura 38 b.

Si comparamos el valor del área sombreada con el sector definido por el rectángulo delimitado por L_b y q_u , obtendremos el factor de eficiencia del anclaje:

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

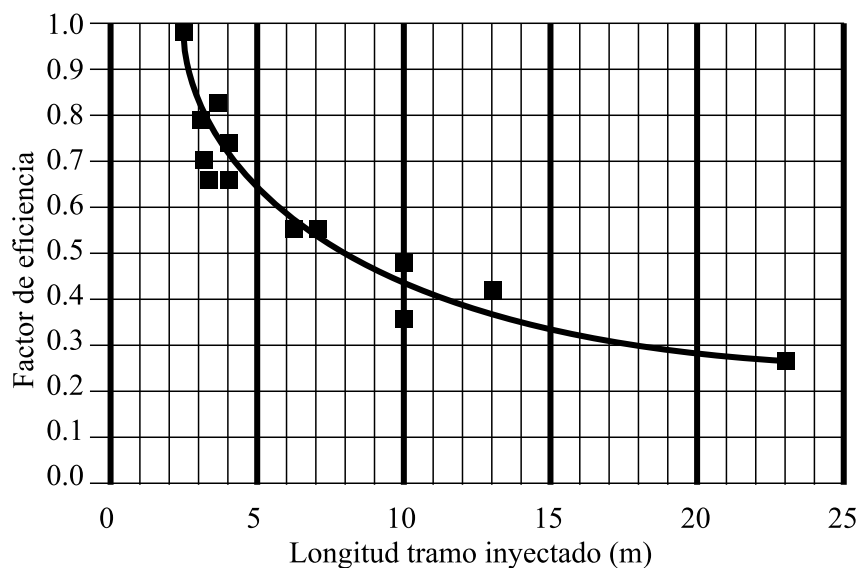
Claramente, dicho factor disminuye a medida que apre-

ciamos un tramo inyectado de mayor longitud, por lo tanto, este tipo de anclaje se utiliza en aquellos casos donde la longitud del tramo inyectado “ L_b ” no supera los 10 m.

El valor del “Factor de Eficiencia”, puede ser cuantificado mediante la siguiente ecuación. La misma resulta de las mediciones realizadas, como se muestra en la Figura 39.

$$f_{eff} = 1,6 \times L_b^{-0,57}$$

FIGURA 39. FACTOR DE EFICIENCIA DE UN ANCLAJE CON CABLES



Para los casos donde se desea lograr una mayor capacidad de carga, sin perder eficiencia a lo largo del tramo inyectado, la solución radica en confeccionar un anclaje de bulbos múltiple. Ello consiste en cordones desnudos de tramos cortos, empotrados en la lechada de cemento y ubicados uno después del otro a lo largo del bulbo, de manera que cada cable adquiera la máxima carga dentro de la longitud de empotramiento dispuesta. Lo visto se detalla en la Figura 40.

La longitud para los distintos tramos de los anclajes múltiples, según se puede apreciar en el gráfico de la Figura 40, se ubica entre 2 y 3 metros.

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

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

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

Dónde:

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

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

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

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

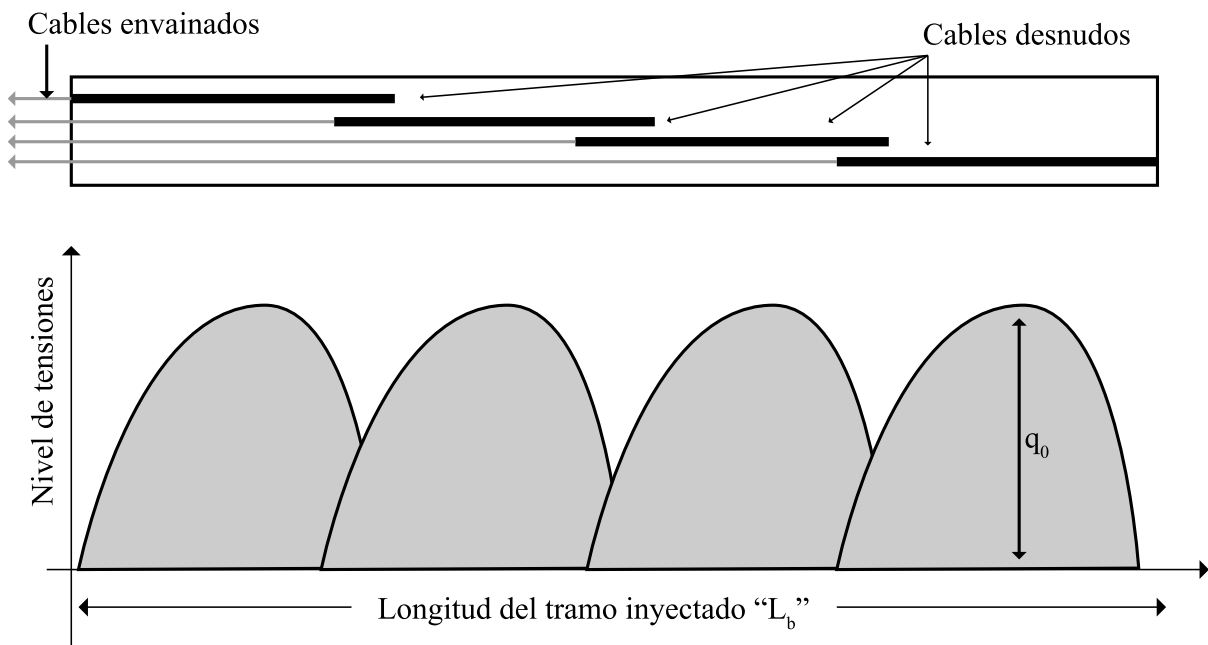
Dónde:

P_C : Carga del cordón.

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

p : Perímetro del cordón.

FIGURA 40. ANCLAJE CON BULBOS MÚLTIPLES



ANCLAJES DE TRACCIÓN

TESADO DEL ANCLAJE

SELECCIÓN DE LA ARMADURA DEL ANCLAJE

La selección de la armadura de tracción del anclaje se lleva a cabo de forma tal que sea capaz de soportar, con seguridad, las cargas de diseño en el bulbo de anclaje. En la selección se aplican distintos factores de seguridad detallados a continuación.

DEFINICIONES

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

Carga de trabajo "Ct": Es la carga aplicada al anclaje una vez puesto bajo carga, en ningún caso podrá superar el 70% de la SMTS.

Carga de diseño "Cd": Carga especificada para el diseño de los anclajes. No puede superar, en ningún caso, el 60% del valor especificado para la SMTS.

Carga de máxima de prueba "Cp": Carga máxima aplicada en el anclaje por una prueba de carga. En ningún caso, podrá superar el 80% de la SMTS.

Por ejemplo, si se requiere diseñar un sistema de anclajes ensayados por pruebas de carga, los cuales alcancen hasta el 140% de la carga de diseño, entonces, dicha carga será:

$$Cp = 1,40 \times Cd$$

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

Por lo tanto, la carga de diseño "Cd" no deberá superar el 0,57 del valor de SMTS.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Como dijimos antes, los cables utilizados para el posttesado de los anclajes son cables conformados por cordones de acero trenzados, envainados y engrasados. En Argentina, esos cordones los comercializa la empresa Acindar SA y se identifican como CEE 1900, Grado 270, cuyas características geométricas son las siguientes:

El cordón permanece conformado por siete cables de acero trenzados, compuestos por un alma de 5,35 mm de diámetro y seis cables a su alrededor de 5,00 mm de diámetro, tal como se aprecia en la Figura 41.

TABLA II. PROPIEDADES DE LOS CORDONES DE CABLES TRENZADOS DE ACERO PARA ANCLAJES DE 15,2 MM DE DIÁMETRO NOMINAL (ASTM A416 GRADO 270)

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

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

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

Diámetro del cordón engrasado y envainado:

18,20 mm.

Diámetro del cordón desnudo: 15,20 mm.

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

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS

Resistencia a la tracción mínima especificada "SMTS" del cordón: 261 kN.

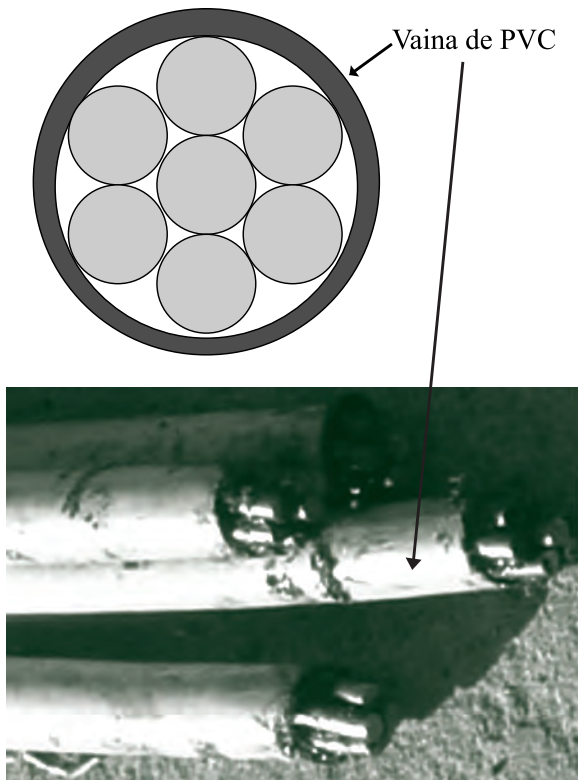
Alargamiento de rotura bajo carga: 3,5%.

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

Módulo elástico del cordón:

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

FIGURA 41. ESQUEMA DEL CORDÓN ENVAINADO PARA LOS ANCLAJES



VERIFICACIÓN DE LAS DEFORMACIONES PARA UN ANCLAJE

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

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

Cuando se aplique esta carga de tesado " Q_p " se producirán pérdidas de carga generadas por la puesta en tensión del sistema de anclaje, las cuales se manifiestan en deformaciones adicionales de la armadura, deformaciones por penetración de la cuñas en sus asientos y por el rozamiento de los cordones en el envainado. Las mencionadas pérdidas pueden estimarse en un anclaje en torno de los 6 mm de deformación de los cordones.

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

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

Con esos parámetros podemos calcular la elongación de la armadura cuando apliquemos la carga de post-tesado " Q_p ".

VERIFICACIÓN DE LA DEFORMACIÓN MÁXIMA EN SERVICIO DEL ANCLAJE

Se debe verificar, además, que cuando entre en servicio la pantalla anclada, para la carga de trabajo calculada, la elongación adicional experimentada por el tensor " ΔL_r ", no supere una deformación máxima establecida en función de la estructura tratada.

Esta limitación es de orden general, debiendo permanecer en concordancia con el tipo de estructura proyectada, junto con las limitaciones de deformación impuestas en el diseño de la misma.

La deformación elástica residual “ ΔL_r ” de los cables, al momento de aplicar la carga de trabajo del anclaje, para la cual fue calculada “ C_t ”, establece una relación directa con el tipo de estructura tratada, ya que definiremos la deformación máxima a ser absorbida por la misma. Esta deformación es conveniente que presente un valor reducido. Por lo general, se sugiere un valor ubicado por debajo de los 20 mm o 30 mm, dependiendo del tipo de obra analizada. Procedemos:

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

Teniendo en cuenta lo descrito, el parámetro de ajuste para lograr un coeficiente de deformación ajustado, es la carga de post tesado “ Q_p ”.

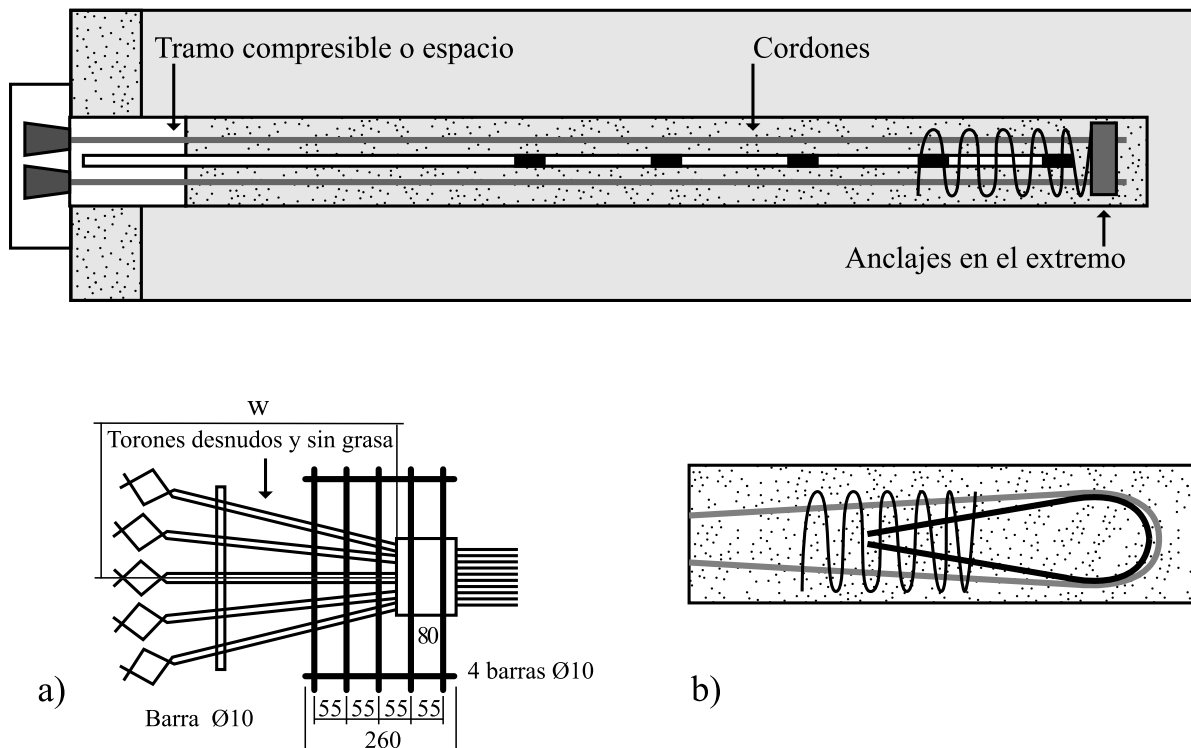
DISEÑO ALTERNATIVO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS ANCLAJES CON CABLES

Como hemos visto en los párrafos anteriores, el diseño de los anclajes abarca dos aspectos a considerar especialmente. Los mismos se refieren a:

- Lograr una mayor eficiencia en el diseño para que con los mismos materiales podamos obtener una carga mayor.
- Determinar si queremos que el anclaje trabaje a la tracción o a la compresión
- Obtener una mayor seguridad frente a la falla de los materiales que lo conforman.

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

FIGURA 42. ESQUEMA DEL ANCLAJE CON CABLES ENVAINADOS

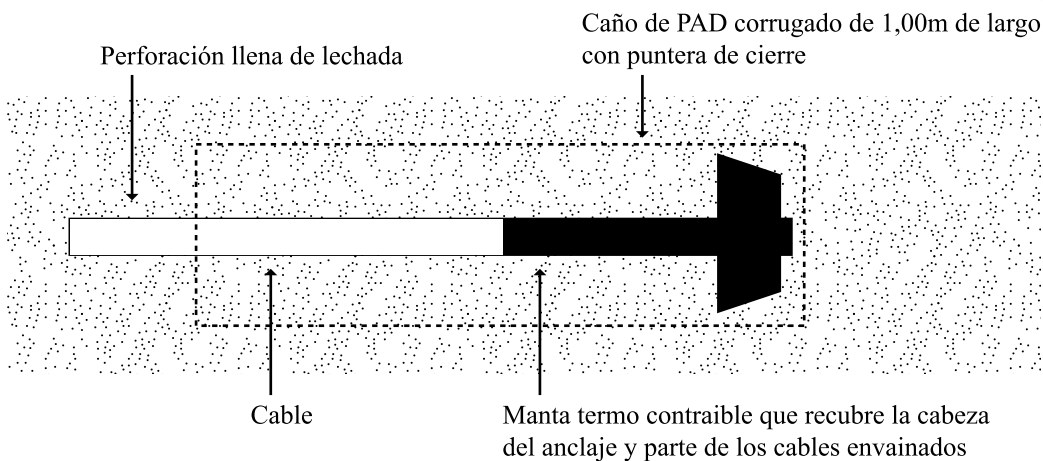


Este empotramiento de los cables en la pieza metálica se puede efectuar con los mismos conos de fijación empleados en la cabeza del anclaje. Ver la Figura 42.

De esta forma tendremos un anclaje activo donde la estructura del mismo trabajará a compresión, evitando con ello la fisuración de la masa cementicia y asegurando un valor unitario para el coeficiente de eficiencia. Para preservar de la corrosión este elemento, que tiene en el empotramiento los cables desnudos, la pieza puede ser protegida con un tramo de no menos de 1,00 m de largo de caño de PVC corrugado con punta que lo contenga, que luego irá inmerso en la lechada de ce-



FIGURA 42C.
ESQUEMA DEL EXTREMO
TERMINAL DEL ANCLAJE



mento externa e interna al mismo caño, que se inyecta durante la construcción del anclaje tal como se detalla en el esquema de la figura 42c.

Existen otras eficaces alternativas para resolver el ajuste de la cabeza inferior de los cordones de un anclaje.

Una forma es pelando los cables envainados en el tramo inferior y desplegar los alambres que conforman el codón trenzado, tal como se aprecia en la Figura 42 a.

Otra alternativa radica en colocar un asiento metálico especial, tipo “cama”, permitiendo que los cordones envainados efectúen un giro sobre dicho asiento de 180° (Figura 42 b).

Ello permite obtener, en la totalidad del anclaje, los cordones envainados, y por lo tanto, protegidos. Al envol-

ver al asiento metálico provocan que el mismo ejerza su fuerza de compresión sobre el mortero que conforma el anclaje. Este diseño permite además que una vez completada la utilidad del anclaje temporario, el cordón sea retirado haciéndolo deslizar dentro de la cobertura plástica de protección, en virtud de que el mismo se encuentra engrasado.

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

El segundo punto a resolver implica las tensiones a las cuales se somete la sección de mortero que conforma el anclaje, ya que si bien las armaduras de los mismos trabajan a tracción, de acuerdo a como se diseñe el elemento, el mortero presentará secciones sometidas a tracción y a compresión, o todo el elemento experimentará cargas de compresión.

Si observamos el anclaje de la Figura 38 a vemos que dada la configuración del mismo, el mortero ubicado en la zona del bulbo expondrá secciones sometidas a tracción, mientras que la zona libre se encontrará absolutamente supeditada a tensiones de compresión.

En contraposición, si tenemos un anclaje configurado de acuerdo al detalle de la Figura 42, podemos deducir fácilmente que todo el mortero se encuentra sometido a tensiones de compresión.

En esos casos, donde la sección de mortero se encuentra totalmente sometida a tensiones de compresión, se deberá verificar que la tensión inducida en la sección de mortero se encuentre por debajo de una tensión admisible aceptable.

En el caso que dicha tensión se encuentre por debajo de una admisible aceptable, se deberá verificar como un elemento estructural. Para ello, será necesario que se encuentre debidamente armado con barras de acero, las cuales le permitan soportar las cargas impuestas al anclaje, utilizando la siguiente ecuación:

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



Dónde:

f_{ck} = Resistencia característica de la lechada.

f_{yk} = Resistencia característica del acero.

A = Área transversal de la armadura.

B = Área transversal de la lechada de cemento.

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

EJEMPLO DE APLICACIÓN

A modo de ejemplo, supongamos que debemos confeccionar un anclaje para soportar una carga activa de 1.000 kN en un suelo arcilloso muy compacto, el cual presenta como valor promedio del ensayo SPT ejecutado con una energía del 90% de la teórica de $N_{90} = 28$ y por razones de diseño, el tramo libre del anclaje es de $L_e = 10$ m.

Una vez finalizado el anclaje, será ensayado al 120% de la carga de diseño.

Se adoptan los siguientes parámetros para el cálculo:

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

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

D = Diámetro del anclaje: 22 cm.

B = Área transversal del anclaje: 380.13 cm².

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS CABLES

Carga de rotura mínima del cordón: 261 kN.
 $E = 19.370 \text{ kN/cm}^2 = 1.937.000 \text{ kg/cm}^2$.

VERIFICACIÓN DE LA CANTIDAD DE CABLES

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

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

Diámetro del cordón desnudo: 15,20 mm.

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

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

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

Además, consideraremos:

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

Por lo tanto, tomamos la segunda de estas dos condiciones ya que es la menor de ambas.

Vemos en la Tabla II que ello se cumple con siete cordones que nos brindan una carga para $0,6 \times SMTS$ de 1.096 kN, mayor a la carga de trabajo de 1.000 kN.

CÁLCULO DE LA LONGITUD DEL TRAMO ANCLADO

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

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

Si tenemos en cuenta que los suelos presentan un valor promedio del ensayo SPT de $N_{60} = 28$, podemos calcular el valor de "qs" con:

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

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

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

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

CÁLCULO DE LA ARMADURA DEL ANCLAJE EN EL TRAMO ANCLADO

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

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

Debemos considerar el incremento de tensión de confinamiento a la cual estará sometido el anclaje, debido a la presión de la inyección secundaria. Para formalizar

ANCLAJES DE TRACCIÓN

dicho análisis estimaremos que la cohesión “c” se puede obtener en función de la tensión de rotura a la compresión simple “qu” más el valor del ángulo de fricción $\phi = 40^\circ$ exhibido por el mortero que conforma el anclaje:

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

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

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

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

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

En virtud del incremento de la tensión dada a la confinación, verificamos la cantidad de armadura a adicionar al anclaje. Para ello, la siguiente ecuación verifica una armadura de 4ϕ de 20 mm ($0,001257 \text{ m}^2$):

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

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

En este caso, vale tener en cuenta que los cordones en vainados recorren la totalidad de la longitud del anclaje, por ende, el largo a considerar de los mismos, para calcular la deformación de los cordones, será: L + Le.

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

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

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

Entonces, brindaremos al anclaje un valor equivalente al 97% de la carga de trabajo.

EJERCICIO DE APLICACIÓN

En el perfil de suelos adjuntado, se debe ejecutar una excavación de 10,40 m para construir cuatro subsuelos. En virtud de que la obra proyectada es vecina a estructuras existentes, se tratará de la mejor forma posible de evitar la generación de fisuras en dicha estructura dadas las deformaciones de los suelos, debidas a la relajación de tensiones que implican las excavaciones para los subsuelos. Teniendo en cuenta lo expresado, consideramos conveniente ejecutar la obra con anclajes activos, materializados mediante cordones trenzados, los cuales luego, serán tesados a la carga de trabajo.

INFORMACIÓN DISPONIBLE

Se dispuso de un estudio de suelos, ejecutándose cuatro sondeos en el perímetro de la excavación, de 12 m de profundidad, con el objeto de dimensionar los anclajes.

Los sondeos para definir las fundaciones del edificio se llevaron a cabo en el centro de la excavación a mayores profundidades.

En los sondeos se realizaron ensayos normales de penetración (SPT) con el sacamuestras normalizado de Terzaghi, a cada metro de avance, a partir de los cuales se obtuvieron muestras descriptas visualmente. Sobre las mismas se ejecutaron ensayos de identificación en el laboratorio, por ello, se cuenta con su clasificación y resulta factible estimar los parámetros de corte correspondientes a cada manto.

El perfil de suelo detectado se destaca en la Figura 43. En dicho perfil se aprecia, en la parte superior y hasta los -3,50 m, suelos arcillosos del tipo CH y CL “medianamente compactos”.

En este perfil, se presenta el nivel de la napa de agua a la profundidad promedio de -3,20 m. Posteriormente, y hasta el límite investigado, se detectan suelos de la Fm. Pampeano “compactos” a “muy compactos”.

FIGURA 43

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

DIAGRAMAS DE EMPUJES

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

$$\sigma = K_a \times q = 0,3 \times 2 \text{ tn/m}^2 = 0,60 \text{ tn/m}^2$$

La ordenada del diagrama de empuje en los mantos superiores puede ser estimada mediante una ordenada variable en el primer metro.

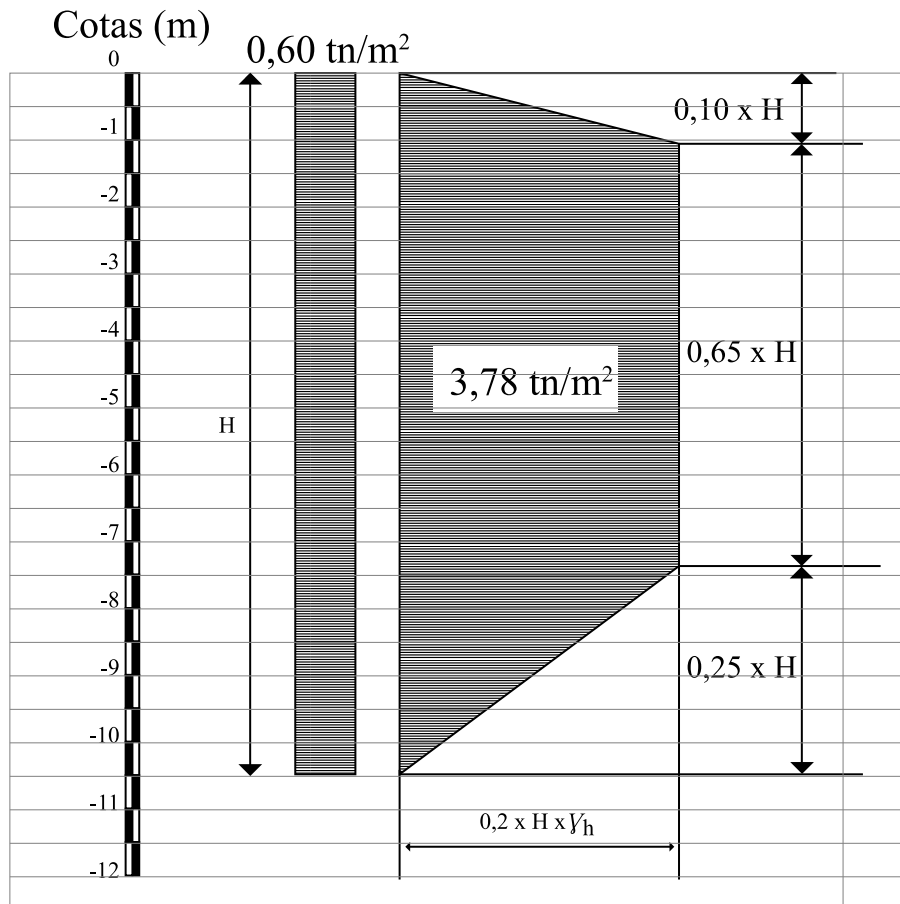
A partir de este nivel, se mantiene constante según lo indicado en el diagrama de empuje recomendado para los suelos “compactos”, el cual responde a la siguiente ecuación (Ver Figura 44):

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

Ello sumado al diagrama de la sobrecarga brinda una ordenada final (Ver Figura 44 a):

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

FIGURA 44



Cotas (m) 0,60 tn/m²

FIGURA 44 A

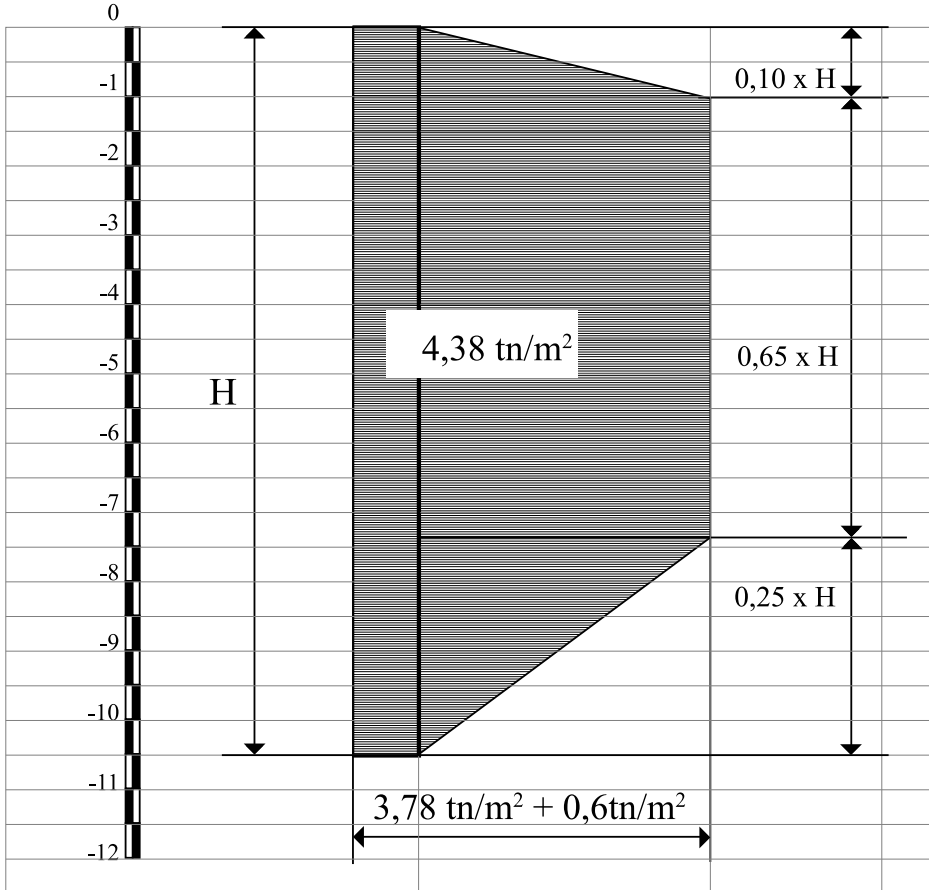


FIGURA 45

DISTRIBUCIÓN DE LOS ANCLAJES

Atendiendo a ejecutar una excavación la cual alcance una cota de -10,50 m y teniendo en cuenta el diagrama de empujes (Figura 45) y que en los tres primeros metros hallaremos suelos “medianamente compactos”, proponemos disponer cuatro niveles de anclajes ubicados a cota -1,25 m, -3,75 m, -6,25 m y -9,00 m.

De acuerdo a dicha disposición geométrica, se ubica para cada fila de anclajes una faja horizontal del diagrama de empuje en los tres niveles superiores, de 2,50 m de altura y en el último de 3,00 m.

Ello aporta valores de carga por unidad de ancho, para cada nivel de anclajes. Si además definimos la distancia en el sentido horizontal otorgada a la instalación de los anclajes en un valor de 3,00 m para cada fila, obtendremos las cargas horizontales para cada anclaje (Ver Tabla III).

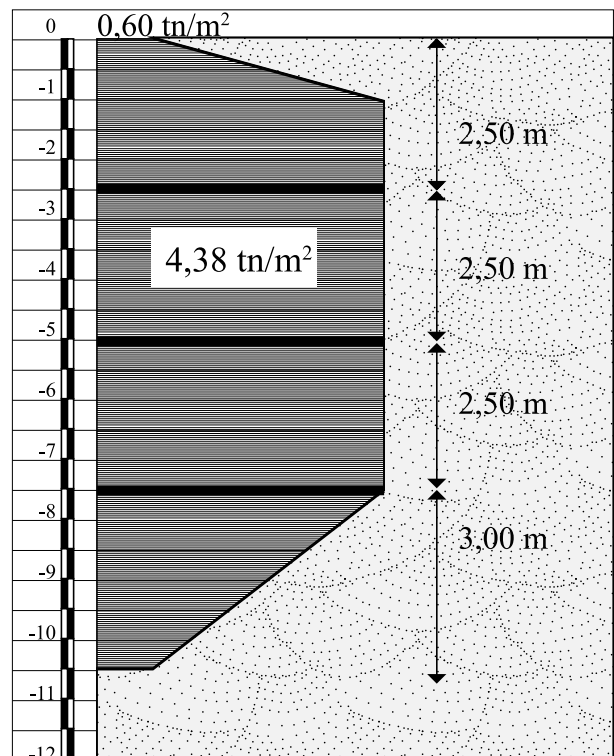


TABLA III

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

CALCULO DE LA CUÑA DE FALLA

Tenemos ahora que delimitar la cuña de falla para poder calcular la longitud libre de los anclajes, de la longitud anclada o donde se forma el bulbo inyectado. Para ello, tomamos el valor del ángulo de fricción interna del suelo correspondiente a la parte media inferior de la futura excavación, a efectos de calcular la inclinación de la cuña de falla, tomando a partir de la horizontal que pasa por el fondo de la excavación un ángulo igual a $45^\circ + \phi/2$. Con esa pendiente trazamos una línea hasta la mitad de la altura "H", y desde este punto, una vertical que representa la posible fisura del suelo. De esta forma, delimitamos una cuña (Figura 46) representando la cuña potencial de falla que puede ser movilizadada en una potencial falla del suelo. Por lo tanto, no debemos colocar dentro de ella ningún elemento anclado.

Teniendo en cuenta que los suelos en la parte media inferior de la excavación presentan un valor del SPT, $N_{90} = 23$, calcularemos el valor del N_{60} el cual nos permita obtener el ángulo de fricción interna. Para ello, operamos:

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

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

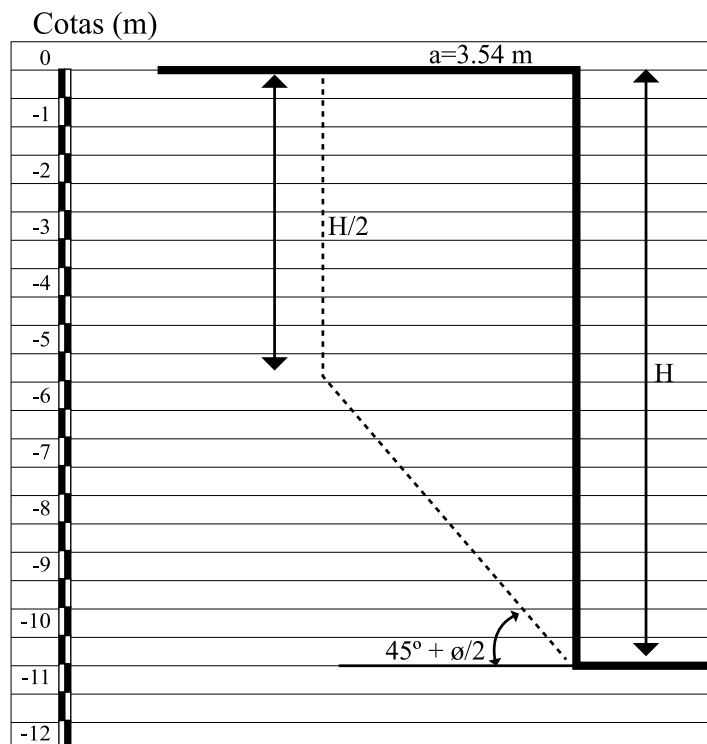
Por lo tanto, el ángulo de inclinación de la cuña de falla será de $45^\circ + \phi/2 = 56^\circ$

Entonces, el ancho "a" de la cuña en la superficie será:

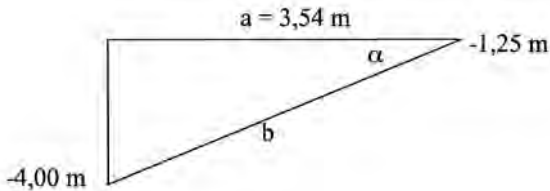
$$a = \tan(90^\circ - 56^\circ) \times H / 2 = \tan(34^\circ) \times 10,5m / 2 = 3,54m$$

A partir de estas definiciones, y habiendo determinado los niveles donde vamos a construir los anclajes, definiremos los ángulos de inclinación de los mismos con relación a la horizontal, tratando que la zona de bulbo se ubique, luego de atravesar la cuña de falla, dentro de los suelos con mayores compacidad.

FIGURA 46



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



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

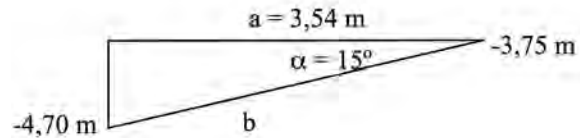
El valor “b” equivale al de la longitud libre del anclaje en la primera fila, no obstante, algunas normas exigen que la longitud libre, la cual atraviesa la cuña de falla, deba ser mayorada con un valor adicional similar al 10% de la altura de la excavación, que en este caso, es de 1,05 m. Atento a lo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

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

Adoptamos $b = 5,50 \text{ m}$

La inclinación de las filas sucesivas de los anclajes inferiores, los cuales se encuentran dentro de la profundidad de los suelos “compactos” a “muy compactos”, corresponderá a una inclinación mínima con la horizontal permitiendo asegurar un buen llenado cuando

le inyectemos la lechada primaria. Conforme a ello tomaremos $\alpha = 15^\circ$. Con ese valor podemos calcular la longitud libre, determinada más fácilmente a través de un dibujo en escala -o en forma gráfica- como se indica en el siguiente esquema para la segunda fila de anclajes.



DIMENSIONAMIENTO DE LOS ANCLAJES

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

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

TABLA IV

Fila de anclaje	Cota de anclaje (m)	Inclinación del anclaje con la horizontal ($^\circ$)	Longitud libre del anclaje (m)	Carga horizontal sobre los anclajes (tn)	Carga axil sobre los anclajes (tn)
Primera	-1,25	37°	5,50	26,28	32,91
Segunda	-3,75	15°	5,00	32,85	34,00
Tercera	-6,25	15°	3,50	32,85	34,00
Cuarta	-9,00	15°	2,00	19,71	19,85

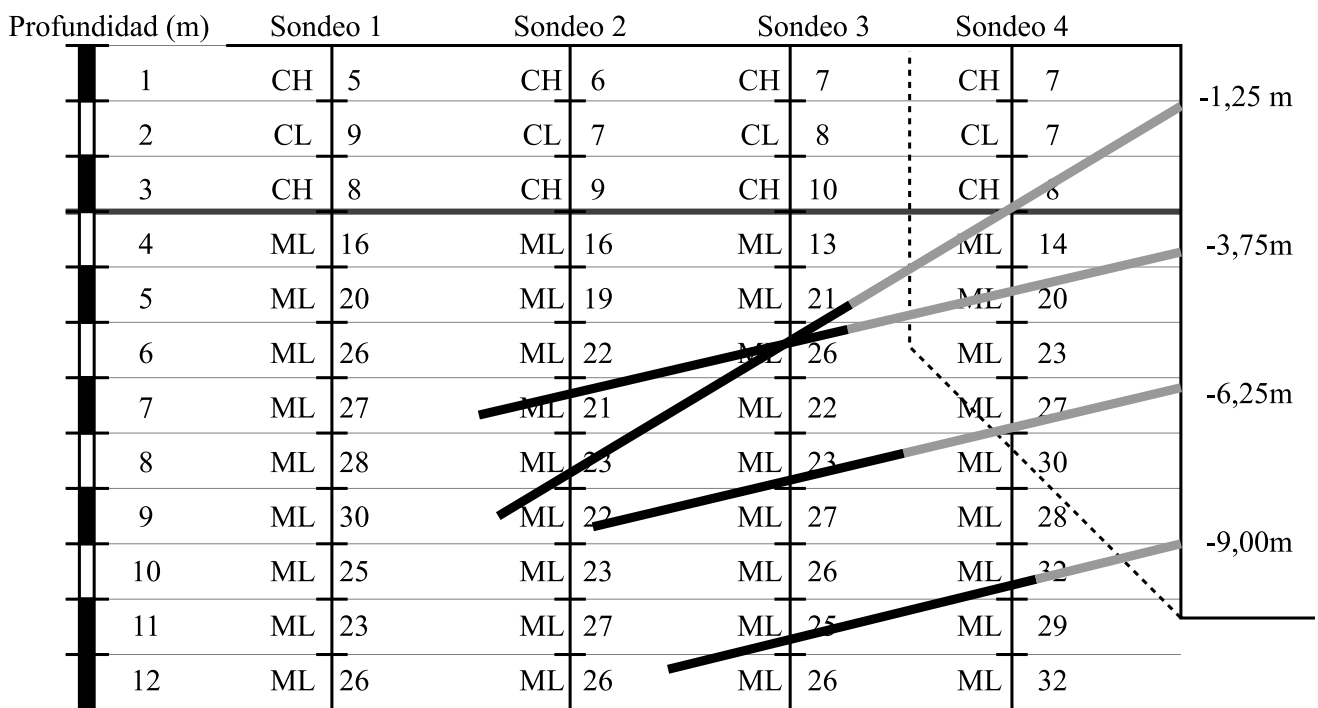


$$q_s = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{N_{60}} + 0,02 \right]} \text{ (tn / m}^2\text{)}$$

Si representamos en un gráfico a escala los valores de los SPT de los sondeos del estudio de suelos, más los anclajes con su respectiva inclinación, podremos tomar un promedio de los valores mínimos de N_{90} . Lo expresado se corrobora en la Figura 47.

De acuerdo a lo detallado en el gráfico de la Figura, donde se han representado en gris la longitud libre de los anclajes y en negro la longitud anclada o la longitud donde se forma el bulbo del anclaje con la inyección secundaria ejecutada a través de un caño de PAD bicapa, de 11/2" de diámetro interno, sobre el cual se disponen las válvulas manchete o manguitos de goma, distribuidos a lo largo de la longitud activa con una separación de, aproximadamente, 0,80 m; podemos deducir que el tramo activo del anclaje conforma la primera fila de anclajes y abarca valores mínimos de SPT los cuales se ubican en un promedio mínimo de $N_{90} = 22$.

FIGURA 47





Con ese valor podemos calcular el largo de la zona activa del anclaje de la primera fila, adoptando un valor de $\alpha = 1,20$.

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

Tomamos un valor de $L_a = 7,00$ m. Sumado a la longitud libre calculada, brinda un valor de:

$$L_{Total} = 5,00 \text{ m} + 7,00 \text{ m} = 12,00 \text{ m}$$

Si a partir de ese valor calculamos el N_{60} obtendremos:

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

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

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

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

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

Adoptamos un valor de $L_a = 7,00$ m, el cual sumado a la longitud libre ya calculada, nos brinda:

$$L_{Total} = 5,50 \text{ m} + 7,00 \text{ m} = 12,50 \text{ m}$$

Para el anclaje que conforma la segunda fila, los valores mínimos del SPT también se ubican -en promedio- dentro de valores de $N_{90} = 22$, con lo cual, la tensión de fuste a rotura será también de 27 tn/m^2 .

Para el anclaje conformado por la tercera fila, los valores mínimos del SPT también se ubican -en promedio- en $N_{90} = 23$. Por ende, el valor de la tensión de fuste a rotura será de 28 tn/m^2 .

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

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

Si $L_a = 7,00$ m y sumado a la longitud libre ya calculada, arribamos a un valor de:

$$L_{Total} = 3,50 \text{ m} + 7,00 \text{ m} = 10,50 \text{ m}$$

Para el anclaje que conforma la cuarta fila los valores mínimos del SPT también se ubican -en promedio- en $N_{90} = 23$, con lo cual, el valor de la tensión de fuste a rotura será de 28 tn/m^2 . Gracias a ese valor podemos calcular el largo de la zona activa del anclaje de la primera fila, aceptando un valor $\alpha = 1,20$.

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

ANCLAJES DE TRACCIÓN

Reconocemos un valor de $L_a = 4,00$ m. Al sumarlo a la longitud libre calculada, llegamos a un valor de:

$$L_{Total} = 2,00 \text{ m} + 4,00 \text{ m} = 6,00 \text{ m}.$$

Los resultados alcanzados se resumen en la Tabla V

TABLA V

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

Como conclusión final debemos decir que en el sentido vertical, los anclajes de la primera y segunda fila, deberán construirse desfasados a fin de evitar su interferencia entre sí debido a la inclinación desarrollada con la horizontal.

ELECCIÓN DE LOS CORDONES PARA LOS ANCLAJES

Los anclajes se diseñan para que trabajen como activos, es decir, con cordones trenzados de acero del tipo ASTM A416 G° 270 de 12,7 mm de diámetro, envainados en toda su longitud, los cuales deberán ser tesaos una vez que se construya la viga de arrostramiento o el tabique que los una. Para ello, se deberá adicionar el inserto conformado por las placas de apoyo más los respectivos conos de fijación. Al tratarse de anclajes activos temporarios, podrán ser del tipo indicado en la Figura 48, con placas de apoyo.

FIGURA 48

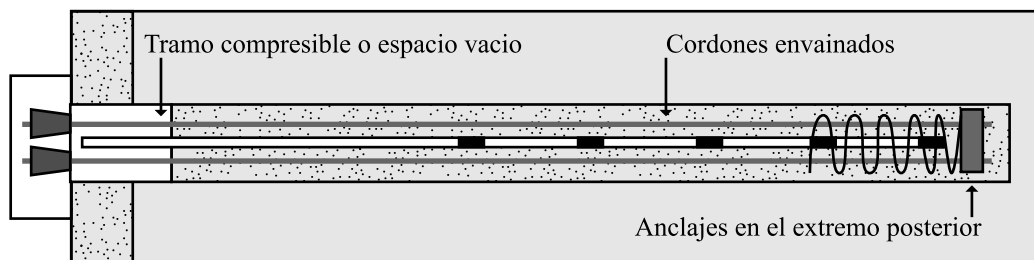


Para resolver el problema desarrollado en los anclajes con cables, referente a la fisuración del mortero del mismo dados los esfuerzos de tracción y la caída de eficiencia manifestada en los anclajes con cables desnudos, se sugiere el empleo en toda la longitud del anclaje, de cables envainados empotrados en la parte superior, en placas de acero, con los respectivos conos partidos, y en la parte inferior, en una placa similar con los mismos conos a las cuales se soldarán flejes en forma de cuña, responsables de posibilitar un fácil ingreso del tren de la estructura dentro de la perforación, tal como se muestra en la Figura 49 y 49 a.

FIGURA 49



FIGURA 49 A. ESQUEMA DEL ANCLAJE CON CABLES ENVAINADOS



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

En este aspecto, debemos estimar que para el dimensionado de los anclajes se tomará un valor de la resistencia a tracción máxima del cable, equivalente al 70% de la resistencia a la tracción mínima especificada por el fabricante. Consideramos anclajes temporarios, ya que si fuesen anclajes permanentes el porcentaje debería ser de un 60% o menor.

ANCLAJES DE TRACCIÓN

Dada la magnitud de las cargas de los anclajes, tomaremos para el presente proyecto cordones trenzados de 0,5" de diámetro nominal, es decir, de 12,7 mm de diámetro, desarrollando una sección efectiva de acero de 0,987 cm² con un módulo de deformación de E = 1.940.000 kg/cm².

Con los datos de la Tabla VI, podremos determinar la cantidad de cordones a utilizar en cada anclaje. Auxiliados por la fórmula explicitada seguidamente determinaremos el alargamiento de los cordones para cada carga de tesado.

$$\Delta Lp = \frac{1,08 \times Q_r \times Le}{A \times E} + 6mm$$

TABLA VI

Cantidad de cordones	Sección nominal (mm ²)	Resistencia a la tracción mínima especificada SMTS (kN)	Fuerza máxima de trabajo (kN)		
			0,8.SMTS	0,7.SMTS	0,6.SMTS
1	98,7	184	147,20	128,80	110,40
2	197,4	368	294,40	257,60	220,80
3	296,1	552	441,60	386,40	331,20
4	394,8	736	588,80	515,20	441,60
5	493,5	920	736,00	644,00	552,00

Como conclusión de estos cálculos obtenemos los resultados que se exponen en la Tabla VII.

Como ejemplo, calcularemos la deformación para un cable del primer anclaje:

$$\Delta Lp = \frac{1,08 \times Q_r \times Le}{A \times E} + 0,6cm = \frac{1,08 \times 10,97tn \times 1250cm}{0,987cm^2 \times 1.940tn/cm^2} + 0,6cm = 8,33cm$$

TABLA VII

Filas de anclajes N°	Carga en el anclaje (tn)	Cantidad de cordones a colocar	Longitud envainada del anclaje (m)	Resistencia para 0,70 SMTS (tn)	Carga de tesado para cada cordón (tn)	Deformación para carga de tesado (cm)
1°	32,91	3	12,50	38,79	10,97	8,33
2°	34,00	3	12,00	38,79	11,33	8,28
3°	34,00	3	10,50	38,79	11,33	7,32
1°	19,85	2	6,00	25,86	9,93	3,96

ANCLAJES PARA LOSA DE SUBPRESIÓN

Cuando se proyectan excavaciones para edificios, los cuales luego de construídos deberán permanecer sumergidos bajo la napa de agua, durante la materialización de los mismos (excavación y construcción), el nivel de la napa de agua deberá mantenerse deprimido mediante un bombeo constante por intermedio de pozos de bombeo o creando sumideros internos a la excavación.

Una vez concluida la construcción de los subsuelos, llegará el momento de cortar las bombas para finalizar la depresión de la napa de agua. Debimos estimar el anclaje de la losa inferior al terreno natural para absorber los esfuerzos de la presión hidrostática actuante sobre la misma.

Para el cálculo de dichos anclajes nos referiremos a lo detallado en la Figura 50, en ella tenemos una losa de hormigón armado, que tiene un espesor " h_H " con una densidad del hormigón γ_H y que soporta una presión hidrostática " P_u " generada por la columna de agua de altura " h_w ".

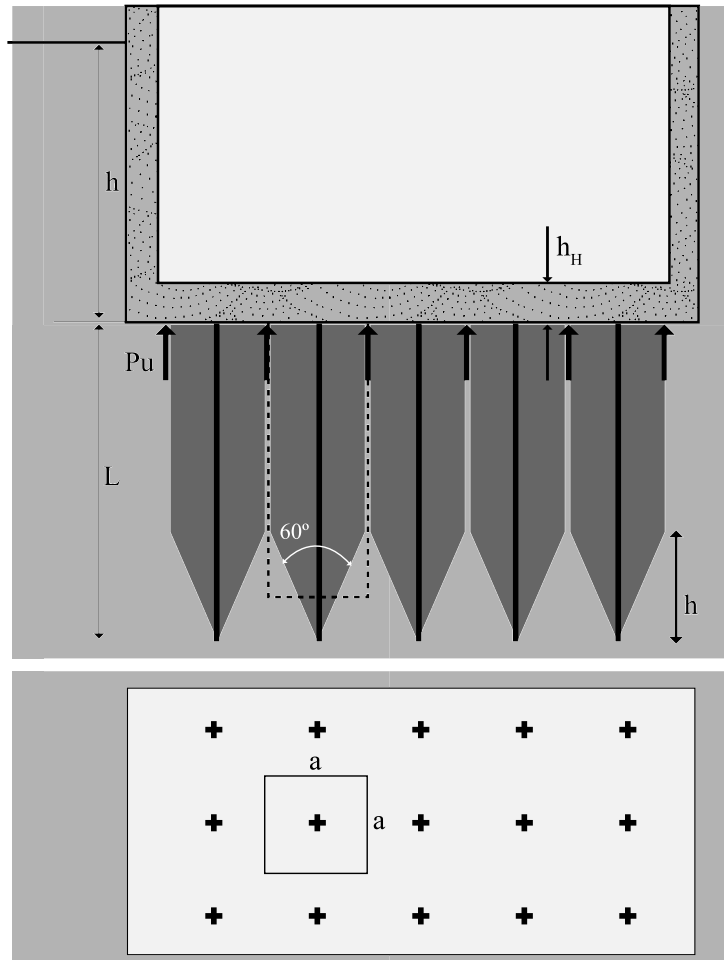
METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Una metodología de cálculo de uso común es la siguiente. Aplicando sobre el área de influencia de cada anclaje la presión remanente originada al descontarle a la presión provocada por la columna de agua la tensión de la losa, surge la siguiente ecuación:

$$P_u = h_w \times \gamma_w$$

$$E_R = P_u - h_H \times \gamma_H$$

FIGURA 50. ESQUEMA DE CÁLCULO DE ANCLAJE PARA LOSA DE SUBPRESIÓN



Podremos calcular la sollicitación de cada anclaje dada por:

$$T = a^2 \times (h_H \times \gamma_w - h_H \times \gamma_H) = a^2 \times E_R$$

No obstante, existe otra verificación a cumplir basada en constatar el peso del prisma de suelo (Ver Figura 50), el cual deberá ser mayor a la capacidad de carga solicitada por el anclaje diseñado, brindado el valor resultante de la siguiente ecuación:

$$Vol. = a^2 \times \left(L_1 - \frac{a}{4 \times \tan(30^\circ)} \right)$$

Para el cálculo de este peso se toma en cuenta la densidad sumergida del suelo afectada por un coeficiente de seguridad $v = 1,10$, mediante la ecuación:

$$W_{prisma} = Vol \times \frac{\gamma'}{v}$$

$$W_{prisma} = a^2 \times \left(L_1 - \frac{a}{4 \times \tan(30^\circ)} \right) \times \frac{\gamma'}{v}$$

Donde $v = 1,10$ (Coeficiente de seguridad).

$$T = a^2 \times E_R = a^2 \times \left(L_1 - \frac{a}{4 \times \tan(30^\circ)} \right) \times \frac{\gamma'}{v}$$

$$L_1 = \frac{E_R \times v}{\gamma'} + \left(\frac{a}{4 \times \tan(30^\circ)} \right)$$

De tal manera que se cumplirá:

$$\frac{W_{prisma}}{T} > 1$$

Ahora debemos verificar que la carga admisible del anclaje “ Q_{adm} ” puede ser estimada aplicando un coeficiente de seguridad $F_s = 2,5$ mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{adm} = F_s \times T$$

$$T = \frac{\pi \times D \times \alpha \times L_2 \times q_s}{F_s}$$

$$L_2 = \frac{T \times F_s}{\pi \times D \times q_s \times \alpha}$$

La longitud del anclaje a adoptar será la mayor entre los valores calculados de L_1 y L_2 .

En esta metodología se supone que el prisma presenta como sección transversal la separación de los anclajes y se moviliza con los mismos cuando el esfuerzo “ T ” se pone de manifiesto. Esta teoría es de difícil asimilación ya que la mecánica de rotura de un anclaje traccionado no se verá modificada arbitrariamente por una disposición geométrica de los anclajes, la cual puede ser modificada arbitrariamente por el ingeniero que proyecta.

METODOLOGÍA ALTERNATIVA

Para evitar la situación planteada en el desarrollo anterior, proponemos que el diseño se realice de acuerdo a la teoría detallada en la Figura 51. La misma consiste en dejar entre la longitud resistente del anclaje “ L_a ” y el fondo de la losa, un espesor de suelo “ L_e ”, de tal forma que la presión de esa columna de suelo sea equivalente a la presión remanente generada por la presión del agua en el fondo de la losa.

$$P_u = h_H \times \gamma_w$$

$$E_R = P_u - h_H \times \gamma_H$$

$$L_e \times \gamma' = E_R$$

$$L_e = \frac{E_R}{\gamma'}$$

La capacidad de carga del anclaje se obtiene con:

$$Q_{adm} = \frac{\pi \times D \times \alpha \times L \times q_s}{F_s}$$

Además:

$$Q_{adm} \geq T$$

Entonces, podemos calcular la longitud “La” de la zona resistente del anclaje, con la siguiente ecuación:

$$L_a = \frac{T \times F_s}{\pi \times D \times q_s \times \alpha} = \frac{a^2 \times E_R \times F_s}{\pi \times D \times q_s \times \alpha}$$

Finalmente, la longitud total del anclaje será la suma de las dos longitudes calculadas:

$$L_{Total} = L_e + L_a$$

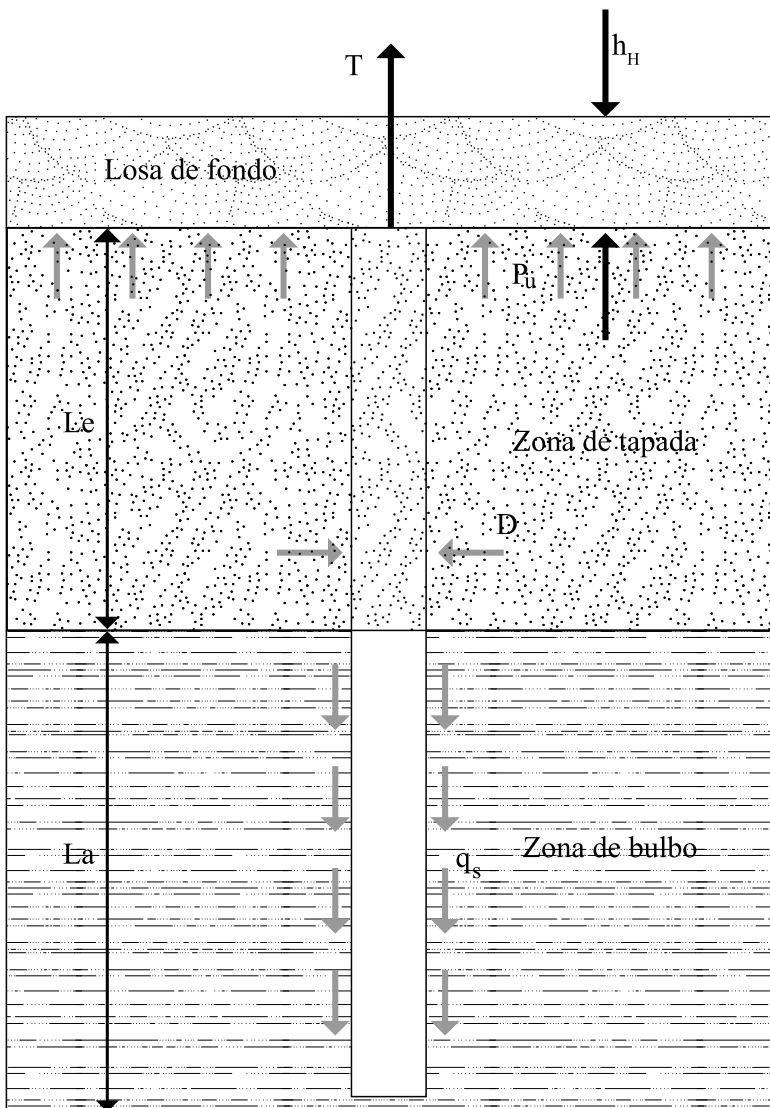


FIGURA 51. ESQUEMA DE CÁLCULO ALTERNATIVO DE ANCLAJE PARA LOSA DE SUBPRESIÓN

EJEMPLO DE VERIFICACIÓN

Supongamos que queremos calcular los anclajes necesarios para soportar la presión hidrostática actuante sobre una losa de hormigón armado de 0,50 m de espesor, construida 7 m por debajo de los niveles máximos registrados de la napa de agua.



Los suelos finos detectados por debajo del apoyo de la losa presentan un valor promedio del SPT de $N_{90} = 25$.

A partir de esos valores suponemos una distribución de los anclajes según una cuadrícula de 2,50 m x 2,50 m. Asumimos, además, que la densidad sumergida de los suelos será $\gamma' = 0,90 \text{ tn/m}^3$.

CÁLCULO DE LA LONGITUD LIBRE

$$Le = \frac{h_w \times \gamma_w - h_H \times \gamma_H}{\gamma'} = \frac{7m \times 1tn/m^3 - 0,50m \times 2,40tn/m^3}{0,9tn/m^3} = 6,44m$$

Adoptamos $Le = 6,50 \text{ m}$

CÁLCULO DE LA LONGITUD DE ANCLAJE

Teniendo en cuenta que los suelos desarrollan un valor de $N_{90} = 25$, podemos calcular:

$$qs = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{N_{60}} + 0,02 \right]} = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{(25 \times 1,5)} + 0,02 \right]} = 28,85tn/m^2$$

Adoptamos además un valor de $\alpha = 1,2$.

$$La = \frac{A \times Fs \times (P_u - h_H \times \gamma_H)}{q_s \times \alpha \times D \times \pi} = \frac{2,5m \times 2,5m \times 3 \times (7tn/m^2 - 0,5m \times 2,4tn/m^3)}{28,85tn/m^2 \times 1,2 \times 0,20m \times \pi} = 4,99m$$

Tomamos $La = 5,00 \text{ m}$.

LONGITUD TOTAL

Longitud total $L_t = L_e + L_a = 11,50 \text{ m}$.

CÁLCULO DE LA ARMADURA DE LOS ANCLAJES

La carga a soportar por cada uno de los anclajes será:

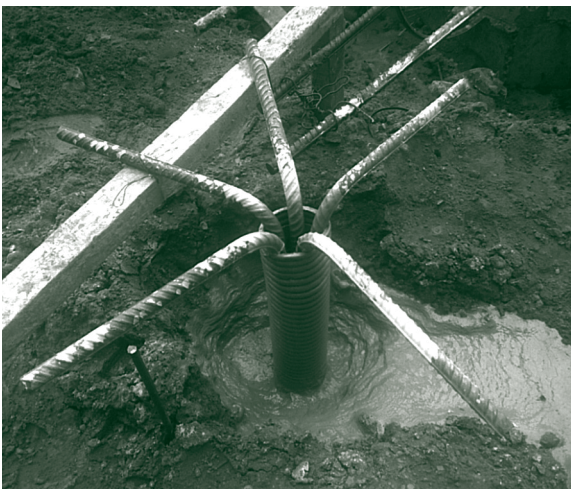
$$Q = A \times ER = (2,50 \text{ m})^2 \times 5,80 \text{ tn/m}^2 = 36,25 \text{ tn}$$

Si suponemos que colocamos barras de acero ADN 420 de $\phi = 25 \text{ mm}$ tendremos:

$$Q \times F_s = A \times \sigma_f$$
$$A = \frac{Q \times F_s}{\sigma_f} = \frac{34,75 \text{ tn} \times 1,75}{4,2 \text{ tn/cm}^2} = 14,48 \text{ cm}^2$$

Si adoptamos $3\phi 25 \text{ mm}$ solucionamos el problema, puesto que dispondremos de una sección de $14,7 \text{ cm}^2$. Como los anclajes tendrán el carácter de permanentes, es decir, durarán toda la vida útil de la obra, las armaduras deberán ser protegidas con una vaina de PVC o PAD corrugada como la que se indica en la Figura 52.

FIGURA 52. ANCLAJE CONSTRUÍDO PARA UNA LOSA DE SUBPRESIÓN CON $5 \phi 25 \text{ mm}$



SÍNTESIS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ANCLAJES

Ing. Civil Luis María Perri



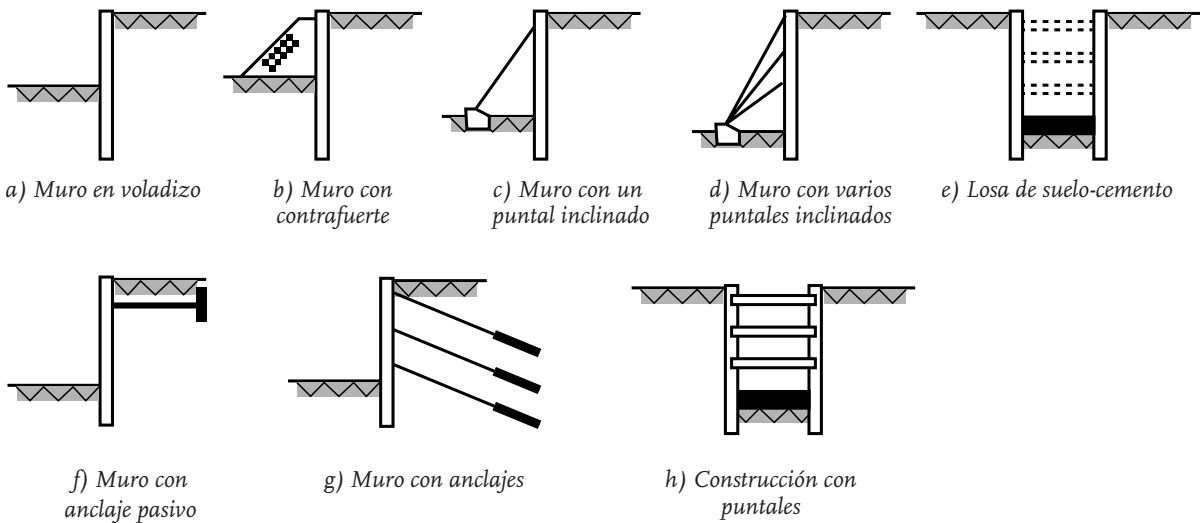
Anclajes del proyecto

Ing. Civil Luis María Perri

En todos los edificios en el ámbito de la ciudad en el cual se desea iniciar una excavación se debe prever un sistema para absorber los empujes horizontales.

- a) Esquema con puntales: Esquema tradicional que consiste en colocar puntales provisionales en el terreno propio.
- b) Esquema con anclajes: Conforman avances tecnológicos y técnicas constructivas innovadoras.

SISTEMAS PARA ABSORBER EMPUJES HORIZONTALES



ANCLAJES COMO SOLUCIÓN ESTRUCTURAL

SUBMURACIÓN

Se llama submuración a la tarea de llevar el nivel de fundación de un cimiento existente a una cota inferior. El trabajo supone excavar por debajo del cimiento, con riesgo de caída para toda la superestructura, para luego, ejecutar una nueva base inferior y un muro nuevo bajo el existente donde se apoyará el mismo.

El método de construcción es el siguiente:

- a) Apuntalamiento del edificio existente para dejar sin carga al cimiento a recalzar.
- b) Descalce de base y excavación hasta el nivel deseado.
- c) Ejecución del cimiento nuevo por troneras.

Se debe tener en cuenta que este tipo de trabajos suele confundirse con el muro de contención. La finalidad es la misma pero sus funciones son distintas. El muro de contención es un tipo de estructura destinada a contener algún material, generalmente, tierras.

ANCLAJES

Definición: Es un dispositivo capaz de transmitir las fuerzas de tracción que le son aplicadas a un lecho de terreno existente. Constituyen, en la actualidad, un medio esencial para garantizar la estabilidad de diversas estructuras. Ayuda a la masa de suelo para soportar un determinado estado de esfuerzos o tensiones.

Los anclajes deben alcanzar una distancia por detrás del posible plano de falla del suelo. A esa distancia inicial se le añade una longitud adicional necesaria para resistir el empuje del suelo por fricción.

Los criterios de diseño se basan en la teoría de la elasticidad, suponiendo que el suelo se comporta como un

medio homogéneo e isótropo, o se basan en la selección de parámetros mediante lineamientos empíricos.

CLASIFICACIÓN DE LOS ANCLAJES

1. Según su aplicación en función de su tiempo de servicio:

a) *Anclajes provisionales:* Proporcionan las condiciones de estabilidad a la estructura durante el tiempo necesario para disponer otro elemento resistente que lo sustituya.

La vida útil es menor a 2 años según la norma EN 1.537.

b) *Anclajes permanentes:* Se instalan para recibir los esfuerzos de la acción definitiva.

Se dimensionan con mayores coeficientes de seguridad y se debe prestar especial atención a los efectos de la corrosión. Su vida útil es mayor a 2 años y deben contar con doble protección.

2. Según su forma de trabajar:

a) *Anclajes pasivos:* Se coloca armadura no tesa. El anclaje comienza a tomar esfuerzos a medida que se produce la deformación de la masa de suelo.

b) *Anclajes activos:* Se pretensa la armadura hasta alcanzar un porcentaje o la totalidad de la carga admisible.

Se comprime el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la placa de apoyo de la cabeza.

Se atenderá a la durabilidad del anclaje que consiste, básicamente, en valorar la corrosión colocando un caño corrugado con una membrana simple o doble.

3. Según su sistema de protección frente a la corrosión:

a) *Anclaje sin protección.*

ANCLAJES DE TRACCIÓN

b) *Anclaje con protección:*

b1) Galvanizado.

b2) Recubiertos con Epoxi.

b3) Vainas de Polietileno (PE) o Polipropileno (PP). Se utilizan a efectos de garantizar al máximo la protección anticorrosiva.

4. Según su forma:

a) *Anclaje de barra.*

b) *Anclaje de cable.*

c) *Anclaje de placa.*

5. Según su sistema de inyección:

a) *IGU:* Inyección Global Única en todas las válvulas.

b) *IRS:* Inyecciones Repetitivas y Selectivas. Se coloca una válvula manchete por metro. Con ello se logra una mayor resistencia por metro lineal. El caño de inyección es único y mediante las válvulas se puede conocer la presión de inyección de cada una de las válvulas y ponderar los parámetros de inyección. El cálculo se desarrolla mediante el método empírico de Michel Bustamante.

c) *Gravedad:* No recomendado.

d) *Reinyección:* Exclusivamente para longitudes inferiores a 12 m.

ASPECTOS REFERIDOS AL DISEÑO

Para diseñar y ejecutar las submuración con anclajes, se requiere estudiar los conceptos principales de acuerdo a los siguientes modos de ruptura o falla.

Es factible distinguir las fallas intrínsecas a la formación y las fallas globales.

a) *Falla de la masa rocosa o de suelo.*

b) *Falla en la interfase acero-lechada de cemento.*

c) *Falla en el contacto roca/suelo-lechada de cemento.*

d) *Falla de la barra de acero por tracción.*

Superficie potencial de rotura: Esta superficie teórica produciría la falla, en caso de no proyectar anclajes

Los anclajes introducen tensiones y deformaciones adicionales en la masa de los suelos, mejorando la estabilidad general, donde el tipo de anclaje, el método de instalación, conjuntamente con los aspectos geológicos más destacados, juegan un papel preponderante en el diseño del soporte.

VENTAJAS DEL USO DE ANCLAJES

a) Permite trabajar en un espacio libre de obstáculos fijos interiores. Los puntales son los que entorpecen la circulación en la obra.

b) Permiten el “cosido” de los estratos del terreno vecino a la excavación, contribuyendo de este modo, a su estabilización.

c) Constituye un práctico anclaje del encofrado de los tabiques a submurar a los extremos de los anclajes.

d) Contienen el posible empuje activo del suelo; el empuje hidrostático del agua, originado por las napas freáticas de considerable potencia contra las losas de subpresión y/o plateas; el empuje debido a bases o fundaciones linderas y el exigido por las sobrecargas dentro de la cuña de potencial deslizamiento del suelo.

e) Sencillez de ejecución que resulta relativamente más económica respecto del sistema tradicional.

ANCLAJES ACTIVOS

Los anclajes activos ejercen una acción estabilizadora desde el mismo instante de su puesta en tensión, incrementando la resistencia al corte de la masa de suelo como consecuencia de las tensiones normales adicionales en el esqueleto mineral. Dichas tensiones se materializan mediante técnicas de post-tesado. Sus principales ventajas son:

- a) *Mayor capacidad de carga.*
- b) *Mayor longitud.*
- c) *Posibilidad de remover con facilidad.*

ANCLAJES PASIVOS

Los anclajes pasivos trabajan oponiéndose al desplazamiento, cuando la masa deslizante ha comenzado a moverse. Permiten mayores deformaciones, por lo tanto, evitan la rotura del revestimiento protector a la corrosión. Se contemplarán aquellos anclajes dimensionados para el estado definitivo. Sus principales ventajas son:

- a) *Mayor economía.*
- b) *Menor tiempo de ejecución.*
- c) *Valor de carga y la longitud inferiores.*

ANCLAJES INYECTADOS

Constan de armaduras metálicas, siendo cementados mediante inyecciones de la lechada de cemento o mortero. Entre sus principales características tenemos:

a) El elemento estructural es sometido a tracción, generando un esfuerzo de anclaje el cual es soportado por la resistencia al corte lateral en la zona de inyección en contacto con el terreno.

b) Las fuerzas que actúan sobre el anclaje inyectado no se transmiten al terreno en toda su longitud, sino solamente, en el tramo de la zona inyectada.

c) Para aumentar la adherencia entre el mortero y las barras de armadura, se utilizan como miembro de tracción barras de acero de alta resistencia.

d) Las barras cuentan, generalmente, con un fileteado exterior el cual aumenta la adherencia en la zona de anclaje. Los empalmes se realizan por medio de manguitos especiales.

e) Con mayor frecuencia se utilizan los tirantes constituidos por un cierto número de hilos o cables unidos formando un haz. El anclaje se ejecuta, generalmente, mediante enclavamientos cónicos.

f) La inyección se lleva a cabo a través de tuberías de PVC y es frecuente inyectar a presión, alcanzándose valores de hasta 30 kg/cm².

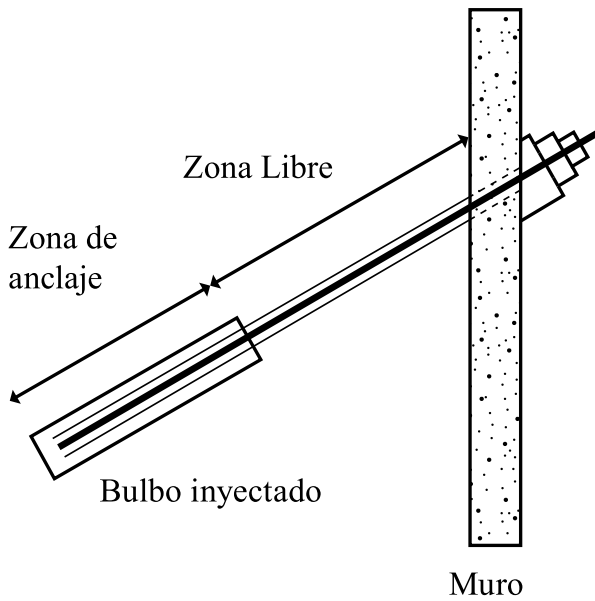
COMPONENTES DE UN ANCLAJE

Zona libre: Zona en la cual el tirante puede alargarse bajo efectos de tracción. Se coloca una vaina que impide el contacto del terreno.

Cabeza de anclaje: Transmite el esfuerzo del anclaje al tabique.

Zona de anclaje: Conformada por la longitud inyectada.

El dispositivo mecánico más elemental y de más instalación es el zapato expansivo, dado su carácter puntual.



La puesta en tensión de los cables se efectúa, normalmente, mediante gatos o, si la cabeza dispone de rosca (barra), con una llave dinamométrica. En este último caso, es posible conocer -aproximadamente- la tensión transmitida al anclaje.

Para lograr mayores capacidades en los anclajes debemos cambiar la forma de inyección debido a que ella aumenta con la presión de cierre, y entre 20% y 50% con cada post-inyección, mientras se incrementa poco cambiando el diámetro y la longitud.

PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

Íntimamente relacionada con la vida útil. Factores a considerar:

- a) Resistividad del suelo.
- b) Factores microbiológicos.
- c) Contenido de humedad (w).
- d) Contenido de sales en el suelo.
- e) Valor del pH: $pH < 4$.

CONTENIDO ORGÁNICO Y TRANSFERENCIA DE OXÍGENO

En un anclaje sometido a esfuerzos relativamente altos, puede originarse la denominada corrosión bajo tensión. El problema se evidencia dada la formación de zonas frágiles en el anclaje, prosiguiendo una rotura repentina. Es necesario emplear, en el caso de los anclajes permanentes, una vaina corrugada como elemento protector. También se utiliza la vaina doble corrugada para asegurar una completa protección.

La vaina interior no debe agrietarse durante la carga, además de poseer suficiente capacidad adherente con la lechada de cemento.

La vaina exterior debe presentar el suficiente espacio anular para permitir que penetre con facilidad la lechada de cemento de ambos conductos, cumpliendo con los mismos requisitos de la vaina interior.

APLICACIONES DE LOS ANCLAJES

- 1) Muros de contención de tierra.
- 2) Torres de alta tensión.
- 3) Presas.
- 4) Obras subterráneas de vialidad.
- 5) Centrales eléctricas y mineras.
- 6) Taludes con suelo y/o roca.
- 7) Obras subterráneas como galerías y túneles.

EL PROCESO CONSTRUCTIVO

La excavación, la construcción de los anclajes y la construcción del muro se realizan por etapas. A medida que se profundiza la excavación se lleva a cabo la construc-

ción de los anclajes y del tabique, por lo tanto, el proceso se realiza “desde arriba hacia abajo”:

- a) Excavación de la primera franja superior de suelo. Se la realiza hasta unas pocas decenas de centímetros por debajo de la posición prevista para el primer nivel superior de anclaje.
- b) Excavación de orificios para el primer nivel de anclajes. Se utilizan taladros horizontales para perforar orificios cuyo diámetro sea el previsto para el primer nivel superior de los anclajes. En el fondo de los orificios se suele realizar una sobre-excavación de un diámetro mayor para optimizar la sustentación de los anclajes.
- c) Armado del primer nivel de anclajes. Se disponen varillas centradas, de un diámetro apropiado, en los orificios previamente perforados.
- d) Hormigonado parcial del primer nivel de anclajes. Se introduce una manguera flexible hasta el fondo del orificio excavado. La misma es conectada exteriormente a una bomba de hormigón fluido o de mortero.
- e) Construcción del primer nivel superior de muro.

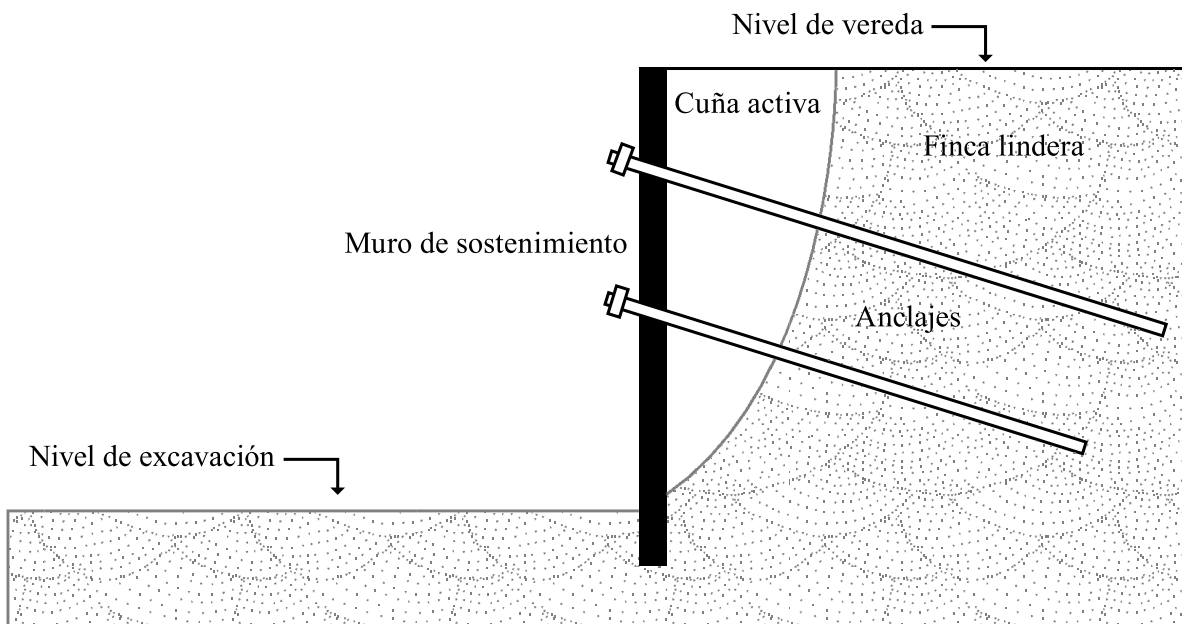
Para anclajes post-tesados:

- f) Anclado del primer nivel superior de los muros. Una vez fraguado el hormigón de un anclaje y del muro superior, se coloca una placa de acero, la cual presenta un orificio centrado, de un diámetro ligeramente superior al de la varilla. Mediante la colocación de una tuerca exterior, y con el uso de un torquímetro, se procede a tensar la varilla hasta que supere la tensión de resistencia del anclaje, cuando el muro anclado permanezca trabajando a su máxima sollicitación.

Exteriormente, se procede al armado, encofrado y hormigonado del primer nivel superior del muro.

SITUACIÓN DE LOS ANCLAJES EN LA CIUDAD DE BUENOS AIRES PREVIA A LA LEY N° 4.580

Previo a la puesta en práctica de la Ley N° 4.580, la ciudad de Buenos Aires mostraba un particular atraso normativo respecto de la aplicación de Anclajes en los sistemas de fundaciones. Mucho antes que Buenos Aires, Santiago de Chile y San Pablo reglamentaron normas y códigos en favor del uso de los anclajes, tanto sobre la línea municipal como sobre los linderos vecinos.



ANCLAJES DE TRACCIÓN

Las recomendaciones para garantizar un trabajo con máxima seguridad sugerían hacer uso de los anclajes, apoyándose en el artículo 2.627, Título VI, Libro III del Código Civil de Vélez Sarsfield y en el artículo 14 de la Constitución Nacional Argentina.

El artículo 2.627 establece que: “Si para cualquier obra fuese indispensable poner andamios, u otro servicio provisorio en el inmueble del vecino, el dueño del mismo no tendrá derecho para impedirlo, siendo a cargo del que construyese la obra la indemnización del daño que causare”.

CONCLUSIONES

Las tareas de excavación y submuración implican un elevado riesgo para el personal y la seguridad en la obra; los edificios linderos; las personas que habitan en ellos y los transeúntes.

El constructor es responsable no solo de ejecutar los trabajos como se encuentra indicado en los planos, sino también, de revisar que en los mismos se prescriban soluciones técnicamente correctas.

Debe garantizarse una fuerte interacción entre el ingeniero estructuralista y el profesional en obra, debido a que en las tareas de excavación y submuración en

ámbitos urbanos, surgen ciertos aspectos los cuales se descubren a medida que avanzan los trabajos.

El responsable de obra debe consultar al proyectista de la estructura cada vez que algún obstáculo o interferencia lo obligue a no poder respetar los trabajos estipulados.

La utilización de Anclajes brinda la ventaja de lograr mejores economías con una amplia seguridad.

A partir del esfuerzo de Consejos Profesionales, Asociaciones, organismos y profesionales, el uso de los Anclajes de tracción pudo ser aprobado en la ciudad de Buenos Aires, con los importantes beneficios que dicha tecnología conlleva.



MATERIALIZACIÓN DE LAS OBRAS CON ANCLAJES

SECUENCIA CONSTRUCTIVA

- 1) Se excava la tronera por medios mecánicos (Figura 1).
- 2) Se ejecuta la perforación del suelo con una tunelera (Figura 2).
- 3) Se colocan las armaduras (Figura 3) y se ejecuta el llenado del pozo.
- 4) Se perfila manualmente la tronera (Figura 4).
- 5) Se coloca film de polietileno en contacto con la tierra.
- 6) Se ejecuta el armado del tabique (Figura 5).
- 7) Se aseguran las armaduras y se colocan los separadores.
- 8) Se colocan las guías y se gunita el tabique (Figura 6).

SINGULARIDADES



ANCLAJES DE TRACCIÓN



CASOS DE APLICACIÓN



Aplicación de distintos anclajes en obras

Diseño geotécnico del aliviadero de la presa Los Caracoles

Ings. Civiles Alejo O. Sfriso, Luciano Oldecop, Jorge Grossi y Daniela Quinteros

Los Caracoles es una presa CFRD provista de un aliviadero en túnel instalado en la margen izquierda de la presa dentro de un macizo de grauwacas y lutitas de pobre calidad geotécnica. Para la construcción de la embocadura del aliviadero se excavó un talud de más de 100 metros de altura con una pendiente de unos 45° a 52° , coincidente con el buzamiento de los planos de estratificación del macizo.

Iniciada la excavación necesaria para la implantación de las estructuras de control del aliviadero se tuvo indicios de que un bloque de dimensiones importantes podría haber tenido un desplazamiento del orden de unos pocos centímetros. Ante esta situación la obra fue suspendida y se llevó a cabo un análisis general del problema con dos objetivos: i) determinar los refuerzos necesarios para completar la etapa constructiva; y ii) determinar los refuerzos necesarios para el correcto funcionamiento de la obra sujeta a sus cargas operativas y a acción sísmica.

El análisis del problema permitió concluir que durante la excavación se produjo una falla incipiente de los cuerpos de roca remanentes al pie del talud. Estos cuerpos de roca, que actuaban como contrafuertes, sufrieron una compresión paralela a los planos de estratificación que, combinada con el desconfinamiento lateral, produjeron una situación de falla. Los contrafuertes de roca fueron confortados lateralmente mediante anclajes pasivos y hormigón proyectado, lo que restituyó su confinamiento y permitió continuar con las obras sin nuevos incidentes.

El análisis de estabilidad del talud bajo acción sísmica permitió identificar la existencia de un bloque crítico para falla plana y otro bloque crítico para falla en cuña.

La estabilidad de estos bloques se aseguró mediante la instalación de dos contrafuertes de hormigón construidos a cada lado del contrafuerte central de roca, veinte anclajes activos y un refuerzo del sostenimiento de los túneles en el sector de embocadura.

Esta confortación definitiva fue diseñada para que los desplazamientos inducidos por el terremoto de seguridad ($PGA=1.02$) fueran tolerables por la estructura de la embocadura, cuya deformación máxima está fuertemente condicionada por los requerimientos de operación de los mecanismos de las compuertas. Los desplazamientos calculados fueron $\delta=1.9$ mm para el modo de falla plana y $\delta=11$ mm para el modo de falla en cuña, menores al límite $S_{max}=15$ mm. Por otra parte se verificó que tanto el contrafuerte de roca como los contrafuertes de hormigón trabajarán en régimen elástico durante el Terremoto de Seguridad.

El comportamiento del talud durante la excavación se controló mediante extensómetros horizontales e inclinómetros. El desplazamiento máximo del talud resultó $\delta=7.50$ mm durante la etapa de excavación. Debe no-

tarse que este desplazamiento es previo al hormigonado de la estructura de la embocadura y, por lo tanto no afecta su funcionamiento. Se estima que, con los refuerzos construidos, la embocadura del aliviadero de la presa Los Caracoles se mantendrá operativa durante y después del Terremoto de Seguridad.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a Energía Provincial Sociedad del Estado (EPSE), San Juan, el apoyo recibido para la realización del presente artículo.



Anclajes permanentes en la Presa Caracoles

Diseño geotécnico del aliviadero de la presa Los Caracoles

Ing. Aldo F. Loguercio

Para contención de parte de la ladera de montaña en la zona del aliviadero de la Presa Caracoles, ubicada en la provincia de San Juan, se dispusieron una línea de anclajes permanentes de 30 m de longitud. La capacidad de los anclajes es de 100 ton, resueltos con anclajes de 7 cordones de 0.6”.

La inyección en roca se realizó con un conducto de IGU.

FIGURA I. PRESA CARACOLAS, PROVINCIA DE SAN JUAN

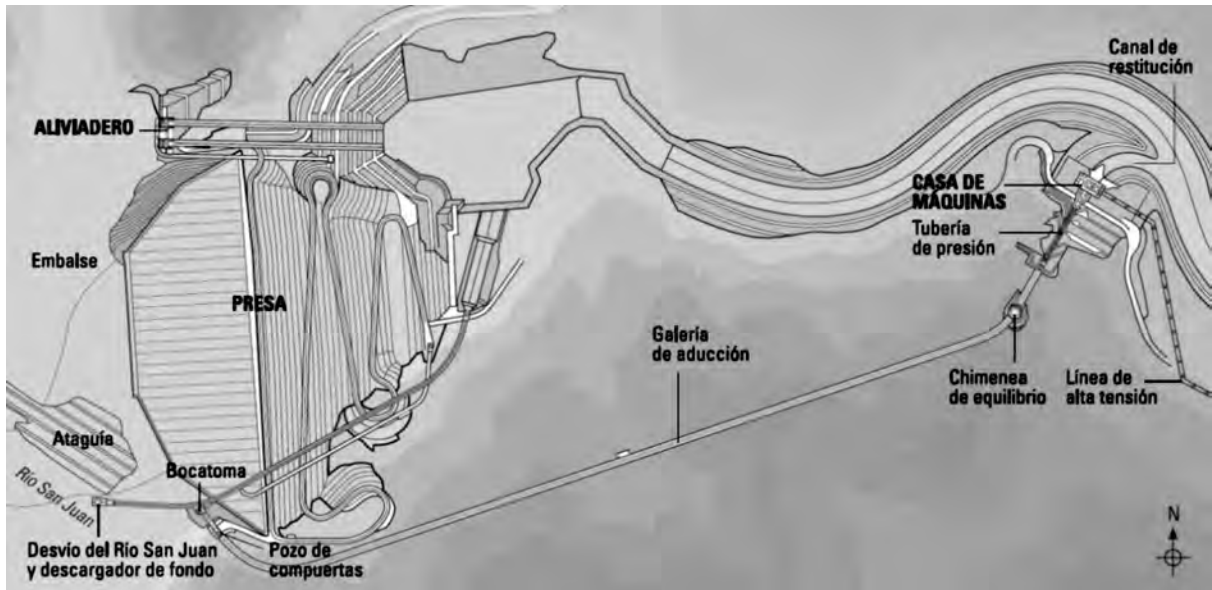


FIGURA 2. ANCLAJES PERMANENTES DE LA PRESA CARACOLES

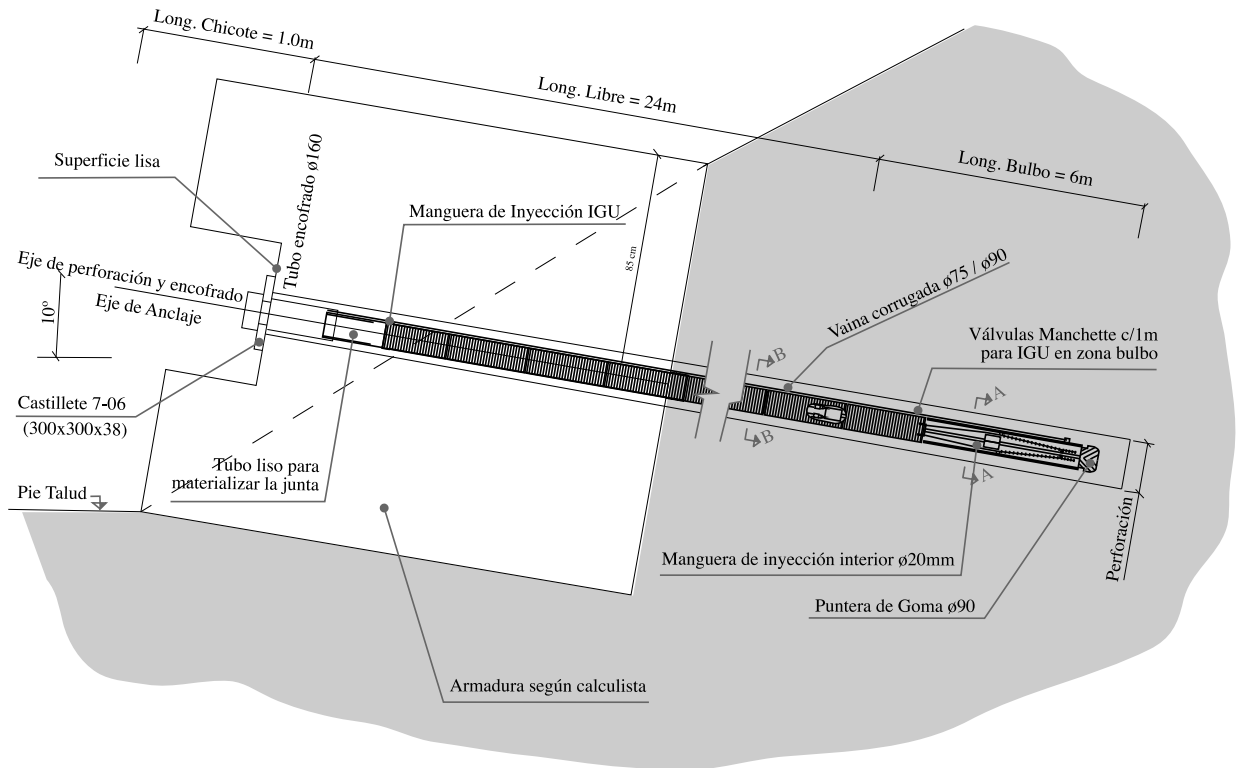
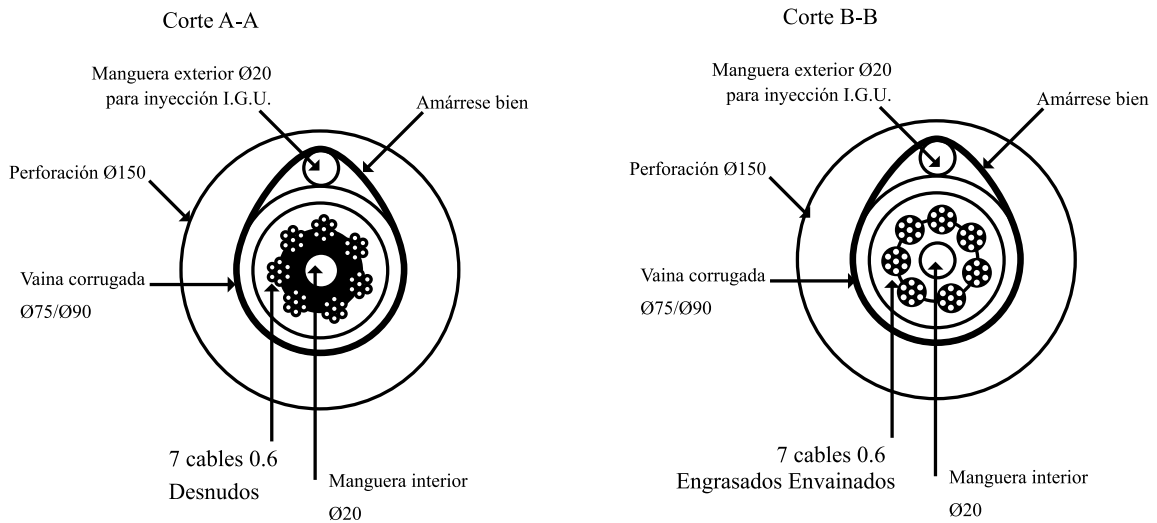
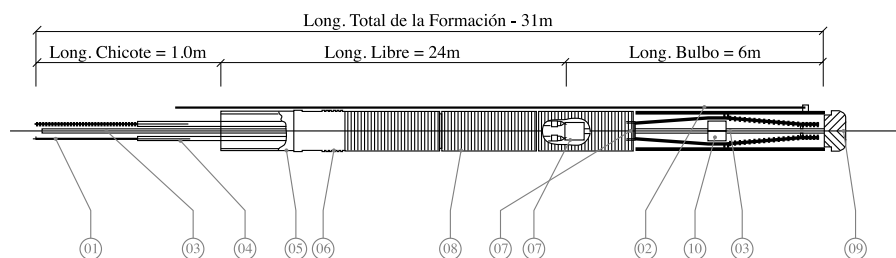


FIGURA 3. DETALLES DE LOS ANCLAJES PERMANENTES DE LA PRESA CARACOLES



10	Separador
09	Puntera
08	Tubo corrugado
07	Centrador
06	Pieza de acople
05	Tubo liso (zona de sellado)
04	Toron 0,6° enfundado y engrasado
03	Manguera inyección interior
02	Manguera inyección exterior con válvulas Manchette c/1m para I.G.U.
01	Toron 0,6° libre
Marca	Descripción



ANCLAJES DE TRACCIÓN

FIGURA 4. CABEZALES DE LOS ANCLAJES PERMANENTES DE LA PRESA CARACOLES

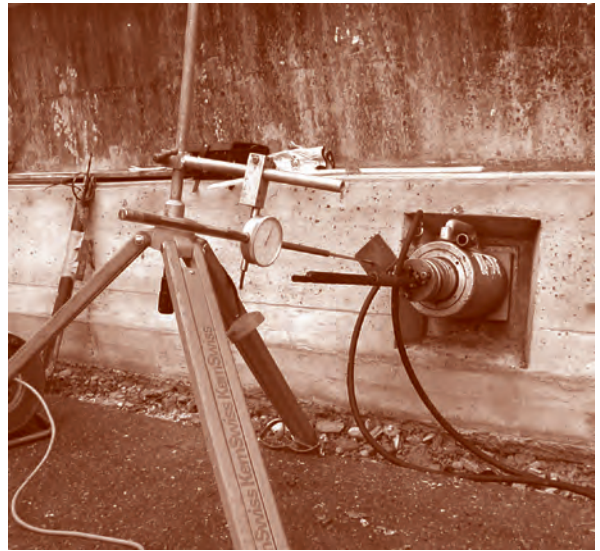


FIGURA 5. VISTA DE LOS ANCLAJES PERMANENTES DE LA PRESA CARACOLES



Otros casos de anclajes temporarios

Torre Del Yatch, Puerto Madero

En esta obra ubicada en el Dique 4 de Puerto Madero, ciudad de Buenos Aires, la inclusión de dos líneas de anclajes temporarios permitió la excavación de 7 m de muro sin necesidad de apuntalamientos interiores.

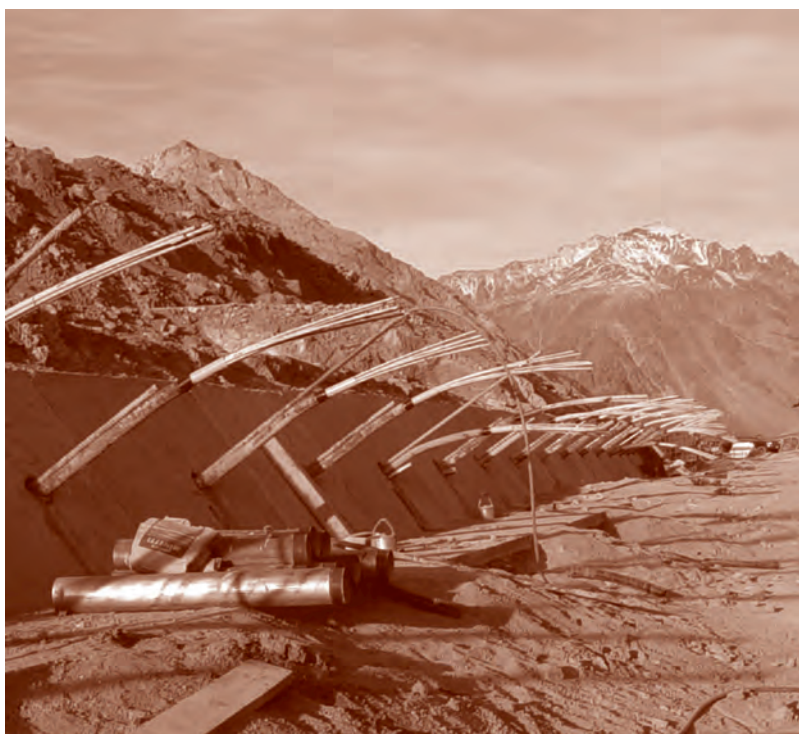
FIGURA I. ANCLAJES TEMPORARIOS. TORRE DEL YATCH. PUERTO MADERO, CABA



ANCLAJES PERMANENTES, COBERTIZOS, RUTA NACIONAL 7, MENDOZA

Para permitir el paso de caída de nieve y deshielos de la montaña, en la Ruta Nacional 7, provincia de Mendoza, en cercanías a Puente del Inca, se construyeron cobertizos sobre la citada ruta, tomados a la roca mediante anclajes al terreno postesados.

FIGURA I. ANCLAJES PERMANENTES EN LA RUTA NACIONAL 7. PROVINCIA DE MENDOZA



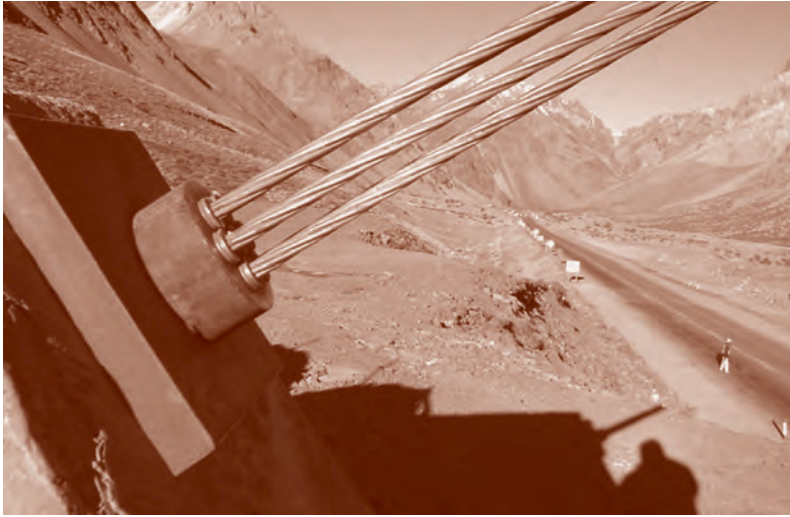


FIGURA 2. VISTA DE LOS ANCLAJES PERMANENTES. RUTA NACIONAL 7

ANCLAJES TEMPORARIOS, TORRE SALGUERO

En esta torre ubicada en la calle Salguero y Av. Del Libertador, ciudad Autónoma de Buenos Aires, se proyectaron 4 subsuelos. La inclusión de 2 líneas de anclajes al terreno temporarios, de capacidades varias de entre 30 y 70 ton, permitió la ejecución de la excavación y construcción de los subsuelos en forma segura y sin interferencias.

FIGURA I. ANCLAJES TEMPORARIOS. TORRE SALGUERO



FIGURA 2. ¿CÓMO SERÍA LA OBRA SI NO SE PUDIERAN HACER LOS ANCLAJES AL TERRENO?



CONCLUSIONES

Actualmente, ha comenzado en Argentina la utilización masiva de los anclajes en las excavaciones con el fin de contener el suelo. A la solución local tradicional de pilas y puntales se agregó el anclaje como reemplazo del puntal. Así fue posible obtener las siguientes ventajas:

1. *Mayor comodidad para la construcción de los subsuelos al liberarse el espacio ocupado por los puntales.*
2. *Mayor seguridad en la excavación, ya que los anclajes son postensados a una carga determinada según proyecto, y por lo tanto, “cargan” a la pila antes de excavar hasta el sello final, limitando según voluntad, las deformaciones de la masa de suelo contenida, y consecuentemente, los asentamientos en la superficie. Por el contrario, en el caso de los puntales, una precarga es muy difícil de materializar en forma controlada.*
3. *Mayor economía al reducirse plazos de ejecución dada la simplicidad constructiva.*



Torre Vista Buenos Aires, Argentina

Caso de excavación profunda y compleja en medio urbano

Ing. Civil Tomás Alejandro Larívar
Ing. Civil Jorge Gabriel Laiun
Dr. Ing. Civil Alejo Oscar Sfriso

En el barrio de Palermo, CABA, Argentina, se ubica el edificio Vista Buenos Aires, una torre de oficinas y viviendas de 36 pisos y 110 m de altura, apoyada en un basamento de 5 subsuelos, planta baja y 1° piso.

La profundidad máxima de excavación es de 18,50 metros. Sobre el frente de edificación se encuentran los túneles y caverna de la estación Scalabrini Ortiz de la Línea D del subterráneo. Sobre los terrenos linderos, edificios de 4 a 14 pisos. El perfil estratigráfico del subsuelo se corresponde con la Fm. Pampeano, limos y arcillas con cementación variables que se extienden por toda la ciudad. Los citados condicionantes hacen de esta excavación una de las más profundas y complejas de las ejecutadas en los últimos años en la ciudad de Buenos Aires.

Describiremos, a continuación, los diferentes tipos de sostenimiento y procedimientos constructivos aplicados en cada sector de la excavación, su evolución y ajustes, según su comportamiento real en obra.



SUELOS DEL PAMPEANO

El edificio se emplaza en los suelos de la formación Pampeano (Figura 1), loess modificado pre-consolidado por desecación, erráticamente cementado con carbonato de calcio y óxido de magnesio, los cuales le confieren una alta resistencia y rigidez que lo caracteriza.

Se encuentra en los niveles superiores del perfil estratigráfico, desde superficie hasta profundidades de 40 m +/-20 m, y está compuesto por capas paralelas de limos y arcillas (Bolognesi, 1975).

Constituye un excelente material de construcción de rellenos y terraplenes (Nuñez, 1986).

Las características del Pampeano están directamente relacionadas con el tipo de origen de las partículas que lo componen; el medio de transporte, forma de deposición y los cambios climáticos sucedidos durante y luego de su formación.

Los sedimentos de la llanura pampeana incluyen depósitos eólicos y fluviales de granulometrías predominantemente limosas, con una importante fracción puzzolánica compuesta por cenizas volcánicas y minerales amorfos débilmente cristalizados, transportados por vientos con circulación suroeste-norte du-

rante los periodos geológicos de fines del Terciario y el Cuaternario.

Se efectuó una campaña de rutina: Ensayos SPT (Figura 2) con extracción de muestras para ensayos en laboratorio (Clasificación USCS, pesos unitarios, ensayos triaxiales UU). Se identifican tres estratos marcados: “Pampeano Superior”, entre superficie y 4.0 m de profundidad; “Pampeano Medio”, entre los 4.0 m y 13.0 m de profundidad; y “Pampeano Profundo”, entre los 13.0 m y 30.0 m.

Los parámetros mecánicos adoptados se muestran en la Tabla I (Codevilla y Sfriso, 2011).

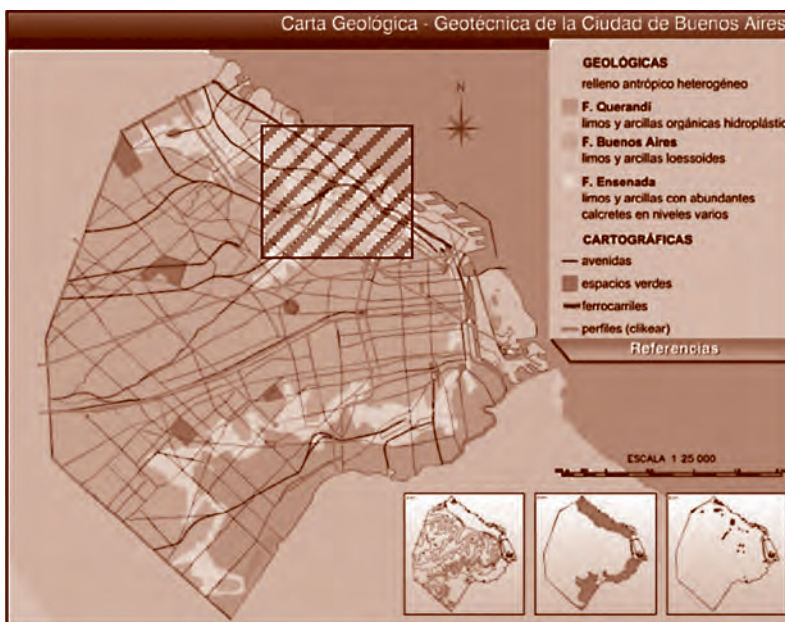


FIGURA 1. CARTA GEOLÓGICA DE LA CABA (AABA, 2007)

ANCLAJES DE TRACCIÓN

**FIGURA 2. ENSAYOS SPT EN TERRENOS DE LA OBRA.
PERFIL TÍPICO DEL SUELO DE BUENOS AIRES**

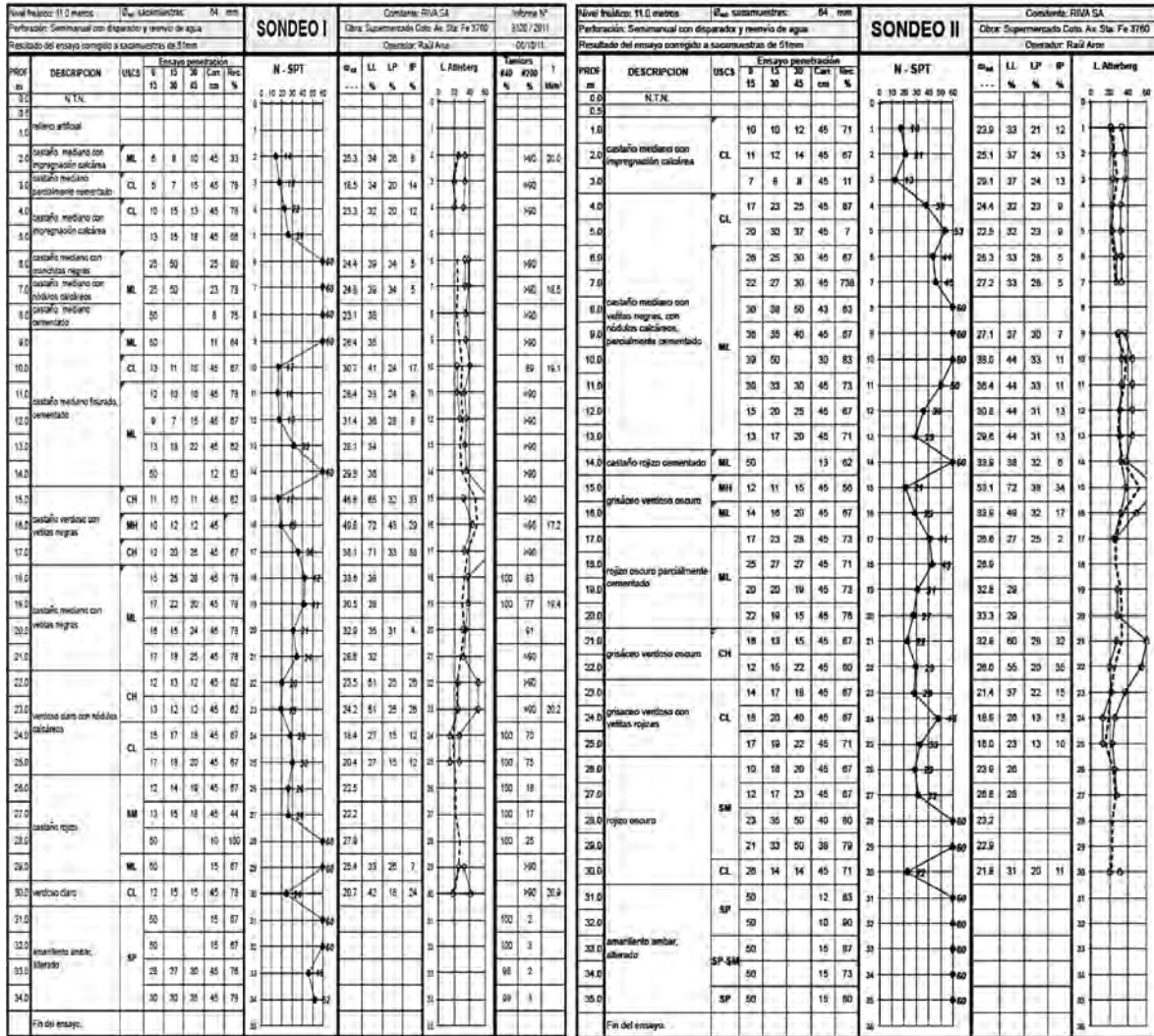


TABLA I: PARÁMETROS GEOMECÁNICOS BÁSICOS DE DISEÑO

Parámetros		Pampeano Superior	Pampeano Medio	Pampeano Profundo
Peso Unitario	γ [kN/m ³]	19.0	19.0	19.0
Cohesión	c [kPa]	20	30	40
Fricción	ϕ [°]	30	32	32
Rigidez	E [Mpa]	80	150	150
Modulo Poisson	ν [-]	0.20	0.20	0.20

SELECCIÓN DEL MÉTODO DE EXCAVACIÓN

Se estudiaron diversas opciones: 1º taludes simples con rampa vial, 2º taludes con anclajes, 3º corte vertical con anclajes (Figura 3). El empleo de taludes de estabilización con rampa de acceso dificultaba la ejecución de las fundaciones del edificio y losas-puntales, por lo tanto, la solución fue descartada.

Los taludes estabilizados con anclajes pasivos resultaron con asentamientos diferenciales en bases de edificios vecinos de 40 mm. Finalmente, para las líneas medianeras, se implementó una metodología de excavación sostenida con anclajes activos y pasivos.



Esta solución demostró poseer mayor seguridad, deformaciones tolerables por las construcciones existentes, y permitir una excavación más limpia. Dadas las interferencias existentes, para la Línea de Frente se implementó una solución especial, la cual involucra el uso de una pantalla de pilotes con anclajes activos.

Las diferentes configuraciones que se encontraron a lo largo del perímetro se agruparon en cinco casos de análisis para el sostenimiento de las líneas medianeras y uno para la Línea de Frente (Figura 4).

FIGURA 3. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS ESTUDIADOS: 1º TALUDES SIMPLES CON RAMPA VIAL, 2º TALUDES CON ANCLAJES, 3º CORTE VERTICAL CON ANCLAJES

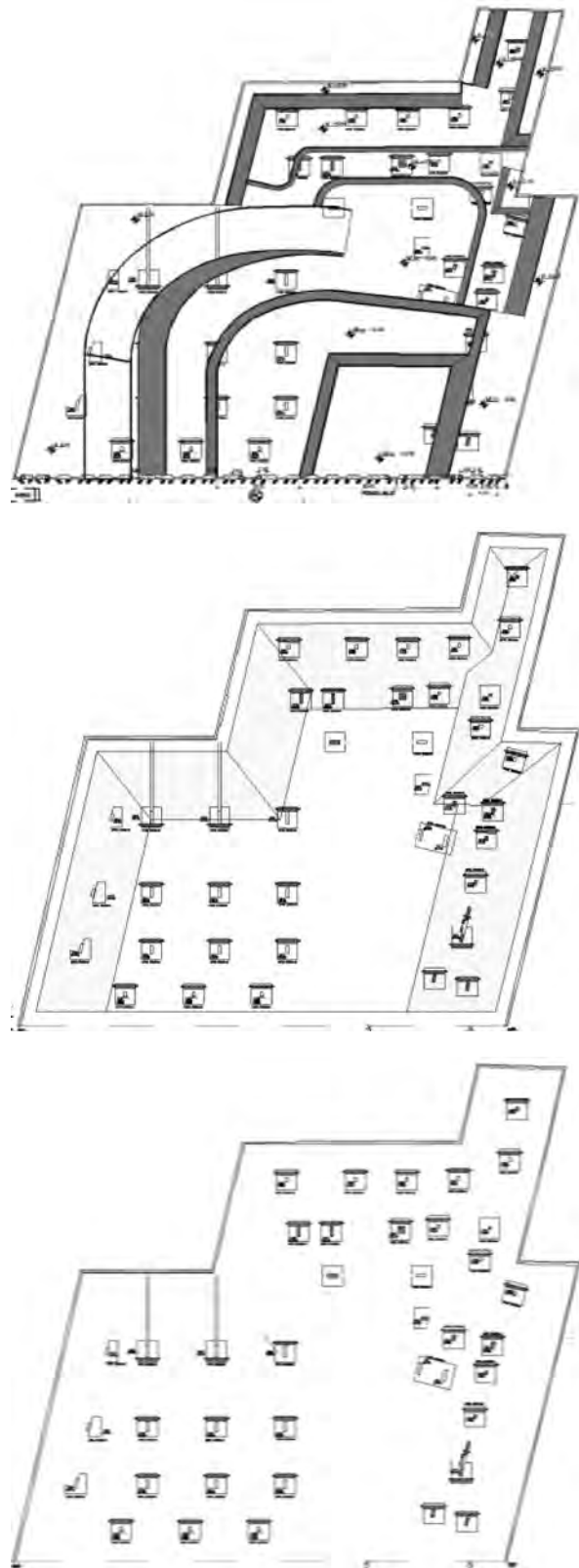
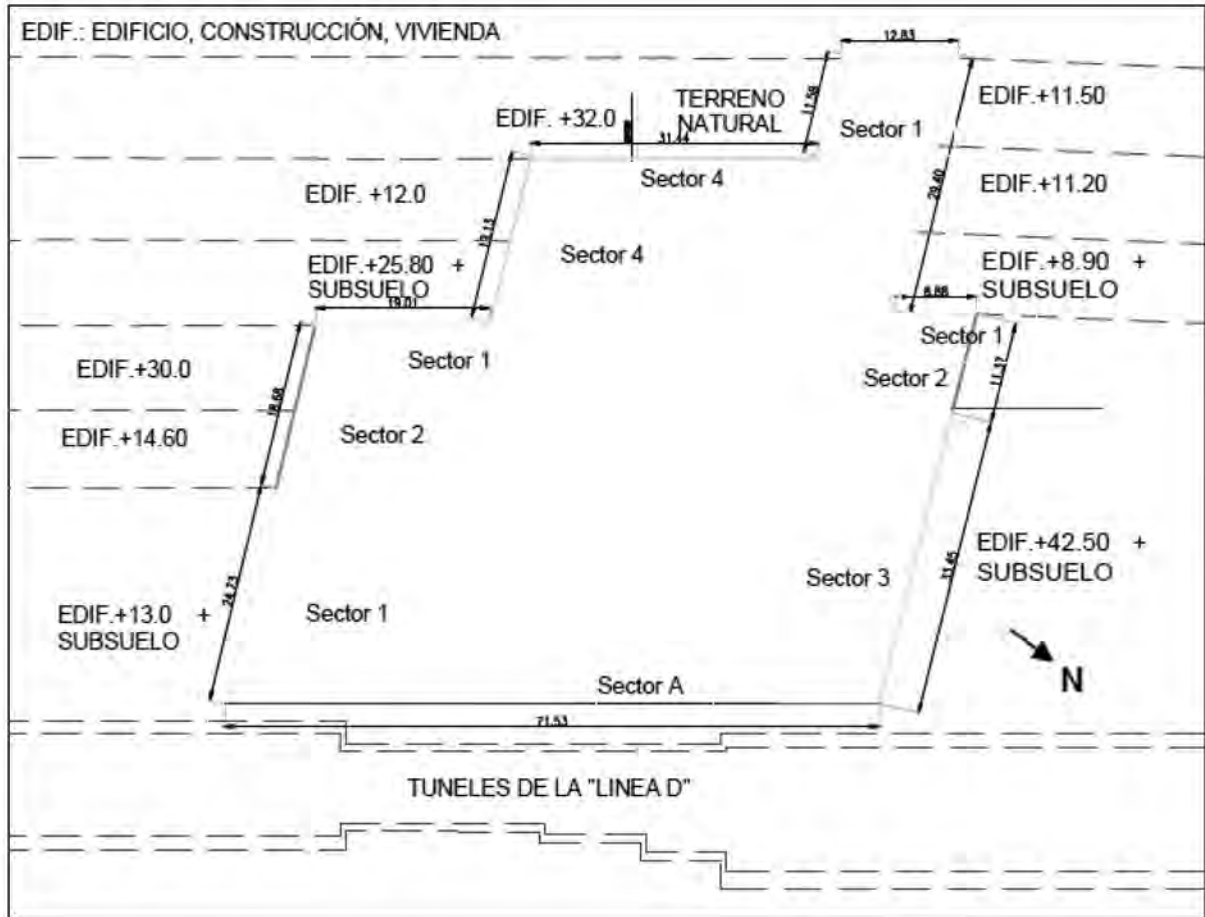


FIGURA 4. DISPOSICIÓN DE LOS DISTINTOS DISEÑOS DE EXCAVACIÓN PLANTEADOS



METODOLOGÍA DE EXCAVACIÓN SOBRE LÍNEA DE FRENTE

Paralela a la Línea de Frente municipal se ubica el túnel y parte de la estación Scalabrini Ortiz de la Línea D del subterráneo de Buenos Aires (Figura 5). Ello genera un fuerte condicionante para el diseño de la estructura de contención de la excavación, ubicada sobre el frente, presentando entre 16 y 18,50 m de altura.

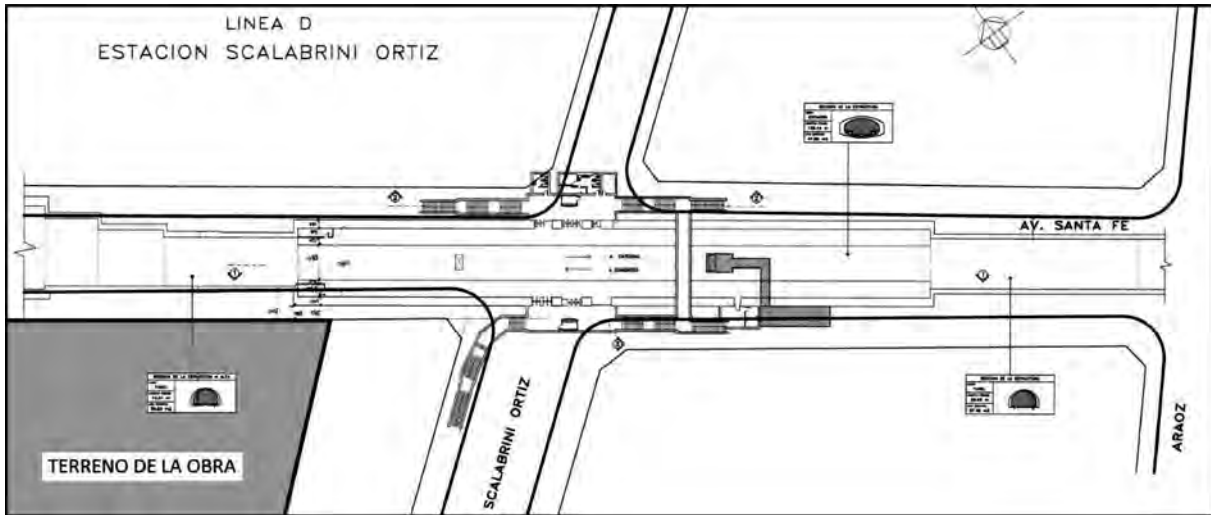
La solución ejecutada consistió en una pantalla de pilotes colocados de a pares, de 0,60 m de diámetro, 20 m a 23 m de longitud, y vinculados con una viga de coronamiento en su extremo superior, más tres filas de anclajes activos temporarios (Figura 6).

Entre los pilotes se colocaron 10 cm de hormigón proyectado, reforzado con malla de acero, a fin de evitar pérdidas de humedad del terreno y contener eventuales bloques de suelo fisurado.

Se instalaron barbacanas de drenaje cada 10 m² con perforaciones de 10 m de longitud, suficientes para interceptar la potencial fisura vertical que podría producirse en caso que el sostenimiento no tuviera rigidez y resistencia suficiente.

Ello minimizó el riesgo de generación de eventuales presiones hidrostáticas, y permitió por lo tanto, reducir el riesgo asociado a pérdidas de agua de instalaciones de la línea de Subterráneos u otras redes de servicios existentes bajo la Av. Santa Fe.

FIGURA 5. PLANTA DE LA ESTACIÓN SCALABRINI ORTIZ Y TÚNEL DE LA LÍNEA D



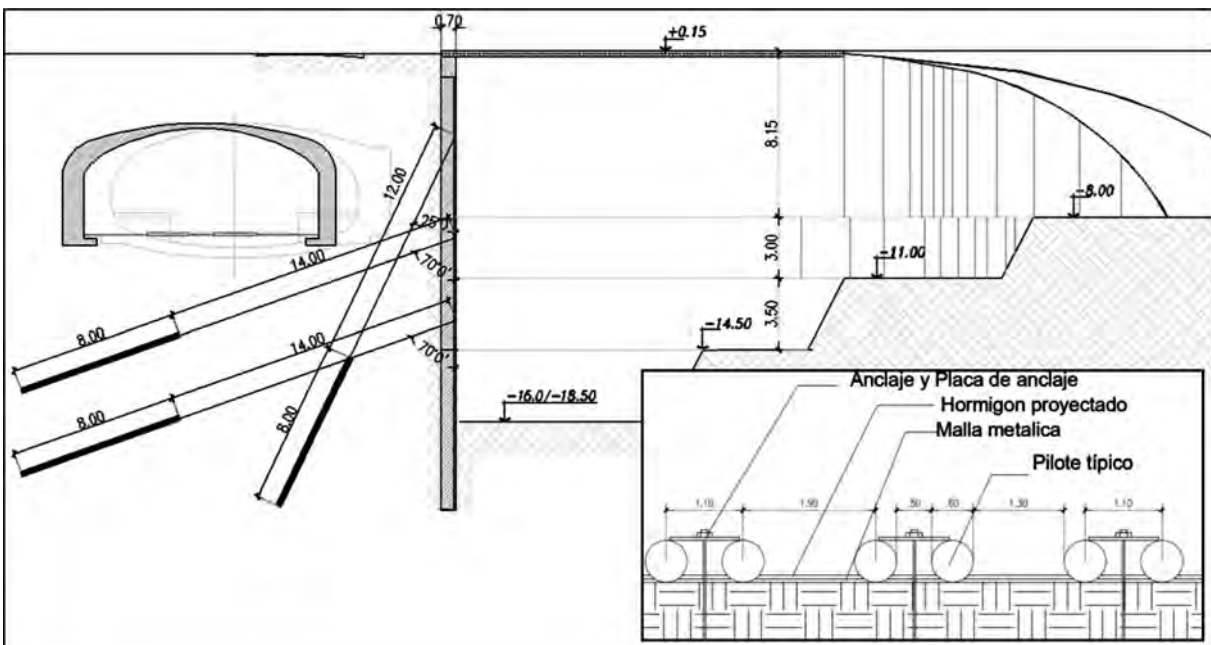
La cabeza de la primera fila de anclaje se encuentra a 4,00 m de profundidad y posee una inclinación de 65° respecto a la horizontal, a fin de sortear la interferencia del túnel de la línea D y los servicios públicos bajo vereda, con el costo de una importante ineficiencia de los anclajes como contenciones horizontales.

Los pilotes tomaron la componente vertical de dichas cargas.

El resto de las filas de anclajes, poseen una inclinación de 20°, a 9,00 m y 13-14 m de profundidad. El esfuerzo de tesado se ubica entre los 600 a 750 kN, con una armadura compuesta de 4 a 5 cordones CEE1900, Grado 270, diámetro 15.7mm.

Las perforaciones fueron de 0,15 m de diámetro, con bulbo de fricción IRS (Inyección Repetitiva Selectiva), con al menos, dos etapas de inyección.

FIGURA 6. SOLUCIÓN PROPUESTA DE SOSTENIMIENTO TEMPORARIO SOBRE LÍNEA DE FRENTE



ANCLAJES DE TRACCIÓN

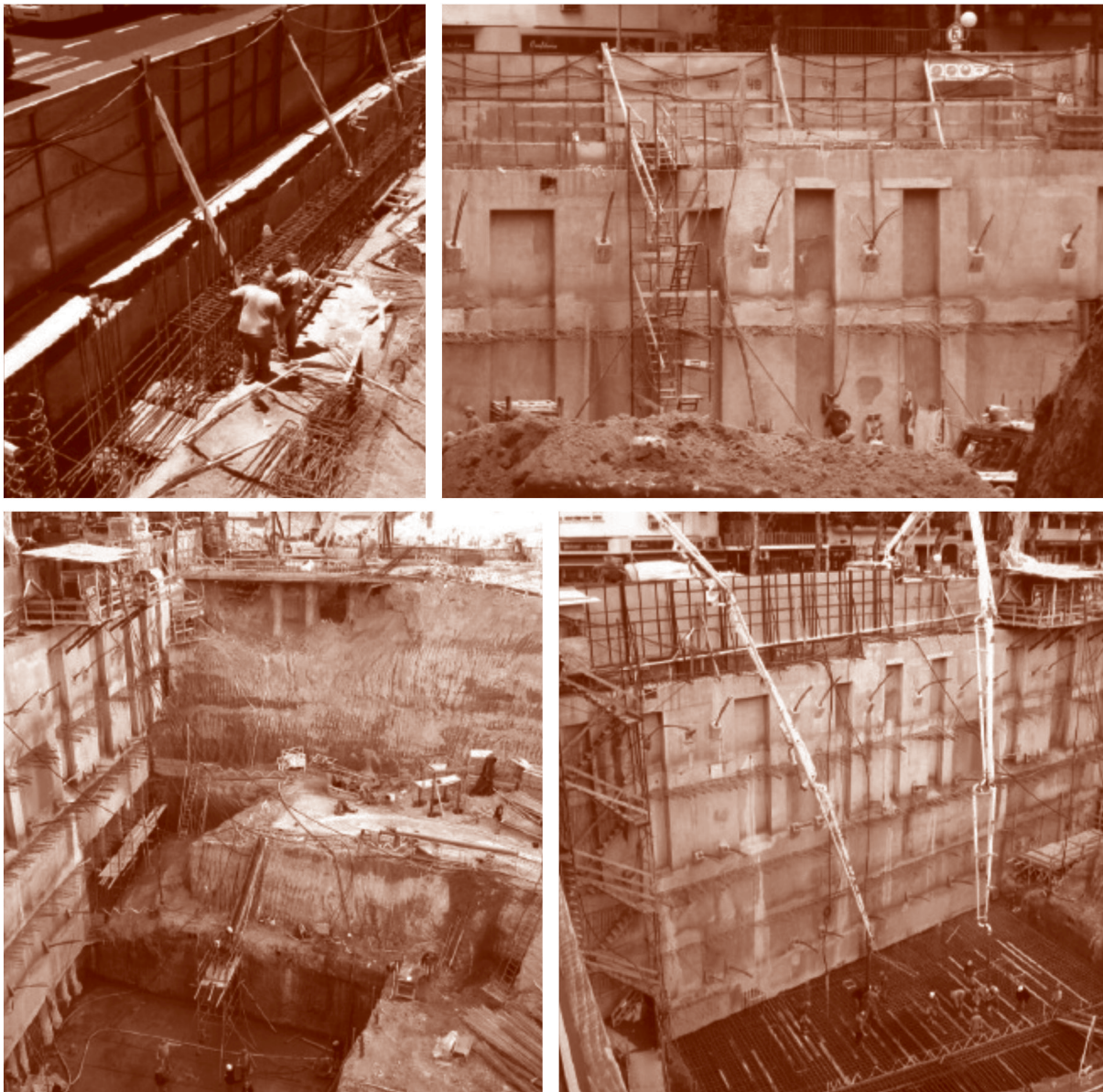
La pantalla de pilotes cumple entonces dos funciones principales: Equilibrar la componente vertical del esfuerzo de tracción de los anclajes, y restringir las deformaciones del suelo, contenido y sostenido en toda la altura del corte desde el comienzo mismo de la excavación.

El desplazamiento del coronamiento del muro se ha estimado en unos 7 mm, y de 1 mm a 5 mm para la zona entre el primer anclaje y el fondo de la excavación.

Las tareas de excavación y fortificación se pueden resumir en la siguiente secuencia constructiva (Figura 7):

1. *Ejecución de pilotes y viga de coronamiento.*
2. *Excavación hasta primera fila de anclaje, ejecutando progresivamente: Proyección de hormigón contra suelo expuesto y moldeando de paneles del muro definitivo con provisión de pelos de armadura para losas de entrepiso.*
3. *Ejecución y puesta en carga de anclajes activos IRS.*
4. *Repetición de las dos últimas etapas con 2° y 3° fila de anclajes.*
5. *Excavación y ejecución de fundación del basamento.*

FIGURA 7. ÉTAPAS CONSTRUCTIVAS DEL MURO SOBRE LÍNEA DE FRENTE



METODOLOGÍA DE EXCAVACIÓN SOBRE LÍNEAS MEDIANERAS

Como resultado de los análisis ejecutados para los diferentes sectores, se definió la cantidad y tipo de filas de anclajes activos, según se indica en la Tabla II.

TABLA II. TIPOS DE ANCLAJES PARA CADA SECTOR DE EXCAVACIÓN

Sector/Prof.	1 / 17.0 m	2 / 15.50 m	3 / 17.50 m	4 / 19.60 m
Activos	4	4	3	4
Pasivos	1	1	1	3

El criterio fue colocar en la parte superior de los frentes de excavación las filas de anclajes activos que minimizaran los desplazamientos horizontales del coronamiento.

La separación horizontal de los anclajes se ubica entre 1,50 m a 2,0 m, con una separación vertical entre 3,0 m a 4,0 m. Eventualmente, con el solo objetivo de estabilizar sectores locales o recalzar una base aislada, se colocaron refuerzos con anclajes pasivos.

Los anclajes poseen una inclinación de 15° respecto a la horizontal. El esfuerzo de tesado se ubica entre los 700 kN, con una armadura compuesta de 5 cordones CEEr900, Grado 270, diámetro de 15,7 mm.

Las perforaciones fueron de 0,15 m de diámetro, con bulbo de fricción IRS (Inyección Repetitiva Selectiva), con al menos, dos etapas de inyección. Los pasivos son de 0,15 a 0,20 m de diámetro, y armadura entre 4 a 7 diámetros del 25, ADN420.

Para los anclajes activos, el esfuerzo de tesado se introduce a un cabezal o dado de anclaje hormigonado “in situ” con pelos de armaduras. Una vez puesta la carga de tesado, se completa el tabique definitivo de 30 cm de espesor (Figura 8).

El objetivo radica en evitar reforzar todo el panel por la introducción de esa importante carga puntual.

En la medida de lo posible, se coincidía la ubicación de los anclajes activos con la posición de las losas definitivas de los subsuelos, a fin de aprovechar la fuerte armadura de los dados de anclaje en los sectores donde la losa funciona como apoyo para el tabique definitivo.

FIGURA 8. PLACA PARA ANCLAJES ACTIVOS



El procedimiento utilizado siguió la siguiente metodología constructiva (Figura 9):

1. Excavación en troneras (Sistema 1-3-2-4) hasta el nivel de 1° línea de anclajes.
2. Ejecución del anclaje.
3. Ejecución del dado de anclaje para el caso de anclaje activo.
4. Puesta en carga del anclaje activo.
5. Ejecución del tabique definitivo correspondiente al sector despejado.

ANCLAJES DE TRACCIÓN

6. *Repetición de etapas anteriores en la siguiente tronera.*
7. *Repetición de etapas anteriores en el siguiente nivel de excavación.*
8. *Ejecución de barbicanas para liberar eventuales presiones neutras*

FIGURA 9. ETAPAS CONSTRUCTIVAS DEL MURO SOBRE LÍNEAS MEDIANERAS

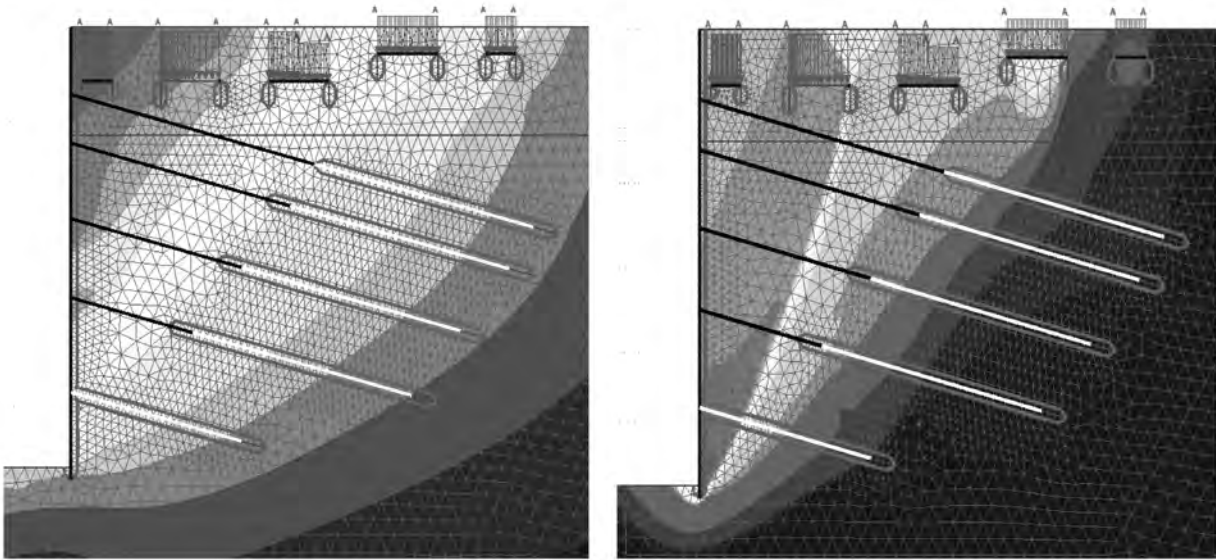


El estudio de los diseños, realizado con las herramientas de análisis Plaxis, permitió la simulación de todas las etapas constructivas y el estudio de los diferentes escenarios geotécnicos, condiciones de carga y drenaje, y secuencias de excavación y tesado de anclajes.

Los modelos desarrollados permitieron estimar los asentamientos, giros y distorsiones a nivel de funda-

ción de las edificaciones vecinas, y con ello, demostrar al cliente y a las autoridades que la afectación producida por la construcción de la excavación era tolerable para los linderos (Figura 10).

FIGURA 10: MAPAS DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES FINALES. ESTADO DE SERVICIO Y MODO DE FALLA. EL VALOR MÁXIMO ES DE 15 MM

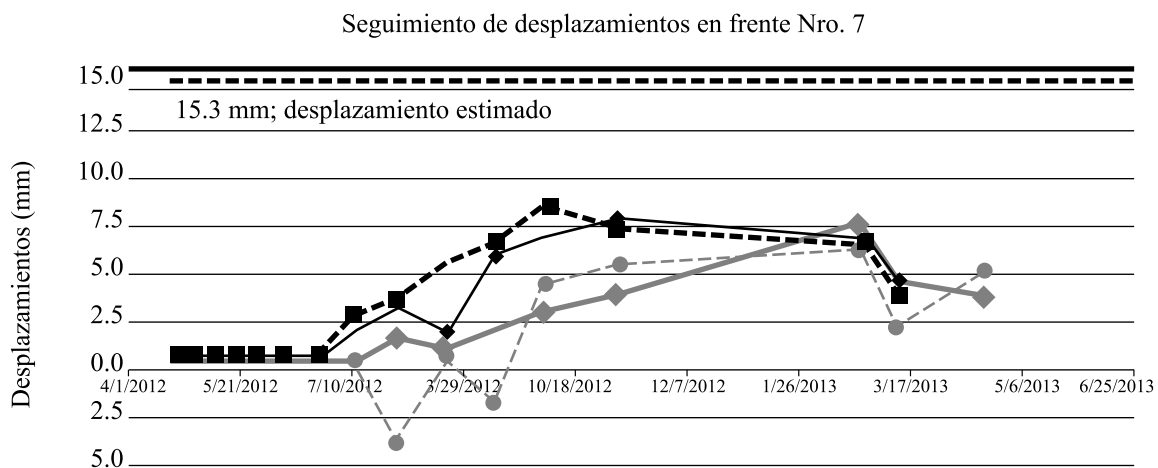


SEGUIMIENTO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

Se realizó una supervisión de tareas, control de las secuencias constructivas, asesoramiento en sectores atípicos o imprevistos de obra, y fundamentalmente, interpretación de auscultación de asentamientos y desplazamientos en puntos de control (Figura 11).

Este último seguimiento permitió comprobar el grado de representatividad de los modelos efectuados, ajustar y optimizar el diseño de la fortificación de la excavación. Por ejemplo, la contratista pudo reemplazar las filas inferiores de anclajes activos por anclajes pasivos, con el fin de mejorar el ritmo de producción de los anclajes y acelerar, en consecuencia, la velocidad de excavación.

FIGURA 11. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES PARA CUATRO PUNTOS DE CONTROL



Edificio Datastar

Ing. Civil Emilio Reviriego
Aporte técnico: MMO Damián Araya

INTRODUCCIÓN Y DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO DE FUNDACIONES

El objeto del presente texto radica en establecer la secuencia y lineamientos generales para la ejecución de los trabajos de excavación y submuración del edificio DATASTAR.

Las fundaciones de la obra se resolvieron por medio de bases centradas para aquellas columnas interiores, bases con vigas Cantilever para las columnas dispuestas sobre los ejes medianeros del fondo del predio, una platea en correspondencia con las columnas centrales y núcleos de escaleras y ascensor, una platea para las columnas del sector de acceso al edificio, y zapata corrida para los muros de contención perimetrales.

Por último, dada la posición del nivel freático, se proyectó una losa de subpresión abarcando la totalidad de la superficie del subsuelo.

En función de los requerimientos establecidos en el Estudio de Suelos, así como en el proyecto de arquitectura, se diseñaron cuatro sectores para el tratamiento de los trabajos de excavación y submuración:

Sector 1: Se corresponde con el NSL (de subpresión) - 2,58 m. En dicho sector el nivel superior de las zapatas de los muros coincide con el NSL anteriormente citado. Las zapatas corridas se fundaron al NF -2,98 m.

Sector 2: Se corresponde con el NSL (de subpresión) -2,58 m. En dicho sector el nivel superior de bases, vigas Cantilever y zapatas coincide con el NSL anteriormente citado. Las bases y zapatas corridas se fundaron al NF -3,48 m.

Sector 3: Se corresponde con la platea de núcleos, columnas centrales y monta-autos cuyo nivel superior se encuentra por debajo de la losa de subpresión a -3,98 m. El nivel general de fundación de la platea es NF -4,58 m.

Sector 4: Sector que se corresponde con el NSL (de subpresión) -3,40 m. En dicho sector el nivel superior de platea coincide con el NSL anteriormente citado.

El nivel general de fundación de la platea es NF -4,00 m.

Los niveles indicados se corresponden con el +/-0,00 m de proyecto, situado a 0,10 m sobre el NTN.

RECOMENDACIONES Y PARÁMETROS INDICADOS EN EL ESTUDIO DE SUELOS

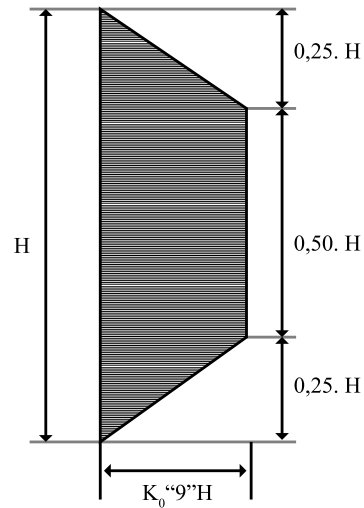
Si bien la secuencia de excavación debió ser ajustada en base a los diferentes requisitos planteados por la obra, durante su desarrollo se observaron los siguientes lineamientos generales:

- Las excavaciones se efectuaron por etapas de no más de 3,00 m de profundidad cada una.
- Se resolvieron taludes de pendiente no mayores a 50° y banquetas perimetrales de protección de un ancho mínimo de 1,00 m.
- Se verificó un continuo seguimiento a los efectos de prevenir eventuales desmoronamientos originados en pequeñas anomalías que pudieran manifestarse con el transcurso del tiempo.
- Se recomendó restringir al máximo el tránsito y la colocación de sobrecargas en las cercanías del borde de las excavaciones.

Resulta obvio destacar que el riesgo de eventuales desmoronamientos es proporcional al tiempo de exposición a la intemperie, y en consecuencia, los controles deben ser más rigurosos a medida que se incrementa el mismo.

Para la construcción de los tabiques de submuración, los taludes se excavaron según sectores alternados de no más de 2,00 m de ancho.

Para el dimensionamiento de las estructuras de contención de las paredes de la excavación, pudo emplearse -hasta una profundidad de 3,50 m-, el diagrama correspondiente a arcillas compactas que propone el Código de Edificación de la Ciudad de Buenos Aires.



Para su implementación, se aplicaron los siguientes parámetros:

- Peso Unitario del Suelo (γ): 1,80 tn/m³
- Coeficiente de Empuje Activo (KA): 0,25

Recordamos que este diagrama será de aplicación en el caso de verificarse la imposibilidad de experimentar rotaciones de los muros de contención. En caso contrario, el empuje deberá calcularse según la hipótesis de Rankine, empleándose los siguientes parámetros:

- Peso Unitario del Suelo (γ): 1,80 tn/m³
- Cohesión (C): 0,00 kg/cm²
- Angulo de Fricción Interna (ϕ): 28°

A los empujes así calculados deberá adicionarse la componente horizontal de la carga transmitida al terreno por eventuales fundaciones de edificios linderos, apoyadas a niveles menos profundos respecto de la excavación, más el correspondiente Empuje Hidrostático.

En paralelo, deberá tenerse en cuenta el efecto de subpresión originado ante un ascenso extraordinario del nivel de la capa freática. Para el caso del edificio DASTAR el mismo se estimó en 1,00 m.

En el momento de la ejecución de las perforaciones, el nivel del agua libre subterránea oscilaba en 2,80 m de profundidad, medidos desde el nivel del terreno, equivalente a -2,70 m respecto del nivel de proyecto.

Previo a la ejecución de las excavaciones fueron relevados los edificios linderos, así como el estado de sus medianeras, verificando también la existencia de subsuelos y sus niveles respecto de la obra en cuestión. De esta manera, fueron previstas posibles interferencias así como submuraciones y contenciones de tierras bajo fundaciones linderas existentes.

CONSIDERACIONES RESPECTO DE LAS CARGAS ESPECIALES

Nivel Freático: Para el cálculo de las “contenciones provisionarias”, el Empuje Hidrostático considerado se correspondió con el determinado en el Informe Geotécnico (-2,70 m). No se empleó la hipótesis de ascenso accidental de la napa, dada las características de dicha instancia. En caso de detectarse en obra niveles freáticos por encima del indicado, se deberían ajustar los cálculos de empujes en función de los mismos, siempre y cuando resulten relevantes.

Edificios Linderos: Según el relevamiento realizado por la empresa constructora, los edificios linderos se corresponden con construcciones convencionales de mamposterías no superiores a dos pisos (PB y 1º piso). Para el cálculo de los empujes sobre las contenciones se empleó la hipótesis más desfavorable, considerando dos plantas por lindero a 1 t/m² cada una, resultando

en un empuje adicional de $1 \text{ t/m}^2 \times 2 \times KA = 0,50 \text{ t/m}^2$ sobre los muros de contención, tanto en situación provisoria como definitiva.

SECUENCIAS Y PROCEDIMIENTOS PARA LOS TRABAJOS DE EXCAVACIÓN Y SUBMURACIÓN

En función de las recomendaciones del Estudio de Suelos y las consideraciones antes citadas, se describe a continuación la metodología que fuera adoptada para llevar adelante los trabajos de excavación y submuración con adecuada seguridad.

Para la fijación parcial de los paños de contención se emplearon anclajes pasivos al terreno -llenados por gravedad- de un diámetro de 30 cm y capacidad y longitud establecidas según cada sector.

Dadas las características del terreno y su contenido de arenas, se llevó a cabo una prueba de carga comprobando el correcto funcionamiento y llenado de los anclajes, pudiendo efectuarse, a posteriori, re-inyecciones que aseguraron la capacidad de los mismos.

EXCAVACIÓN GENERAL Y COLOCACIÓN DE LA PRIMERA LÍNEA DE ANCLAJES AL TERRENO

Una vez efectuada la excavación general se procedió a la ejecución de la primera línea de anclajes dispuestos cada 2,00 m (1 por cada pozo de ancho no mayor a 2,00 m), según los esquemas adjuntos. La capacidad de dichos anclajes es de 12 t y su longitud depende del sector en cuestión:

SECTOR 1 Y SECTOR 2 (SEP = 2,00 m):

Anclajes Pr: Capacidad = 12,00 t / Ltotal = 7,00 m (Lefec = 5,40 m) / Inclinación $\beta = 20^\circ$ / NEA: -1,40 m.

SECTOR 3 Y SECTOR 4 (SEP = 2,00 m):

Anclajes P2: Capacidad = 12,00 t / $L_{total} = 8,00$ m
(Lefec = 5,40 m) / Inclinación $\beta = 20^\circ$ / NEA: -1,40 m.

PRIMERA ETAPA DE EXCAVACIÓN

Para comenzar el proceso de excavación de las bases medianeras, se debió realizar previamente la submu-
ración de la misma, aplicándose el método de excava-
ción de pozos (pocetes) alternados en paños no supe-
riores a 2,00 m en secuencia 1/2/3, con una pendiente
de talud -por detrás- no superior a los 50° .

Los pocetes dispuestos sobre la Línea Oficial, se ajus-
taron a los requerimientos necesarios en obra para el
acceso y egreso al predio de equipos mecánicos.

En caso de detectarse desmoronamientos parciales en
los laterales de los pozos, la empresa constructora in-
terviniente debía evaluar el empleo de entibaciones lo-
cales para la contención de los mismos.

La cota de excavación para los pozos en esta primera eta-
pa se correspondió con el nivel del filo inferior de la losa
de subpresión en el denominado SECTOR 1: -2,73 m.

METODOLOGÍA EMPLEADA EN LOS SECTORES 1 Y 2

Se excavó localmente, en forma manual, hasta la cota
de fijación de la ficha del submural la cual, como míni-
mo, debía extenderse 25 cm por debajo del nivel de fun-
dación del elemento en cuestión (Nivel desde -2,93 a
-3,73 m; aproximadamente).

Dicha ficha era la responsable de la fijación inferior
del panel durante la instancia provisoria (reaccionando
contra el terreno mediante la consideración del em-
puje pasivo), en conjunto con la primera línea de an-
clajes, hasta la ejecución de las bases y/o zapatas de
dicho sector.



METODOLOGÍA EMPLEADA EN LOS SECTORES 3 Y 4

En dichos sectores no se contó con una ficha de fijación de los paños submurales, motivo por el cual, previo a la ejecución del paño, se materializó una segunda línea de anclajes (P3) para fijar los mismos según se indica en los esquemas. Los anclajes se desarrollaron con una separación no superior a 2,00 m (1 por cada pozo de ancho no mayor a 2,00 m).

Anclajes P3 (SEP = 2,00 m):

Capacidad = 10,00 t / Ltotal = 6,50 m (Lefec = 4,50 m)
/ Inclinación $\beta = 20^\circ$ / NEA: -2,90 m.

El paño deberá extenderse hasta la cota -3,23 m.

Finalizados los trabajos descriptos sobre el paño en cuestión, se hormigonó el mismo dejando las armaduras en espera para servir de empalme con las fajas adyacentes. Además, se estimaron las esperas para las bases, zapata, vigas y/o losas de los subsuelos y losa de subpresión.

Habiendo adquirido una suficiente resistencia la contención provisoria de la Etapa I, pudo excavar el sector interior del predio hasta la cota -2,73 m. Posteriormente, se hormigonaron las bases de los denominados Sector 1 y Sector 2, continuando con el desarrollo de la segunda etapa de excavación.

SEGUNDA ETAPA DE EXCAVACIÓN

Una vez que los paños de los tabiques submurales de la Etapa I alcanzaron la resistencia requerida, se excavaron los Sectores 3 y 4, aplicándose una secuencia alternada de un ancho de apertura de pozo no mayor a 2,00 m.

SECTOR 3: SECUENCIA 1/2/3

La cota de excavación para los pozos en esta segunda etapa se correspondía con el nivel de fundación de la Platea de Núcleos, de -4,58 m. Alcanzado dicho nivel,

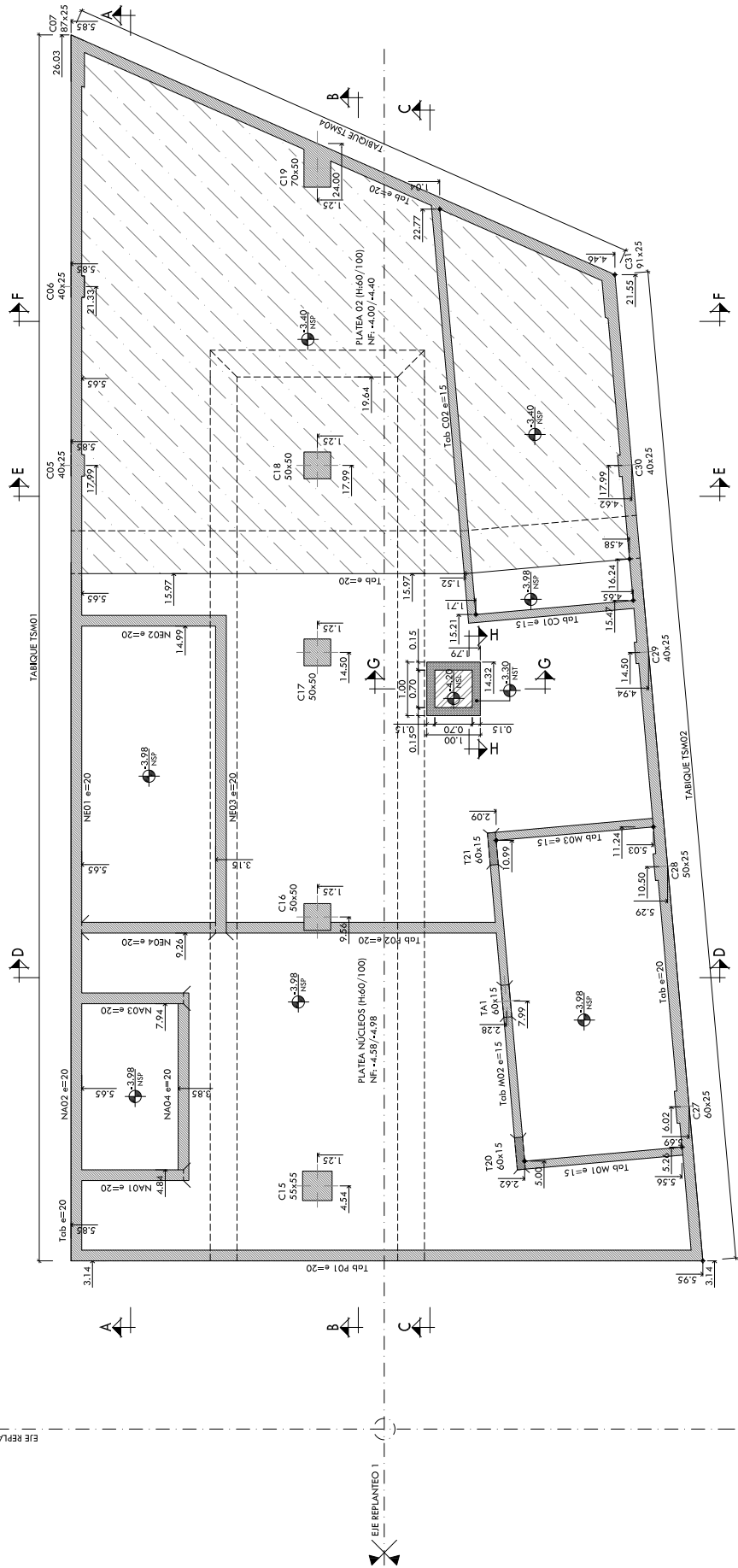
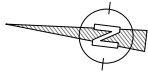
se excavó localmente, en forma manual, hasta la cota de fijación de la ficha del submural la cual, como mínimo, debía extenderse 25 cm por debajo del nivel de fundación del elemento en cuestión (Nivel -4,83 m, aproximadamente).

SECTOR 4: SECUENCIA 1/2/3

La cota de excavación para los pozos en la Etapa II se correspondía con el nivel de fundación de la Platea 2, NF -4,00 m. Alcanzado dicho nivel, se excavó localmente, en forma manual, hasta la cota de fijación de la ficha del submural (Nivel -4,25 m, aproximadamente).

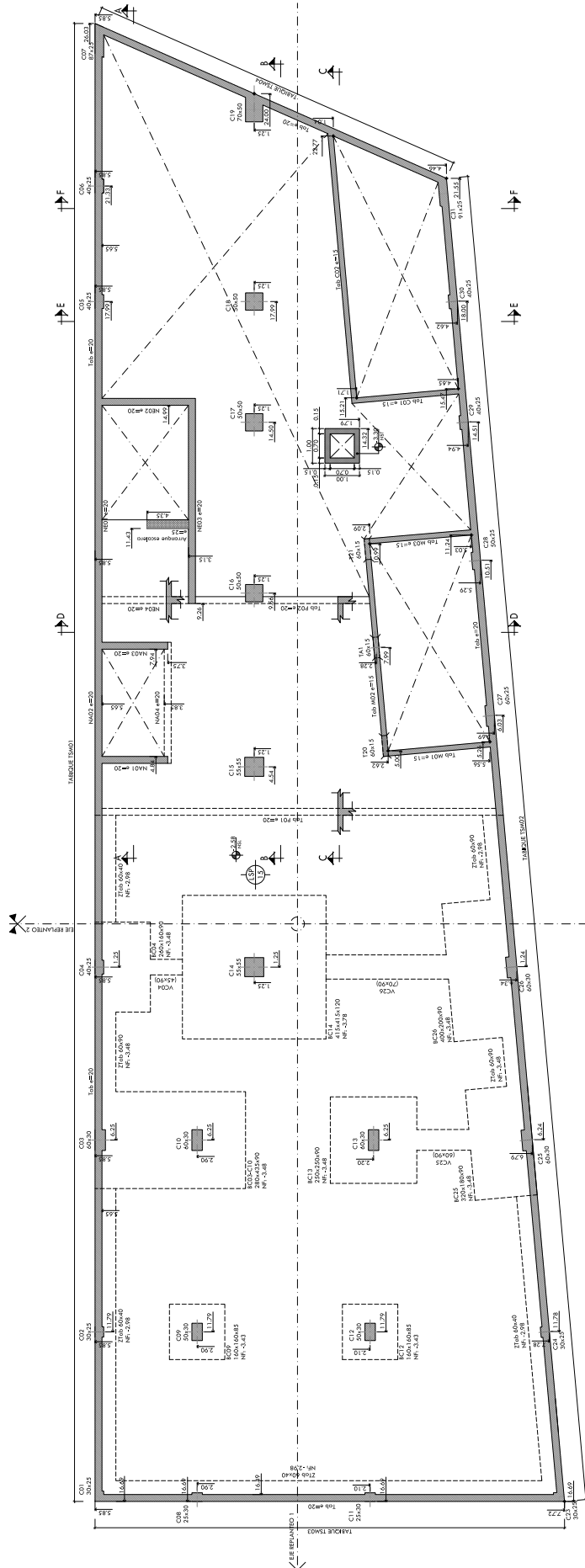
Finalizados los trabajos descriptos sobre el paño en cuestión, se hormigonó el mismo dejando las armaduras en espera para servir de empalme con las fajas adyacentes, previéndose las esperas para las bases, zapatas, vigas y/o losas de los subsuelos y losa de subpresión.

Habiendo adquirido la contención provisoria de la Etapa 2, la resistencia requerida, se excavó el sector interior del predio hasta la cota correspondiente y posteriormente se llenaron las bases y plateas de los denominados Sectores 3 y 4.



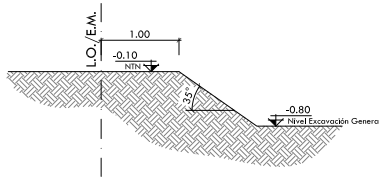
FUNDACIÓN
NIVEL -3.40/-3.98
Esc. 1:50

ANCLAJES DE TRACCIÓN

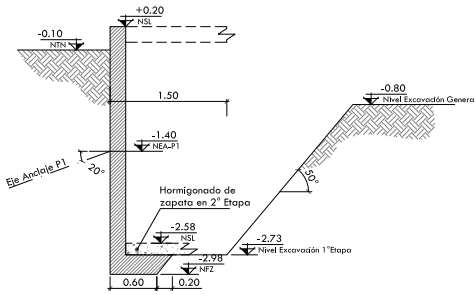


FUNDACIÓN
NIVEL -2.58
Esc. 1:50

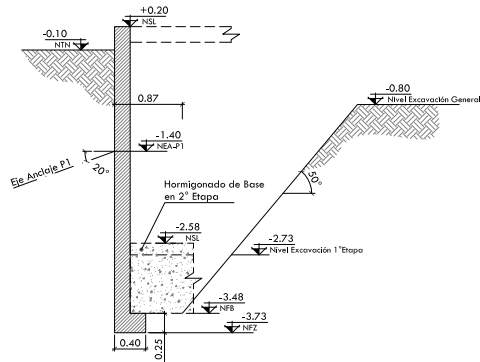
ANCLAJES DE TRACCIÓN



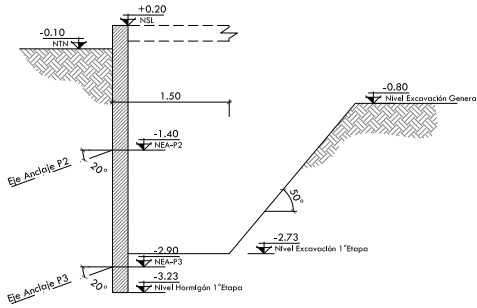
EXCAVACION GENERAL
Esc. 1:50



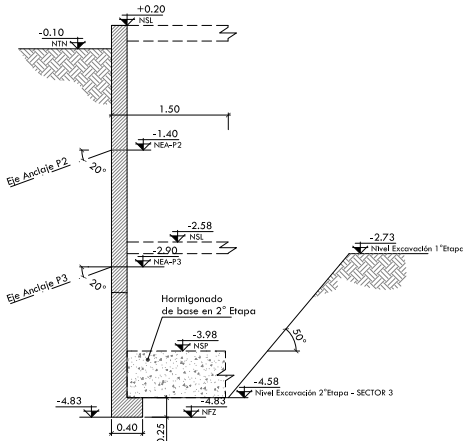
SECTOR 1
Corte en Zapata Tab.
Esc. 1:50



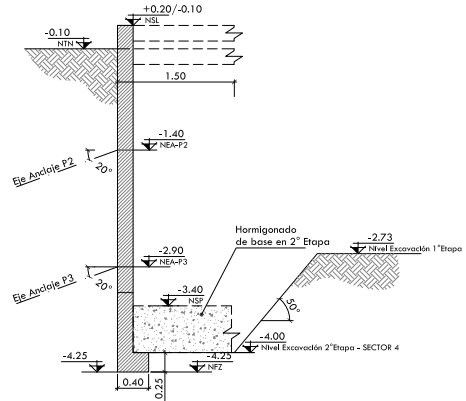
SECTOR 2
Corte en Base h:0.90
Esc. 1:50



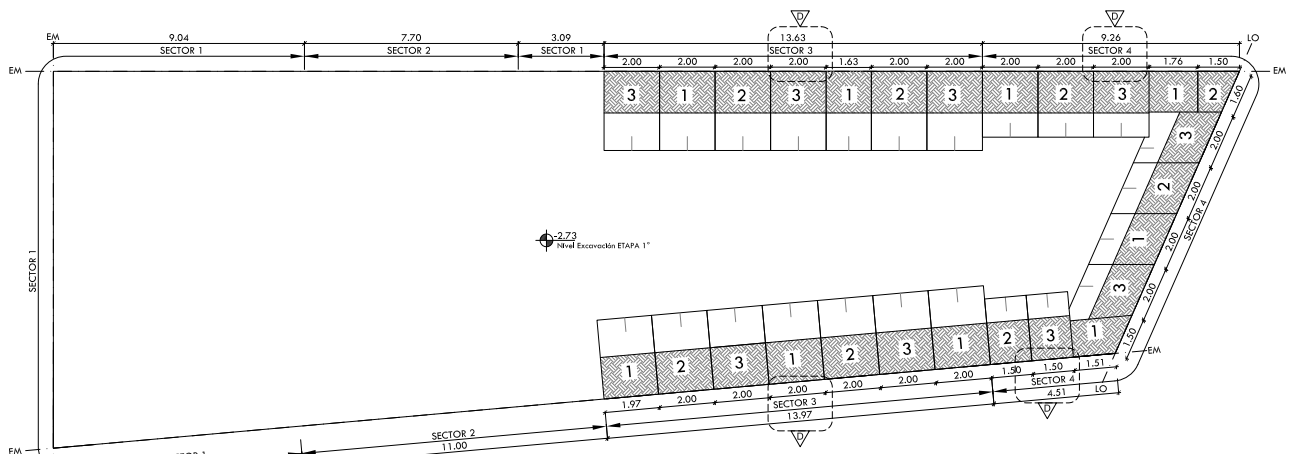
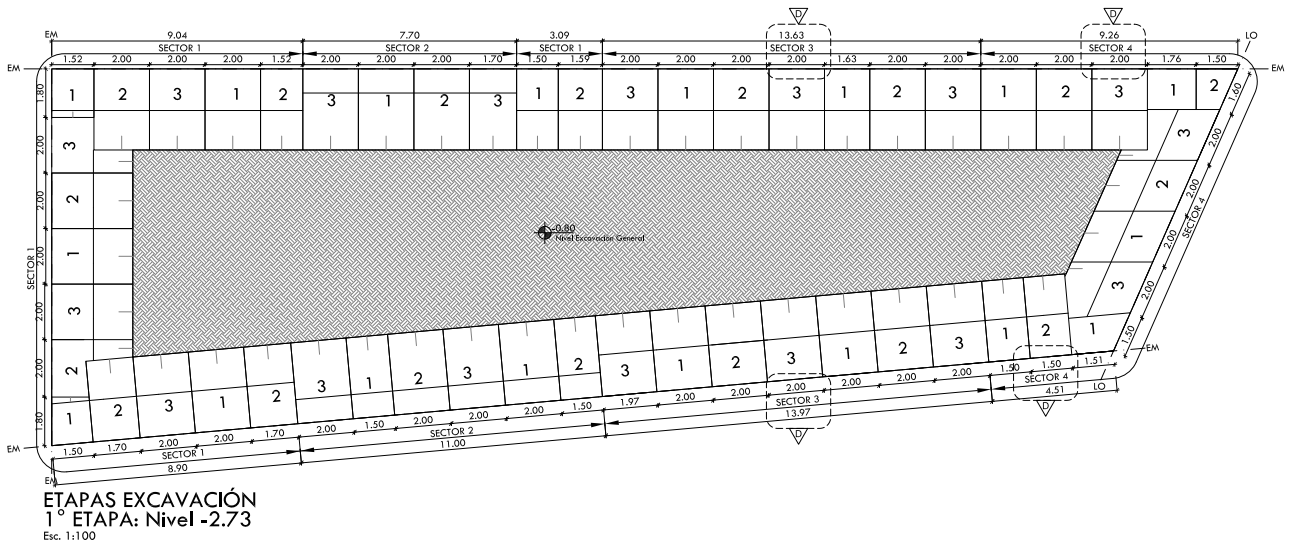
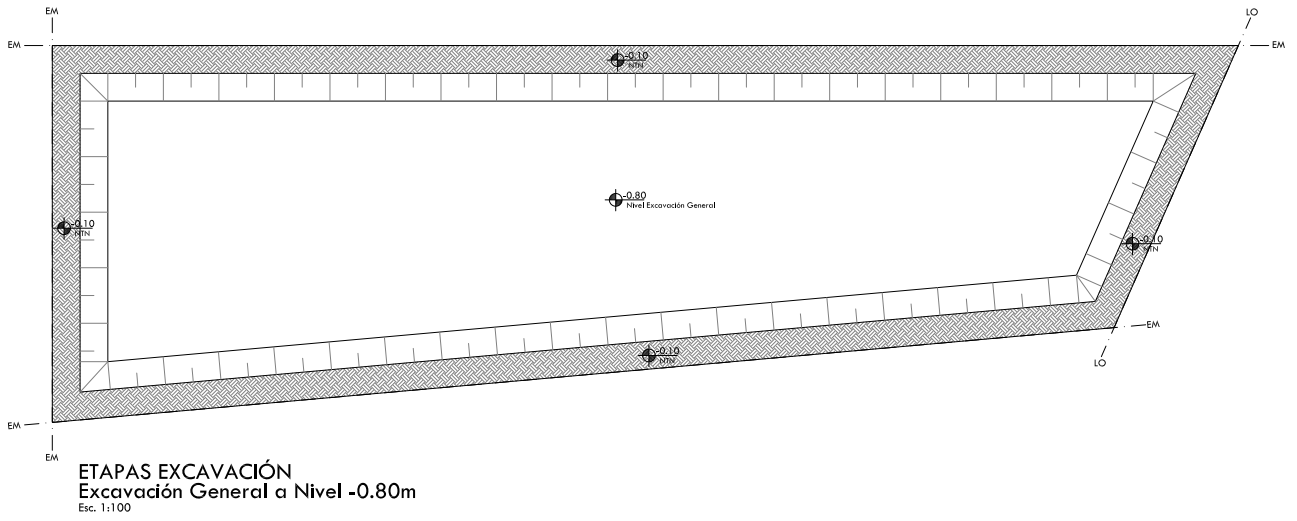
1º ETAPA DE EXCAVACION
SECTOR 3 Y SECTOR 4
Esc. 1:50



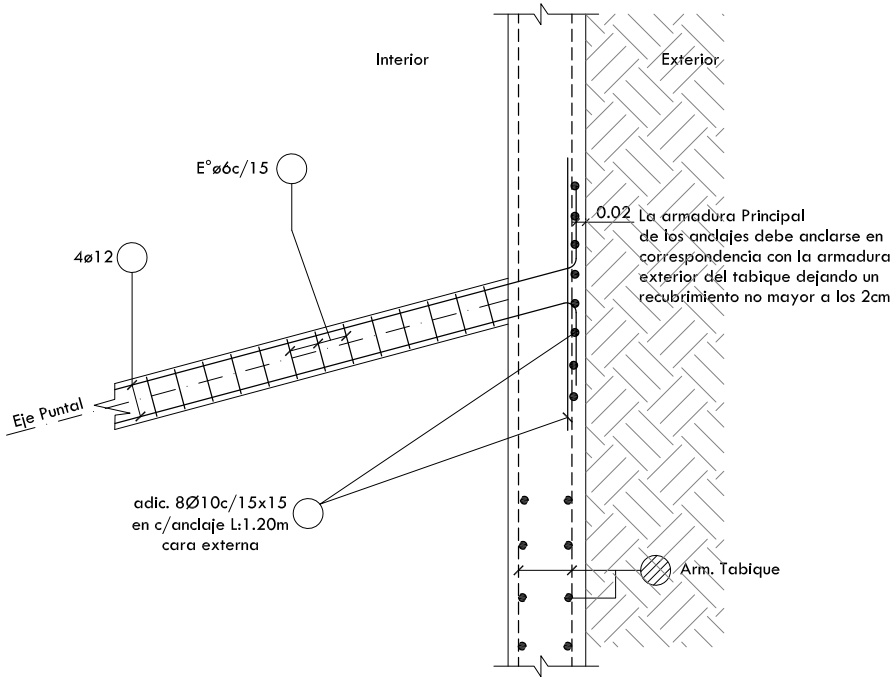
2º ETAPA DE EXCAVACIÓN
SECTOR 3: Corte en Placa Núcleos
Esc. 1:50



2º ETAPA DE EXCAVACIÓN
SECTOR 4 - Corte en Placa 2
Esc. 1:50

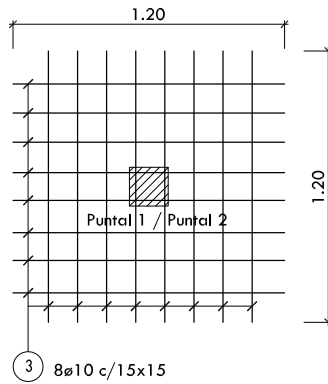


ANCLAJES DE TRACCIÓN



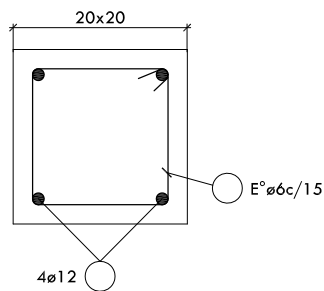
**DETALLE ANCLAJES EN TABIQUES
CORTE ESQUEMATICO**

Esc. 1:25



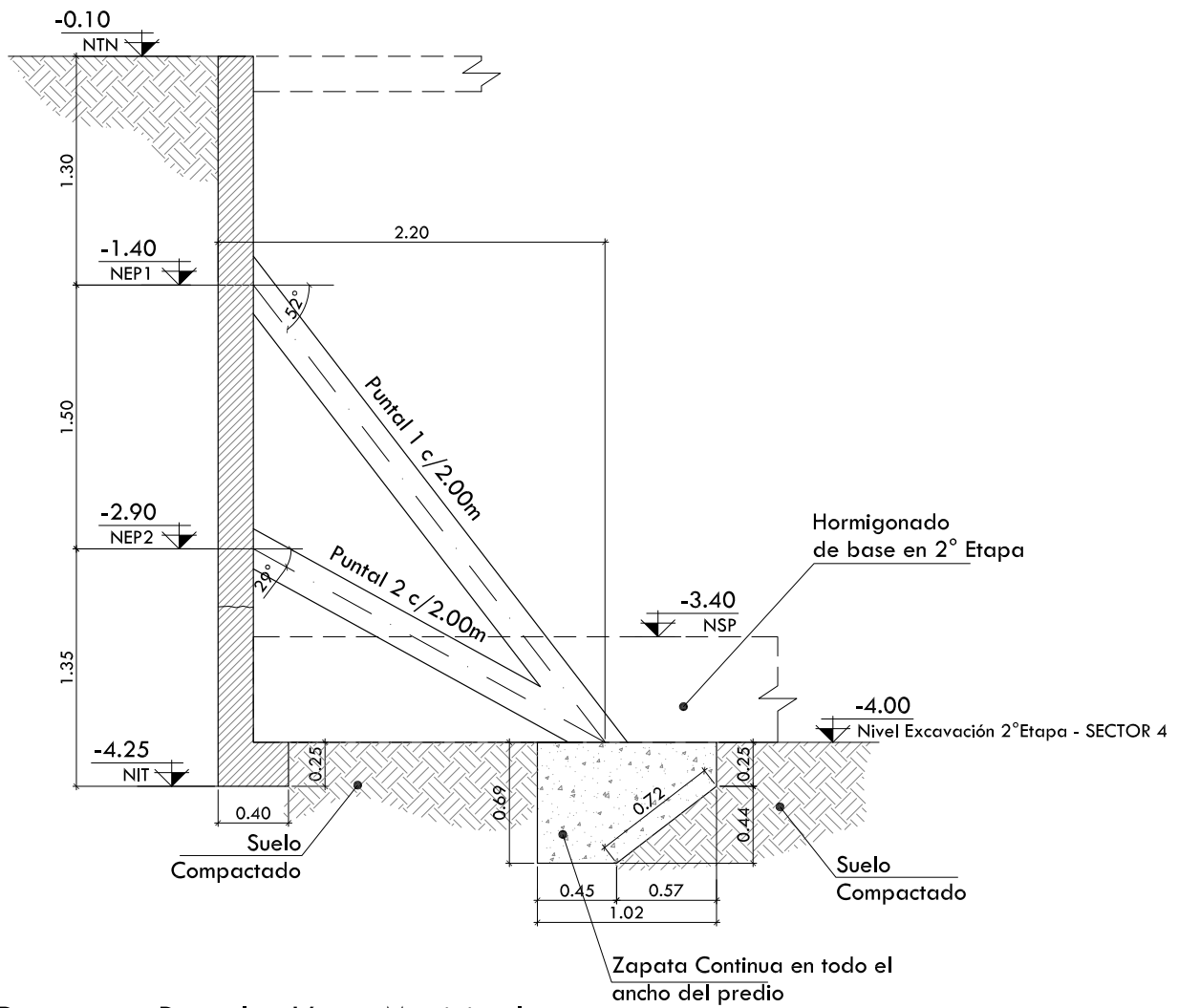
**REFUERZO ANCLAJE
DETALLE TIPICO EXTERIOR**

Esc. 1:25



**SECCION PUNTAL (P1/P2)
DETALLE TIPICO**

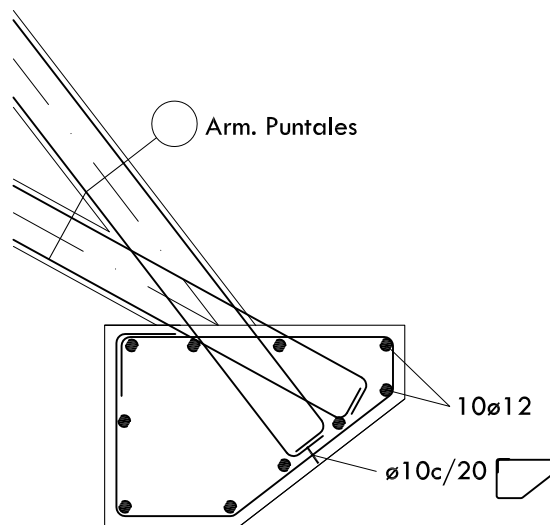
Esc. 1:25



Propuesta Puntales Línea Municipal Complementar con Arm. Tab TSM04

Esc. 1:50

Sobre Línea Municipal existía la restricción de un importante conducto de agua el cual impedía el desarrollo de la técnica de Anclajes empleada en el resto de la obra. Ello demuestra la posibilidad de aplicar técnicas mixtas dentro de las construcciones.



Armaduras Zapata Corrida

Edificio Tango Work & Live

Av. Rivadavia 1955, Caba

Ing. Civil Néstor Guitelman

INTRODUCCIÓN

A continuación, hemos recopilado los siguientes datos correspondientes a la obra para el Edificio Tango Work & Live. La misma, al cierre de la presente edición de este texto, se encontraba en etapa de proyecto.

Los trabajos de análisis implicaron llevar a cabo una visita al lugar del cual surgen las características de los edificios vecinos; visita a los linderos para averiguar si existen subsuelos, conjuntamente con la determinación de las características de la estructura; detección de vicios o patologías anteriores a la construcción a desarrollar; la ejecución de múltiples calicatas para establecer la cota de fundación de mampuestos a submurar; y finalmente, las características de los suelos y presiones indicadas por el Estudio correspondiente.

A partir de los datos geotécnicos y de las construcciones existentes y a realizar se proyectaron los anchos de troneras, las etapas de excavación en profundidad, las características y longitud de los anclajes pasivos proyectados y los niveles en los cuales se dispondrán anclajes.



ESPECIFICACIONES APORTADAS POR EL ESTUDIO DE SUELOS

Para el cálculo del empuje de suelos sobre muros laterales de subsuelos, fue factible utilizar el Diagrama de Presiones dictado por la Ordenanza Municipal N° 25.369/70, incrementándose sus valores en un 30%.

Si dichos empujes horizontales pueden absorberse mediante anclajes perforados e inyectados a presión en etapas múltiples, la fricción lateral puede estimarse con los siguientes valores admisibles:

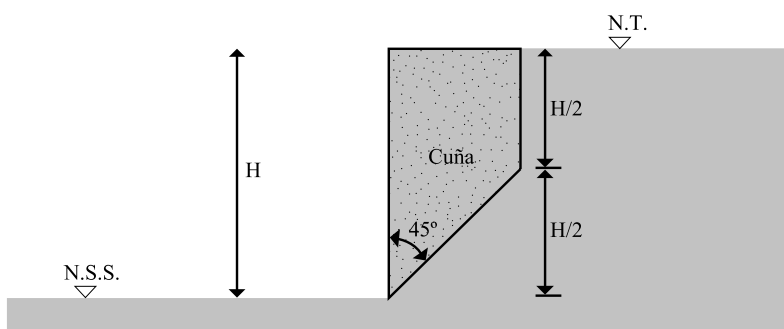
$F_1 = 4,00 \text{ t/m}^2$ en los 4,00 m superiores.

$F_2 = 7,00 \text{ t/m}^2$ entre 4,00 y 12,00 m de profundidad.

$F_3 = 10,00 \text{ t/m}^2$ para más de 12,00 m.

Estos valores, u otros que pudieran adoptarse, deberán ser verificados en la obra mediante ensayos.

Una vez dimensionados los anclajes, deberá analizarse la estabilidad del conjunto Muro-Suelo-Anclajes. Los valores de fricción recomendados se computarán por fuera de la cuña de suelos delimitada de la siguiente forma:



SÍNTESIS DE LO OBSERVADO DURANTE LAS VISITAS AL TERRENO

Se obtuvo la siguiente información:

- Sobre la medianera paralela a la calle Riobamba existe un edificio (Av. Rivadavia 1929) de planta baja, catorce pisos elevados y un subsuelo lindante

a lo largo de toda la medianera. No se dispone de documentación de estructura. Se han efectuado visitas al subsuelo y su muro lindero permanece fundado a una profundidad de 3,50 m respecto al nivel de vereda.

- Sobre la medianera paralela a la calle Ayacucho se verificaron las siguientes situaciones, comenzando por el sector de la Av. Rivadavia:

a) Un edificio (Av. Rivadavia 1977) de planta baja, trece pisos elevados y un subsuelo lindante en toda su medianera. El mismo edificio comparte la medianera paralela a la Av. Rivadavia en sus 13,00 m. Se efectuaron cateos (N° 8 y 9 en esquemas adjuntos) de los cuales se desprende que la cota de fundación del muro medianero es de -3,50 m respecto al nivel de vereda.

b) Un edificio (Ayacucho 15/23/31/37) de planta baja y seis pisos elevados, con un subsuelo retirado 11,00 m de la medianera. Existía un patio cuyo muro medianero fue cateado en tres lugares (Esquemas adjuntos N° 6, 7 y 7'), con el cimiento detectado en -1,00 m respecto del nivel de vereda.

- Sobre la medianera paralela a la calle Bartolomé Mitre se corroboraron las siguientes situaciones, comenzando por el sector de la calle Ayacucho:

a) Un edificio (Bartolomé Mitre 1966) de planta baja, ocho pisos elevados y un subsuelo retirado 5,00 m de la medianera. La misma recibía la carga de todas sus losas, tratándose

de un muro portante. Los sondeos (N° 10, 11 y 12) permitieron determinar su fundación a una profundidad de 1,00 metro respecto al nivel de vereda.

b) Un edificio (Bartolomé Mitre 1956) de planta baja y quince pisos elevados y un subsuelo retirado de la medianera a 8,00 m. Se encontró un patio lindero de 4,50 m de largo por 14,00 m de ancho, con un nivel de fundación similar al caso anterior, según sondeo N° 5.

ANCLAJES DE TRACCIÓN

c) Un edificio (Bartolomé Mitre 1930) de tres plantas el cual no contaba con documentación de estructura. Se han efectuado cateos (Esquemas N° 3 y 4) de los cuales se desprende que la cota de fundación del muro medianero es de -0,70 m respecto al nivel de vereda.

BARTOLOMÉ MITRE

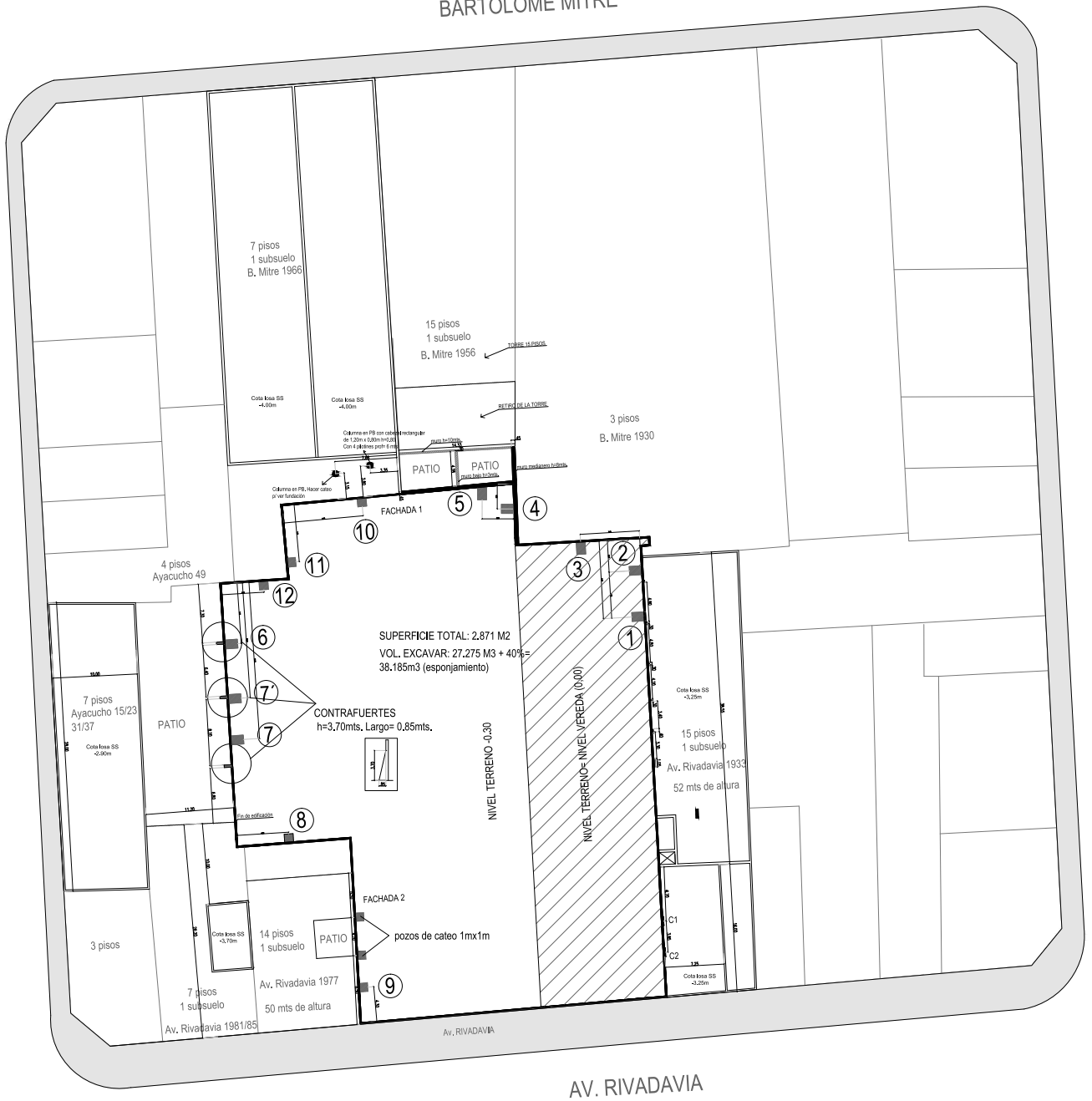


FIGURA 1. MEDIANERA DERECHA



FIGURA 2. SECTOR FONDO - DERECHA



FIGURA 3. SECTOR FONDO - IZQUIERDA



FIGURA 4. MEDIANERA IZQUIERDA



FIGURA 5. MEDIANERA IZQUIERDA



FIGURA 6. MEDIANERA IZQUIERDA FRENTE




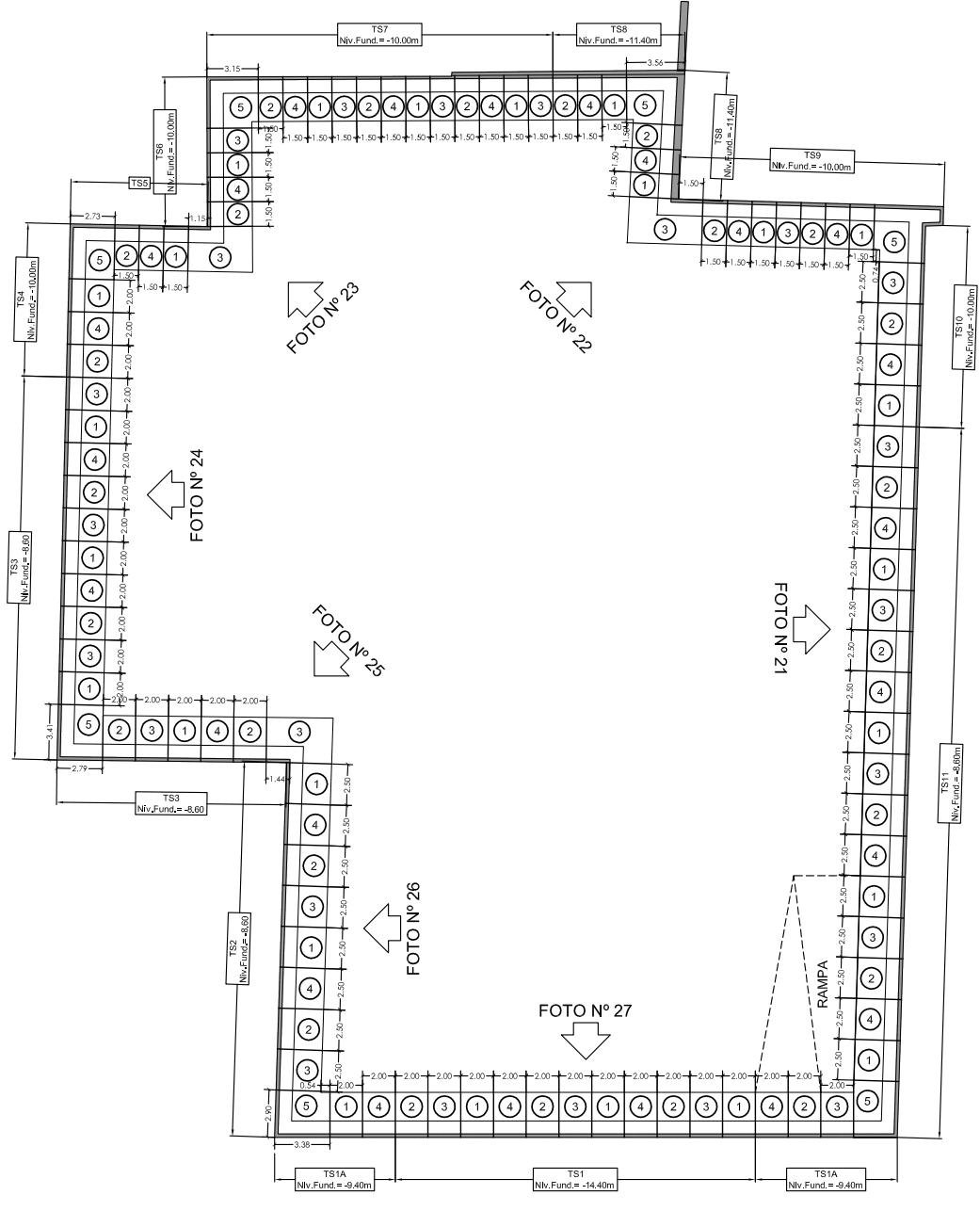
FIGURA 7. CALICATA PARA VERIFICAR FUNDACIÓN LINDERA



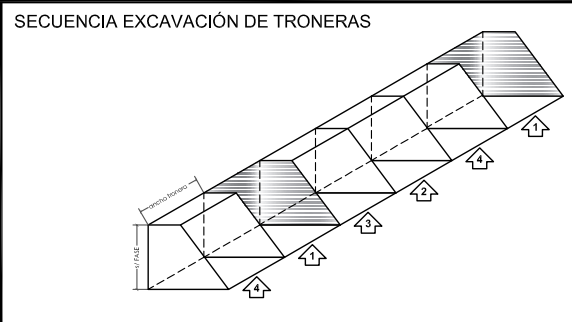
SECUENCIA CONSTRUCTIVA PROPUESTA
SEGÚN LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS
LINDEROS

ANCLAJES DE TRACCIÓN

 <p>Estudio Guitelman S.A.</p>	Obra: RIVADAVIA N° 1955	R1955 E.SC-00
	Título: SUBMURACIÓN	Página: 01
	Tema: Identificación por sectores de tipos de tabiques en fotos	Versión: A



- NOTAS:**
- CUANDO SE EJECUTEN LAS LOSAS S/ SUBSUELOS, SE REALIZARÁN TABIQUES AXIALES A MODO DE COLUMNEROS PARA DAR APOYO A DICHAS LOSAS Y PROPVEER SUSTENTO HORIZONTAL SUPERIOR AL TABIQUÉ SUBMURAL.
 - TRONERAS 5: SE ABRIRÁN UNA VEZ QUE TRANSCURRAN 7 DÍAS DE BUEN TIEMPO DESDE QUE SE HORMIGONÓ LA ÚLTIMA TRONERA CONTIGUA.
 - EN CASO DE APARECER MUROS EXISTENTES DE VECINOS, PARA REALIZAR LA SUBMURACIÓN DEBERÁN RECENZARSE LOS MISMOS.
 - SE MARCAN LAS TRONERAS DE TODO EL PERIMETRO, AUNQUE EN 1ERA ETAPA EL SECTOR TS2 Y TS11 VISTO DESDE LA ENTRADA YA TENGA TABIQUÉ SUBMURAL DEL VECINO.



\\ESTRUnet\Activa\E\Rivadavia_1955 (Tango Work&Live) - OYS 2014104_PlanosR1955 Exc-Subm para publicación.dwg

Se han adoptado los siguientes criterios y etapas:

- A) Sectores con subsuelos y medianeras, Av. Rivadavia 1929 y 1977: Se dispusieron paños alternados conformando una secuencia 1-2-3-4; de 2,50 m de ancho cada uno y disposición de 2 niveles de anclajes y submuración en 3 etapas y formato vertical.
- B) Sectores sin subsuelos en medianera, calle Ayacucho: Se crearon paños alternados, conformando una secuencia tipo 1-2-3-4; de 2,00 m de ancho cada uno y disposición de 3 niveles de anclajes y submuración en 4 etapas, formato vertical.
- C) Sectores sin subsuelos y medianera, calle Bartolomé Mitre: Se colocaron paños alternados, definiendo una secuencia tipo 1-2-3-4; de 1,50 m de ancho cada uno y disposición de 3 niveles de anclajes y submuración en 4 etapas, formato vertical.
- D) Sector línea municipal: Se aplicaron paños alternados, definiendo una secuencia tipo 1-2-3-4; de 2,00 m de ancho cada uno y disposición de 3 niveles de anclajes y submuración en 4 etapas, formato vertical.

Se previó una rampa paralela a la medianera del lindero, sobre Av. Rivadavia 1929.

La metodología de trabajo contemplará:

- a) *La ejecución de perforación y hormigonado de anclajes pasivos de 30 cm de diámetro en los niveles correspondientes a cada caso mencionado, con una pendiente del 10% respecto de la horizontal, más longitud y armadura necesaria.*
- b) *El hormigonado del paño de tabique, con el espesor y armadura resultante del estudio para el Dimensionamiento de tabiques submurales.*
- c) *La repetición del proceso para el paño siguiente, cuidando que en ningún caso se trabaje sobre paños continuos, dejando no menos de tres paños entre consecutivos.*

d) *La repetición del proceso para las tres nuevas etapas de excavación, hasta niveles de -14,00 m, respectivamente.*

e) *Los taludes observarán, como máxima pendiente, 2 en vertical y 1 en horizontal, dadas las características del suelo. En todos los casos se acotó un ancho perimetral de seguridad mínimo de 1,00 m.*

Se estima la siguiente secuencia operativa:

- 1) Excavación con taludes según lo descrito.
- 2) Apertura de troneras en secuencia alternada 1-2-3-4.
- 3) Ejecución de anclajes en el nivel previsto.
- 4) Armado y hormigonado del panel (proyectado o encofrado, según se evalúe en cada circunstancia).
- 5) Resolución de cada etapa en horizontal.
- 6) Reiteración de los pasos 1 a 5 hasta alcanzar la cota de fundación.

RECAUDOS CONSTRUCTIVOS

- En el proceso de excavación se realizará un azotado sobre la superficie del terreno natural, aplicándose un mortero de cemento, con el objeto de mantener la humedad natural del mismo -y por lo tanto- no malograr su capacidad resistente original.
- Todos los taludes serán protegidos de la acción climática (sol y lluvia) mediante el empleo de un azotado cementicio más una cobertura (film de polietileno).
- La totalidad de los huecos y discontinuidades de los mampuestos de medianeras -previo al comienzo de las tareas- serán saneados revocándolos y/o incorporando llaves en las grietas manifiestas.
- Otro hecho al cual se le brindará especial atención es el relativo al estado de la fundación de los muros

ANCLAJES DE TRACCIÓN

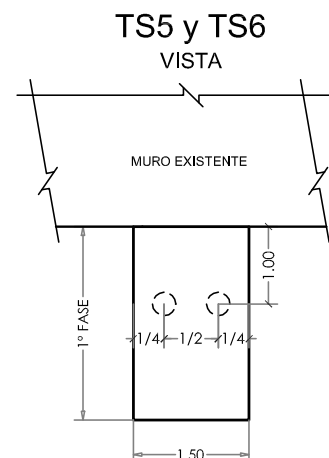
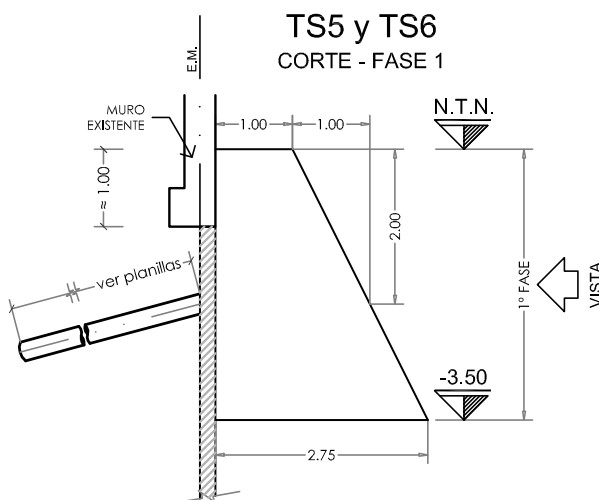
linderos, que en caso de presentar ladrillos desprendidos u otro signo de deterioro, se dispondrán las correspondientes precauciones, como por ejemplo, el apuntalamiento preventivo y provisorio.

- Precisamente, en los apuntalamientos provisorios y adicionales -de hasta 3,00 m de altura de pandeo- será suficiente disponer en obra de puntales típicos de 3" x 3". Por encima de estas alturas de pandeo, convendrá ubicarlos de a pares, flechándolos convenientemente -o bien- presentando secciones de 3" x 6".

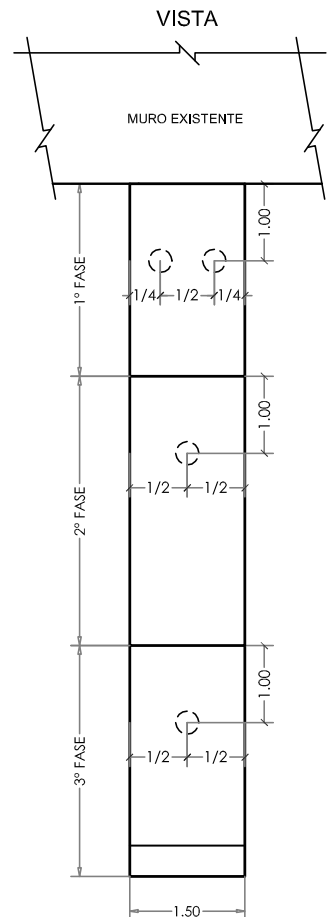
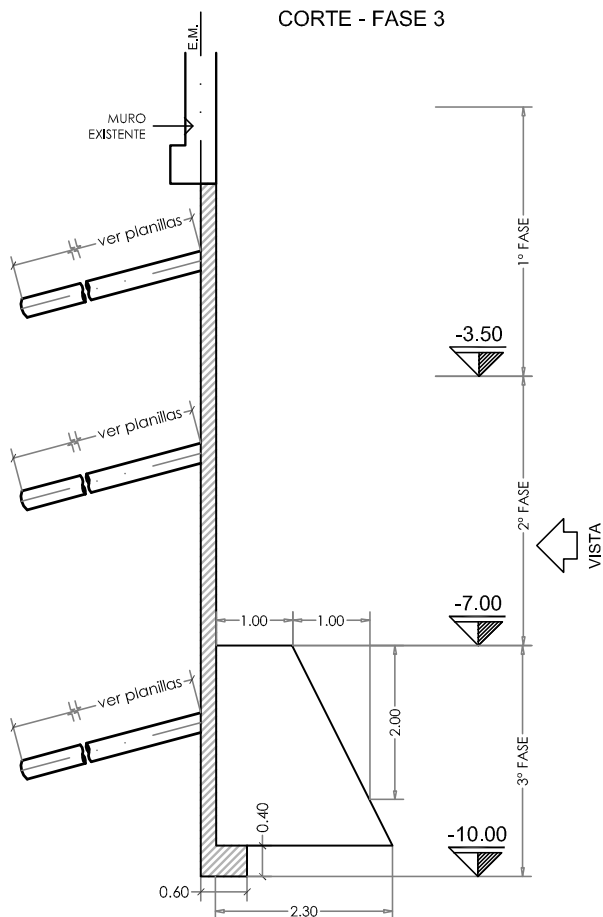
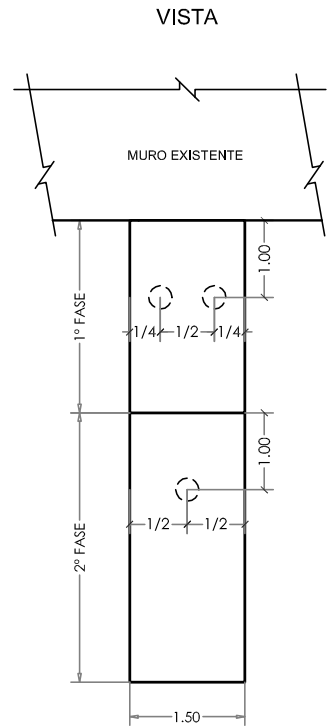
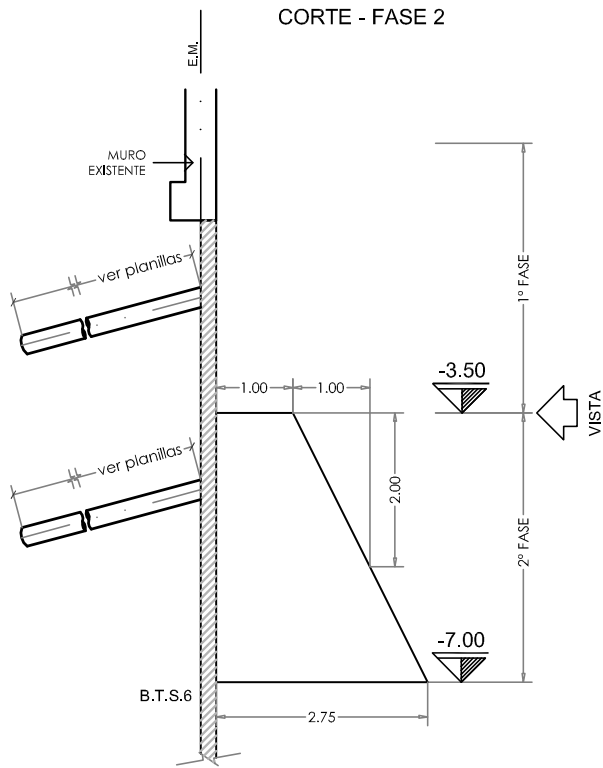
Durante el llenado del primer nivel del submural en contacto con la fundación de los muros existentes, se cuidará particularmente el recalce de los mismos, disponiéndose el colado a través de una tolva con una sobre-altura de 20 cm respecto del nivel de fundación pre-existente, a los efectos de asegurar un completo llenado.



SECTOR FOTO N° 23



SECTOR FOTO N° 23



Obra Anchorena

CABA

Ing. Civil Néstor Guitelman

ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DESTACABLES

A continuación, se describe en planos y fotografías la secuencia de tareas más significativa que corresponde destacar acerca de la obra emplazada en la calle Anchorena, CABA.

Cabe mencionar que su plan de excavación ha ponderado lo descrito para la obra antes analizada -Rivadavia 1955- y se han efectuado los cálculos de solicitaciones y dimensionado correspondiente a todos los elementos.

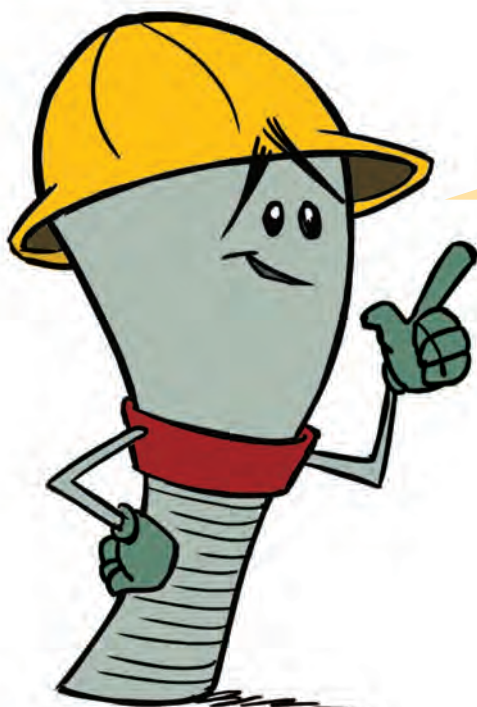
INTRODUCCIÓN

Se trata de un terreno de 17,00 m de ancho en el cual debe realizarse una excavación para tres subsuelos, según puede observarse en las Figuras que se muestran a continuación.

En la Figura 1, se representa la secuencia determinada en gabinete para la apertura de las troneras.

En la Figura 2, se aprecia el avance en profundidad y la secuencia que sigue la ejecución de anclajes hasta llegar a la cota de fundación.

En las Figuras 3 y 4 pueden observarse la disposición en vista lateral de los anclajes por cada paño a hormigonar, sus distancias y niveles de ejecución, así como también, los armados correspondientes a cada tipo de anclaje.



Con la mencionada documentación se encara esta etapa de obra del modo descrito, lo que puede comprobarse con el apoyo fotográfico destacado.

OBRA

- 1) Antes de comenzar la excavación se materializa en los muros perimetrales de la obra la secuencia prevista para las troneras (En este caso, se han adoptado tres etapas, 1-2-3) que se observa pintada en las paredes (Foto N° 0), las cuales se corresponden con lo indicado en las figuras mencionadas.



- 2) La máquina elegida responde al ancho de tronera proyectado, comenzando con todas las troneras indicadas con el número 1 en los muros y continuando secuencialmente con las número 2 y 3 (Foto N° 1).



- 3) Luego, se brinda un ejemplo de operación de perforación de los pilotines adoptados como anclajes pasivos en los lugares previstos en los croquis de las Figuras 2 a 4. Apreciamos la pendiente adoptada para las perforaciones proyectadas con el fin de garantizar un mejor llenado en la etapa de hormigonado (Foto N° 2).



- 4) Una vez perforada y limpia la excavación, se dispone la armadura prevista indicada en el croquis de la Figura 4 (Foto N° 3).



- 5) Se procede al llenado de los anclajes por flujo inverso, es decir, de atrás hacia adelante. Ello logra garantizar la eliminación de detritus de la excavación y la eventual producción de huecos (Foto N° 4). Resulta conveniente llevar a cabo dicha tarea en el menor tiempo posible a los fines de evitar desmoronamientos en la perforación. Solo en terrenos

ANCLAJES DE TRACCIÓN

muy estables es factible intentar agruparlos con el llenado del submural, tarea que demanda aguardar a que se produzca el armado del paño, generalmente, más de un día después.



Observar que la manguera que penetra en la perforación del anclaje alcance al fondo de la misma. La pendiente permite, asimismo, que en los casos donde se llene empleando canaletas, eligiendo el asentamiento apropiado, el hormigón complete debidamente el anclaje.



6) En las fotografías N° 5 y 6 se presenta un sector donde no fue posible ejecutar anclajes para estabilizar el submural. Se emplearon puntales metálicos apoyados en el terreno zanjeado. Resulta interesante apreciar la interferencia creada para la marcha de la obra. Corresponde mencionar que la seguridad se amplifica al logra llegar al nivel vereda más rápidamente. Dicha situación puede produ-

cirse cuando los linderos presentan sótanos próximos a la medianera y no se pueden materializar las perforaciones, pero aún así se requiere ejecutar un muro de contención del lado propio de la obra.



7) La Foto N° 7, permite observar la limpieza de obra del sector submurado con anclajes, acción la cual optimiza tiempos y costos, así como mejora la seguridad para la obra y los vecinos.



8) Entre troneras excavadas -ya sea por cargas que se apoyan en su plano superior, o bien, por algún tipo de deterioro de acción climática-, algunas veces es necesario apuntalarlas entre sí, para proporcionar la apropiada seguridad durante su trabajo, a los operarios que deben ejecutar el tramo intermedio. (Foto N° 8).



9) Un aspecto constructivo a controlar es el correcto contacto entre submural y fundación de muro medianero, ya que por efectos reológicos, al proyectar hormigón en paños elevados, puede contraerse y separarse lo que en un principio tomaba contacto.

10) La importancia de este aspecto radica en que si existe un pobre contacto entre lo existente y el nuevo submural, es posible producir patologías en el lindero por asentamientos imprevistos (Foto N° 9).



11) Otro de los aspectos a destacar es que si aparecen en el relevamiento inicial muros medianeros sin trabas (Patios o retiros de fondo, por ejemplo), es necesario disponer en altura de apuntalamientos tubulares para estabilizar dichos muros. Se establecen a un nivel tal que no interfiera con los equipos de excavación y transporte (Foto N° 10).



12) Excepcionalmente, dada la debilidad detectada en un sector del muro lindero, por imposibilidad de ejecutar el anclaje, se recurre al apuntalamiento provisorio del sector proyectando y ejecutando puntales de hormigón (Foto N° 11).



13) Una vez estabilizados los linderos en toda la altura a excavar, correspondiente a los subsuelos del proyecto, se va ejecutando -de abajo hacia arriba- las plantas de los subsuelos, las cuales eliminan la seguridad temporaria conferida a los anclajes dispuestos durante la etapa constructiva. Las losas -nivel a nivel- proporcionan los apoyos definitivos de los submurales.

LAS LOSAS PROPORCIONAN LOS APOYOS DEFINITIVOS DE LOS SUBMURALES



FIGURA 1

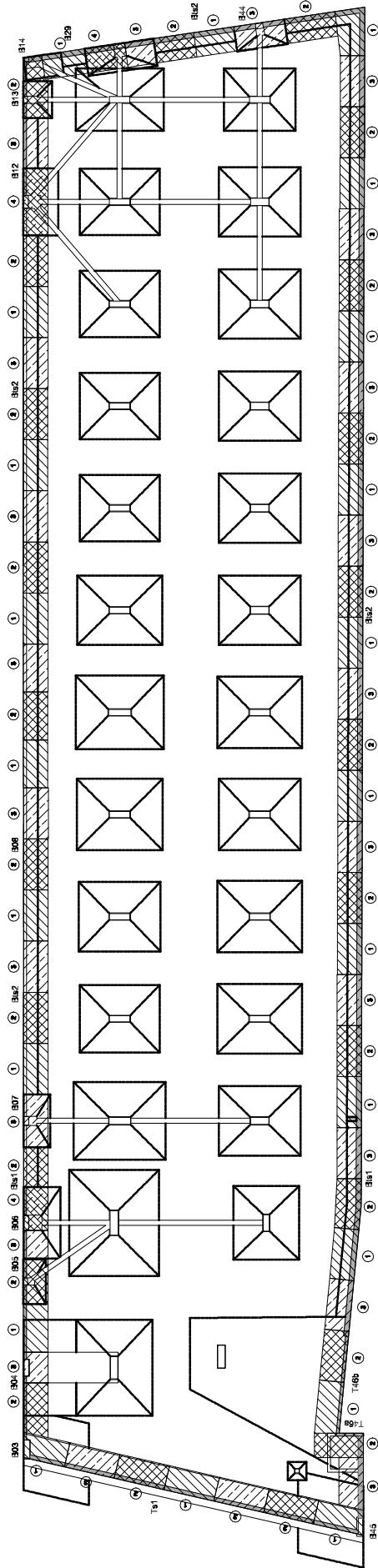


FIGURA 2

SECUENCIA de EXCAVACION

- *- Secuencia valida para TS1. El TS2 se excavara en 2 etapas.
- *- Ver niveles en Planillas con detalle armado Submurales y Anclajes

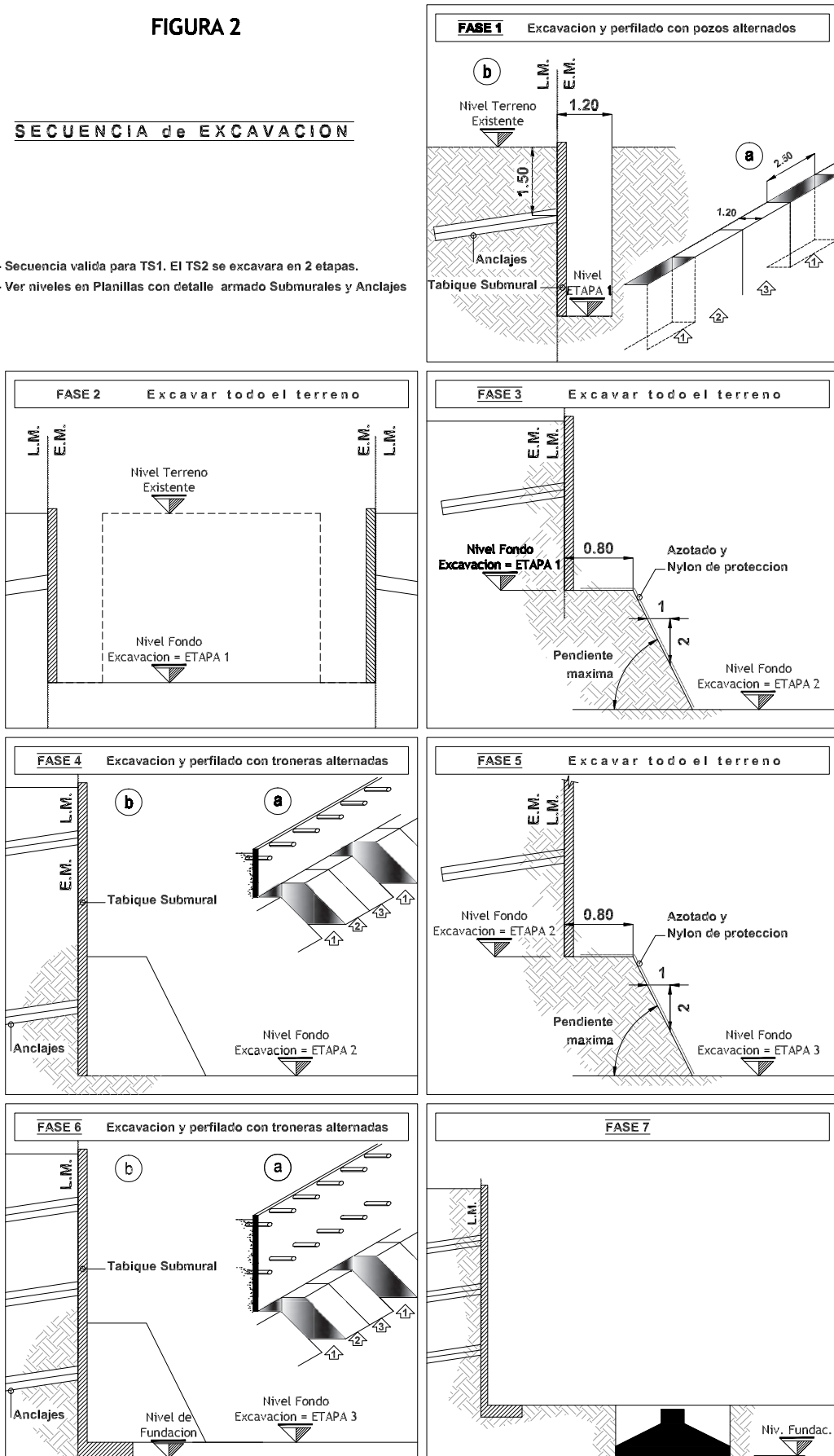
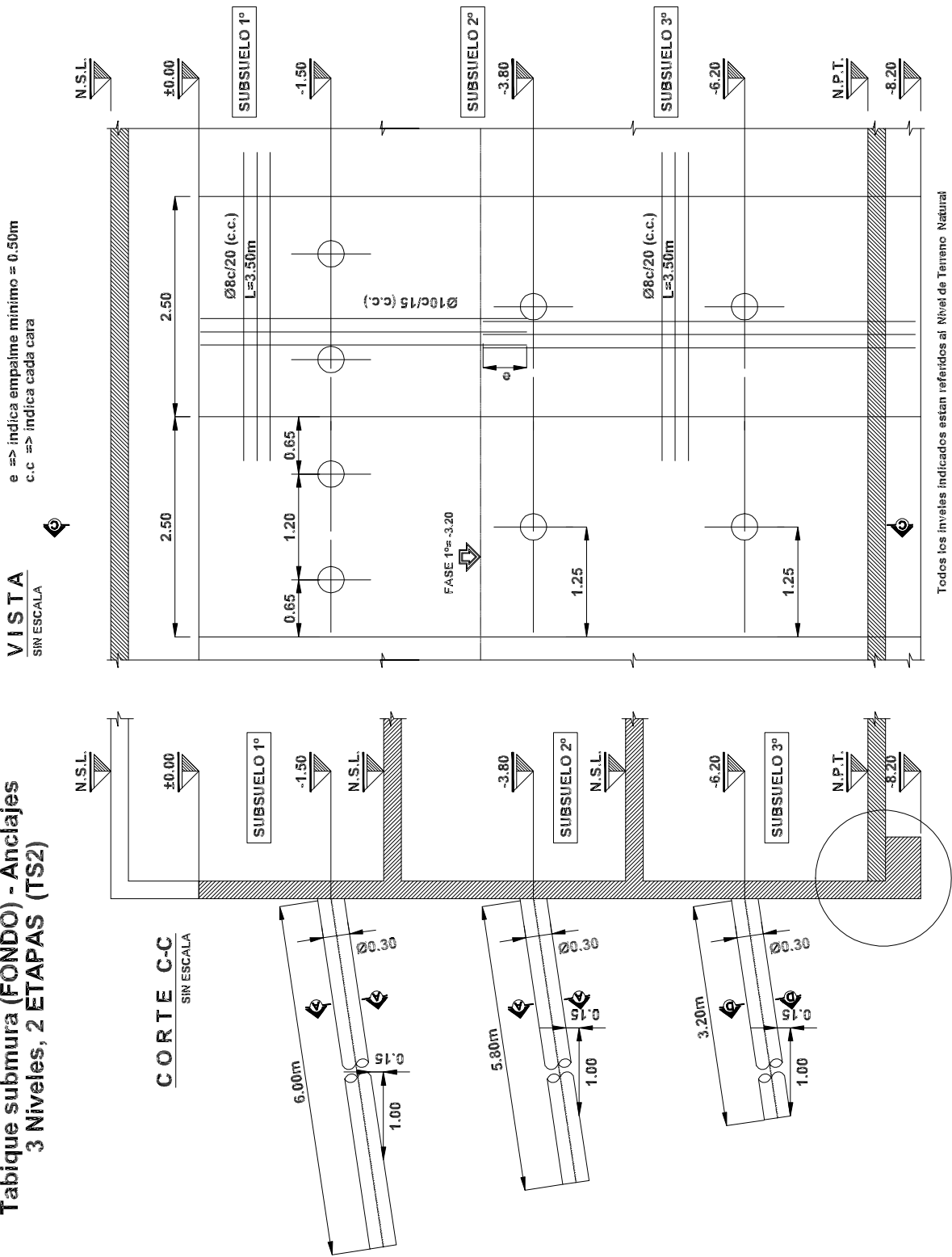


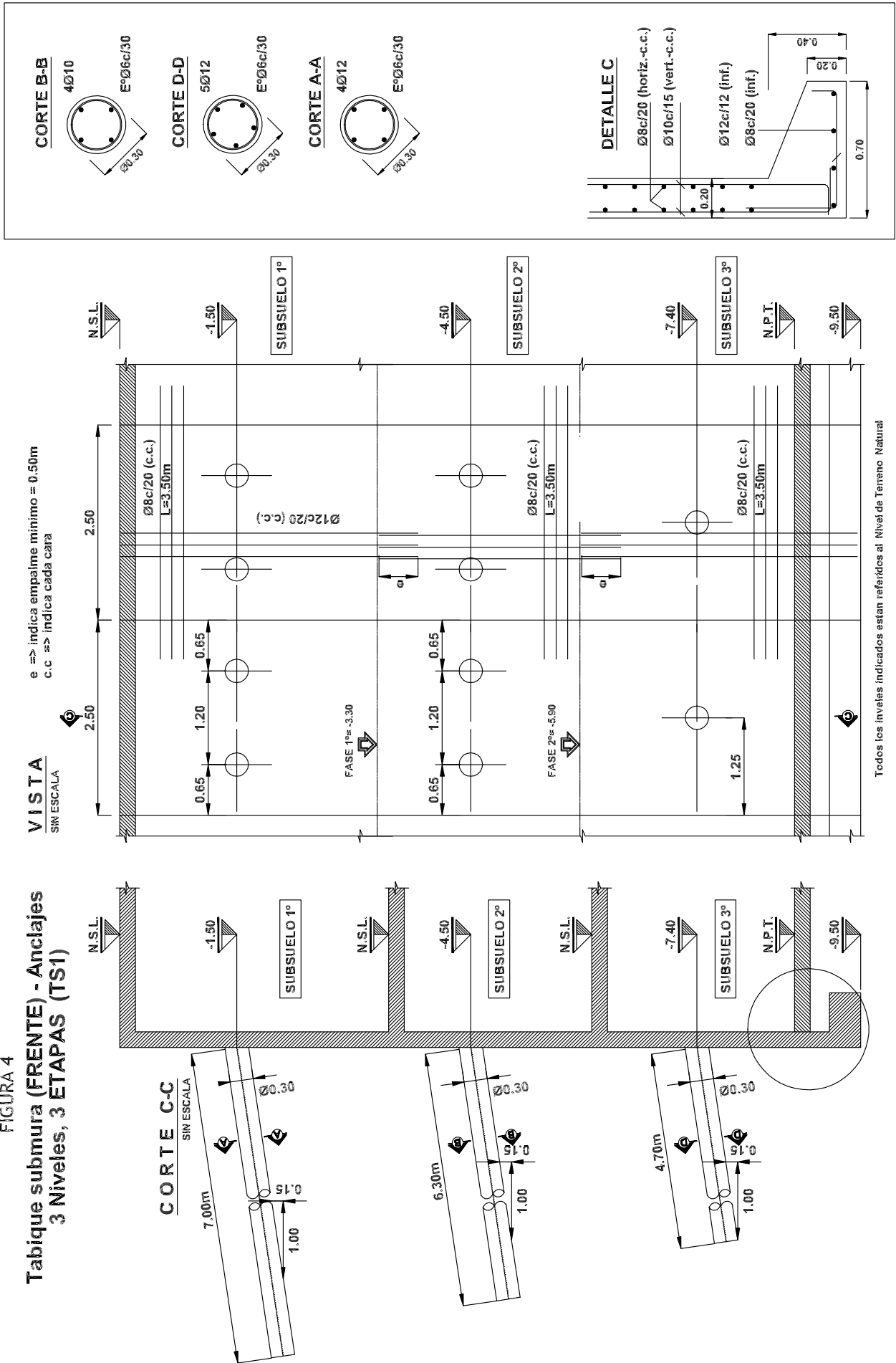
FIGURA 3

Tabique submura (FONDO) - Anclajes
3 Niveles, 2 ETAPAS (TS2)



VISTA

FIGURA 4
 Tabique submura (FRENTE) - Anclajes
 3 Niveles, 3 ETAPAS (TS1)



Anclajes en Suelo para Sistemas de Transmisión de Energía Eléctrica

Ing. Civil Héctor Grossi

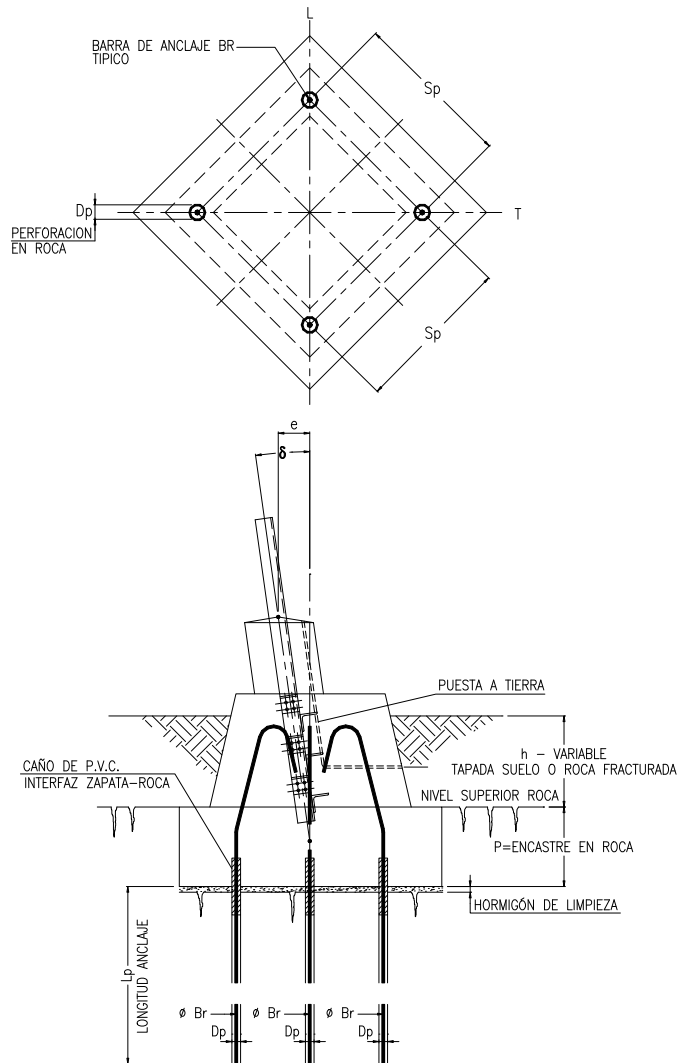
Desde hace más de dos décadas se utilizan los anclajes en suelo como alternativa válida y exitosa de fijación para las riendas de estructuras de suspensión de líneas de Alta y Extra Alta Tensión.

Durante la ejecución de las Líneas de Transmisión en 500 kV para las Interconexiones Rincón de Santa María-General Rodríguez, Resistencia-Roque Sáenz Peña-Monte Quemado y Resistencia-Formosa, fueron usados los denominados Anclajes Inyectados Autoperforantes (AIA) para la fijación de las riendas de las estructuras de suspensión tipo Cross Rope.

Los anclajes se instalaron mediante el empleo de equipos de perforación provistos de martillos de accionamiento hidráulico, los cuales operan por rotación o rotopercusión en forma alternada, según el grado de dureza de los perfiles de los suelos atravesados.

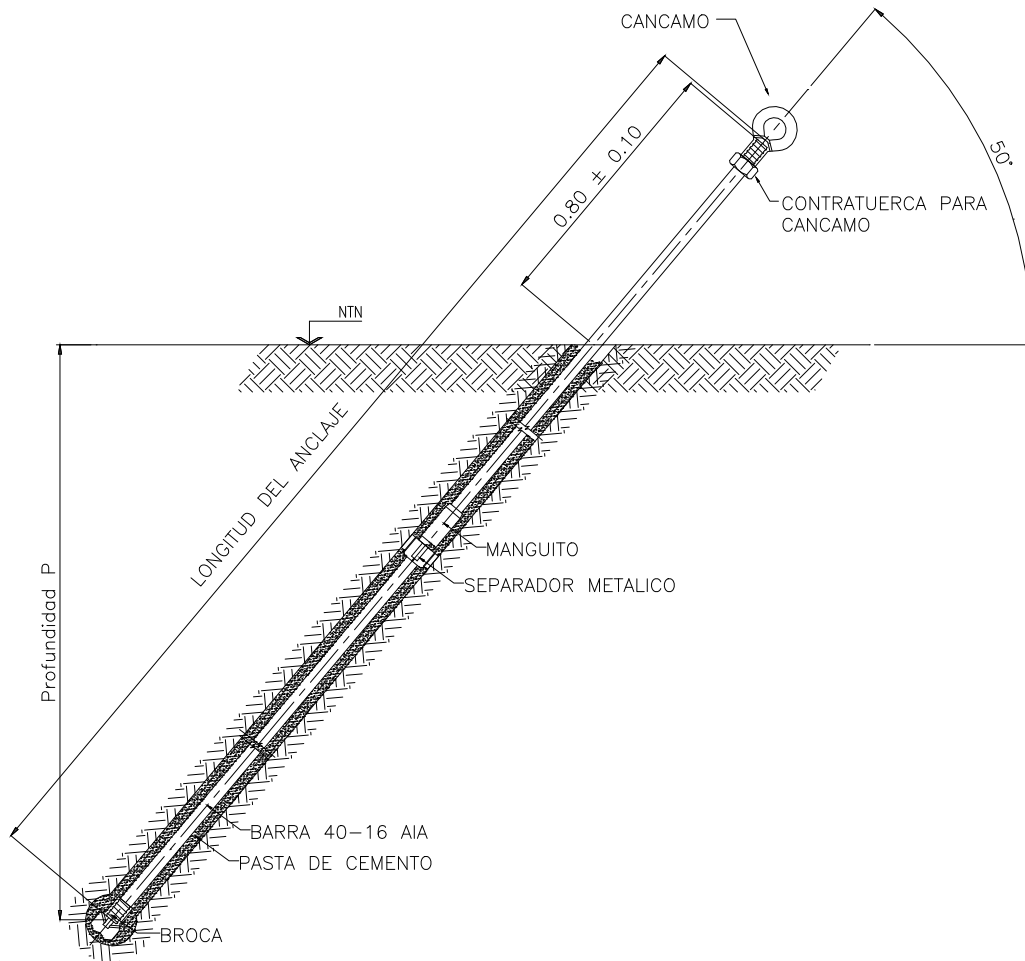
Durante todo el tiempo de perforación, se inyecta a través del cabezal y la barra metálica tubular del AIA, la lechada de cemento que actúa como agente de barrido y mezcla de inyección, simultáneamente.

El flujo de la lechada se proyecta a presión a través de las toberas de inyección de la broca de perforación, erosionando el terreno circundante y ensanchando, en forma irregular, el diámetro de la perforación. La longitud requerida del anclaje de



ANCLAJES DE TRACCIÓN

acuerdo al tipo de terreno se logra mediante la introducción de barras en tramos de 3 metros de longitud unidas mediante manguitos de empalme. Fueron diseñados para una carga de rotura mínima de 650 kN por anclaje.



Antecedentes en Argentina de edificios con submuración resueltos con anclajes

*Ministerio de Relaciones
Exteriores y Culto*

Dirección: Esmeralda, esquina Arenales, CABA.

Ejecución de fundación de los 5 subsuelos: Año 1982.

Cantidad de pilotes de tracción de diámetro 25 cm: 900.

Longitud de los pilotes: Desde 7 a 18 metros.

Calculista: Ing. Civil Armando Raúl Stescovich

Construcción: Seminara Empresa Constructora S.A.

Representantes técnicos de la constructora: Ing. Civiles
Marcelo D. Perri y Luis E. Zolezzi.



Teatro Argentino de La Plata

La construcción de la obra estuvo a cargo de la empresa Ingeniería Tauro, con los Ingenieros Groschowski y C.M. Crispiani como representantes técnicos. El asesoramiento estructural fue realizado por el equipo técnico del Ingeniero Jaime Lande.

Se utilizó en su construcción, 60.000 metros cúbicos de hormigón.

Los cimientos, que llegan hasta la cota 26 respecto del nivel de calle, implicaron la excavación de un enorme recinto, cuyas paredes fueron revestidas con un tabique de hormigón, utilizando la técnica que se describe a continuación:



Ejecutada la excavación y el perfilado del paramento a recubrir, se construyeron primero columnas de hormigón armado de 0,50 x 0,50 metros de sección, insertas íntegramente en las laderas de la excavación y a ras de ellas. Estas columnas, separadas 2,50 metros entre sí, se comportan en realidad como vigas ya que se relacionan por medio de tirantes de anclaje de hormigón armado.

Para la ejecución de esos tirantes se perforó previamente el terreno, formado agujeros cilíndricos con una inclinación de 10°, mediante excavadoras a tornillo sin fin. Luego, se colocó la armadura que se vinculó posteriormente a la de la columna. Finalmente se inyectó hormigón de adecuada fluidez, para llenar todo el espacio excavado y lograr, una vez endurecido el material, la necesaria fricción con el terreno.

Una vez hormigonadas las columnas, se ejecutó sobre éstas y la superficie perfilada de la excavación, una capa de hormigón proyectado (gunita), de 7 centímetros de espesor, provista de la necesaria armadura. Esta ejecución se llevó a cabo desde andamios tubulares próximos al paramento de la excavación, formando sucesivas fajas horizontales, unidas monolíticamente entre sí. Sobre esta capa se colocó una membrana protectora de PVC y a continuación se construyó el muro perimetral de hormigón armado de 40 centímetros de espesor, mediante moldes trepadores que constituyen el revestimiento de la excavación.

El sistema constructivo recién descrito, además de novedoso, resultó altamente conveniente, ya que permitió disponer íntegramente durante la construcción, de todo el espacio de la excavación sin necesidad de recurrir a los apuntalamientos externos, tales como los habitualmente utilizados para asegurar la estabilidad de tabiques y muros de excavaciones, pues aquellos quedan reemplazados por los tirantes de anclaje.

En cuanto a las fundaciones del edificio, están constituidas principalmente por una losa de hormigón armado de 40 centímetros de espesor y cuatro bases aisladas, de 5.19 metros de espesor máximo, para las cuatro torres principales del edificio, implicando cada una un volumen de hormigón de 800 m³.

Las bases poseen las características de un hormigón masivo y, en consecuencia, la colocación del hormigón en ellas se ajustó a las reglas que rigen en este tipo de obras. En particular, el límite máximo de temperatura fijada al hormigón en el pliego, es de 30°C, mientras que para el hormigón estructural ese límite se fijó en 25°C.

Además de las mencionadas, existen ocho bases menores aisladas con 400 metros cúbicos de hormigón. Todas las fundaciones abarcan un volumen total de 14000 metros cúbicos.

Se utilizó una membrana de PVC de 1.4 milímetros de espesor, para aislar los cimientos del terreno, a fin de prevenir la posibilidad de ataque al hormigón por sustancias contenidas en aquel.



LEY DE ANCLAJES Nº 4.580



Ley de Anclajes N° 4.580: Cronología y texto normativo

El día 9 de abril del año 2013, a las 15.30 horas, se llevó a cabo la Audiencia Pública correspondiente a la denominada “Ley de Anclajes”, en la Legislatura de la ciudad de Buenos Aires.

Estuvieron representados -y solicitaron la palabra- delegados del Consejo Profesional de Ingeniería Civil (CPIC), el Centro Argentino de Ingenieros (CAI), la Asociación de Ingenieros Estructurales (AIE) y la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires (FIUBA). Además, expresaron su opinión varios prestigiosos profesionales de la ingeniería estructural. También acompañaron la presentación en la primera lectura previa y análisis, representantes de la Sociedad Central de Arquitectos (SCA), el Consejo Profesional de Arquitectura y Urbanismo (CPAU) y la Facultad de Arquitectura, Diseño y Urbanismo de la Universidad de Buenos Aires (FADU/UBA).

Todas las expresiones fueron coincidentes en resaltar el aporte que efectúa esta Ley a la seguridad estructural de las construcciones en la etapa de excavación de bases y subsuelos, hasta alcanzar la estructura el nivel de vereda.

El jueves 18 de julio de 2013, a las 18 horas, en el Salón de Actos del Consejo Directivo de la Facultad de Ingeniería de la UBA, se efectuó la conferencia de presentación de la Ley N° 4.580, que modifica el Código de Edificación incorporando la utilización de anclajes de tracción para mejorar la seguridad de las construcciones.

Participaron del evento el Dr. Ing. Carlos Rosito, decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de



Buenos Aires (FIUBA); el Ing. Ernesto Selzer, secretario de Relaciones Institucionales de la FIUBA; el Ing. Raúl Husni, director del Departamento de Construcciones y Estructuras de la FIUBA; el Ing. Alberto Fainstein, en representación de la Asociación de Ingenieros Estructurales (AIE); el Sr. Juan Cabandié, legislador porteño y autor de la Ley N° 4.580 y el Ing. José F. López, secretario de Obras Públicas del Ministerio de Planificación de la Nación.

El evento contó con una serie de reflexiones por parte de los mencionados acerca de las características y beneficios de la Ley en cuestión.

Reproducimos, a continuación, el texto de la Ley N° 4.580.

Acto de presentación de la Ley realizado en el Aula Magna de la FIUBA.



Legislatura de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires

Visto:

El Expediente N° 1.274-D-2012 de autoría del Diputado Juan Cabandie, por el cual se propone la incorporación al Código de Edificación de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires el parágrafo 5.2.2.7 "ANCLAJES", en el punto 5.2.2.0 "EXCAVACIONES" del Capítulo 5.2 DE LOS TERRAPLENAMIENTOS Y EXCAVACIONES, de la Sección V "DE LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS", y

Considerando:

Que nuestra Ciudad ha sufrido en los últimos años importantes cambios tanto en relación a la cantidad de obras en ejecución, como a las dimensiones y características técnico-constructivas de las mismas. En efecto, Buenos Aires ha experimentado un notable incremento de la construcción. El crecimiento interanual acumulado por dicho sector 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. Cabe mencionar aquí que, 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. Las tareas de demolición de dichos inmuebles y las excavaciones practicadas para la construcción de fundaciones y subsuelos de los nuevos edificios, se encuentran entre los momentos más críticos de una obra.

Que esta fuerte actividad, ha puesto de relieve una serie de falencias vinculadas con la competencia de profesionales y técnicos, calificación de la mano de obra, calidad y actualidad de la reglamentación y eficiencia del sistema de control. Prueba de ello es el hecho de que se han producido recientemente gran cantidad de derrumbes acaecidos en predios donde se llevaban a cabo obras o propiedades vecinas a ellas, habiendo, incluso, tenido que lamentar víctimas fatales entre la población. En la mayor parte de los casos, se trató de siniestros ocurridos en obras que se encontraban en las etapas de demolición, excavación y/o submuración. Los hechos fueron en general motivados por una combinación de factores, entre los que se destacan la impericia en la realización de las tareas, la negligencia y la

imprevisión motivada por la falta de un conocimiento acabado de la situación existente en predios vecinos. Asimismo, se ha observado un elevado número de denuncias en relación a obras que se encuentran en las etapas de demolición y excavación/submuración.

Que por otra parte, en materia de técnicas utilizadas para excavación y submuración, la normativa vigente en nuestra Ciudad –en especial los métodos de contención de las paredes laterales de los pozos– han quedado obsoletas. Existen en la actualidad nuevas tecnologías y procesos constructivos que proveen mayor seguridad y aceleran el completamiento de esas etapas de obra, técnicas que necesitan ser incorporadas a nuestra legislación.

Que otro factor fundamental para propender a la seguridad en estas etapas, es tener conocimiento de la situación estructural de las propiedades linderas. Resulta necesario que los propietarios de edificios linderos a la futura obra permitan el acceso a los profesionales actuantes –debidamente acreditados– para realizar una inspección ocular, a los fines de obtener información sobre la situación estructural de sus propiedades, facilitando el empleo de aquellos elementos transitorios que mejoren la seguridad de bienes y personas, tales como la colocación de pantallas protectoras, puntales, tensores, anclajes de tracción. El GCABA, por su parte, puede colaborar facilitando a los profesionales a cargo, copia de la documentación vinculada exclusivamente con las fundaciones existentes en los predios vecinos.

Que todas estas medidas combinadas están destinadas a conformar una batería de herramientas que contribuyan a establecer un escenario de mayor seguridad pública vinculada a la actividad de la construcción, uno de los principales motores de la actividad económica de nuestra Ciudad.

Que de fojas 18 a 20 obra el Informe N° IF-2012-01840002-SSPLAN de fecha 30 de Agosto de 2012, el cual hace consideraciones técnicas al proyecto de marras.

Por lo expuesto, esta Comisión de Planeamiento Urbano aconseja la sanción de la siguiente

LEY

Artículo 1º.- Incorpórase al Código de Edificación de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires el parágrafo 5.2.2.7 "ANCLAJES", en el punto 5.2.2.0 "EXCAVACIONES" del Capítulo 5.2 DE LOS TERRAPLENAMIENTOS Y EXCAVACIONES, de la Sección V "DE LA EJECUCION DE LAS OBRAS", el que queda redactado de la siguiente manera:

5.2.2.7 "ANCLAJES"

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 garantizar 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".

5.2.2.7.3 Seguros

Previo al inicio de las tareas, deberá presentarse certificado de cobertura correspondiente a la Póliza de Responsabili-

dad Civil específica por los daños que la obra pudiera ocasionar a terceros, en la que el asegurado sea la empresa y/o constructor y/o director de obra y/o propietario. Este seguro incluirá los daños que pudiera ocasionar la utilización del sistema de anclajes. La Autoridad de Aplicación determina los parámetros de cálculo de las sumas aseguradas, vigencia y demás requisitos a cumplir por las pólizas.

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, aún cuando el proyecto no contemple la construcción de subsuelo.

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

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

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

Artículo 2°.- Publíquese y cúmplase con lo establecido en los artículos 89° y 90° de la Constitución de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires.

MESA DE DEBATE Y CONCLUSIONES



Mesa de debate y conclusiones



A modo de corolario de la presente publicación, se reproducen a continuación las conclusiones a las cuales arribó una mesa de notables ingenieros civiles, quienes, convocados por el Consejo Profesional de Ingeniería Civil, reflexionaron acerca de la reglamentación y puesta en práctica de la Ley 4.580 de “Anclajes de Tracción”. Participaron del evento -por orden alfabético- los ingenieros civiles Hugo Chevez, Alberto Fainstein, Néstor Guitelman, Raúl Husni, Jorge Kornitz y Eduardo Nuñez. El encuentro contó con el Ing. Civil Luis Perri como moderador.

El comportamiento de los suelos en las excavaciones y su interacción con la estructura ha sido objeto de innumerables estudios y la cuantificación de la acción sobre las excavaciones ha sido reglamentada hace relativamente poco.

El Ing. Nuñez refiere a un artículo publicado en el diario La Prensa alrededor del año 1970 en el cual se comenta que la comisión de construcciones del Centro Argentino de Ingenieros, integrada entre otros por los Ing. Luis Perri (padre del coordinador de la reunión) y el Ing. Manuel Kornitz (padre de uno de los integrantes de la mesa), presenta a la Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires diversos estudios donde se fijan los diagramas actuantes sobre paramentos verticales en excavaciones para distintas tipologías presentes en el ámbito de la Ciudad, en función de las características

de los suelos y de la profundidad de la excavación, los cuales son adoptados para el cálculo de los empujes sobre los muros de contención de sótanos, siendo utilizados hasta el día de hoy en el cálculo de esfuerzos para las presentaciones ante el gobierno de la Ciudad de Buenos Aires.

Los anclajes son elementos utilizados para tomar esfuerzos de tracción transferidos por las estructuras al suelo, no sólo en el caso de muros de contención, sino también, en estructuras metálicas, torres de alta tensión y diversas otras estructuras, dependiendo el esfuerzo de tracción capaz de ser transmitido de la fricción a desarrollarse entre el suelo y la superficie del elemento, siendo fundamental la longitud de contacto entre el anclaje y el suelo.

Desde siempre, la interacción suelo-estructura, ha sido un tema que ocupó a los responsables del cálculo y ejecución de las construcciones.

Atento a ello, es preciso considerar especialmente la acción del suelo que rodea a la pieza de transferencia de cargas y su interacción con la misma, resultando imprescindible las determinaciones de la mecánica del suelo de la fricción a desarrollar entre el suelo y el anclaje en los distintos niveles, empujes que se desarrollan, y efecto de grupos de anclajes.

La primera utilización a gran escala de anclajes se llevó a cabo durante la década del '30 del siglo pasado. Su destino era una presa ubicada en Argelia. En esa obra, se colocaron 37 anclajes de mil toneladas cada uno. Se trató de un problema de estabilidad resuelto con 37 mil toneladas de anclajes, capaces de aumentar la resistencia ante los importantes esfuerzos laterales.

La importancia de la Ley 4.580 radica en colocar dentro de un marco legal y facilitar la utilización de elementos constructivos usuales en la práctica, con inconvenientes legales en su ejecución, especialmente, en los edificios entre medianeras.

Sin dudas, el valor de la tierra y las transformaciones en el hábitat, han sido dos factores decisivos a efectos

de modificar las tipologías de los denominados “Edificios de Propiedad Horizontal”.

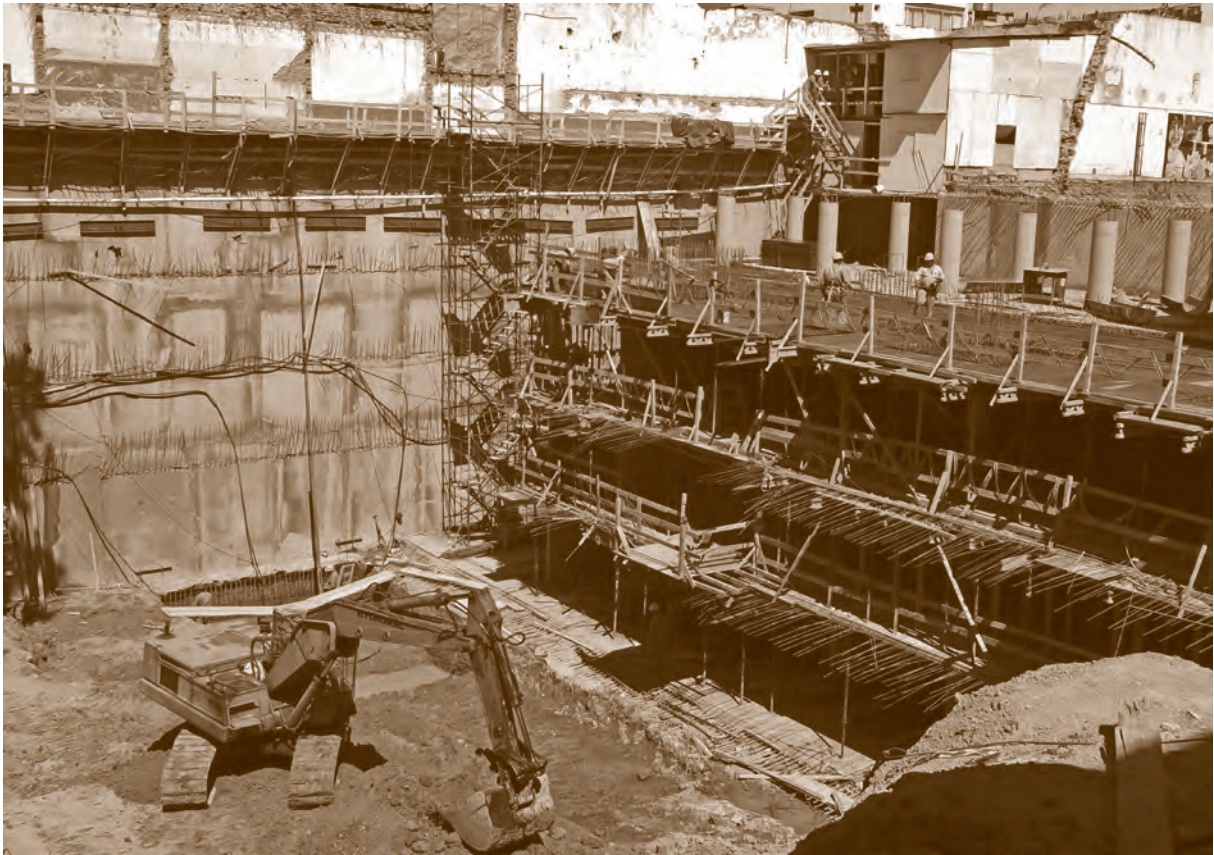
La incorporación masiva del automóvil dentro de la vida urbana, generó la necesidad de diseñar y construir espacios para su guarda en edificios. Irrumpen así los “estacionamientos en subsuelo”, con varios niveles de profundidad.

Las excavaciones profundas linderas a edificios existentes resultaron cada vez más usuales. La dificultad constructiva para sostener provisoriamente la excavación hasta la construcción de los entresuelos definitivos por debajo del nivel cero, que aportan los apoyos horizontales entre muros, significó el proyecto y ejecución de estructuras provisionales cada vez de mayor envergadura, que debían ser demolidas posteriormente, con el consiguiente incremento en los costos y tiempos de ejecución.

El Código de Edificación vigente en la ciudad de Buenos Aires, con sus enmiendas y agregados, no contemplaba la puesta en práctica de los sistemas de anclajes que se introducen en los terrenos linderos para la materialización de submuraciones y obras de fundaciones.

Los Anclajes de tracción son una solución de comprobada eficiencia técnico-constructiva para la ejecución de los muros de contención. Las leyes vigentes contemplan la propiedad del espacio aéreo y subterráneo, por debajo del nivel cero, de la proyección del lote. Se concluye que si se coloca un anclaje de tracción, aunque se lo efectúe provisoriamente, implica una invasión del predio vecino quien podía autorizar o no su ejecución.

Lo que pone de manifiesto la Ley 4.580 es que la ejecución del anclaje, no perjudica en absoluto los derechos del propietario del lote lindero, más bien lo beneficia aportando seguridad en la ejecución de la excavación y en el supuesto que en el futuro quiera ejecutar subsuelos, simplemente debe retirar los anclajes pues carecen de utilidad dado que su función era sostener el muro vecino que al retirar el suelo, ya no recibe empuje lateral.



Con respecto a la determinación de las cargas actuantes sobre los muros medianeros en el momento de la construcción, es menester considerar no sólo el empuje de suelos sino también los esfuerzos transmitidos por las fundaciones de las edificaciones linderas.

El empuje del suelo, como se indicó, permanece más o menos acotado por las distintas tipologías del mismo gracias a la tarea de los especialistas. Al diseñar obras que cuentan con varios subsuelos, resulta imprescindible estudiar sus condiciones perimetrales.

Respecto a las cargas transmitidas por los edificios vecinos, existía un vacío hoy cubierto (parcialmente) por la Ley 4.580, ya que permite al constructor de una obra, gestionar copias de los planos preexistentes de las edificaciones linderas.

Resulta clave la existencia y fiabilidad de dicha información. Muchas veces, estos planos no se conservan en los archivos municipales, y otras, no responden fielmente a lo construido.

Se entiende que estos temas configuran asignaturas pendientes. Es necesario asegurar que la documentación constructiva sea confiable y coincida con la existente. Debe tenerse presente que quien va a construir asume la responsabilidad, siendo imprescindible que el profesional actuante en la construcción vecina a su obra cumpla cabalmente con las obligaciones del Código de Ética.

La Ley 4.580 impone al lindero la obligación de facilitar el ingreso del profesional al edificio para efectuar las constataciones que considere oportunas para proyectar las soluciones constructivas en su predio. Es un paso muy importante, dado que el estado de los linderos implica en muchos casos, incógnitas no sencillas de resolver.

El objetivo de la Ley 4.580 no radica en presentar un innovador sistema de fundaciones. Como ya se ha consignado, este sistema fue puesto en práctica desde hace muchos años con singular éxito, en obras de gran exigencia estructural.

Como se aprecia, la temática de las fundaciones con anclajes presenta diversas aristas. Con la sanción de la Ley el tema no fue agotado, existen distintos aspectos válidos para estudiar y analizar. Uno de ellos, tiene que ver con las interferencias de las redes de servicios públicos.

Entre las grandes falencias documentales que presenta la ciudad de Buenos Aires se encuentra su débil mapeo de las redes de suministros. Si bien en los últimos años se trabaja resolviendo dicha carencia, resta mucho camino por andar.

Ese problema que afecta a escala macro la consideración del uso del subsuelo en nuestra ciudad, a escala micro se verifica también en los planos de los edificios linderos y en los tendidos de las redes debajo de las aceras.

La ausencia de planos de instalaciones confiables suma incertidumbres al momento de proyectar las submuraciones y obras de contención.

A efectos de satisfacer las necesidades de un proyectista, no resulta suficiente contar con los “planos municipales” del edificio lindero. Es deseable que estén disponibles, no sólo los “planos conforme a obra”, sino también, los replanteos de fundaciones, de instalaciones y las correspondientes memorias técnicas.

Lo ideal es disponer de la documentación ejecutiva. Sería conveniente una mayor demanda por parte del Estado de documentación, imprescindible para dotar de informaciones precisas a quien deba desarrollar una obra nueva lindera a la que se ejecuta.

El tema es importante, dado que el profesional encargado del diseño de una estructura-obra crea una especie de “servidumbre” para la posteridad, puesto que su proyecto -de alguna manera-, condicionará en el futuro a las nuevas edificaciones vecinas. Por eso, los usos y costumbres constructivos deberán respetarse y cumplirse especialmente.

Un tema no menos importante a tener en cuenta por el proyectista de una obra de varios subsuelos y que aún no ha sido contemplado, es el empuje a considerar en el caso que la construcción lindera existente sea baja, o bien, el lindero sea un terreno sin construcción alguna.

El problema parece trivial, pero si se proyectan un número importante de subsuelos, ¿cuáles son las previsiones a tener para el caso que el lindero decida una construcción con menor número de subsuelos, o bien, con un nivel de fundación superior al proyectado para este predio?

El tema no resulta menor, pues implica “condenar” al lindero a respetar o superar el nivel de fundación del primer proyecto. Sin duda, el tema supone un debate para los próximos años.

La Ley 4.580 establece pautas más exigentes para el análisis de las excavaciones. Dentro de éstas estudia a las de poca profundidad. El interrogante se encuentra en cómo se resuelven desde el punto de vista técnico.

En paralelo, los diferentes roles profesionales que interactúan en la obra no deben subestimar su capacidad de control. Es verdad que la cantidad de subsuelos ha potenciado los riesgos constructivos, demandando nuevas posibilidades como los anclajes, pero también, las amenazas se acotan cuando se verifica un mayor control por parte de los profesionales de la obra, el director, el proyectista, el jefe de obra, el estructuralista. Ellos deben ser capaces de reconocer la complejidad de la situación con la cual lidian, y como se expresa previamente, no menospreciar ningún tipo de excavación, independientemente de su volumen e importancia aparente.

Las etapas de fundaciones y submuraciones configuran hitos de la obra sumamente delicados, donde se ponen en riesgo la integridad de las personas y sus bienes.

Allí vale extremar los cuidados. La técnica debe ponerse al servicio del profesional y éste respetarla para evitar gravosas fallas.

Esta Ley es oportuna puesto que permite contar con recursos legales a efectos de proponer soluciones técnicamente viables, económicas y seguras. A partir de su sanción, transita el mismo camino junto a los profesionales que sueñan y construyen obras.

Seguramente, resta mucho por hacer y mejorar, pero conforma un punto de partida.

Recordemos la enseñanza de Lao-tsé:

“Un viaje de mil millas comienza con el primer paso”.

Immanuel Kant

Ing. Horacio C. Reggini

Recuerdo una reflexión de Immanuel Kant (1724-1804), muy en la tónica de un ingeniero. Kant decía que la paloma podría creer que, de no existir el aire, ella volaría más fácilmente, con mayor agilidad y libertad. Entonces, el ave soñaría con un espacio sin aire, sin darse cuenta de que es el aire, justamente, el que le permite planear y sostenerse, y además, avanzar, al ser impulsada hacia atrás con sus alas.

De la misma manera, uno podría pensar que si no existieran problemas se viviría mejor, y que los inconvenientes no son un acicate para vivir. Pero hay que acostumbrarse a la resistencia y, en la oscuridad, no colaborar con la sombra, sino encender una vela. Y esto, a mi entender, significa entrar en acción, es decir, que es vital hacer.

Las grandes cosas no se resuelven con prolegómenos paralizantes, sino haciendo. Una “Argentina ideal”, con el adjetivo adherido o colgado, puede acercarse a un concepto dogmático que satisface a algunos y contraría a otros. Separa a los nosotros de los otros y puede causar rupturas, desencuentros y debates interminables.

Kant nos advirtió sobre la locura de la paloma en querer cambiar el aire. No se nos ocurra a nosotros querer cambiar los sonidos graves o agudos, los colores claros o los oscuros del sol, los aromas...

Ing. Horacio C. Reggini
“Senderos de la Tecnología”
Ediciones Galápagos
Año 2014

Immanuel Kant: De mi conferencia de agradecimiento con motivo de recibir el Premio La Ingeniería 2008 del Centro Argentino de Ingenieros, 21 de noviembre de 2008

Ing. Horacio C. Reggini

BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES DOCUMENTALES

- Bolognesi A, 1975, Compresibilidad de los suelos de la Formación Pampeano, V PCSMFE, Argentina, V: 255-302.
- Codevilla M. y Sfriso A., 2011, Actualización de la información geotécnica de los suelos de la Ciudad de Buenos Aires, XIV PCSMGE (Toronto, Canadá), Paper 988, CD-ROM.
- Núñez E., 1986, Panel Report: Geotechnical conditions in Buenos Aires City, Video Conferencia, IAEG, 2623-2630.
- VSL Soil and Rock Anchors, 2002, VSL International Ltd.
- Brian Cavill, Ground Anchors: Temporary and Permanent, 1988, VSL International Ltd.
- UNE-EN 1537, 1999, Ejecución de Trabajos Geotécnicos Especiales: Anclajes Postesados.
- DIN 4125, 1990, Ground Anchorages. Design, construction and Testing. (Germany).
- Tirants d’Ancrage. Recommendations TA-95 (Francia).
- British Standard BS 8081, 1989.
- Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors, 2004, Post Tensioning Institute. (USA).
- Post Tensioning Manual, Sixth Edition, 2006, Cap. 15, Rock and Soil Anchors.
- “Normas de Seguridad en las Construcciones”, Diario “La Prensa” de Buenos Aires, martes 9 de junio de 1970.
- “Empujes sobre apuntalamientos en el centro de la ciudad de Buenos Aires”, Ing. Civil Eduardo Nuñez, mayo de 1973.
- “Senderos de la Tecnología”, Ing. Civil Horacio C. Reggini, Ediciones Galápago, año 2014.
- Fuente texto TEATRO ARGENTINO DE LA PLATA: https://es.wikiarquitectura.com/index.php/Teatro_Argentino_de_La_Plata

PROFESIONALES PARTICIPANTES

Por orden alfabético:

ING. EN CONSTRUCCIONES SILVIO BRESSAN (UTN)
ING. CIVIL NORMA CIATTI (UCA)
ING. CIVIL ADRIÁN COMELLI
ING. CIVIL RAÚL CURUTCHET
ING. CIVIL HUGO ALBERTO CHEVEZ (CPIC)
ING. CIVIL VICTORIO SANTIAGO DÍAZ (CPIC)
ING. CIVIL ALBERTO FAINSTEIN (AIE)
ING. CIVIL JORGE FONTÁN BALESTRA (AIE)
ING. CIVIL JORGE GROSSI
ING. CIVIL HÉCTOR GROSSI
ING. CIVIL NÉSTOR GUITELMAN (CAI)
ING. CIVIL RAÚL HUSNI (FIUBA)
ING. CIVIL JORGE DAVID KORNITZ (CPIC)
ING. CIVIL JORGE GABRIEL LAIUN
ING. CIVIL TOMAS ALEJANDRO LARIAR
ING. CIVIL OSVALDO LEDESMA
ING. HIDRÁULICO AUGUSTO JOSÉ LEONI
ING. CIVIL ALDO LOGUERCIO (AIE)
ING. CIVIL VÍCTOR MASLATON (UTN)
ING. CIVIL EUGENIO MENDIGUREN (CPIC)
ING. CIVIL EDUARDO NÚÑEZ (FIUBA)
ING. CIVIL LUCIANO OLDECOP
ING. CIVIL NORBERTO WALTER PAZOS (CPIC)
ING. CIVIL LUIS ENRIQUE PERRI (CPIC)
ING. CIVIL LUIS MARÍA PERRI
ING. CIVIL DANIELA QUINTEROS
ING. HORACIO C. REGGINI
ING. CIVIL EMILIO REVIRIEGO / MMO DAMIÁN ARAYA
ING. CIVIL ALEJO SFRISO (FIUBA)
ING. CIVIL ENRIQUE SGRELLI (CPIC)
ING. CIVIL ARMANDO RAÚL STESCOVICH
ING. CIVIL OSCAR VARDÉ

AUTORIDADES DEL CPIC

PRESIDENTE

Ing. Civil Jorge Emilio Abramián

VICEPRESIDENTE

Ing. Civil Pedro Antonio Nadal

SECRETARIO

Ing. Civil Roberto José Policichio

PROSECRETARIO

Ing. Civil Enrique Alberto Sgrelli

TESORERO

Ing. Civil Pedro Francisco Rosa

CONSEJEROS TITULARES

Ing. Civil Alejandro José Del Águila Moroni

Ing. en Construcciones Roberto Walter Klix

Ing. Civil Cristian Mattana Besozzi

Ing. Civil Horacio Mateo Minetto

Ing. Civil Mónica Isabel Vardé

CONSEJEROS SUPLENTE

Ing. Civil Eduardo Alfredo Cotto

Ing. Civil Edgardo Fabio Estray

Ing. Civil Armando José Gagliano

Ing. Civil Miguel Ángel Mirakian

CONSEJERO TÉCNICO TITULAR

MMO Humberto Guillermo Lucas

CONSEJERO TÉCNICO SUPLENTE

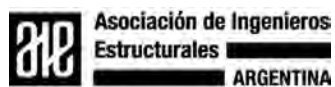
MMO Miguel Ángel Dasseville

GERENTE

Ing. Civil Victorio Santiago Díaz

AUSPICIAN ESTA PUBLICACIÓN
LAS SIGUIENTES INSTITUCIONES:

- ACADEMIA NACIONAL DE INGENIERÍA
- ASOCIACIÓN DE INGENIEROS
ESTRUCTURALES, ARGENTINA
- FACULTAD DE INGENIERÍA,
UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES
- PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA
ARGENTINA, FACULTAD DE INGENIERÍA
- UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL



ANCLAJES DE TRACCIÓN

AUSPICIAN ESTA PUBLICACIÓN LAS
SIGUIENTES EMPRESAS E INSTITUCIONES:



anclajes de tracción

ASPECTOS
FUNDAMENTALES
DE LA LEY 4.580

El Consejo Profesional de Ingeniería Civil (CPIC) brindó a Ley de Anclajes N° 4.580 un sustantivo apoyo para su gestión, tanto en la Legislatura como en el Poder Ejecutivo de la ciudad de Buenos Aires, convocando a numerosas entidades afines a la temática.

Habida cuenta de la cantidad de siniestros ocurridos dada la inestabilidad lateral de los suelos durante la etapa de excavación, muchos de ellos producidos por un inapropiado sostenimiento del terreno lindero bajo los edificios en la etapa de ejecución de los muros de contención y submurales, este tema cobró notoriedad e importancia para nuestra industria de la construcción.

El anclaje lateral de tracción conforma una de las mejores y más difundidas metodologías de trabajo en las mencionadas etapas de obra. Su función es, además, temporaria, dado que una vez ejecutados los subsuelos dejan de prestar servicio, en cuanto a la estabilización permanente de los muros perimetrales enterrados.

Esta Ley permite la instalación de anclajes de tracción bajo los edificios linderos, que hasta el momento de su sanción, sólo se aceptaba con acuerdo de la totalidad de los propietarios. Dicho requerimiento, en la mayoría de los edificios con subsuelos y linderos en altura, representaba un imposible práctico, puesto que bastaba la disidencia o ausencia de uno de los propietarios para resultar imposible su empleo de acuerdo a la normativa vigente con anterioridad.

Hoy, la Ley de Anclajes N° 4.580 es una realidad, gracias al esfuerzo de muchos destacados profesionales de la ingeniería civil quienes brindaron su experiencia y conocimientos en forma desinteresada a efectos de evitar siniestros, con el lamentable saldo que conllevan en cuanto a pérdidas de vidas y materiales.

El presente libro conforma un Estado del Arte sobre la temática.



ISBN 978-987-95422-4-8



9 789879 542248

 Consejo Profesional de
Ingeniería Civil