

INGENIERÍA

CIVIL Y CONSTRUCCIÓN

Recursos en Ingeniería, Arquitectura, Construcción y Afines

Libros, Plantillas en Excel, Revit, Civil 3D, Autocad y más

[Clic aqui para ir al sitio web](#)

[Explore nuestra Tienda](#)



[Canal de WhatsApp \(Convenio Institucional\)](#)

Manual de Construcción Geotécnica



MANUAL DE CONSTRUCCION GEOTECNICA

Tomo I

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS, A.C.



© Copyright, México, 2002

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.

Valle de Bravo N° 19, Col. Vergel de Coyoacán,

14340 México, D.F., MEXICO

Tel. + (52) (55) 5677-3730, Fax + (52) (55) 5679-3676

Página web: www.smms.org.mx

Correo electrónico: smms@prodigy.net.mx

ISBN 968-5350-05-1

Prohibida la reproducción parcial o total de esta publicación, por cualquier medio, sin la previa autorización escrita de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.

Total or partial reproduction of this book by any médium, requires prior griten consent of the Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.

Las opiniones expresadas en cada capítulo de este Manual son responsabilidad exclusiva de sus autores.

Opinions expressed in each chapter of this Manual are the sole responsibility of their authors.

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS, A.C.

CONSEJO DE HONOR

Leonardo Zeevaert Wiechers
Alfonso Rico Rodríguez †
Enrique Tamez González
Guillermo Springall Caram
Edmundo Moreno Gómez
Carlos Jesús Orozco y Orozco
Luis Vieitez Utesa
Gabriel Moreno Pecero
Raúl López Roldán
Raúl Flores Berrones
Luis Miguel Aguirre Menchaca

CONSEJO CONSULTIVO

Gabriel Auvinet Guichard
Luis Bernardo Rodríguez González
Raul Vicente Orozco Santoyo
Alberto Jaime Paredes
Mario Jorge Orozco Cruz

MESA DIRECTIVA 2001-2002

Presidente

Juan Jacobo Schmitter M. del Campo

Vicepresidente

José Francisco Fernández Romero

Secretaria

Célica Chávez Jaimes

Tesorero

Roberto Avelar Cajiga

Vocales

Aarón Andrés Sámano Alvarez
Aurelio Salazar Rodríguez
Juan José Orozco y Orozco
Luis Ricardo Jaimes Palomera

Prólogo

Desde tiempos remotos nuestros antecesores aprendieron, por observación de sus propia experiencia como constructores de obras civiles y militares, que era necesario prevenir o remediar el mal comportamiento de los suelos y las rocas como materiales de construcción. Como ejemplo notable tenemos el caso de los constructores aztecas quienes aprendieron a sobreelevar periódicamente sus templos y palacios para compensar los inevitables asentamientos por consolidación de las arcillas lacustres que forman el subsuelo del islote de Tenochtitlán, manteniéndolos así, durante largo tiempo, a un nivel superior al de las aguas del lago para protegerlos de las inundaciones. Investigaciones arqueológicas recientes, parecen indicar que las seis sobreelevaciones del Templo Mayor Azteca fueron realizadas a intervalos aproximados de 30 años y que la altura de cada una de ellas no excedía de 3 m, lo que implica que comprendían que la vida útil de cada nuevo templo duraría un tiempo largo, después del cual tendrían que cubrirlo con otra nueva capa cuyo espesor, probablemente, estaba limitado por la inestabilidad del talud.

Nuestra experiencia más notable de grandes asentamientos es el Palacio de Bellas Artes, el cual sufrió asentamientos del mismo orden de magnitud que los de cada etapa del Templo Mayor (2.5 m) en un período semejante (25 años). Es afortunado el hecho de que, en este caso, la desecación de los lagos no nos haya obligado a sobreelevar este magnífico monumento del México moderno. Sin embargo, ambos monumentos históricos tienen dos cosas en común: el desconocimiento de los constructores relativo a las propiedades geotécnicas de las arcillas, y su gran inteligencia y capacidad de observación del comportamiento de las cimentaciones que les permitió actuar en consecuencia y aplicar las medidas correctivas pertinentes. Hoy somos capaces de comprender el proceso de consolidación de las arcillas y de diseñar, planear y ejecutar procedimientos de inyección para el mejoramiento gradual y controlado de su compresibilidad, como se hizo en la Catedral Metropolitana de México, aprovechando, en parte, la valiosa experiencia empírica que los Ingenieros Alberto Barocio y Luis Alvarez, constructores de Bellas Artes, nos legaron. Ellos lograron detener y revertir los asentamientos diferenciales de la estructura inyectando inicialmente lechadas de cemento-cal y agua, y más tarde arena-cal-arcilla y agua, en etapas sucesivas, seguidas de la medición meticulosa de los resultados de cada etapa de inyección; estas mediciones les guiaron en el camino al éxito de su atrevida solución. Hoy diríamos que aplicaron inteligentemente el *método observacional*. Esta hazaña altamente meritoria lo es aun más si se considera que fue realizada antes de 1925, sin disponer de los conocimientos de la Mecánica de Suelos.

El avance del conocimiento actual de la Geotecnia, iniciado con el advenimiento de la Mecánica de Suelos hace 77 años, ha fomentado, a nivel mundial, el desarrollo de métodos de construcción aplicados a prevenir o remediar el mal comportamiento de los suelos y las rocas como materiales de construcción en las obras de Ingeniería Civil. La descripción sintetizada y ordenada de estos métodos, incluyendo el análisis geotécnico aplicado al diseño, implementación y verificación de sus resultados por mediciones de control de campo, es el tema general de este libro titulado MANUAL DE CONSTRUCCION GEOTECNICA, cuya edición ha sido promovida y coordinada por la actual Mesa Directiva de nuestra Sociedad, con la participación de reconocidos especialistas en cada una de las áreas en que se ha dividido el libro, para su mejor desarrollo y congruencia de contenido y alcance.

El libro cubre una amplia gama de métodos geotécnicos que va desde el empleo de muros colados in situ o tablaestacas, soportados por puntales o sistemas de anclaje, para contener la tierra, o el uso de anclas de acero o mallas de productos plásticos sintéticos para reforzar la masa de suelo o roca, hasta métodos de endurecimiento por inyección o mezclado de materiales cementantes que incrementan la resistencia al corte y disminuyen la compresibilidad; se incluyen también métodos para el control del agua en el suelo o roca, ya sea abatiendo el nivel freático por bombeo o sistemas de drenaje, o bien interceptando las filtraciones mediante pantallas impermeables flexibles o de inyecciones.

Los diversos métodos geotécnicos contenidos en el libro están descritos en detalle tanto en sus aspectos constructivos como en los fundamentos analíticos del diseño, lo cual hace al Manual un libro de consulta muy útil para el Ingeniero Geotecnista, así como para el Ingeniero Civil de cualquiera otra especialidad de la profesión y para la comunidad estudiantil en el área de la Ingeniería Civil.

Los autores responsables de las diferentes secciones del Manual señalan la importancia de la determinación confiable de la estratigrafía y propiedades mecánicas de los suelos o rocas, que deben ser obtenidas en los estudios geotécnicos previos del sitio; estos estudios son indispensables para *definir claramente cada problema particular a resolver* y elegir el método más apropiado a la solución de cada caso, antes de proceder al diseño y a la ejecución de los trabajos. La experiencia indica que el descuido en esta fase del proceso de las decisiones ha conducido, frecuentemente, a elegir una solución que no corresponde al problema real o bien a una solución subdiseñada. Es evidente que ninguna de las dos opciones es deseable.

No cabe duda que la publicación de esta obra constituirá una gran aportación a la difusión, en idioma español, de la Geotecnia Aplicada, por lo cual debemos un merecido reconocimiento al esfuerzo de los coordinadores y de los autores que la realizaron.

Enrique Tamez González

Septiembre de 2002

MANUAL DE CONSTRUCCION GEOTECNICA

Lista de Autores

Capítulo 1 Introducción
Juan Jacobo Schmitter M.

Capítulo 2 Diseño de muros milán y tablestacas
José A. Segovia P.

Capítulo 3 Muros milán
Enrique Santoyo V.
José A. Segovia P.

Capítulo 4 Tablestacas
Walter I. Paniagua Z.
José A. Segovia P.

Capítulo 5 Sistemas de anclaje en suelos
Efraín Ovando S.
Ernesto Holguín

Capítulo 6 Tierra armada
Alejandrina Guerrero

Capítulo 7 Soil nailing
Walter I. Paniagua Z.

Capítulo 8 Geosintéticos
Rafael Morales y Monroy

Capítulo 9 Inclusiones
Juan Félix Rodríguez
Gabriel Auvinet G.

Capítulo 10 Vibrosustitución
Roberto López Z.
Axel Ramírez R.

Capítulo 11 Deep mixing
Axel Ramírez R.
Roberto López Z.
Juan I. Báez

Capítulo 12 Jet grouting
Víctor Taboada U.
Francisco J. Correa G.
Roberto López Z.

Capítulo 13 Compactación dinámica
Roberto López Z.
Axel Ramírez R.

Capítulo 14 Precarga
Gabriel Auvinet G.
Juan Félix Rodríguez R.
Axel Ramírez R.
Roberto López Z.

Capítulo 15 Métodos vibratorios
Axel Ramírez R.
Roberto López Z.
Walter I. Paniagua Z.

Capítulo 16 Vibrocompactación
Roberto López Z.
Axel Ramírez R.

Capítulo 17 Inyecciones en roca
Sergio Herrera C.

Capítulo 18 Inyecciones en aluviones
Sergio Herrera C.

Capítulo 19 Inyecciones por fracturamiento hidráulico
Enrique Santoyo V.

Capítulo 20 Abatimiento del nivel freático para la construcción
Roberto Anzaldúa

Capítulo 21 Pantallas impermeables
Raymundo Rincón V.
Juan Paulín A.

Editor

Walter I. Paniagua Z.

MANUAL DE CONSTRUCCION GEOTECNICA

Contenido

Prólogo	<i>i</i>
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Contención de excavaciones	2
1.2 Refuerzo de suelos	4
1.3 Mejoramiento masivo de suelos	5
1.4 Inyecciones	7
1.5 Control del agua en el suelo	8
Referencias	

Parte I: Contención de excavaciones

2. DISEÑO DE MUROS MILAN Y TABLESTACAS	11
2.1 Empujes laterales sobre muros milán o tablestacas	11
2.2 Teorías sobre empujes de tierra	11
2.2.1 Estado de empujes en reposo	
2.2.2 Estado de empujes activo	
2.2.3 Estado de empujes pasivo	
2.2.4 Relación entre coeficientes de empuje	
2.2.5 Desplazamiento horizontal	
2.2.6 Fricción o adherencia contra el muro o ademe	
2.3 Cálculo de los empujes laterales	15
2.3.1 Antecedentes	
2.3.2 Teoría de Ranking	
2.3.3 Teoría de Coulomb	
2.3.4 Teoría de la espiral logarítmica	
2.3.5 Empujes laterales en suelos cohesivo-friccionantes	
2.3.6 Excavaciones sin soporte	
2.3.7 Sobrecargas y otras acciones	
2.4 Diseño de muros tablestaca	27
2.4.1 Diseño de muros en cantilever	
2.4.2 Tablestacas ancladas	
2.4.3 Tablestacas doblemente ancladas	
2.4.4 Estabilidad general	
2.4.5 Diseño de anclajes	
2.5 Diseño de muros milán	43
2.5.1 Control de flujo de agua	
2.5.2 Sistemas de apuntalamiento	
2.5.3 Diagramas aparentes de presiones	
2.5.4 Falla de fondo de la excavación	

	2.5.5 Falla por pateo	
2.6	Diseño estructural	48
	2.6.1 Modelos con resortes	
	2.6.2 Modelos de elemento finito	
	2.6.3 Comparación de modelos	
2.7	Estimación de deformaciones	51
2.8	Diseño de estructuras celulares	52
3.	MUROS MILÁN	57
3.1	Introducción	57
3.2	Antecedentes históricos	58
	3.2.1 Desarrollo de la tecnología	
	3.2.2 Experiencias en México	
3.3	Procedimientos de construcción adoptados en México	60
	3.3.1 Aspectos generales	
	3.3.2 Soluciones adoptadas	
	3.3.3 Construcción del muro colado en el lugar	
	3.3.4 Construcción del muro con avance modular	
	3.3.5 Construcción del muro con avance continuo	
3.4	Estabilidad general y local de la zanja	66
	3.4.1 Generalidades	
	3.4.2 Mecanismo de falla en arcillas	
	3.4.3 Adaptación del criterio noruego	
	3.4.4 Muros de prueba	
	3.4.5 Mecanismo de falla en arenas	
	3.4.6 Estabilidad local y fracturamiento hidráulico	
	3.4.7 Metodología del análisis de estabilidad	
3.5	Características de los lodos estabilizadores	81
	3.5.1 Definiciones	
	3.5.2 Tipos de lodos	
	3.5.3 Propiedades significativas de los lodos	
	3.5.4 Dosificación de los lodos	
	3.5.5 Aditivos y fibras	
	3.5.6 Elaboración de lodos	
	3.5.7 Control de los lodos	
3.6	Operación de los lodos	97
	3.6.1 Condición general de estabilidad general	
	3.6.2 Ejemplo de aplicación	
	3.6.3 Introducción de piezas precoladas	
3.7	Metodología del análisis de estabilidad	105
	3.7.1 Secuencia del análisis	
	3.7.2 Información geotécnica necesaria	
	3.7.3 Evaluación de las condiciones de construcción	
	3.7.4 Condición de falla general	
	3.7.5 Condición de falla local	
	3.7.6 Fracturamiento hidráulico	
	3.7.7 Selección del fluido estabilizador	
3.8	Zanjas guía y brocales	110
	3.8.1 Definiciones	
	3.8.2 Brocal de concreto reforzado	

	3.8.3 Brocal de estructura metálica	
3.9	Equipo de excavación	113
	3.9.1 Generalidades	
	3.9.2 Retroexcavadora	
	3.9.3 Almejas mecánicas de caída libre	
	3.9.4 Almejas hidráulicas de caída libre	
	3.9.5 Perforadoras de circulación inversa	
	3.9.6 Excavadora con cuchara de corte	
	3.9.7 Almejas hidráulicas guiadas con kelly	
	3.9.8 Hidrofresa	
3.10	Control de la excavación de zanjas	132
	3.10.1 Generalidades	
	3.10.2 Ciclos de rendimiento de excavación	
	3.10.3 Pérdida de la verticalidad	
	3.10.4 Dimensiones y geometría usuales	
	3.10.5 Limpieza del fondo	
3.11	Junta de colado	134
	3.11.1 Generalidades	
	3.11.2 Tipos de junta	
	3.11.3 Colocación de la junta	
	3.11.4 Fuerzas de adherencia	
	3.11.5 Reducción de la adherencia	
	3.11.6 Extracción de la junta	
3.12	Acero de refuerzo, manejo y colocación	157
	3.12.1 Conceptos básicos	
	3.12.2 Refuerzo para muros de ademe temporal	
	3.12.3 Refuerzo para muros estructurales	
	3.12.4 Izado, unión y descenso del acero de refuerzo	
	3.12.5 Centrales del refuerzo	
	3.12.6 Postensado de muros	
3.13	Colado con tubo tremie	163
	3.13.1 Generalidades	
	3.13.2 Características del tubo tremie	
	3.13.3 Operación del tubo tremie	
	3.13.4 Fallas comunes con el tremie	
	3.13.5 Colado con bomba	
3.14	Resistencia y fluidez del concreto	177
	3.14.1 Restricciones básicas	
	3.14.2 Materiales empleados	
	3.14.3 Aditivos químicos	
	3.14.4 Concretos autocompactables	
3.15	Impermeabilización de muros	180
	3.15.1 Vías de penetración	
	3.15.2 Impermeabilización de las juntas	
	3.15.3 Técnicas de impermeabilización de las juntas	
	3.15.4 Impermeabilización del concreto	
	3.15.5 Membranas impermeables	
3.16	Reducción de la fricción negativa	184
	3.16.1 Generalidades	
	3.16.2 Estimación de la fricción negativa	
	3.16.3 Membranas y placas de baja fricción	
	3.16.4 Inyección de agua	

3.17	Supervisión e instrumentación de control	191
	3.17.1 Alcance	
	3.17.2 Proceso constructivo	
	3.17.3 Aparatos para el control	
	3.17.4 Inclínómetros	
	3.17.5 Plomadas electrónicas	
	3.17.6 Líneas de colimación	
3.18	Casos prácticos	195
	3.18.1 Torre JV, ciudad de Puebla	
	3.18.2 Alcantarilla en una autopista	

Referencias

4.	TABLESTACAS	203
4.1	Introducción	203
4.2	Tablestacas de madera	205
4.3	Tablestacas de concreto	206
4.4	Tablestacas de acero	212
	4.4.1 Generalidades	
	4.4.2 Secciones típicas	
	4.4.3 Equipos de hincado	
	4.4.4 Métodos de hincado	
	4.4.5 Guías de hincado	
	4.4.6 Perfiles planos	
	4.4.7 Corrosión	
4.5	Muros Berlín	218
4.6	Pilas secantes	221
	4.6.1 Perforación	
	4.6.2 Acero de refuerzo y concreto	
	4.6.3 Factores que influyen en la selección de la técnica	
4.7	Casos prácticos	226
	4.7.1 Torre Latinoamericana, ciudad de México	
	4.7.2 Hotel Holiday Inn Express, ciudad de Puebla	
	4.7.3 Planta de bombeo, Gran Canal	
	4.7.4 Protección marginal, Río Coatzacoalcos	

Referencias

Parte II: Refuerzo de suelos

5.	SISTEMAS DE ANCLAJE EN SUELOS	237
5.1	Introducción	237
	5.1.1 Aspectos generales	
	5.1.2 Aplicaciones típicas de anclas	
5.2	Descripción de los sistemas de anclaje	246

5.2.1	Partes constitutivas de un ancla	
5.2.2	Clasificación general	
5.2.3	Sistemas de anclaje en suelos blandos	
5.2.4	Sistemas para refuerzo interno	
5.3	Información básica de diseño	261
5.3.1	Estudio topográfico	
5.3.2	Estudio geotécnico	
5.4	Análisis y diseño	264
5.4.1	Modos de falla	
5.4.2	Secuencia de cálculo para diseño	
5.4.3	Análisis y diseño de los elementos componentes de un ancla	
5.5	Aspectos de construcción	282
5.5.1	Procedimientos constructivos	
5.5.2	Protección contra corrosión	
5.6	Pruebas de carga	293
5.6.1	Consideraciones generales	
5.6.2	Pruebas de carga simple	
5.6.3	Pruebas de funcionamiento	
5.6.4	Pruebas de deformación diferida	
5.6.5	Criterios de aceptación	
Reconocimientos		
Referencias		
Anexo 5.A.1	Estimación de la capacidad de un ancla	302
5.A.1.1	Consideraciones generales	
5.A.1.2	Anclas con bulbo recto embebido en roca	
5.A.1.3	Capacidad de anclas en suelos granulares	
5.A.1.4	Capacidad de anclas en suelos cohesivos	
5.A.1.4	Comentarios finales	
Anexo 5.A.2	Envoltentes de presiones para diseño de muros flexibles o tablestacados anclados	311
5.A.2.1	Aspectos teóricos básicos	
5.A.2.2	Envoltentes de presiones para diseño	
5.A.2.3	Envoltente de empujes para arenas	
5.A.2.4	Envoltente para arcillas duras fisuradas	
5.A.2.5	Envoltente para arcillas de consistencia media a suave	
Anexo 5.A.3	Análisis de estabilidad general	317
Anexo 5.A.4	Aspectos reglamentarios para el Distrito Federal	321
6.	TIERRA ARMADA	323
6.1	Antecedentes históricos	323
6.2	Principio de la tierra armada	324
6.3	Métodos de diseño de estructuras de tierra armada	325
6.4	Elementos que integran la tierra armada	330
6.5	Proceso constructivo	331
6.6	Aplicaciones	334

7. SOIL NAILING	337
7.1 Introducción	337
7.2 Tecnología, procedimiento constructivo y componentes	339
7.3 Interacción suelo-ancla	340
7.4 Criterios de aplicación	341
7.5 Consideraciones de diseño	343
7.6 Métodos de diseño	344
7.6.1 Métodos de equilibrio límite	
7.6.2 Métodos de esfuerzos de trabajo	
7.7 Caso práctico	351

Referencias

8. GEOSINTÉTICOS	353
8.1 Introducción	353
8.2 Conceptos generales	353
8.2.1 Taludes	
8.2.2 Refuerzo de terraplenes o terraplenes reforzados	
8.2.3 Orientación del refuerzo	
8.2.4 Selección del refuerzo	
8.2.5 Refuerzo secundario	
8.2.6 Control de erosión superficial	
8.3 Gráficas para diseño preliminar de taludes y terraplenes sobre suelos con adecuada capacidad de carga	358
8.3.1 Principales suposiciones	
8.3.2 Cálculo del ángulo de fricción para diseño	
8.3.3 Ayudas de diseño	
8.3.4 Ejemplo de diseño	
8.4 Análisis de estabilidad para pendientes pronunciadas y terraplenes sobre suelos con adecuada capacidad de carga	370
8.4.1 Análisis de cuña	
8.4.2 Análisis de falla circular	
8.4.3 Estabilidad externa de una masa de suelo reforzada, sobre un suelo con adecuada capacidad de carga (FHWA)	
8.5 Análisis de estabilidad y asentamientos de terraplenes sobre suelos con baja capacidad de carga	378
8.5.1 Falla por capacidad de carga	
8.5.2 Estabilidad global	
8.5.3 Deslizamiento lateral del terraplén	
8.5.4 Asentamientos del terraplén	
8.5.5 Selección de resistencias de diseño permisibles, a largo plazo	
8.5.6 Consideraciones adicionales	
8.5.7 Otras aplicaciones	
8.6 Exploración y selección de parámetros de diseño	388
8.7 Propiedades del refuerzo de diseño	389
8.7.1 Carga de diseño permisible, a largo plazo	
8.7.2 Coeficiente de interacción del esfuerzo cortante (C_i)	
8.7.3 Resistencia por adherencia (C_g)	
8.8 Casos prácticos	382

Referencias
Simbología

9. INCLUSIONES	403
9.1. Tipos de inclusiones	404
9.1.1 Pilotes de fricción negativa	
9.1.2 Inclusiones de acero	
9.1.3 Columnas balastadas	
9.1.4 Columnas de cal-cemento mezcladas in situ	
9.1.5 Micropilotes	
9.1.6 Inclusiones de mortero envueltas en geotextil	
9.1.7 “Jet grouting”	
9.2. Conceptos básicos	411
9.2.1 Esfuerzos en una inclusión y en la interfaz inclusión-suelo	
9.2.2 Esfuerzos y deformaciones inducidas por la presencia de inclusiones en un medio continuo	
9.2.3 Cálculo de los asentamientos	
9.2.4 Análisis en condiciones límite	
9.2.5 Resistencia estructural	
9.3. Modelado numérico y analítico de inclusiones	418
9.3.1 Modelado numérico	
9.3.2 Modelado analítico simplificado	
9.4. Aplicaciones	431
9.4.1 Pilotes de fricción negativa	
9.4.2 Cimentación del puente Rion-Antirion (Grecia)	

Referencias

10. VIBROSUSTITUCIÓN	447
10.1 Fundamento teórico	447
10.2 Modelos de cálculo	448
10.3 Rango de suelos	453
10.4 Diseño	454
10.5 Predicción de la densificación	455
10.6 Descripción de la técnica	456
10.6.1 Vibrosustitución por vía húmeda	
10.6.2 Vibrosustitución por vía seca o vibrodesplazamiento	
10.7 Material de relleno	459
10.8 Verificación del mejoramiento	460
10.9 Comparación entre vibrocompactación y vibrosustitución	460
10.10 Aplicación	462

Referencias

11. DEEP MIXING	469
11.1 Agentes cementantes	469
11.2 Procedimiento constructivo	471
11.3 Equipo	474
11.4 Limitaciones	475
11.5 Aplicaciones	476
11.6 Factores que influyen en las propiedades del suelo cemento	477
11.7 Propiedades de suelos estabilizados	478
11.8 Diseño	484
11.9 Control	488

Referencias

12. JET GROUTING	493
12.1 Introducción	493
12.2 Objetivo del método	493
12.3 Sistemas de jet grouting	494
12.4 Consideraciones de diseño y construcción	496
12.5 Descripción del equipo	498
12.6 Materiales de inyección	499
12.7 Procedimiento constructivo	500
12.8 Aplicaciones	502
12.9 Ventajas	502
12.10 Casos prácticos	504

Referencias

Parte III: Mejoramiento masivo de suelos

13. COMPACTACIÓN DINÁMICA	509
13.1 Suelo granular	511
13.2 Suelo cohesivo	512
13.3 Rango de suelos	513
13.4 Profundidad de diseño	515
13.5 Control de calidad	516

Referencias

14. PRECARGA	517
14.1 Introducción	517
14.2 Tipos de precarga	517
14.2.1 Precarga simple	
14.2.2 Precarga con sistema de drenaje	

14.3	Modelado analítico	529
14.3.1	Consideraciones básicas	
14.3.2	Efecto del remoldeo	
14.3.3	Medio estratificado	
14.4	Aplicaciones	535

Referencias

15. MÉTODOS VIBRATORIOS 543

12.1	Vibrador de fondo	543
12.2	Probetas vibratorias	545

Referencias

16. VIBROCOMPACTACIÓN 549

16.1	Rango de suelos	551
16.2	Diseño	553
16.2.1	Diseño basándose en la experiencia	
16.2.2	Diseño con base en pruebas in situ	
16.2.3	Otras consideraciones	
16.3	Proceso de vibrocompactación	557
16.4	Verificación del mejoramiento	558
16.5	Limitaciones	558
16.6	Aplicación	559

Referencias

Parte IV: Inyecciones

17. INYECCIONES EN ROCA 563

17.1	Introducción	563
17.2	Tipos de tratamiento	563
17.3	Productos empleados en la inyección	564
17.3.1	Mezclas de inyección fabricadas con cemento	
17.3.2	Materiales empleados en la elaboración de mezclas de cemento	
17.3.3	Propiedades de las mezclas elaboradas con cemento	
17.3.4	Inyección de relleno	
17.3.5	Inyección de contacto	
17.4	Presión de inyección	568
17.5	Equipo utilizado para la fabricación de mezclas e inyección	569
17.6	Diseño de tratamientos	570
17.6.4	Pruebas de inyección	
17.6.5	Pantallas de impermeabilización	

17.6.6	Tapetes de consolidación	
17.7	Métodos y control del proceso de inyección	577
17.7.7	Método de inyección convencional	
17.7.8	Método GIN (presión y volumen constante)	
17.8	Verificación del tratamiento	579
17.9	Caso práctico	579

Referencias

18. INYECCIONES EN ALUVIONES	583

19. INYECCIONES POR FRACTURAMIENTO HIDRÁULICO	587

19.1	Introducción	587
19.2	Conceptos básicos	588
19.2.1	Fracturamiento hidráulico	
19.2.2	Estado de esfuerzos en la masa de suelo	
19.2.3	Cambio histórico de los esfuerzos	
19.2.4	Efectos de la inyección a corto y largo plazo	
19.2.5	Efecto futuro del hundimiento regional	
19.2.6	Efecto teórico de la inyección	
19.2.7	Inducción del fracturamiento hidráulico en suelos	
19.2.8	Orientación y propagación de las fracturas	
19.2.9	Endurecimiento de la masa de arcilla	
19.2.10	Información sobre la inyección de suelos	
19.3	Técnicas de inyección de suelos blandos	612
19.3.1	Modelos geométricos usuales	
19.3.2	Modelo geométrico TGC	
19.3.3	Pruebas preliminares de inyección	
19.4	Características de los morteros	615
19.4.1	Conceptos básicos	
19.5	Modelo numérico de la inyección	619
19.5.1	Alcance	
19.5.2	Modelos analizados	
19.5.3	Influencia de la rigidez de las láminas	
19.5.4	Conclusiones	
19.6	Experiencias en casos	630
19.6.1	Palacio de las Bellas Artes	
19.6.2	Un edificio en la orilla del lago	

Reconocimientos

Referencias

Parte V: Control del agua en el suelo

20. ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO PARA LA CONSTRUCCIÓN	647
20.1 Introducción	647
20.2 Flujo de agua en suelos	647
20.2.1 Ecuación de flujo establecido	
20.2.2 Permeabilidad de diferentes suelos	
20.2.3 Redes de flujo	
20.3 Análisis de grupos de pozos	656
20.3.1 Red de flujo	
20.3.2 Cálculo del gasto de diseño	
20.3.3 Pozo equivalente	
20.3.4 Flujo de agua hacia excavaciones	
20.4 Exploración e instrumentación del sitio	661
20.4.1 Estudios previos	
20.4.2 Exploración complementaria	
20.4.3 Instrumentación	
20.4.4 Ensayes de laboratorio	
20.5 Pruebas de bombeo	669
20.5.1 Diseño de la prueba	
20.5.2 Procedimiento de ejecución	
20.5.3 Análisis de los resultados	
20.6 Diseño del sistema de bombeo	675
20.6.1 Tipos de bombas usadas en excavaciones	
20.6.2 Diagramas de operación de las bombas	
20.6.3 Tuberías y arreglos de los equipos	
20.7 Casos prácticos	682
20.7.1 Aplicación en arenas	
20.7.2 Aplicación en arcillas	
Reconocimientos	
Referencias	
Anexo 20.A.1 Estimación de la permeabilidad en los suelos	705
Anexo 20.A.2. Análisis de pozos aislados	708
 21. MUROS PANTALLA	 713
21.1 Introducción	713
21.2 Construcción	714
21.3 Permeabilidad de la barrera suelo-bentonita	717
21.4 Compresibilidad y resistencia	718
21.5 Concretos plásticos	719
21.5.1 Composición	
21.5.2 Resistencia	
21.5.3 Permeabilidad	

21.6	Control de calidad	720
21.7	Bases contractuales	721
	21.7.1 Justificaciones previas	
	21.7.2 Materiales	
	21.7.3 Equipos	
	21.7.4 Control de calidad	
	21.7.5 Descripción geotécnica del subsuelo	
	21.7.6 Procedimiento constructivo	
21.8	Casos históricos	724
	21.8.1 Experiencias en México	
	21.8.2 Experiencias internacionales	

Referencias

1 Introducción

Juan Jacobo Schmitter Martín del Campo

En 1999, hace mas de tres años, un entusiasta grupo de geotecnistas con reconocida experiencia en la práctica profesional de las cimentaciones profundas, se dedicó a la encomiable tarea de actualizar el conocido “Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes”, publicado por primera vez en 1983, por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, y como fruto de esa tesonera labor, en el año 2000 salió a la luz el nuevo “Manual de cimentaciones profundas”.

Durante la planeación inicial de la versión actualizada de dicho manual, varios miembros del grupo de trabajo que hizo posible realizarlo, propusieron añadirle nuevos capítulos relacionados con la construcción geotécnica, tales como los tablestacados, las pantallas impermeables, los muros “Milán”, y otros importantes procedimientos de la especialidad.

Sin desconocer la eventual pertinencia que tienen tales temas dentro de las cimentaciones profundas, se juzgó conveniente elaborar un nuevo manual, ahora de “Construcción Geotécnica”, que agrupase todas las acciones y procedimientos constructivos utilizados para materializar Obras Civiles.



Fig. 1 Tablestaca metálica junto a pilotes tubulares

De esta manera y nuevamente gracias al entusiasta empuje de numerosos ingenieros geotecnistas de la práctica profesional, cuyos nombres han quedado registrados en este manual, se ha podido materializar esta obra escrita, cuya presentación de temas se realiza en cinco partes:

Parte I	Contención de excavaciones
Parte II	Refuerzo de suelos
Parte III	Mejoramiento masivo de suelos
Parte IV	Inyecciones
Parte V	Control del agua en el subsuelo

El objetivo de este manual es el de difundir las técnicas asociadas a los procedimientos constructivos englobados en los apartados anteriores, los cuales tienen como factor común, una importante componente geotécnica. Su contenido está dedicado principalmente a los ingenieros involucrados en la práctica profesional, pero también se ha pensado en los estudiantes de posgrado y de licenciatura, interesados en tales procedimientos.

En el alcance que se contempla en los diversos temas tratados, se incluyen aspectos del diseño y de la construcción, los cuales se enriquecen con algunas experiencias recopiladas de la práctica.

1.1 Contención de excavaciones

Como se sabe, prácticamente toda obra de ingeniería civil empieza por una excavación, sea para alojar su cimentación, o bien para propiamente construirla si es que ésta debe quedar por debajo de la superficie del terreno.

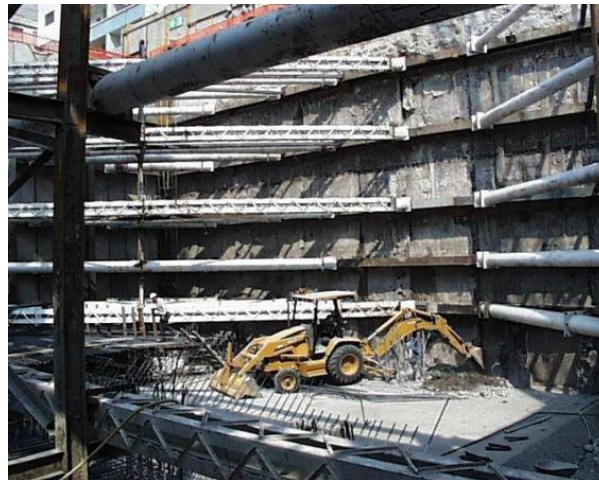


Fig. 2, Excavación profunda apuntalada

Cuando la obra se realiza en campo abierto, sin problemas de interferencia con instalaciones o estructuras vecinas, la excavación en talud es tradicionalmente una alternativa racional que puede ser aplicada con ventajas técnicas y económicas; sin embargo cuando lo anterior no es posible, es necesario “contener” las paredes de la excavación, tanto para proteger a los trabajadores como para conservar la estabilidad de las estructuras e instalaciones vecinas.

Con relación a las excavaciones “en talud” en ambiente urbano, existe un interesante antecedente histórico en la Ciudad de México descrito por el Profesor E. Tamez (1996), donde se menciona que al construir en 1964 el paso a desnivel de Tlaxcoaque, al sur de la

céntrica avenida 20 de noviembre, se utilizaron con éxito escarpados taludes 0.5 a 1.0, para excavar a 7m de profundidad, los cuales fueron estabilizados exitosamente con bombeo electromotico. Este procedimiento de excavación en talud, fue repetido también con éxito en varias obras de la época, como la Torre insignia del conjunto habitacional Nonoalco-Tlatelolco, la Tesorería y el Palacio de Justicia. Otras experiencias que se realizaron en talud, no resultaron tan favorables como aquéllas y en consecuencia obligaron a los constructores a utilizar procedimientos formales para la contención de taludes, como los que se presentan en este manual.

Desde los años 50' son conocidas las aplicaciones de la tablestaca de madera tipo "Wakefield", que utilizó el Dr. L. Zeevaert (1972) en sus obras de construcción, principalmente en la zona céntrica de la Ciudad de México, las cuales incluían un relevante sistema de apuntalamiento para garantizar la estabilidad de las paredes de la excavación.

La tablestaca metálica, "Z" o "U", también fue utilizada en los años 50' para la estabilización de paredes en excavaciones de cárcamos de bombeo, asociados a la operación del Gran Canal del Desagüe de la Ciudad.

Aplicando el concepto geométrico de un ensamble simple como el utilizado en la tablestaca de madera, se desarrolla también la tablestaca de concreto, la cual por su gran versatilidad se sigue utilizando con gran éxito hasta la fecha, en muchos procesos de excavación, principalmente en la Ciudad de México.

En tales tablestacados de madera, acero y concreto, siempre ha sido necesario colocar "madrinas" y "puntales" para contrarrestar los empujes del terreno y estructuras vecinas, sin embargo en varias ocasiones la estabilidad del fondo no fue atendida y ello provocó notorios accidentes que obligaron a replantear los procedimientos constructivos de la excavación, para evitarla.

A mitad de los años 60', cuando se empezó a materializar el largamente anhelado sueño de contar con un sistema Metropolitano de transporte masivo subterráneo para la Ciudad de México, surgieron dos procedimientos constructivos conceptuales: "en túnel" utilizando la incipiente experiencia de los escudos, que por entonces ya se habían aplicado en algunas obras menores de drenaje de la Ciudad y "en zanja", tomando como ejemplo la experiencia extranjera de los "muros Milán", desarrollada en suelos predominantemente arenosos de esa importante ciudad italiana que les da su nombre, y que ahora debía ser adaptada a los "difíciles" suelos arcillosos del entorno.

A finales de los años 60', la empresa Solum del Grupo ICA pone a prueba con éxito el concepto de estabilizar zanjas con lodo bentonítico en la arcilla de la Ciudad de México, las cuales fueron excavadas en su patio de maquinaria, ubicado en la colonia Agrícola Oriental (zona francamente lacustre, de subsuelo arcilloso).

En un segundo experimento de mayor alcance, con ayuda de otras empresas de ICA se construyen varios muros "Milán" en otro predio de la misma colonia Agrícola Oriental y se efectúa una excavación somera entre ellos, para verificar la calidad del concreto colado bajo lodo bentonítico.

La información práctica obtenida de tales experiencias permite iniciar la construcción de las primeras tres líneas del Metro de la Ciudad de México, con el procedimiento “en zanja”, que resultó más práctico de aplicar si se le compara con el procedimiento “en túnel”, ya que permitió establecer numerosos frentes de ataque, para beneficio del programa de construcción.



Fig. 3, Excavación en zanja para el metro de la ciudad de México, además con muros Milán

1.2 Refuerzo de suelos

Esta segunda parte del manual se refiere al refuerzo que se efectúa en los suelos para mejorar su resistencia o para reducir su compresibilidad, utilizando para ello materiales fabricados por el hombre.

Dado que los suelos y las rocas no tienen una apreciable resistencia a los esfuerzos de tensión (tracción), gran parte de este concepto de refuerzo implica introducir dentro de la masa térrea o pétreo, materiales “importados” que si cuentan con esa importante propiedad mecánica.

Los anclajes sistemáticos del terreno, tanto en suelos como en rocas, permiten lograr esa cualidad de resistir tensiones. Bajo este concepto los elementos que se introducen al terreno son generalmente metálicos y también de resina con fibra de vidrio. Pueden instalarse sin aplicarles algún preesfuerzo previo (anclas pasivas) o bien aplicándoselo, (anclas activas).

Cuando los elementos de tensión se instalan al mismo tiempo que se construye una estructura térrea, por ejemplo un terraplén, como ocurre en la tierra armada, se pueden tener taludes más escarpados, e inclusive verticales.

Una relativamente reciente aplicación de refuerzo en suelos compresibles, para fines de reducir compresibilidad del terreno, consiste en instalar elementos verticales rígidos en el interior de la masa compresible, similares a pilotes, pero desconectados de la estructura que se cimenta en superficie. Este concepto denominado “inclusiones” tiene un primer ejemplo en los denominados pilotes “B” del Dr. Pablo Girault (1964), que permiten reducir la

ocurrencia de asentamiento en los suelos compresibles que han sido reforzados por tales pilotes.



Fig. 4, Excavación anclada

En otras ocasiones el refuerzo se realiza al sustituir parte del suelo arcilloso poco competente, por material granular de mayor competencia, formándose columnas de grava, que al tiempo que refuerzan al terreno, agilizan su drenaje.

También recientemente se han hecho columnas del suelo poco competente mezcladas con algún cementante “Deep mixing”, lo cual es otra forma de colocar inclusiones en el terreno.

En ocasiones, se aprovecha la energía cinética del fluido inyectado (“Jet Grouting”), para destrozarse y remezclar con lechada el terreno original, para formar columnas de suelo cemento, de mayor resistencia. Esta tecnología permite reforzar el terreno original poco competente, transformándolo en otro resistente gracias a las inclusiones formadas.

1.3 Mejoramiento masivo de suelos

En esta tercera parte del manual, relativa al mejoramiento masivo de suelos, se busca aumentar su resistencia, reducir su compresibilidad y reducir su permeabilidad, lo cual se logra fundamentalmente reduciendo sus vacíos (huecos intersticiales).

Este simple proceso de reducir vacíos distingue dos situaciones fundamentales: cuando los suelos están parcialmente saturados, o bien cuando están totalmente saturados. En el primer caso los huecos intersticiales tienen aire y agua, mientras que en el segundo caso solamente tienen agua.



Fig. 5, Columnas de jet grouting en arcilla muy blanda

En general, al reducirse los huecos intersticiales el aire puede salir fácilmente, lo que no puede decirse del agua, ya que ésta lo hace mas lentamente, dependiendo de la permeabilidad hidráulica del medio.

Puede decirse entonces que los suelos parcialmente saturados, pueden mejorarse “rápidamente” (compactarse) con la sola aplicación de una energía cinética, como la proporcionada por un equipo clásico de compactación, mientras que en los suelos saturados poco permeables, solamente podrán reducirse sus vacíos “lentamente” (consolidarse) al permitir la salida del agua intersticial, lo cual conlleva tiempo.



Fig. 6, Compactación dinámica



Fig. 7, Compactación en arena con ayuda de vibración

Los suelos granulares con pocos finos, que tienen un coeficiente de permeabilidad que permite la fácil salida del agua intersticial, podrán mejorarse (reducir sus vacíos) si se les

aplica una energía cinética como la proporcionada por una gran masa que cae de gran altura, o bien aplicando vibraciones.

Cuando los suelos son francamente impermeables y están saturados, la única forma de reducir sus vacíos, es provocando la salida del agua intersticial mediante la aplicación de una sobrecarga temporal, generalmente aplicada en la superficie, que estará actuando el tiempo necesario para tal propósito.

Existen procedimientos para agilizar la salida del agua, mediante la instalación de drenes de arena, o bien drenes “mecha” que al tener una menor permeabilidad que la del medio que drenan, se convierten en “autopistas” que expeditan la expulsión del agua intersticial.



Fig. 8, Drenes “mecha” que agilizan la expulsión del agua intersticial

1.4 Inyecciones

Este concepto implica precisamente infiltrar a presión un fluido en el medio térreo o pétreo, para obtener alguno o los dos objetivos siguientes: impermeabilizar o bien endurecer, el medio tratado. Para lograr tales objetivos el fluido inyectado fragua cuando se trata de lechadas de cemento o bien se endurece cuando se trata de productos químicos.

En el proceso de inyección se “encaja” una “aguja hipodérmica” en el terreno, la cual según el material por inyectar puede adoptar diversas formas, desde una simple tubería con empaques, hasta una tubería doble, con preparaciones en forma de “manguitos” para inyectar zonas específicas del medio.

Cuando el material por inyectar está formado por partículas muy finas de arcilla o limo, es prácticamente imposible que el fluido inyectado penetre en los vacíos de aquél, aunque para ello se apliquen presiones de inyección realmente importantes. En tal caso lo que sucede es

que el terreno se fractura (bronquea) y se forman pequeñas lentes que al llenarse con el material inyectado endurecido, lo refuerzan.

1.5 Control del agua en el suelo

La extracción de agua del subsuelo, tiene en ingeniería civil varios objetivos principales: obtener agua para riego, para abastecimiento urbano, o bien simplemente para que no estorbe en el proceso constructivo de alguna obra civil, por ejemplo una excavación bajo el nivel freático. Las fórmulas utilizadas para el análisis de tales objetivos son las mismas, solo que en la extracción de agua para riego o para abastecimiento, lo deseado es el agua y el subproducto no deseado el abatimiento, mientras que en el proceso de excavación para una obra civil, lo deseado es el abatimiento, y lo no deseado es el agua obtenida.

En el proceso constructivo, además de retirar el “estorbo” representado por el agua, puede ocurrir que por causa de alguna estratigrafía peculiar del sitio, se presenten desfavorables subpresiones, que induzcan inestabilidad en el fondo o en las paredes de la propia excavación y entonces la extracción del agua tiene el objeto adicional de reducirle su presión.

En ocasiones, cuando en el proceso constructivo de una excavación, deben manejarse grandes caudales de agua freática por mucho tiempo, es aconsejable desde el punto de vista económico, utilizar una barrera de impermeabilización que mejore el resultado económico de la operación.

Tales pantallas impermeables han sido utilizadas en la excavación de diques secos, cárcamos de bombeo cercanos al mar y también en la cimentación de las cortinas de materiales térreos o pétreos, que almacenan agua para riego, para centrales hidroeléctricas, o para suministro de agua potable.

Referencias

Tamez, E., (1996), “Cincuenta años de geotecnia en ICA”, Memoria de la reunión conmemorativa “40 años de investigación y práctica en geotecnia”. Editada por Fundación ICA, el Instituto de Ingeniería y Solum del Grupo ICA, México.

Zeevaert, L., (1972), “Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions”, 2nd Ed., Van Nostrand Reinhold, New York.

Girault P., (1964), “A new type of pile foundation”, Congreso sobre cimientos profundos. Editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

2 Diseño de muros milán y tablestacas

José A. Segovia Pacheco

2.1 Empujes laterales sobre muros milán o tablestacas

Cuando por razones de espacio en una construcción se hace necesario realizar excavaciones en las que es imposible el desarrollo de un talud y, además los cortes alcanzan pendientes que los ponen en peligro de estabilidad o bien porque existen estructuras superficiales que pueden ser dañadas o deben ser preservadas, se hace necesario algún tipo de estructura que soporte los empujes horizontales de la masa de suelo que será contenida. Diversos tipos de estructuras se han utilizado, muchas de ellas con la idea de que sean autosustentables o bien con ayuda de anclajes, muertos o puntales. Tablestacas o muros milán han sido diseñados para dar soporte a las excavaciones o taludes, usando materiales como la madera, el concreto, el acero, o bien, muros de concreto colados en zanjas llamados muros milán. Para el diseño de cualesquiera de las estructuras mencionadas, así como de sus elementos de soporte o apuntalamiento, es indispensable determinar las fuerzas ejercidas por el suelo contenido, así como las ejercidas por los efectos ambientales.

2.2 Teorías sobre empujes de tierra

El empuje de tierras es la fuerza por unidad de área que ejerce el suelo sobre un elemento estructural. Su valor depende de las propiedades físicas del suelo, de la interacción suelo – estructura en la interfase y de la magnitud y características de las deformaciones en el sistema suelo–estructura. Depende también de la naturaleza de la cual derive su resistencia el suelo, la cual varía de acuerdo a su relajación con el tiempo “creep”, así como de sus cambios físicos o químicos.

A diferencia de los muros de contención de gravedad, los empujes de tierra sobre muros milán o tablestacas no depende del tipo de suelo, más bien son función de la interacción suelo–estructura y esta a su vez de los movimientos que se desarrollen entre ambos, por lo tanto el problema matemático es altamente indeterminado.

Los estados de esfuerzos que se desarrollan dentro de la masa de suelo y que son de interés en el diseño de muros milán o tablestacas, son los estados: en reposo, activo y pasivo. El empuje de tierras sobre cualquier estructura de retención puede variar de un estado inicial de esfuerzos conocido como estado en reposo, K_0 , a un estado límite mínimo como el activo, K_a , o a un estado límite máximo como pasivo, K_p .

Los estados límite están determinados por la ley de resistencia al esfuerzo cortante del suelo, representados gráficamente en la Fig. 2.1 por el círculo de Mohr:

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \phi \quad (\text{ec. 2.1})$$

donde

τ y σ_n esfuerzos cortante y normal en el plano de falla
 c parámetro de cohesión del suelo
 ϕ ángulo de fricción del suelo

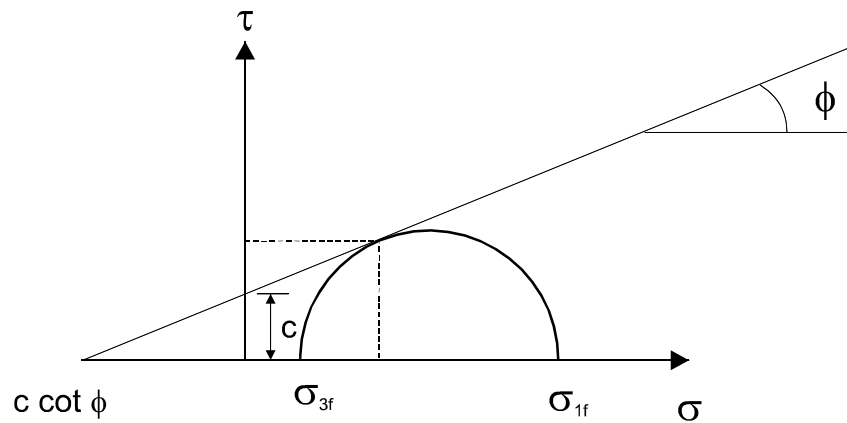


Fig. 2.1, Círculo de Mohr

El empuje de tierras refleja el estado de esfuerzo dentro de la masa de suelo. La relación entre los esfuerzos horizontales y los esfuerzos verticales es conocida como el coeficiente de esfuerzos, K , Fig. 2.2:

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (\text{ec. 2.2})$$

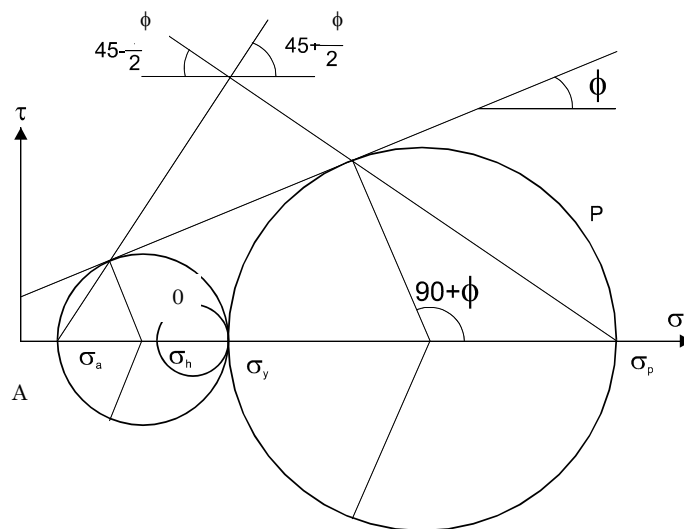


Fig. 2.2, Definición de los estados activo, pasivo y reposo

2.2.1 Estado de empujes en reposo

Empujes en reposo se refiere al estado de esfuerzos o de deformaciones que existen en la masa de suelo antes de realizar una excavación o construir una estructura. Este estado de esfuerzos se muestra como el círculo “O” del diagrama de Mohr de la Fig. 2.2.

El coeficiente de empuje en reposo K_o ha sido determinado experimentalmente por Jaky, con la siguiente relación:

$$K_o = 1 - \text{sen} \bar{\phi} \quad (\text{ec. 2.3})$$

Donde:

$\bar{\phi}$ ángulo de fricción efectivo del suelo

2.2.2 Estado de empujes activo

Es el valor mínimo posible que el empuje horizontal puede alcanzar a cualquier profundidad. Este estado se desarrolla cuando la pared, muro o ademe se desplaza o gira hacia afuera del suelo, permitiendo que el suelo se expanda horizontalmente en la dirección del movimiento del muro. El estado de esfuerzos resultante se presenta en el diagrama de Mohr de la Fig. 2.2 como el círculo “A”. Cuando un plano vertical, como lo es un muro flexible se flexiona por la acción del empuje horizontal cada elemento de suelo se expande lateralmente en dirección del movimiento, movilizand su resistencia al esfuerzo cortante, produciendo una consecuente reducción del empuje lateral. El valor mínimo posible se alcanza cuando se moviliza el máximo esfuerzo cortante y se presenta un estado de falla.

En la Fig. 2.2 se muestra la orientación del plano de falla referido al círculo de Mohr, cuyo coeficiente se expresa como:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{ec. 2.4})$$

2.2.3 Estado de empujes pasivo

Es el valor máximo posible que el empuje horizontal puede desarrollar cuando la pared, muro o ademe se desplaza o gira contra el suelo, comprimiendo a éste horizontalmente. El estado resultante es el empuje pasivo. En la Fig. 2.2 del diagrama de Mohr el círculo “P” representa este estado. Si el plano vertical del muro se desplaza contra el suelo, como en el caso del empotramiento de una tablestaca o la reacción de un muerto de anclaje, el empuje lateral se incrementa hasta alcanzar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. El valor máximo posible se alcanza cuando se moviliza el máximo esfuerzo cortante y se presenta un estado de falla.

El coeficiente de empuje pasivo se presenta gráficamente en la Fig. 2.2 y cuyo valor respecto al círculo de Mohr es:

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{ec. 2.5})$$

2.2.4 Relación entre coeficientes de empuje

De la inspección de las ecuaciones 2.4 y 2.5 se observa que el coeficiente de empuje de tierras pasivo es significativamente mayor que el activo para algunos rangos de ϕ , del orden de 10 veces. La relación entre ellos se puede expresar como:

$$K_a = \frac{1}{K_p} \quad (\text{ec. 2.6})$$

2.2.4 Desplazamiento horizontal

La magnitud del desplazamiento horizontal requerido para desarrollar uno de los estados límite (máximo o mínimo) depende de la rigidez del suelo y estructura, de su interacción, así como de su altura. En suelos firmes o rígidos, como en arenas densas o arcillas preconsolidadas, la magnitud requerida para desarrollar un estado límite es relativamente pequeña; en cambio en arenas sueltas o arcillas blandas el valor para el desarrollo del estado límite es un porcentaje considerable de la altura. En la Fig. 2.3 se muestra cualitativamente estos valores en función de la altura del muro.

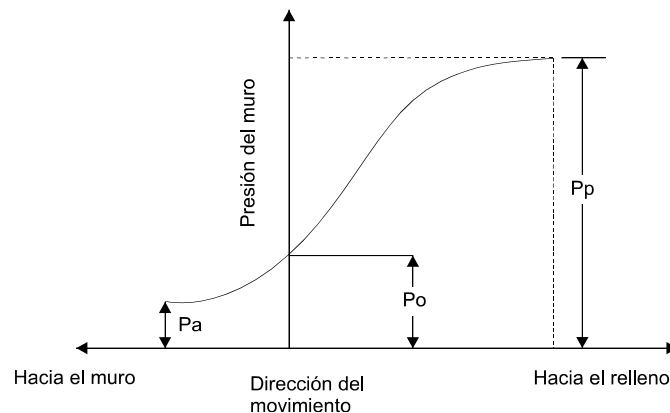


Fig. 2.3, Relación entre presiones y desplazamiento del muro

2.2.6 Fricción y adherencia contra el muro o ademe

Como consecuencia del desplazamiento horizontal del muro o ademe, se desarrolla un movimiento vertical que produce esfuerzos cortantes verticales en la interfaz estructura-suelo, debido a la fricción entre muro y suelo en el caso de suelos granulares o bien adherencia entre muro y suelo en los suelos cohesivos. Estos esfuerzos cortantes verticales tienen efecto en el desarrollo de los empujes disminuyendo los empujes horizontales en el estado límite activo, o incrementando su valor en el caso del estado límite pasivo.

2.3 Cálculo de los empujes laterales

2.3.1 Antecedentes

Numerosas teorías han sido desarrolladas para calcular los empujes laterales sobre muros o ademes, las más empleadas son el de Coulomb formulada en 1776 y la de Rankine formulada en 1857. La diferencia esencial entre las dos teorías es la suposición de que la presencia del muro o ademe afecta o no el desarrollo de los esfuerzos cortantes en el contacto de la masa de suelo con el ademe o muro. En su formulación las dos teorías suponen un plano o superficie de deslizamiento plana, lo cual en algunos casos es aleja de la realidad, por lo que se ha propuesto otra teoría en la cual la superficie falla no es plana sino que sigue una ley logarítmica. Por sus inherentes implicaciones no se presentan en orden histórico.

2.3.2 Teoría de Rankine

La teoría de Rankine se fundamenta en la suposición de que el muro o ademe no produce cambios en el plano de contacto entre muro y suelo; también supone que en la corona del muro o ademe la superficie del terreno es un plano, horizontal o inclinado y la superficie de falla también es plana. Cuando en la teoría de Rankine se alcanza uno de los estados límite se desarrollan las superficies de falla que se presentan en la Fig. 2.4.

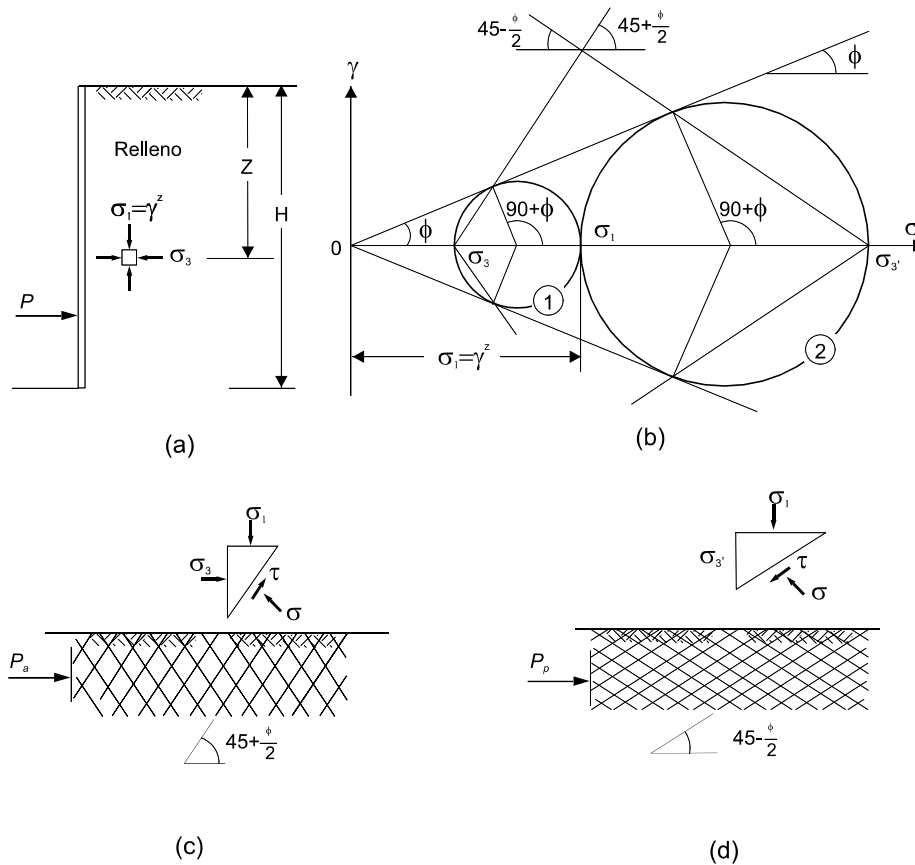


Fig. 2.4, Estados límite de falla de Rankine. (a) elemento en suelo granular; (b) círculos de Mohr para los casos activo y pasivo; (c) y (d) planos de deslizamiento para los casos activo y pasivo

Las ecuaciones que representan los estados límites de empujes activo o pasivo en términos de presiones o empujes unitarios, son:

$$\begin{aligned} p_a &= \gamma z K_a \\ E_a &= \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \end{aligned} \quad (\text{ec. 2.7})$$

$$\begin{aligned} p_p &= \gamma z K_p \\ E_p &= \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \end{aligned} \quad (\text{ec. 2.8})$$

donde

p_a y p_p	presión activa o pasiva desarrollada a la profundidad z , en unidades de esfuerzo
E_a y E_p	empuje de tierras activo o pasivo en la altura total del muro, en unidades fuerza por ancho unitario
γz	esfuerzo geoestático vertical a la profundidad z usando el peso volumétrico sumergido del suelo abajo del nivel freático
K_a y K_p	coeficientes de empujes de tierras activo y pasivo respectivamente
H	altura total del muro

Los coeficientes de empujes de tierra activo y pasivo de acuerdo con la teoría de Rankine dependen del ángulo de fricción del suelo ϕ y del ángulo de inclinación de la superficie del relleno β , y son dados por las siguientes expresiones:

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (\text{ec. 2.9})$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (\text{ec.2.10})$$

Para el caso de la superficie del relleno horizontal $\beta = 0$, las ecuaciones se reducen a:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{ec. 2.11})$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{ec. 2.12})$$

2.3.2 Teoría de Coulomb

Coulomb supone que la fricción en el plano de contacto entre suelo—muro produce cambios en los esfuerzos cortantes del suelo que tienden a modificar la magnitud y dirección del empuje de suelos; también supone que en la corona del muro o ademe, la superficie del terreno es un plano, horizontal o inclinado y la superficie de falla también es plana, Fig.2.5.

Para el caso activo cuando el empuje de suelos, la cuña de falla se desplaza hacia abajo y en su movimiento se genera fricción contra el muro; para el caso pasivo el muro empuja a la cuña de suelo hacia arriba, originando también fricción contra el muro. Los coeficientes para el cálculo de las presiones activa y pasiva son:

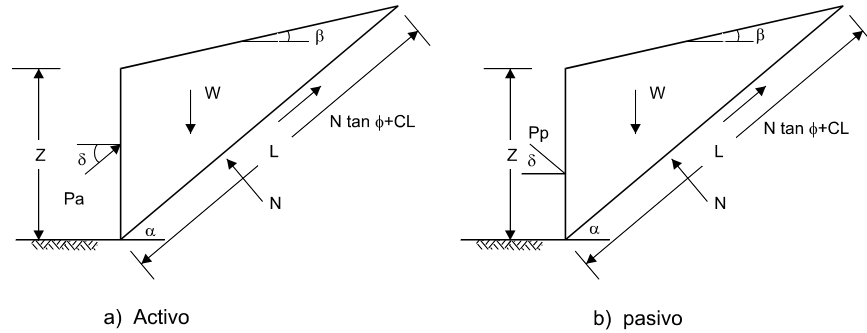


Fig. 2.5, Cuñas de deslizamiento de Coulomb

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \delta)}{\cos \delta \cos \beta}} \right]^2} \quad (\text{ec. 2.13})$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \delta)}{\cos \delta \cos \beta}} \right]^2} \quad (\text{ec. 2.14})$$

Al igual que en la teoría de Rankine, en la de Coulomb la superficie de falla es un plano; sin embargo, en este caso depende del ángulo de fricción del suelo, así como del ángulo de fricción suelo—muro; la inclinación del plano de falla para los casos activo y pasivo respectivamente, se obtiene con las siguientes ecuaciones:

$$\alpha_a = 90 - \phi - \text{ang tan} \left[\frac{-\tan \phi + \sqrt{\tan \phi (\tan \phi + \cot \phi) (1 + \tan \delta \cot \phi)}}{1 + \tan \delta (\tan \phi \cot \phi)} \right] \quad (\text{ec. 2.15})$$

$$\alpha_p = 90 + \phi - \text{ang tan} \left[\frac{\tan \phi + \sqrt{\tan \phi (\tan \phi + \cot \phi) (1 + \tan \delta \cot \phi)}}{1 + \tan \delta (\tan \phi \cot \phi)} \right] \quad (\text{ec. 2.16})$$

Para una pared lisa con es decir $\delta = 0$ con superficie del terreno horizontal $\beta = 0$, o en el caso de $\delta = \beta$, las teorías de Rankine y Coulomb dan idénticos resultados.

2.3.4 Teoría de la espiral logarítmica

Las teorías de Rankine y Coulomb suponen que la superficie de falla es plana, de lo observado en modelos de laboratorio se sabe que las superficies de falla tienden a ser curvas compuestas; sin embargo, para el caso activo el error cometido al suponer una superficie plana es pequeño; por el contrario para el caso pasivo el error es grande y normalmente del lado de la inseguridad. Si el ángulo de fricción suelo–muro es bajo, la superficie de falla resultante es casi plana, pero si este valor es muy alto el plano para la superficie de falla del empuje pasivo es muy diferente al supuesto por la teoría de Coulomb produciendo magnitudes muy altas del empuje pasivo, poco realistas.

La magnitud del ángulo de fricción suelo–muro causa fuerzas tangenciales descendentes que incrementan las presiones verticales en el contacto suelo–muro provocando la superficie de falla curva que se muestra en la Fig. 2.6. El suelo falla por la superficie curva de menor resistencia y no por el plano de Coulomb, él cual requiere de grandes fuerzas cinemáticas.

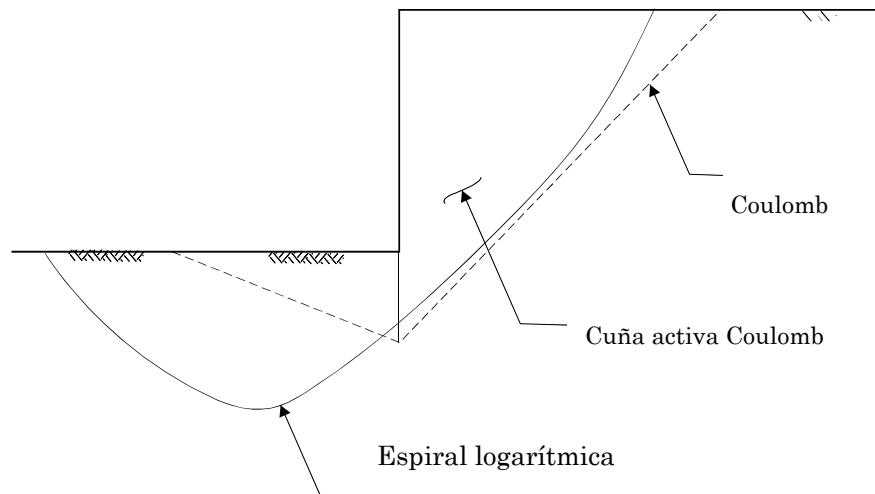


Fig. 2.6, Espiral logarítmica

2.3.5 Empujes laterales en suelos cohesivos-friccionantes

El círculo de Mohr de la Fig. 2.1 puede ser usado para determinar el empuje de suelo sobre un muro con un relleno cohesivo–friccionante en términos de la relación de resistencia $\tau_f = c + \sigma_n \tan \phi$, siendo las ecuaciones:

$$p_a = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2 - 2c\sqrt{K_a} H \quad (\text{ec. 2.17})$$

$$p_p = \gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma K_p H^2 + 2c\sqrt{K_p} H \quad (\text{ec. 2.18})$$

donde

c parámetro de cohesión

2.3.6 Excavaciones sin soporte

Teóricamente se puede determinar que algunas excavaciones no requieren de un soporte o ademe en suelos cohesivo-friccionantes o puramente cohesivos, si la presión lateral σ_3 (para el caso activo) no excede la resistencia del suelo; de la ecuación (2.17), tenemos:

$$\sigma_3 = p_a = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

Para $z = 0$:

$$\sigma_3 = -2c\sqrt{K_a}$$

Lo cual significa que en la superficie se producen fuerzas de tensión. La profundidad teórica de la grieta se puede estimar suponiendo que en su fondo se tiene $\sigma_3 = 0$, la altura teórica de la grieta o crítica h_c , es igual a:

$$0 = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad (\text{ec. 2.19})$$

La máxima altura crítica H_c para la cual una excavación puede mantenerse sin soporte, Fig. 2.7, se evalúa suponiendo el punto donde las fuerzas de tensión se igualan con la cohesión:

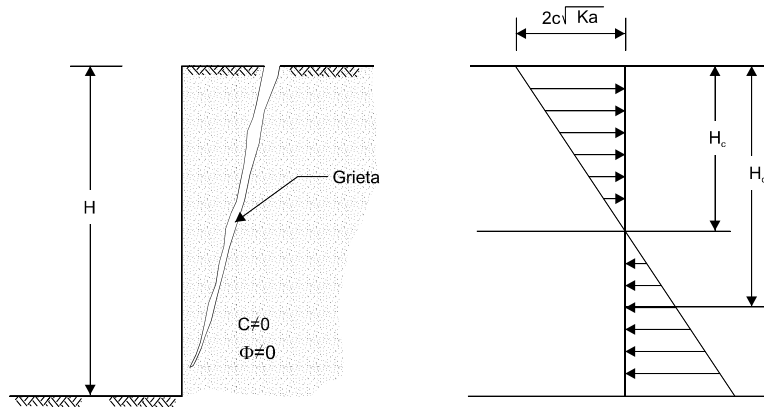


Fig. 2.7, Excavación sin soporte

$$2c\sqrt{K_a} = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$H_c = \frac{4c}{\gamma\sqrt{K_a}} = 2h_c \quad (\text{ec. 2.20})$$

El resultado de la ecuación (2.20) debe evaluarse con cuidado, ya que cambios en el contenido de agua del suelo por desecación o humedecimiento, alteran las condiciones para las cuales una excavación puede mantenerse estable sin soporte, en las mejores condiciones una excavación sin ademe o soporte se puede mantener por un breve período de tiempo.

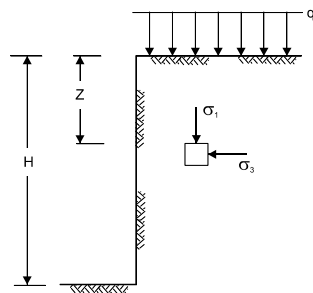
2.3.7 Sobrecargas y otras acciones

Los muros milán o tablestacas normalmente soportan, además de los empujes del suelo, cargas en la superficie o sobrecargas, que pueden ser el apilamiento de material, la cercanía de alguna construcción, el peso del equipo de construcción, etc. Estas cargas contribuyen a incrementar el empuje activo del suelo y su tendencia de movimiento.

Los casos de carga de particular interés en la determinación de las presiones laterales son:

- Cargas uniformes de ancho infinito
- Cargas puntuales
- Cargas lineales paralelas a la pared
- Cargas uniformes de ancho finito
- Otras cargas

Las cargas son evaluadas con ayuda de la teoría de la elasticidad.



Cargas uniformes de ancho infinito. Es una carga de magnitud q , que se aplica en toda el área superficial, Fig. 2.8. El efecto de la sobrecarga uniforme es aumentar el empuje vertical efectivo contra la tablestaca en una cantidad igual a la magnitud de la sobrecarga multiplicada por el coeficiente K de empuje de tierras activo o pasivo.

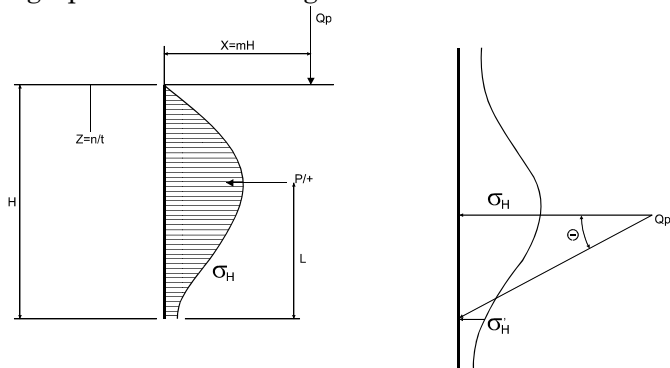
Fig. 2.8, Carga de ancho infinito

$$p = \gamma' z K \quad \text{sin sobrecarga}$$

$$p = \gamma' z K + q K$$

$$p = K(\gamma' z + q) \quad \text{con sobrecarga} \quad (\text{ec. 2.21})$$

Cargas puntuales. Es una sobrecarga aplicada sobre un área pequeña y tratarse como una carga puntual. En la Fig. 2.9. se dan los coeficiente por evaluar la presión lateral en función



de la separación a la tablestaca y profundidad de cálculo. Su variación en el plano paralelo a la pared se muestra en la misma figura.

Fig. 2.9, Carga puntual

$$\sigma_H = 0.28 \frac{Q_p}{H^2} \frac{n^2}{(0.16 + n^2)^3} \quad \text{para } m \leq 0.4$$

$$P_H = 0.78 \frac{Q_p}{H}$$

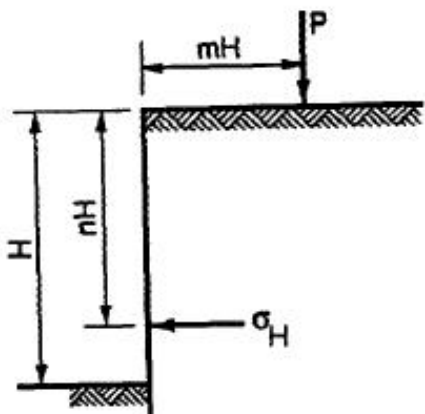
$$\sigma_H = 1.77 \frac{Q_p}{H^2} \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3} \quad \text{para } m > 0.4 \quad (\text{ec. 2.22})$$

$$P_H = 0.45 \frac{Q_p}{H}$$

$$\sigma'_H = \sigma_H \cos^2(1.1 \theta)$$

donde

m	x/H
n	x/z
Q_p	carga puntual
x	distancia de la carga a la pared
H	altura total del muro
z	profundidad de cálculo
σ'_H	distribución horizontal



Cargas lineales paralelas a la pared. Una carga continua paralela a la tablestaca pero de ancho muy pequeño perpendicular a ésta, se puede tratar como una carga lineal como se muestra en la Fig. 2.10. La presión lateral en la tablestaca está dada por las siguientes ecuaciones.

Fig. 2.10, Carga lineal

$$\sigma_H = 0.20 \frac{Q_l}{H} \frac{n}{(0.16 + n^2)^2} \quad \text{para } m \leq 0.4$$

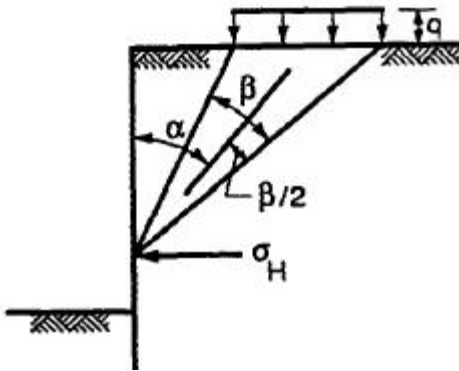
$$P_H = 0.55 Q_l$$

$$\sigma_H = 1.28 \frac{Q_l}{H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad \text{para } m > 0.4 \quad (\text{ec. 2.23})$$

$$P_H = 0.64 \frac{Q_l}{(m^2 + 1)}$$

donde

Q_l carga lineal



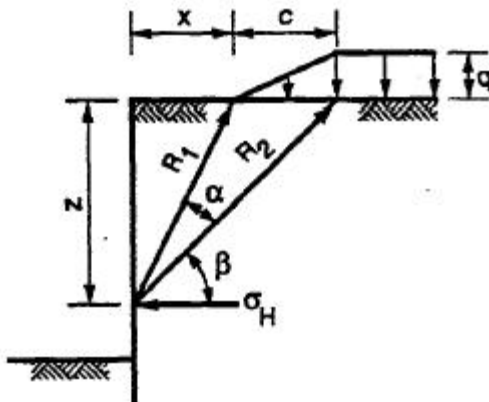
Cargas uniformes de ancho finito. Una carga uniforme de ancho finito equivale a una carretera o una vía de ferrocarril, donde el ancho está determinado; es una tira continua paralela al eje longitudinal de la tablestaca pero de ancho finito perpendicular, como se ilustra en Fig. 2.11. La presión adicional está dada por las siguientes ecuaciones, cabe comentar que cualquier valor de presión negativo será ignorado.

Fig. 2.11 Carga uniforme de ancho finito

$$\sigma_H = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha) \quad (\text{ec. 2.24})$$

donde

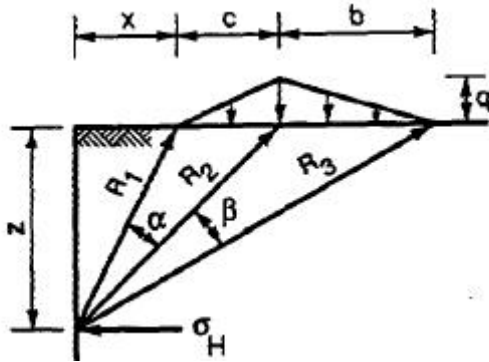
β y α se expresan en radianes



Cargas de rampa. Una carga de la rampa, Fig. 2.12, aumenta linealmente de cero a un máximo que se mantiene uniforme lejos de la tablestaca. Se supone que la carga de la rampa es continua en el sentido longitudinal de la tablestaca. La ecuación para el cálculo de la presión lateral está dada:

Fig. 2.12 Carga de rampa

$$\sigma_H = \frac{q}{\pi c} \left(c\beta + x\alpha + 2z \ln \frac{R_2}{R_1} \right) \quad (\text{ec. 2.25})$$



Cargas Triangulares. Una carga triangular varía perpendicularmente a la tablestaca como se muestra en la Fig. 2.13 y se supone continua sobre su eje. La ecuación para presión lateral se da por:

Fig. 2.13 Carga triangular

$$\sigma_H = \frac{q}{\pi} \left(-\frac{x}{c} \alpha + \frac{c+b-x}{b} \beta + \frac{2z}{c} \ln \frac{R_2}{R_1} + \frac{2z}{b} \ln \frac{R_2}{R_3} \right) \quad (\text{ec. 2.26})$$

Áreas cargadas de dimensiones finitas. Es una carga distribuida sobre un área limitada, con dimensiones perpendiculares y paralelas definidas a la tablestaca. Se calculan con los nomogramas de influencia de Newmark, con las ecuaciones de Fadum o con el nomograma de la Fig. 2.14.

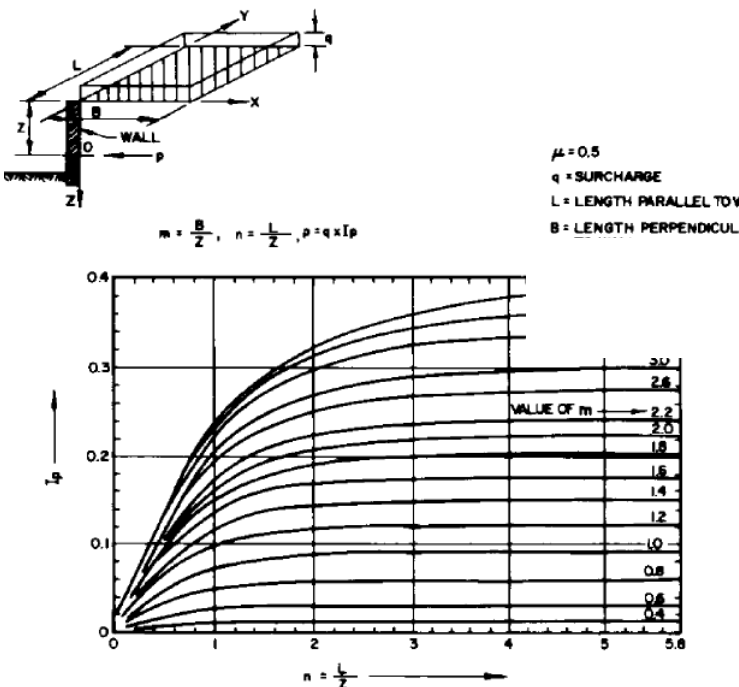


Fig. 2.14 Áreas cargadas de dimensiones finitas

Presión hidrostática. Una diferencia en el nivel de agua en cualquier lado de la tablestaca crea una presión hidrostática desequilibrada. Las presiones de agua son calculadas multiplicando la profundidad de agua por su peso específico. Si no existe una condición de flujo se supone entonces la presión como hidrostática, es decir se desprecian los efectos de filtración; la presión hidrostática desequilibrada actúa a todo lo

largo de la tablestaca. Debe agregarse la presión de agua a las presiones efectiva de tierra para obtener las presiones totales.

Fuerzas de filtración. Cuando existen efectos de filtración, la presión diferencial se disipada por flujo vertical bajo la tablestaca. La distribución de las presiones desbalanceadas se obtiene de un análisis de flujo de agua. El análisis debe considerar la permeabilidad de los suelo, así como la presencia de drenes. El cálculo se realiza a través de redes de flujo o con el método del elemento finito. El flujo ascendente delante de la tablestaca tiende reducir el peso efectivo del suelo reduciendo su capacidad de ofrecer apoyo lateral, produciendo tubificación o incluso licuación. Los efectos del flujo ascendente se pueden eliminar alargando la profundidad de penetración de la tablestaca.

Oleaje. Las fuerzas laterales producidas por la acción de las olas son dependientes de muchos factores, como la longitud, la altura, punto de rompiente, y profundidad de la estructura. Deben determinarse para un rango de posibles de niveles de agua de acuerdo con los estudios de mareas de las costas.

Impacto de barcos. Aunque es impráctico diseñar una tablestaca para el impacto de barcos grandes, las estructuras de protección marginales pueden ser golpeadas por barcazas sueltas o por barcos pequeños impulsados por vientos o corrientes. La construcción de una berma sumergida al frente de la pantalla reducirá esta posibilidad de impacto.

Viento. Cuando se construyen tablestacas en áreas expuestas, las fuerzas del viento deben ser consideradas durante la construcción y a lo largo de la vida de la estructura. Para tablestaca con más de 5 m de exposición y en zonas sujetas a huracanes o ciclones con velocidades de viento de más de 160 Kph, una presión 250 kg/cm² es adecuada. Bajo condiciones normales, para la misma altura de exposición, una presión de 150 kg/cm² debe ser suficiente.

Sismo. En regiones sísmicas las fuerzas producidas por un sismo deben ser consideradas. Las ecuaciones de Coulomb son modificadas para tomar en consideración los efectos de las aceleraciones sísmicas. Las presiones de tierra deben determinarse de acuerdo con las ecuaciones de Mononobe–Okabe. En el peor de los casos, el suelo de apoyo se puede licuar dejando a la tablestaca sin apoyo. Esta posibilidad debe evaluarse y considerar el mejoramiento del material de apoyo o buscar una nueva posición para la tablestaca.

El manual de diseño sísmico de la CFE proporciona las siguientes expresiones para evaluar los empujes producidos por el efecto de un sismo sobre una tablestaca, con las siguientes consideraciones:

- a) Las fuerzas de inercia se determinarán teniendo en cuenta las masas de tierra y sobrecargas apoyadas directamente sobre el respaldo de la tablestaca, en adición a las masas propias de la estructura de retención.
- b) El empuje sísmico generado por el relleno depende del nivel de desplazamiento que experimente la tablestaca. Se considera el estado activo de presiones de tierra cuando el desplazamiento resultante movilice completamente la resistencia al esfuerzo cortante del relleno; en caso de que el desplazamiento de su corona este restringido, como sería un cajón de cimentación, el empuje sísmico se calculará adoptando la condición de empujes en reposo. El estado pasivo sólo puede desarrollarse cuando la tablestaca tenga tendencia a moverse hacia el relleno y el desplazamiento sea importante.

- c) Las tablestacas se analizarán ante la acción del componente horizontal del movimiento del terreno normal al eje de la tablestaca. Para tablestacas localizadas en zonas de media a alta sismicidad se considerará la acción del componente vertical, que se tomará como 2/3 del horizontal.
- d) El coeficiente sísmico “ α ” se determinará multiplicando el coeficiente de aceleración del terreno $\alpha_0 = c/4$ por un factor de amplificación que se tomará igual a 1.33 si $T_s\beta_s/H \geq 10$ o igual a 2 si $T_s\beta_s/H \leq 3$, siendo T_s y β_s el periodo dominante y la velocidad efectiva, respectivamente, del sitio donde se ubicará el muro de altura H . Para los casos intermedios se interpolará entre esos valores.
- e) En la Fig. 2.15 se presenta el empuje activo producido por la cuña de suelo que actúa sobre la tablestaca, determinado con la siguiente expresión

$$E_d = \frac{W(\sin\psi + \tan(\chi - \phi)\cos\psi) - Q(\cos\chi + \tan(\chi - \phi)\sin\chi) - F(\tan(\chi - \phi))}{\cos\delta + \sin\delta\tan(\chi - \phi)} \quad (\text{ec. 2.27})$$

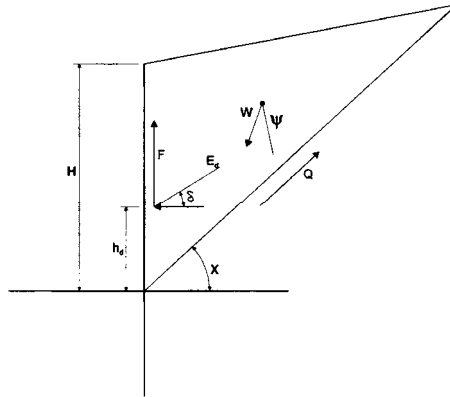


Fig. 2.15, Diagrama de fuerzas que intervienen en el cálculo del empuje activo

donde

- W resultante de fuerzas de la cuña de suelo
 ψ ángulo que forma W con la vertical
 χ ángulo que forma el plano de falla con la horizontal, que será el que maximice el empuje activo
 ϕ ángulo de fricción interna del suelo sobre el plano de falla
 ρ ángulo de fricción en la interfaz muro-suelo, que será: $0 \leq \delta \leq \phi/2$
 Q fuerza de cohesión desarrollada en el plano de falla
 F fuerza de adherencia desarrollada en la interfaz muro-tablestaca la cual no debe tomarse mayor al 40% de la cohesión del suelo

Para el caso pasivo la expresión para el cálculo de los empujes sísmicos es:

$$E_d = \frac{W(\tan(\chi + \phi)\cos\psi - \sin\psi) - Q(\cos\chi + \tan(\chi + \phi)\sin\chi) - F(\tan(\chi + \phi))}{\cos\delta + \sin\delta\tan(\chi + \phi)} \quad (\text{ec. 2.28})$$

Donde el ángulo χ será el que maximice el empuje pasivo.

La resultante de fuerzas de la cuña de suelo, está dada por:

$$W = \frac{a}{\sin \psi} W_v \quad (\text{ec. 2.29})$$

La altura a la cual actúa el empuje dinámico se calcula como.

$$h_d = \frac{h_e E_e + 0.55 H |E_e - E_d|}{E_d} \quad (\text{ec. 2.30})$$

donde

W_v resultante de fuerzas gravitacionales
 h_d altura de aplicación del empuje dinámico
 h_e altura de aplicación del empuje estático
 E_e empuje estático

El desplazamiento del muro se considerará limitado cuando su magnitud no sea lo suficiente para desarrollar una condición activa o pasiva de presión de tierras, Tabla 2.1. En este caso se considerará el relleno como infinito y el empuje se calculará con el concepto de coeficiente de tierras en reposo.

Sobre el nivel freático la presión de tierras se calculará como:

$$p(z) = \gamma z(1 + a) \left[K_0^2 + \frac{1}{\tan^2 \theta} \right] \quad (\text{ec. 2.31})$$

Bajo el nivel freático la expresión anterior se modifica a:

$$p(z) = p_0 + (z - z_0) \left[1 + (\gamma(1 + a) - 1) \left[K_0^2 + \frac{1}{\tan^2 \theta} \right]^{1/2} \right]$$

donde

$p(z)$ presión de tierras a la profundidad, z
 p_0 presión de tierras a la profundidad del nivel freático
 z profundidad
 z_0 profundidad del nivel freático
 $\theta = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right]$

k_v y k_h coeficientes sísmicos vertical y horizontal, respectivamente

De manera simplificada, las Normas Técnicas Complementarias 1977, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, recomiendan la siguiente expresión.

$$E_s = \frac{c}{6} \gamma H^2 \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{ec. 2.32})$$

Donde E_s es el empuje sísmico.

Tabla 2.1 Cocientes entre el desplazamiento de la corona y la altura del muro para desarrollar la resistencia al corte del relleno

Tipo de suelo	Estado Activo Δ/H	Estado Pasivo Δ/H
Arena o grava compacta	0.001	0.010
Arena o grava de compactación media	0.002	0.020
Arena o grava suelta	0.004	0.040
Arena o grava compacta con finos plásticos	0.002	0.020
Arena o grava suelta con finos plásticos	0.008	0.020
Limo plástico o arcilla firme	0.015	0.030
Limo plástico o arcilla blanda	0.025	0.050

2.4 Diseño de muros tablestaca

El diseño de un muro tablestaca se realiza mediante un proceso iterativo, que involucra las siguientes acciones: (a) cálculo de las fuerzas y de las presiones laterales que actúan sobre la tablestaca; (b) determinación de la longitud necesaria de empotramiento; (c) cálculo de los momentos flexionantes máximos; definición de la sección de tablestaca en función de los máximos esfuerzos y de las condiciones de apoyo; (e) determinación del apuntalamiento o anclaje.

Antes del inicio del proceso de cálculo las condiciones geométricas y el tipo y propiedades de los suelos sobre los que se apoyará la tablestaca, deben ser definidos. Las condiciones geométricas incluyen su posición y alineamiento, altura libre, sobrecargas, niveles de aguas, condiciones ambientales, etc. El tipo y propiedades de los suelos incluyen la definición de la estratigrafía a través de un número adecuado de sondeos; las propiedades mecánicas de los suelos determinadas a través de pruebas de laboratorio, así como las condiciones de agresividad de suelos y aguas.

Hay dos tipos básicos de muros tablestacas: (a) muros en cantilever o muros en voladizo y (b) muros anclados o apuntalados.

2.4.1 Muros en cantilever

Una tablestaca o muro en cantilever es aquel que se construye hincando en el terreno la sección estructural, una profundidad suficiente para desarrollar una reacción de viga en

voladizo que resiste las presiones activas sobre la tablestaca. Debido a las grandes deformaciones que pueden experimentar este tipo de solución es aceptable sólo en muros de poca altura, aproximadamente 5 m, ya que con la altura se incrementa su flexibilidad, siendo los momentos flexionantes proporcionales al cubo de su altura. La erosión, el arrastre de sedimentos y la consolidación de los suelos en la parte frontal del muro contribuyen en incrementar estas deformaciones.

El equilibrio estático de los muros en cantilever se debe a la magnitud del empuje pasivo que se desarrolla en la porción enterrada del muro, requiriéndose de grandes profundidades de empotramiento para lograr la estabilidad, lo anterior conduce a sobreesfuerzos en la sección estructural.

Las presiones que se desarrollan en una tablestaca en cantilever se presentan en la Fig. 2.16. Cuando la presión activa actúa en su altura libre, la tablestaca gira sobre un punto de rotación desarrollando presiones pasivas encima y debajo de este pivote. La diferencia aritmética entre las presiones pasivas y activas, $p_p - p_a$, se conoce como presión neta. En el punto de rotación la presión neta es igual a cero, y que se ilustra por el diagrama $oabc$; para diseño la curva abc es remplazada por la recta dc , donde la profundidad del punto d se ubica por el equilibrio estático de presiones. Los errores obtenidos por esta suposición son de orden menor, por lo cual son aceptables.

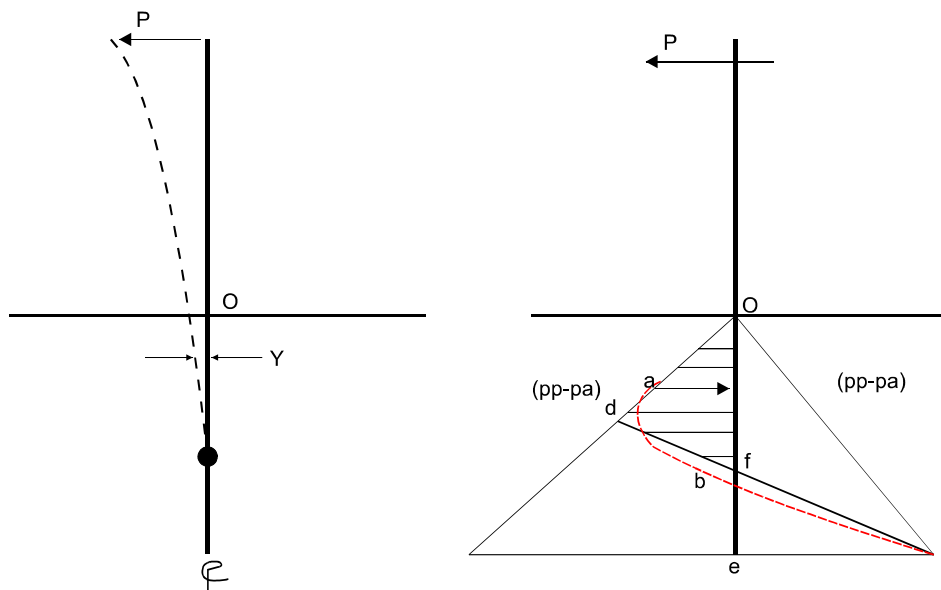


Fig. 2.16, Presiones sobre la tablestaca en cantilever

Las presiones desarrolladas en una tablestaca en cantilever dependen del tipo de suelo, así como del cambio de los parámetros de resistencia del suelo, por lo que el diseño de una tablestaca en suelo granular o suelo cohesivo se tratan por separado.

Tablestacas en cantilever en suelos granulares. El diseño de una tablestaca en cantilever en suelos granulares se basa en el procedimiento simplificado que se presenta en la Fig. 2.17a, donde para suelos estratificados se deben considerar para cada estrato los valores apropiados del peso volumétrico, γ , y de la compacidad relativa que depende del ángulo de fricción, ϕ ; también se deberán tomar en cuenta para el cálculo de las presiones de

suelos las condiciones geométricas del problema, como inclinación de la superficie, así como los efectos externos de las acciones que graviten sobre la estructura. El procedimiento de cálculo es el siguiente:

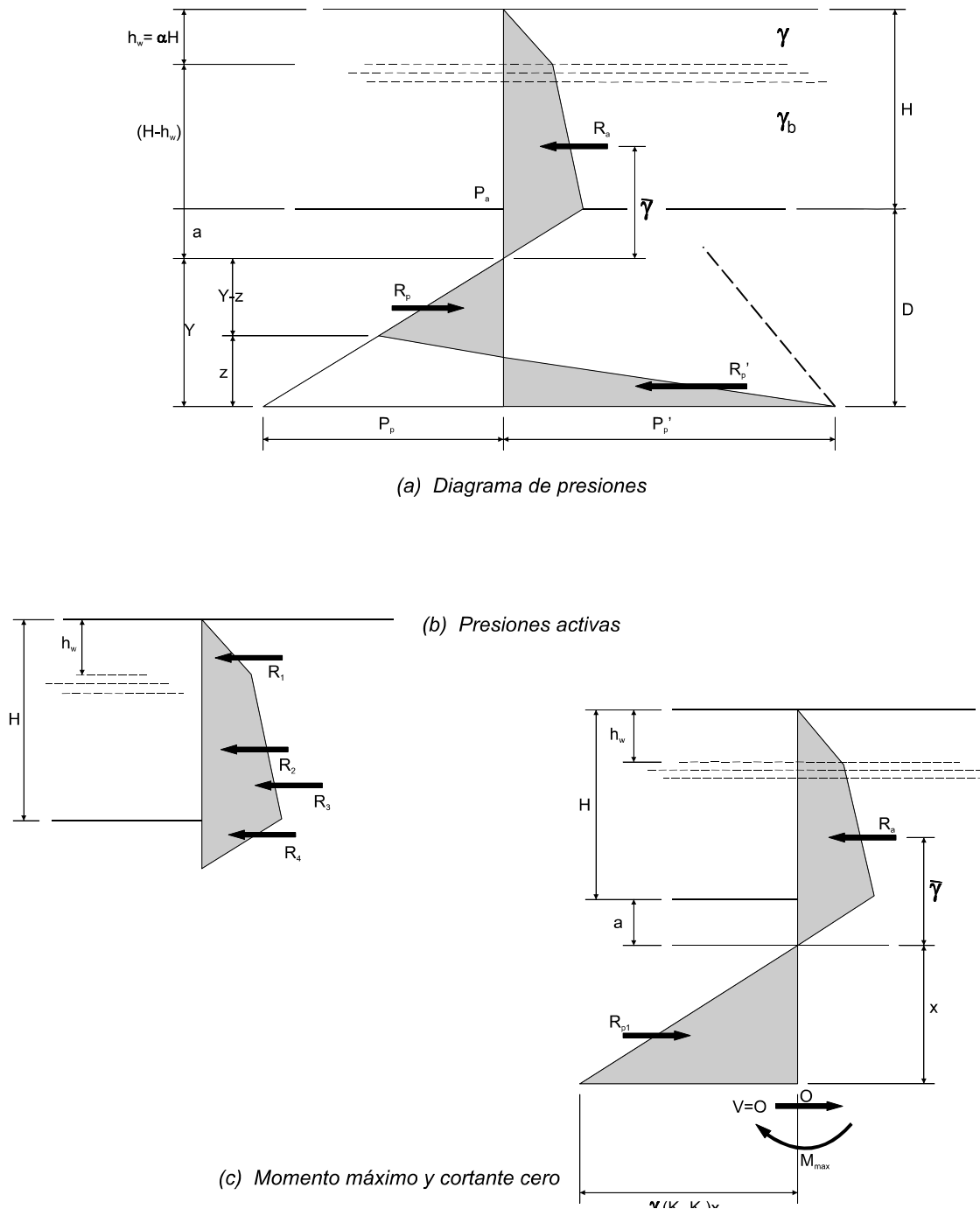


Fig. 2.17, Tablestaca en cantilever en suelo granular

1. Se estima la profundidad de empotramiento de la tablestaca, con base en la siguiente correlación:

Tabla 2.2, Profundidad del empotramiento requerido

Número de golpes en la prueba de penetración estándar N	Compacidad relativa D_r	Profundidad del empotramiento
0 – 4	Muy suelta	2.00 H
5 – 10	Suelta	1.50 H
11 – 30	Media	1.25 H
31 – 50	Densa	1.00 H
> 50	Muy densa	0.75 H

- El siguiente paso es calcular las presiones activas y pasivas, considerando la magnitud de las deformaciones requerida para cada uno de los estados y de las sobrecargas que actúan sobre la tablestaca; en el caso de presiones hidráulicas es razonable considerar el nivel de aguas al mismo nivel en ambos lados de la tablestaca.
- Se establece el equilibrio estático, la suma de fuerzas en la dirección horizontal es igual a cero, así como el la suma de momentos en cualquier punto es igual a cero.

La suma de fuerzas en la dirección horizontal es:

$$\sum F_x = 0$$

$$R_a + R'_p - R_p = 0$$

donde

$$z = \frac{p_p Y - 2R_a}{p_p + p'_p}$$

La suma de momentos al pie de la tablestaca es.

$$\sum M_{Pie} = 0$$

$$6R_a(Y + \bar{y}) + (p_p + p'_p)z^2 + p_p Y^2 = 0$$

Resolviendo las ecuaciones se tiene:

$$Y^3 - \left(\frac{2R_a}{p'_p}\right)Y^2 - 6R_a\left(\frac{\bar{y}}{p'_p} + \frac{1}{c}\right)Y - \frac{2R_a}{Cp'_p}(2R_a + 3p'_p\bar{y}) = 0 \quad (\text{ec. 2.33})$$

donde

$$C = \gamma'(K_p - K_a)$$

$$p'_p = \gamma h_w K_p + \gamma' K_p (H + D - h_w) - \gamma' K_a (Y + a)$$

$$a = \frac{p_a}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

$$p_a = K_a [\gamma h_w + \gamma'(H - h_w)] \quad \text{Fig. 2.4.2b}$$

$$R_a = R_1 + R_2 + R_3 + R_4$$

$$R_1 = \frac{1}{2} K_a \gamma h_w^2$$

$$R_2 = \gamma h_w K_a$$

$$R_3 = \frac{1}{2} h_w K_a (H - h_w)^2$$

$$R_4 = \frac{p_a^2}{2\gamma'(K_p - K_a)}$$

El momento máximo se obtiene en el punto donde el cortante es cero, Fig.2.17c.

$$M_{\max} = R_a \left[\bar{y} + \frac{2}{3} \left(\frac{2R_a}{\gamma'(K_p - K_a)} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (\text{ec. 2.34})$$

Se incrementa la longitud del empotramiento de un 20 a un 40%, que resulta en un factor de seguridad de 1.5 a 2. Alternativamente se puede reducir el coeficiente de empujes pasivo entre un 30 a 50%.

El módulo de sección de la tablestaca requerida se determina con la siguiente expresión:

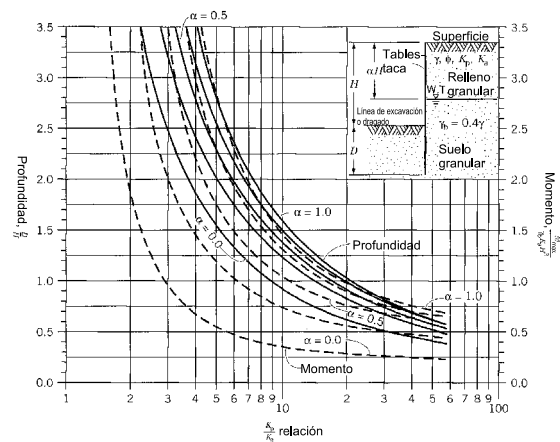
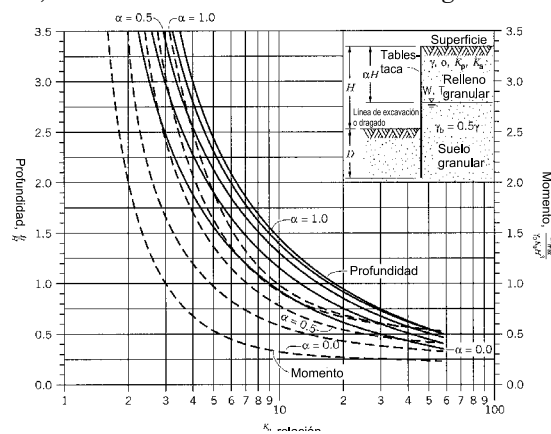
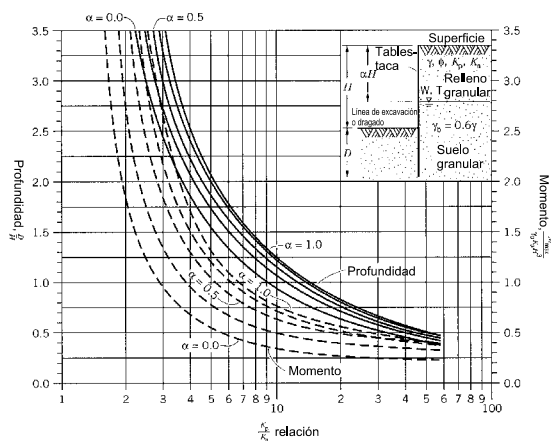
$$s = \frac{M_{\max}}{F} \quad (\text{ec. 2.35})$$

donde

s módulo de sección

F resistencia estructural de la tablestaca

En las Figs. 2.18 a 2.19 se presentan gráficas que permiten determinar rápidamente la profundidad de empotramiento y el momento máximo en función de los coeficientes de empujes y del peso volumétrico del suelo.

Fig. 2.18, Tablestaca en cantilever suelo granular $\gamma' = 0.4$ Fig. 2.19a, Tablestaca en cantilever suelo granular $\gamma' = 0.5$ Fig. 2.19b, Tablestaca en cantilever suelo granular $\gamma' = 0.6$

Tablestaca en cantilever en suelos cohesivos. Las presiones de suelo que se desarrollan en una tablestaca empotrada en arcilla con relleno granular o cohesivo se presentan en la Fig. 2.20. Se debe tener en cuenta para el cálculo de las presiones, que las arcillas pueden modificar su resistencia por: consolidación, contracción, secado, etc., efectos que modifican

las presiones con el tiempo. Las presiones de tierra se calculan suponiendo que la arcilla deriva su resistencia del parámetro de cohesión del suelo.

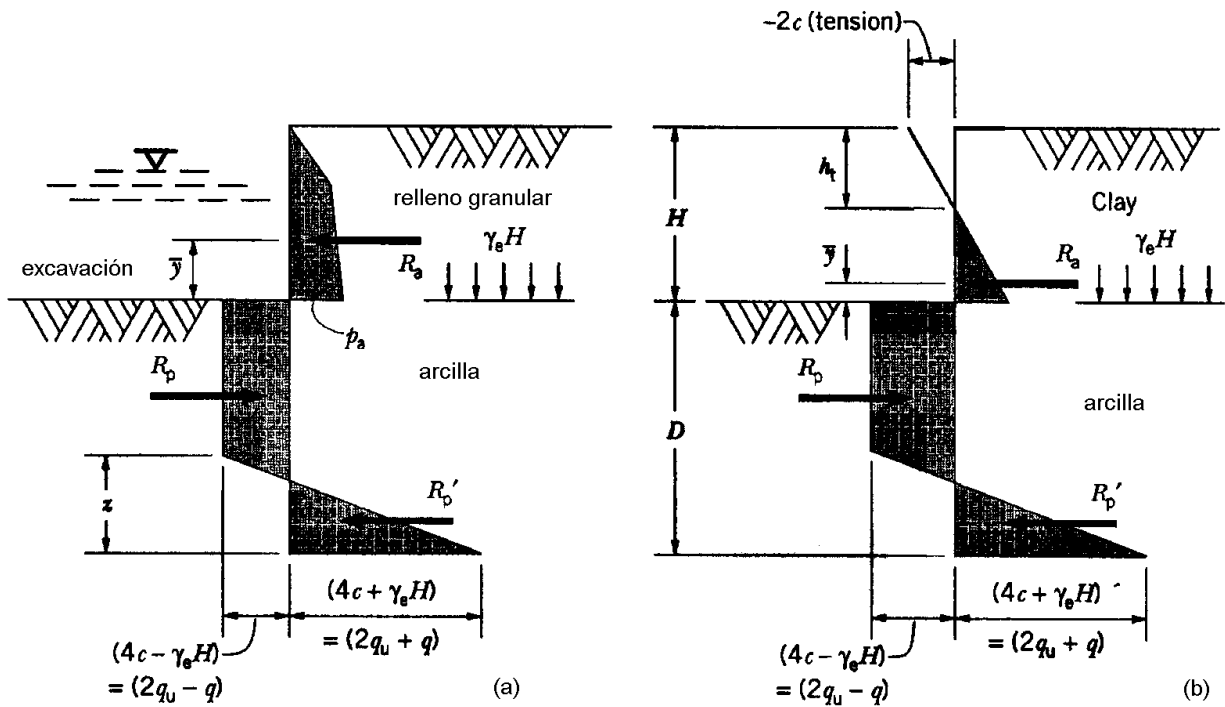


Fig. 2.20, Tablestaca en cantilever en suelo cohesivo

El procedimiento de análisis es similar al descrito anteriormente, estableciendo el equilibrio de fuerzas y de momentos igual a cero. Se determina z a partir del equilibrio de fuerzas horizontales y del equilibrio de momentos se establece la profundidad de empotramiento, con las siguientes ecuaciones.

$$Ra + (R'_p - R_p) = 0$$

$$z = \frac{(4c - q)D - R_a}{4c}$$

$$D^2(4c - q) - 2R_a(D + \bar{y}) - \left(\frac{8}{3}c\right)\left(\frac{1}{4c}\right)^2 [(4c - q)D - R_a]^2 = 0 \quad (\text{ec. 2.36})$$

El momento máximo se obtiene a la profundidad donde el cortante es cero, Fig. 2.20:

$$M_{Max} = Ra \left[\left(\frac{R_a}{4c - q} + \bar{y} \right) - \frac{1}{2} \frac{R_a}{4c - q} \right] \quad (\text{ec. 2.37})$$

En las Figs. 2.21 a 2.23 se relaciona la profundidad de empotramiento D con el momento flexionante máximo M_{max} para $q_u = 2c$.

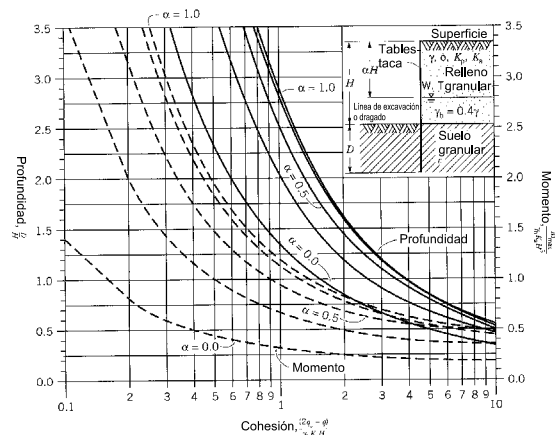


Fig. 2.21 Tablestaca en cantilever suelo cohesivo $\gamma' = 0.4$

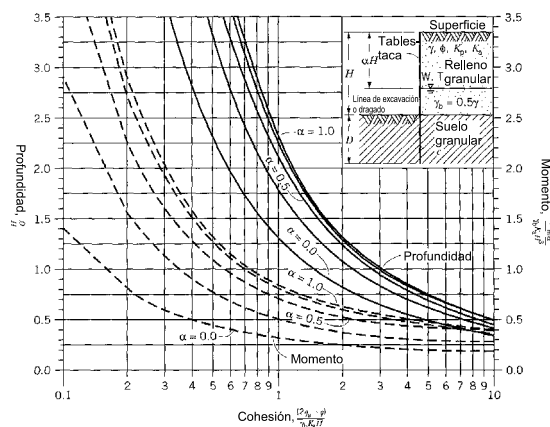


Fig. 2.22 Tablestaca en cantilever suelo cohesivo $\gamma' = 0.5$

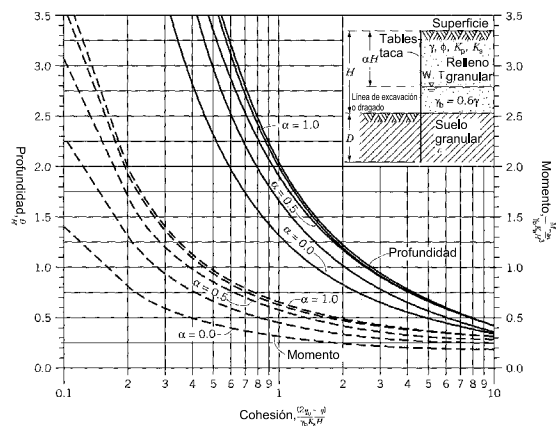


Fig. 2.23 Tablestaca en cantilever suelo cohesivo $\gamma' = 0.5$

2.4.2 Tablestacas ancladas

Las tablestacas ancladas derivan su resistencia del empuje pasivo desarrollado en la longitud empotrada y de la fuerza del tirante de anclaje, localizado en la parte superior de la tablestaca. Dependiendo de las condiciones de suelo, con este tipo de tablestaca se pueden

alcanzar alturas de hasta 10 m. La estabilidad general de una tablestaca anclada depende y los esfuerzos que en ella se desarrollen, dependen de la interacción de varios factores, como: la rigidez relativa de la tablestaca, la profundidad de empotramiento, la compresibilidad y resistencia del suelo, etc. En general a mayor empotramiento de la tablestaca menores esfuerzos de flexión.

En la Fig. 2.24 se presenta la distribución de presiones laterales y las deformaciones de las tablestacas en función de la profundidad de empotramiento. El empuje activo que actúa sobre la pantalla no puede ser equilibrado por el anclaje solamente, es necesario que la tablestaca encuentre en el suelo de apoyo la resistencia faltante. En el caso (a) las presiones pasivas desarrolladas al frente de la tablestaca, son insuficientes para prevenir el desplazamiento y rotación del punto c; los casos (b), (c) y (d) muestran el efecto de incrementar la longitud de empotramiento en la reducción de las deformaciones y giros.

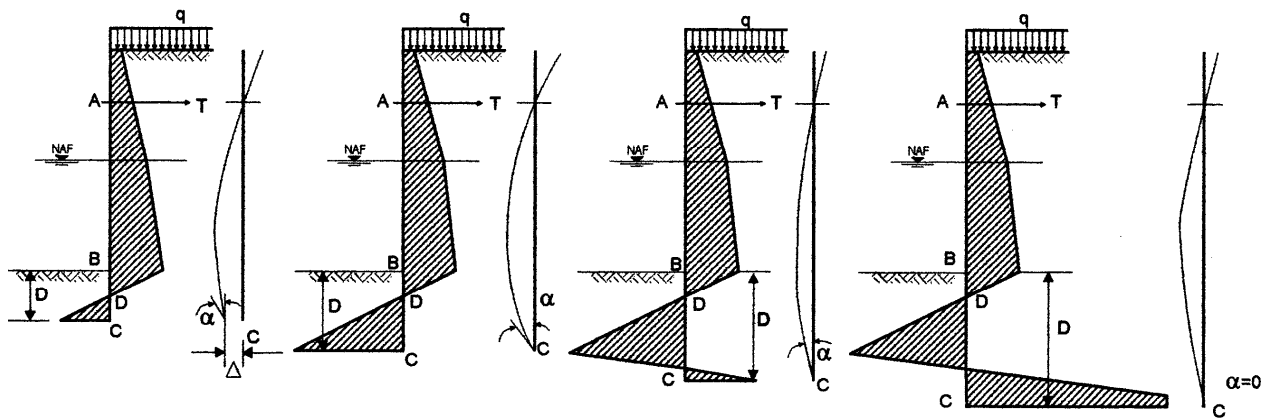


Fig. 2.24, Profundidad de empotramiento y distribución de presiones

Cuatro métodos básicos se utilizan para el cálculo de tablestacas ancladas, los cuales se comentan en el siguiente orden.

- Método de apoyo libre
- Método de reducción de momentos de Rowe
- Método de apoyo fijo
- Métodos gráficos

Método de apoyo libre. Este método se basa en la suposición de que el suelo en el cual la tablestaca se hinca, es incapaz de producir una restricción efectiva de las presiones pasivas, al grado necesario de producir momentos flexionantes negativos. La tablestaca se hinca la profundidad necesaria para asegurar su estabilidad, pretendiendo que se desarrolle el máximo empuje pasivo. Se considera que la tablestaca no se flexiona ante las presiones activas o pasivas, también se considera que no se desarrolla punto de giro debajo de la línea

de excavación o dragado y en la parte interior de la tablestaca no se hay empujes pasivos, por lo tanto el problema se vuelve estáticamente determinado. El procedimiento de cálculo para tablestacas ancladas por el método de apoyo libre tanto para suelos friccionantes como cohesivos se describe en los párrafos siguientes:

Suelos Granulares

1. Se calculan los empujes activos y pasivos por medio de la teoría de Coulomb y de Rankine. En la Fig. 2.25 se presenta el caso general para una tablestaca con relleno granular, con diferentes propiedades mecánicas, por lo que deberá tenerse precaución en el valor adecuado de γ y γ' , así como del ángulo de fricción del suelos.

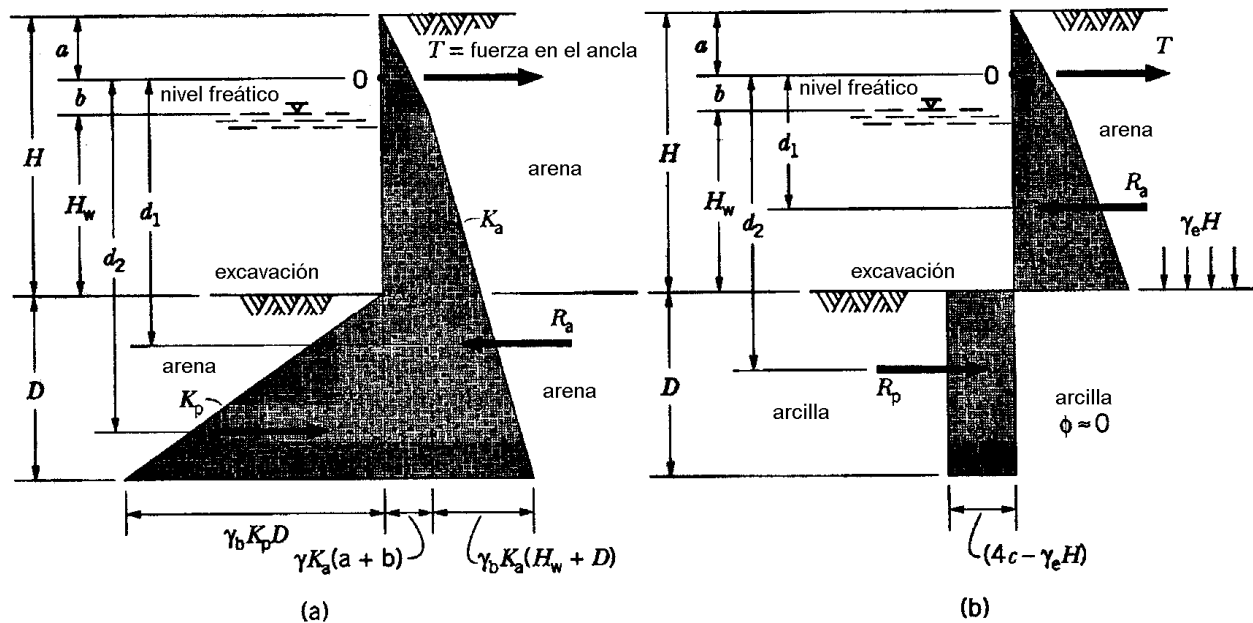


Fig. 2.25, Empuje sobre tablestaca con relleno granular, método del apoyo libre

2. El valor de la fuerza de anclaje es:

$$T = R_a - R_p \quad (\text{ec. 2.38})$$

donde

$$R_a = \frac{\gamma K_a}{2} (a+b)^2 + \gamma K_a (a+b)(H_w + D) + \frac{\gamma' K_a}{2} (H_w + D)^2$$

$$R_p = \frac{\gamma' K_p}{2} D^2$$

Por equilibrio de momentos se tiene:

$$d_1 R_a = -\frac{\gamma K_a}{2} (a+b)^2 \left(\frac{a+b}{3} - b \right) + \gamma K_a (a+b) (H_w + D) \left(\frac{H_w + D}{2} + b \right) \\ + \frac{\gamma K_a}{2} (H_w + D)^2 \left[\frac{2}{3} (H_w + D) + b \right] \\ d_2 R_p = \frac{\gamma K_p}{2} D^2 \left(H_w + b + \frac{2}{3} D \right)$$

Sustituyendo los términos de las variables en las ecuaciones anteriores:

$$C_1 D^3 + C_2 D^2 + C_3 D + C_4 = 0 \quad (\text{ec. 2.39})$$

La ecuación resultante es cúbica, que se resuelve por prueba y error, para el valor del empotramiento D ; este valor se incrementa de un 20 a 50% para obtener D_d el empotramiento de diseño, o se aplica la relación:

$$D_d = \sqrt{2D} \quad (\text{ec. 2.40})$$

Suelos cohesivos

En la Fig. 2.25b se presenta el caso de una tablestaca empotrada en suelo arcilloso con relleno granular, el procedimiento es el siguiente.

1. Se determina la resistencia a largo plazo de del suelo, tanto para la condición no drenada $\phi \cong 0$, como para la condición drenada $c \cong 0$.
2. Se calculan las presiones activas y pasivas usando la teoría de Rankine o Coulomb, verificando que se obtenga una presión neta positiva. El diagrama de presiones pasivo se considerará rectangular, con valor igual a.

$$4c - \gamma_r H \quad (\text{ec. 2.41})$$

3. Se establece el equilibrio de fuerzas horizontales y momentos, de manera similar que para el caso de suelos granulares. Se determina el valor del empotramiento de diseño D_d , así como el valor de la fuerza de anclaje y del momento máximo para determinar la sección de la tablestaca.

Método de reducción de momentos de Rowe. A causa de su flexibilidad, las presiones de suelo que se desarrollan contra las tablestacas difieren significativamente de las distribuciones hidrostáticas; el momento flexionante disminuye conforme se aumenta la flexibilidad de la estructura, así que los momentos máximos obtenidos por el método de empotramiento libre resultan conservadores. Rowe propuso un método para reducir el valor del momento en función de la flexibilidad de la tablestaca; los factores que se deben considerar para la aplicación del método son:

1. El valor de la compacidad relativa del suelo
2. La flexibilidad de la tablestaca, expresada en términos del número de flexibilidad

$$\rho = \frac{H^4}{EI} \quad (\text{ec. 2.42})$$

donde

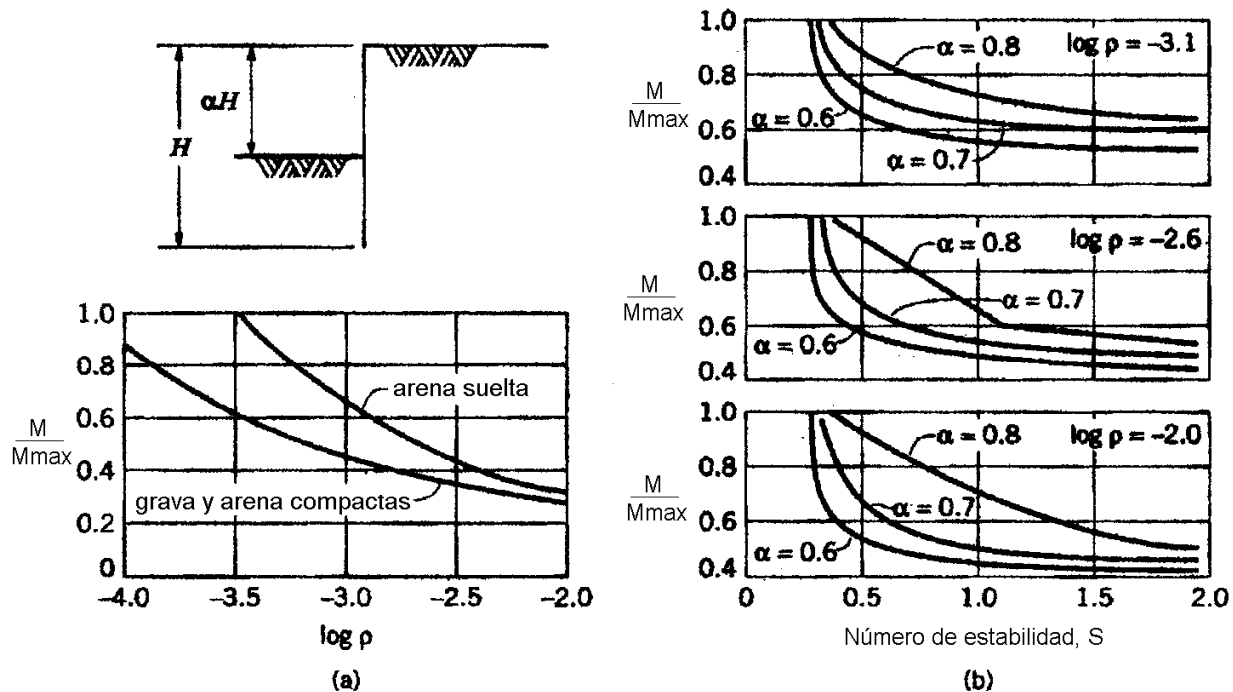
ρ número de flexibilidad
 H altura total de la tablestaca
 E módulo de elasticidad
 I momento de inercia

3. Para suelos cohesivos el número de estabilidad se define por:

$$S = \frac{1.25c}{\gamma_r H} \quad (\text{ec. 2.43})$$

4. La altura relativa α de la tablestaca.

En la Fig. 2.26 se presentan varias gráficas donde se relaciona el momento M referido a M_{max} determinado por el método de apoyo libre, con el número de estabilidad para arenas y arcillas.



Método de apoyo fijo. El método se basa en la suposición que el desplazamiento en la punta de la tablestaca está restringido por el desarrollo de empujes pasivos; así la deformación que se produce se muestra por la línea punteada de la Fig. 2.27; el

correspondiente diagrama de momentos muestra un punto de inflexión en C , en el cual se produce una articulación y es un punto de momento flexionante cero. Por arriba del punto C , la tablestaca se diseña contra el empuje de tierra que se equilibra por la fuerza de anclaje T y el reacción R_c ; este el procedimiento de Blum o el método de la viga equivalente. Blum estableció una relación teórica entre el ángulo de fricción del suelo y la distancia x , Fig. 2.27d.

Las presiones laterales activas y pasivas se calculan con las teorías de Rankine o Coulomb. El valor de la reacción R_c se obtiene realizando equilibrio de momentos alrededor del punto de apoyo del ancla T ; conocido R_c la suma de momentos respecto al pie de la tablestaca conduce a una ecuación cuya una incógnita es la profundidad D de empotramiento, la cual se incrementa entre un 20 a 40%. La fuerza de anclaje T se determina con la suma de momentos en el punto C .

Métodos gráficos. Los métodos gráficos son útiles a veces cuando las condiciones geométricas del problema lo vuelven muy complicado o cuando se requiere un valor exacto de los empujes resultantes. El procedimiento de cálculo se muestra en Pile Buck (1987) y el ISPC (1992), donde se muestran detalladamente los procesos gráficos para el cálculo de tablestacas de apoyo libre o tablestacas ancladas.

2.4.3 Tablestacas doblemente ancladas

Cuando la distancia entre la línea de excavación o dragado, y el apoyo del ancla excede los 15 m, puede resultar económico utilizar una línea intermedia de anclas, con lo cual se logra reducir los momentos sobre la tablestaca y la profundidad de empotramiento. En la Fig. 2.28 se presentan los casos típicos de soporte con dos anclas. El procedimiento de cálculo consiste en determinar la deflexión de la tablestaca a la profundidad donde se propone colocar la segunda ancla y estimar la reacción necesaria que contrarresta la deflexión. Conocidas las fuerzas por equilibrio estático se determina la profundidad de empotramiento.

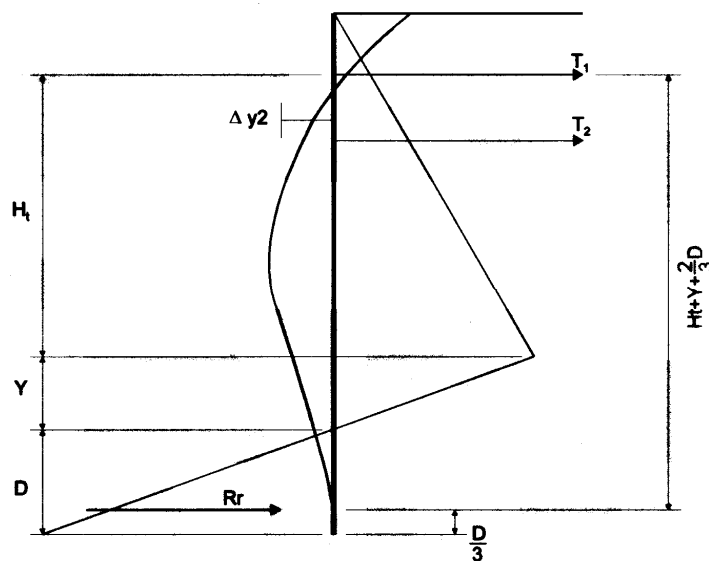


Fig. 2.28, Tablestaca doblemente anclada

- d separación horizontal entre anclas
 α inclinación del ancla con la horizontal

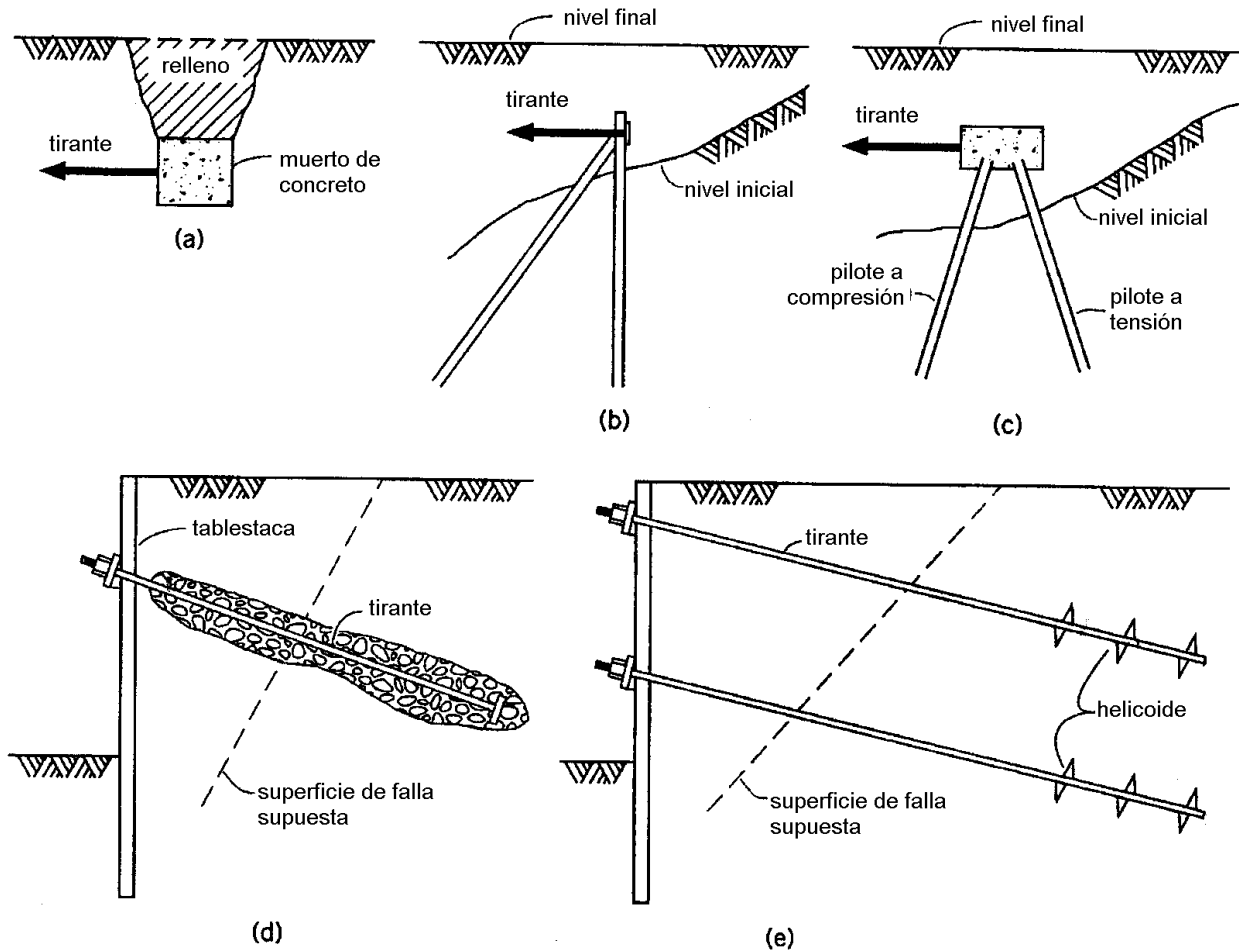


Fig. 2.30, Sistemas de anclaje para soporte de tablestacas

El cálculo detallado del anclaje a través de anclas de varillas estructurales o cables de preesfuerzo se presenta en otro capítulo de este manual.

La solución tradicional de anclaje es a través de los muertos de anclaje, que son estructuras de concreto con la suficiente masa para soportar con seguridad las fuerzas de anclaje. Para que el anclaje resulte adecuado, éste debe de ubicarse a una distancia suficiente que permita, en el respaldo de la tablestaca, el desarrollo de la cuña falla de empuje activo, sin que traslape la cuña de empuje pasivo que produce por sí mismo el anclaje, Fig. 2.31.

El cálculo tradicional de los muertos de anclaje se realiza con la diferencia entre los empujes pasivo y activo que actúan sobre el muerto; de la Fig. 2.32, se observa que:

$$T = p_p - p_a \quad (\text{ec. 2.45})$$

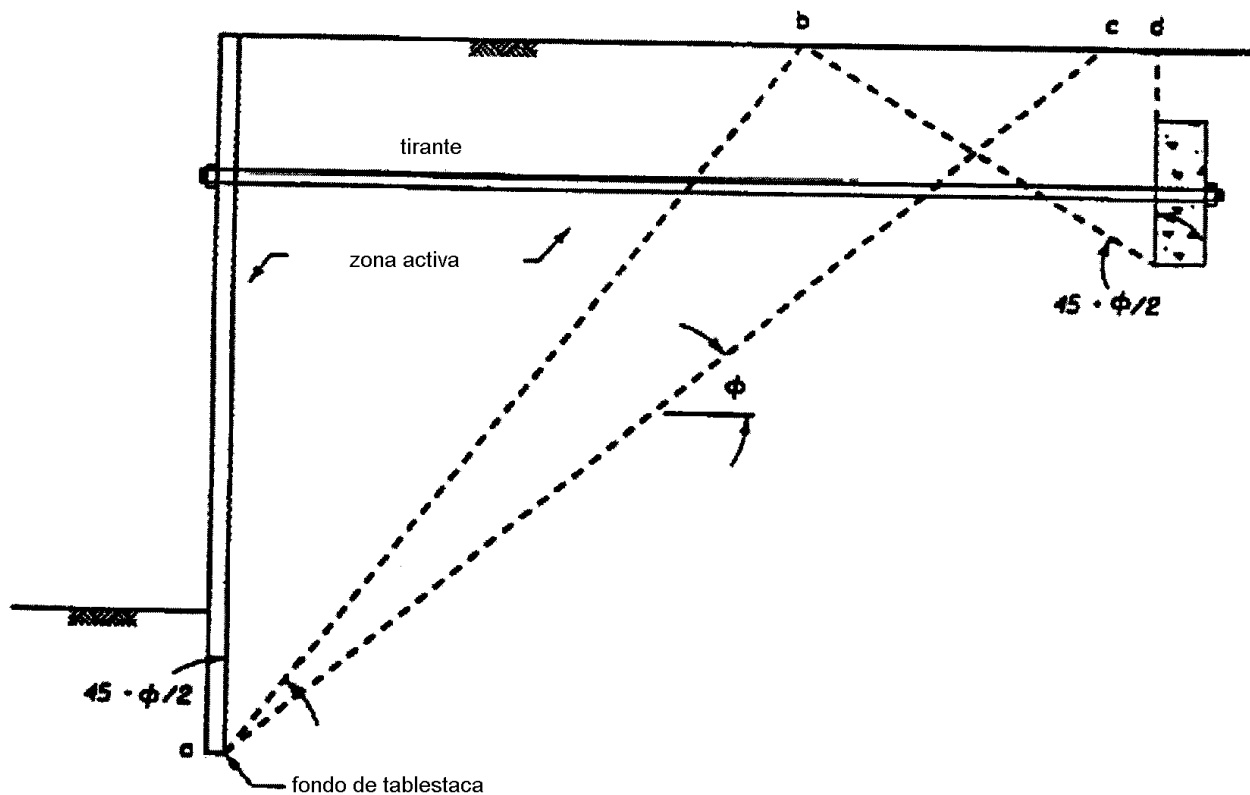


Fig. 3.31, Cuñas de falla en muros de anclaje

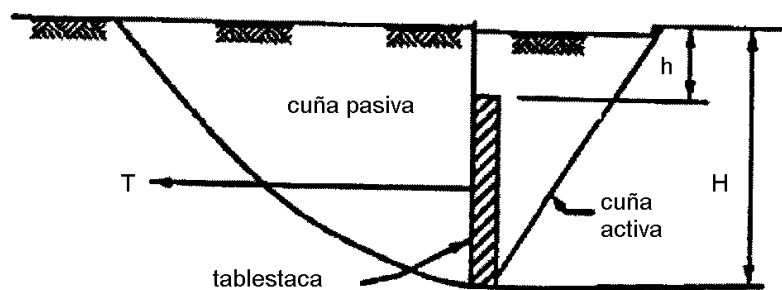


Fig. 3.32, Empujes activo y pasivo sobre muro de anclaje

Vigas de reparto. Las vigas de reparto o vigas madrinas, son perfiles de acero que transmiten las reacciones horizontales de las tablestacas hacia los anclajes. Se forman con vigas canal colocadas respaldo contra respaldo, unidas por placas con el suficiente espacio que permita el paso de las varillas de anclaje.

Se dimensionan suponiendo vigas continuas simplemente apoyadas con dos o más claros; el momento máximo se estima como:

$$M_{max} = \frac{T d^2}{10} \quad \text{para tres claros continuos} \quad (\text{ec. 2.46})$$

$$M_{max} = \frac{T d^2}{8} \quad \text{para un claro simple}$$

La sección requerida se obtiene con.

$$s = \frac{M_{max}}{F_b} \quad (\text{ec. 2.47})$$

donde

s modulo de sección
 F_b resistencia permisible del acero

2.5 Diseño de muros milán

En el diseño de un muro diafragma o muro milán, es fundamental conocer la respuesta del suelo ante los cambios provocados por la excavación, ya que ésta origina un alivio de los esfuerzos totales, por la remoción de suelo y agua, cuyo resultado es el movimiento de la masa de suelo, por lo que el diseño se debe concentrar en el control y mitigación de las deformaciones inducidas. El control de estos movimientos es importante ya que su magnitud puede dañar a estructuras adyacentes o a los servicios públicos.

La respuesta del suelo esta influenciada principalmente por los siguientes factores: (1) dimensiones de la excavación; (2) propiedades de los suelos; (3) control y abatimiento del nivel freático; (4) proceso y secuencia constructiva; (5) tipo de soporte y apuntalamiento; (6) cercanía de edificios y de servicios públicos; (6) sobrecargas temporales. Por simple lógica se puede advertir, que cuanto más grande es la excavación mayor es el alivio de los esfuerzos totales y por lo tanto mayores los movimientos del suelo. En el caso extremo, una excavación profunda débilmente soportada puede originar una falla general por esfuerzo cortante de los suelo.

El tiempo que dure una excavación abierta y más si ésta tiene control de los niveles de agua, afecta de manera directa a las propiedades del suelo. Si suponemos una excavación que pudiera realizarse de forma instantánea, los esfuerzos y deformaciones que experimentaría el suelo serían en una condición de no flujo de agua, sería una condición no drenada. Por el contrario, si la misma excavación se realizara en un tiempo infinito, los esfuerzos y deformaciones en el suelo ocurrirían con flujo de agua, por lo que la excavación se realizaría en una condición drenada. En general los procesos de excavación se realizan en un tiempo finito que representan una condición parcialmente drenada. De manera práctica se puede suponer que excavaciones en suelos cohesivos se pueden considerar que responden a un comportamiento no drenado; con el mismo criterio se puede suponer que excavaciones que se realicen en suelos granulares responden a un comportamiento drenado.

2.5.1 Control del flujo de agua

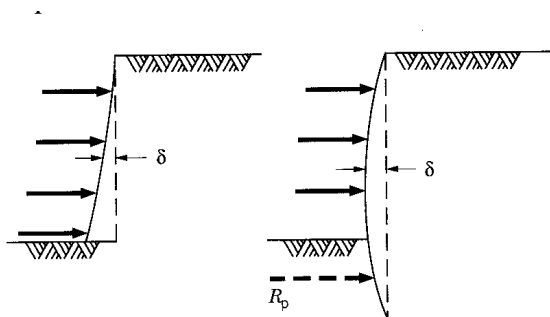
Si en una excavación el nivel de aguas freáticas se mantiene sin cambio, el agua contribuye con su empuje sobre la pantalla en los esfuerzos totales; por el contrario, el control o abatimiento del nivel de agua producirá un incremento en los esfuerzos efectivos y consolidación del suelo y por lo tanto originará asentamientos. Los esfuerzos que actúan sobre la pantalla se deben estimar separando los componentes efectivos y neutrales.

En principio el muro milán es impermeable, por lo que no existe flujo de agua a través de su sección transversal; en la práctica, debido en muchos casos al deficiente procedimiento constructivo, la alta permeabilidad de la pantalla produce un abatimiento del nivel de agua exterior originando asentamientos; el análisis del flujo de agua bajo una condición bidimensional puede estimar el gasto y el asentamiento producido alrededor de la excavación.

2.5.2 Sistemas de apuntalamiento

Los muros milán se pueden anclar o apuntalar; en cualquiera de los dos casos el método de diseño es similar. Para los apuntalamientos se utiliza normalmente tubería de acero acuñada adecuadamente contra el muro; si el ancho del claro de excavación que se quiere librar es muy grande como puntales se utilizan vigas en celosía; en algunos si la excavación lo permite los puntales se acuñan contra la estructura.

2.5.3 Diagramas aparentes de presiones



Los diagramas de presiones aparentes representan la distribución de cargas que actúan sobre el muro milán, a causa de los movimientos que experimenta durante su construcción las presiones que se desarrollan son diferentes a las mostradas para el caso de las tablestacas.

Fig. 2.33, Deformación acumulada del muro conforme progresa la excavación

El proceso constructivo seguido permite el desarrollo de los movimientos del terreno antes y después de la colocación de los puntales, así cuando la excavación se inicia se permite un ligero movimiento del muro hacia el interior de la excavación; al colocar el primer puntal, se provoca una reducción de la deformación del muro. La excavación continua provocando el desplazamiento del muro y una parte de la deformación se restituye al colocar el siguiente puntal. El proceso continua hasta llegar al fondo de la excavación con lo que le movimiento total acumulado se refleja en el desarrollo de un diagrama de presiones diferente de los antes expuesto. En la Fig.2.33 se observa la deformación que ocurre en el muro.

En la Fig. 2.34 se presentan los diagramas de presiones aparentes recomendados para diseño en varios tipos de suelo. Existen otras distribuciones como las propuestas por

Tschebotarioff (1973) y por Tamez (2001). La distribución (a) representa el diagrama general de presiones; (b) es para arenas; (c) y (d) para arcillas.

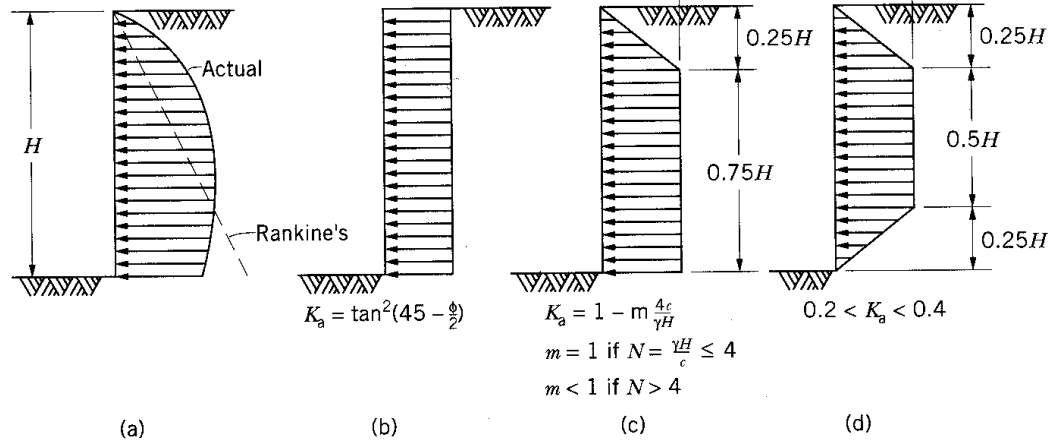
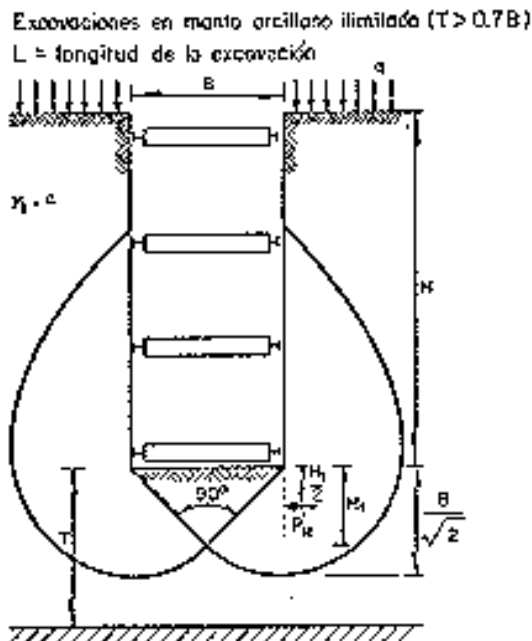


Fig. 2.34, Diagramas de presiones aparentes

2.5.4 Falla de fondo de la excavación

Si el abatimiento del nivel freático es insuficiente para evitar el flujo agua hacia la excavación, las fuerzas de filtración pueden provocar inestabilidad del fondo. Las condiciones que se deben satisfacer se presentan en la Fig. 2.35. El factor de seguridad no será menor de 2.

En suelos sin cohesión la estabilidad es independiente de la geometría de la excavación.



El factor de seguridad contra levantamiento es:

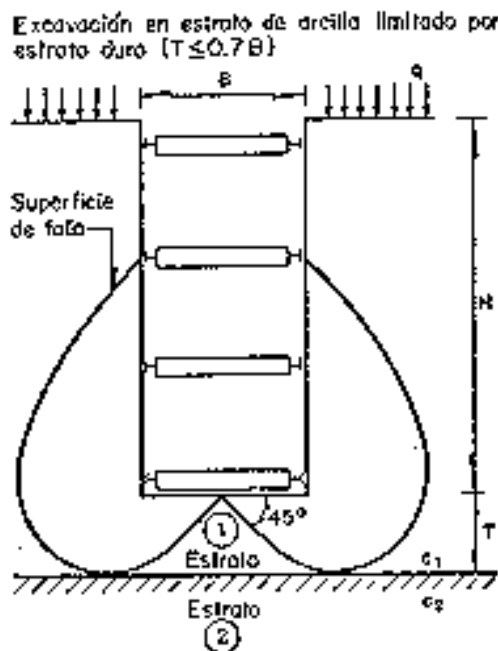
$$FS = \frac{N_c c}{\gamma H + q} \quad (\text{ec 2.49})$$

donde

$$H_1 > \frac{2}{3} \frac{B}{\sqrt{2}} \quad P'_H = 0.7(\gamma HB - 1.4 cH - \pi cB)$$

$$H_1 < \frac{2}{3} \frac{B}{\sqrt{2}} \quad P'_H = 1.5H_1 \left(\gamma HB - \frac{1.4 cH}{B} - \pi c \right)$$

Fig. 2.36.a, Mecanismos de falla de fondo



El factor de seguridad contra levantamiento es:

$$FS = N_{cd} \frac{c_1}{\gamma H + q} \quad (\text{ec 2.50})$$

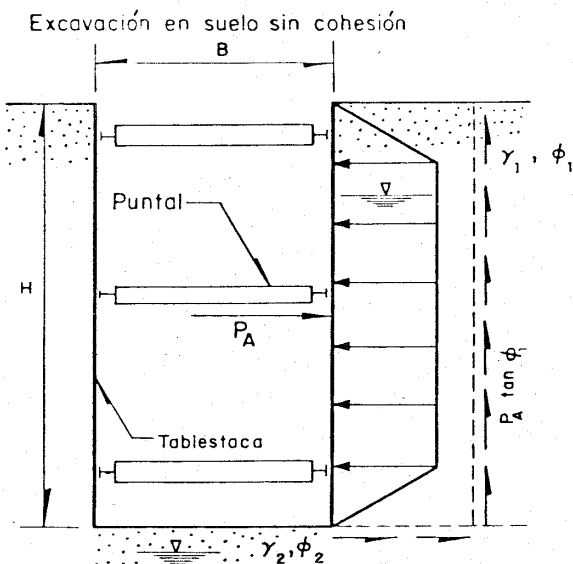
donde

$$N_{cr} = N_{cd} \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

L longitud de la excavación

Fig. 2.36.b, Estabilidad del fondo de la excavación

El factor de seguridad contra levantamiento del fondo se estima como:



$$FS = 2N_{\gamma} \frac{\gamma_2}{\gamma_1} Ka \tan \phi \quad (\text{ec 2.51})$$

Sí el nivel freático está a una profundidad B , o más abajo del fondo de la excavación, tómese los pesos volumétricos como húmedos.

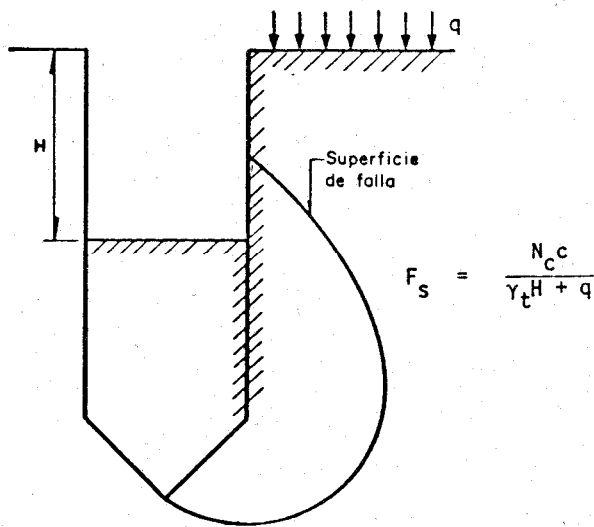
Sí el nivel freático se mantiene estático al nivel del fondo de la excavación, para γ_1 y γ_2 tómese los pesos húmedo y sumergido respectivamente.

Sí existe flujo de agua por el fondo hacia el interior de la excavación tómese γ_2 como el peso volumétrico saturado menos la subpresión.

Fig. 2.36, Estabilidad del fondo en arenas

En la Fig. 2.37 se presentan los mecanismos de falla de muros que penetran por debajo de la excavación.

Mecanismo 1



Mecanismo 2

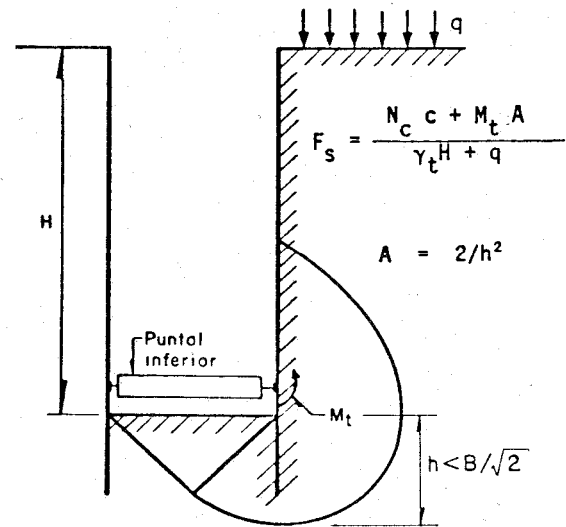


Fig. 2.37, Mecanismos de falla de tablestacas

2.5.5 Falla por pateo

Este mecanismo se ilustra en la Fig. 2.38, consiste en el pateo del muro al vencerse la resistencia de suelo frente al muro. Considerando que al nivel del último puntal colocado en cada etapa de excavación se genera una articulación plástica el factor de seguridad se evalúa con la expresión:

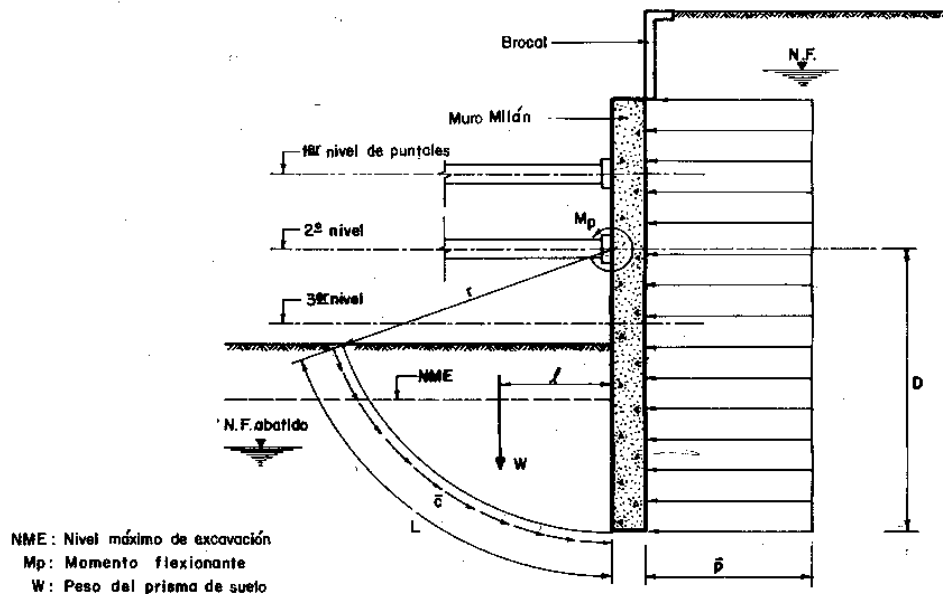


Fig. 2.38, Falla por pateo

$$FS = \frac{cLr + Wl + M_p}{P \frac{D^2}{2}} \quad (\text{ec. 2.52})$$

donde

c	cohesión no drenada
L	longitud de la superficie de falla
r	radio de la superficie de falla
W	peso saturado del suelo dentro de la superficie de falla
l	centro de gravedad del suelo resistente
M _p	momento flexionante
P	presión promedio
D	longitud del último nivel de apuntalamiento a la pata del muro

2.6 Diseño estructural

El proceso del diseño involucra tanto al ingeniero estructural como al geotécnico. El geotécnico establece los parámetros como los empujes de suelo e hidrostático, la resistencia y módulos de rigidez del suelo, los criterios sísmicos en términos de deformación o esfuerzo; los parámetros se definen a través de fórmulas simples o con análisis no lineales de elementos finitos, en los más modernos se considera explícitamente la interacción suelo – estructura, sin embargo, son limitados en el sentido del modelado estructural. El estructurista aplica a su modelo las presiones, la rigidez del suelo es definida en términos de constantes de resorte, o módulos de reacción, por lo que las presiones son independientes de las deformaciones.

Los métodos de equilibrio límite son adecuados para predecir las cargas de falla, sin embargo, no son capaces de determinar las deformaciones asociadas. Dado que el proceso constructivo es evolutivo, el modelo de análisis debe contemplar de desarrollo de las presiones y deformaciones conforme se realice la excavación. Los modelos utilizados con más frecuencia son: (a) los modelos con resorte, y (b) los modelos de elementos finitos.

2.6.1 Modelos con resortes

Los modelos con resortes se fundamentan en la teoría de las vigas sobre cimentaciones elásticas o modelo de Winkler, En la Fig. 2.39 se presenta un modelo para analizar una excavación. El suelo del lado de la excavación es modelado con resortes con una presión inicial equivalente al empuje en reposo. Los resortes simulan la condición de movimiento iniciando desde el reposo hasta alcanzar el empuje pasivo, siguiendo una ley lineal esfuerzo deformación. Del lado activo las presiones son modeladas como cargas uniformes o triangulares que se mantienen en esa condición durante todo el proceso de excavación.

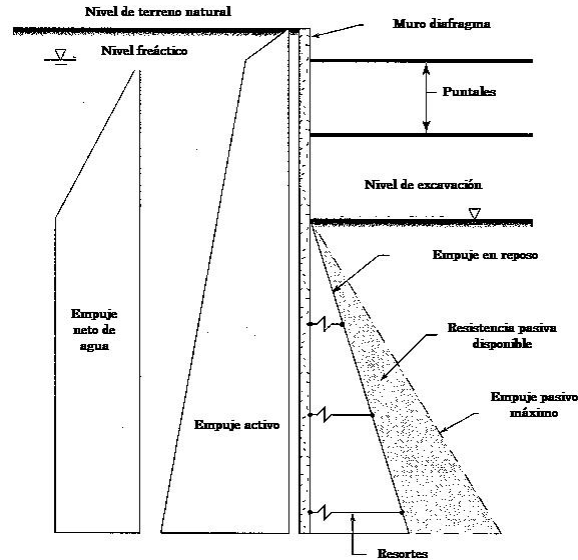


Fig. 2.39, Modelo de resortes

2.6.2 Modelo de elementos finitos

El método de elementos finitos (FEM) da soluciones fundamentadas en relaciones de resistencia y deformación reales, condiciones de frontera y leyes constitutivas, de tal manera que es fácil simular las condiciones reales de una excavación. Análisis de comportamiento lineal o no lineal pueden ser realizados, dependiendo de la naturaleza del problema.

En estos modelos los suelos son discretizados como elementos triangulares o cuadriláteros con varios grados de libertad. Los puntales y la pantalla se modelan como elementos viga teniendo grados rotacionales. El comportamiento de los elementos estructurales son elástico lineal con módulo de Young E y relación de Poisson ν . Para los suelos existen varios modelos de comportamiento, tales como Mohr – Coulomb, Drucker – Prager, Cam – Clay, etc., cada uno requiriendo determinados parámetros para definir las leyes de resistencia y deformación. En condiciones comunes, las excavaciones se modelan por su eje de simetría, por lo que sólo se analiza la mitad. Los límites del modelo se ubican a suficiente distancia para evitar que las fronteras restrinjan o modifiquen el estado de esfuerzos, la profundidad del modelo es por lo menos dos veces la de la excavación y su extensión de 3 a 4 veces. En la Fig. 2.40 se presenta una malla típica.

2.6.3 Comparación de modelos

En las Figs. 2.41, 2.42 y 2.43, presentan una comparación entre los resultados obtenidos en un análisis de un modelo con resorte y un modelo de elementos finitos.

Deformaciones. En la Fig. 2.44 se observa que el modelo de resortes produce mayores deformaciones que el modelo de elementos finitos en una magnitud de 2. Esto se debe básicamente a la magnitud del módulo de reacción que se asignó al modelo, por lo que los resultados son sensibles a la variación de su magnitud.

Momentos flexionantes. Los momentos obtenidos con el modelo de resortes son mayores que los obtenidos en el modelo de elementos finitos, Fig. 2.45, no en la misma proporción que los desplazamientos, debido a que el momento no es función directa del desplazamiento, lo es de la segunda derivada (deformada de la viga).

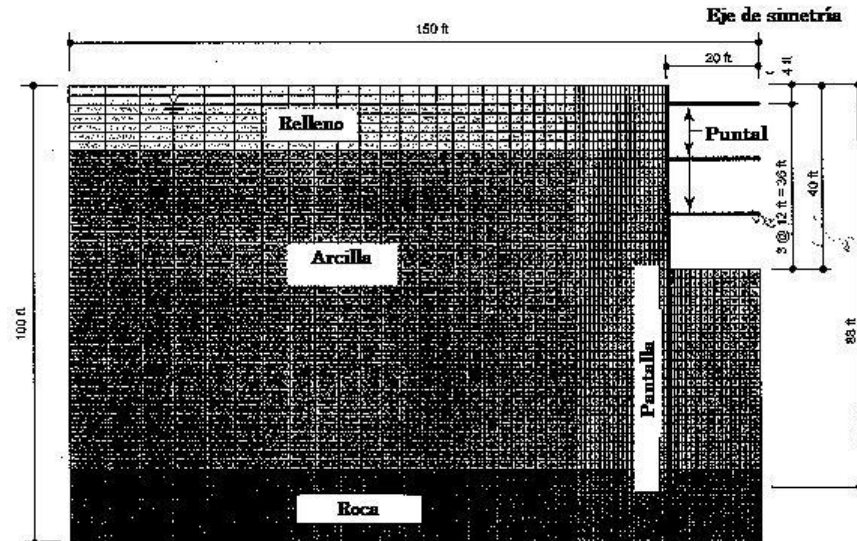


Fig. 2.40, Modelo de elementos finitos

Carga sobre puntales. Se observa en la Fig. 2.43 que las cargas sobre puntales son ligeramente algo mayores en el modelo de resortes, sin embargo, son comparables. La diferencia se encuentra en que el modelo de elementos finitos interactúa con el suelo, distribuyendo de mejor manera la carga sobre los puntales.

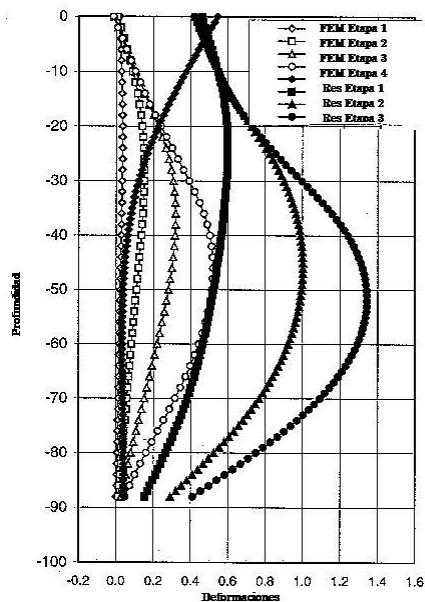


Fig. 2.41, Deformaciones

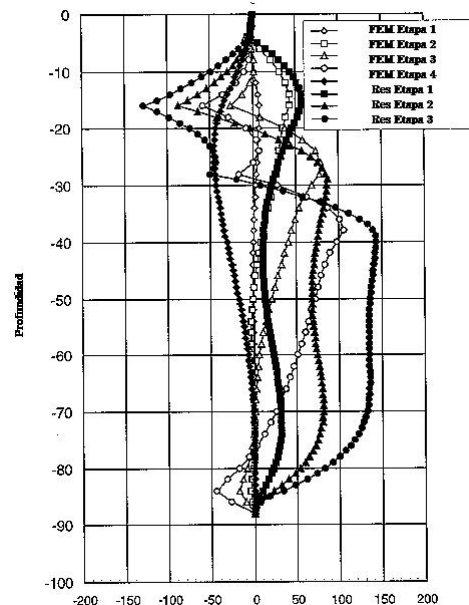


Fig. 2.42, Momentos flexionantes

En suma los modelos de resortes son aceptables para definir los elementos mecánicos para el diseño de los muros, pero resultan conservadores para la predicción de las posibles deformaciones.

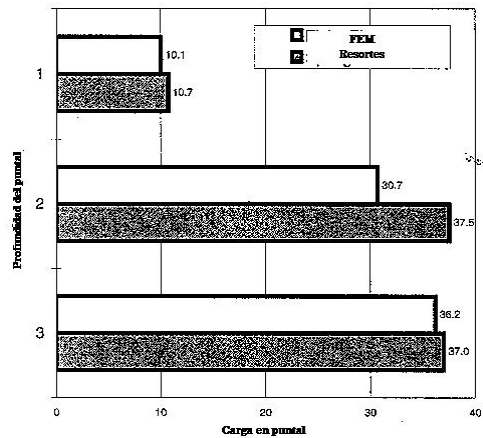


Fig. 2.43, Cargas sobre puntales

2.7 Estimación de deformaciones

Cualquier excavación induce movimientos en la masa de suelo que deben ser evaluados para evitar daños a estructuras vecinas o instalaciones. R. Peck fue uno de los primeros en advertir este problema; evaluó los datos de diferentes excavaciones relacionando la profundidad de la excavación con el asentamiento y la distancia a la cual este ocurre; consideró para su evaluación las características de los suelos. En la Fig. 2.44 se muestra la relación existente entre la deformación horizontal que experimenta el muro por la excavación con el asentamiento en superficie.

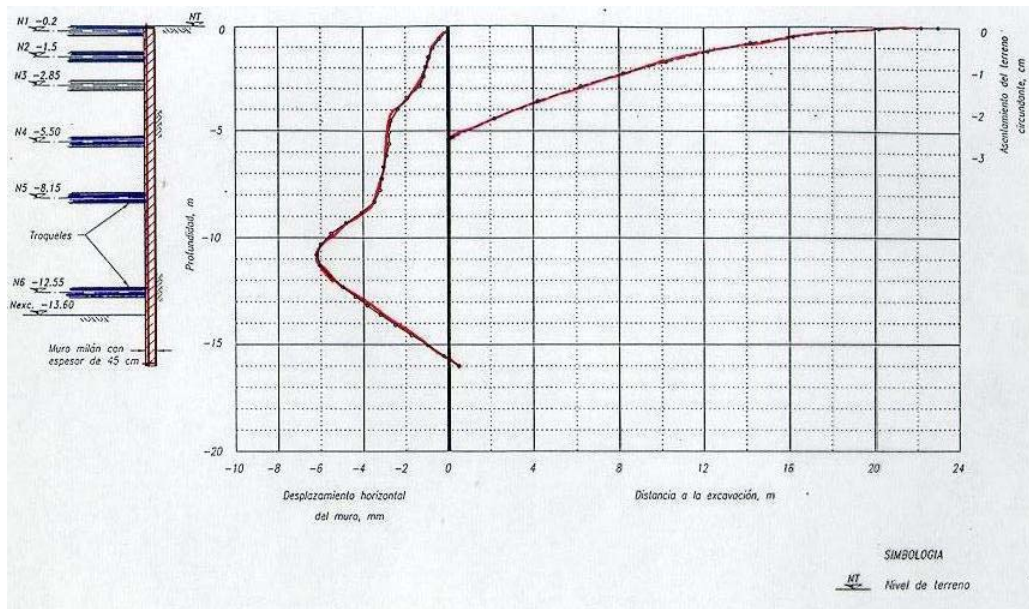


Fig. 2.44, Deformaciones horizontales y verticales en una excavación

2.8 Diseño de estructuras celulares

Los mecanismos de falla que se deben revisar para el diseño de una estructura celular se describen a continuación:

Capacidad de carga. Las estructuras celulares deben desplantarse sobre una base firme que posea suficiente capacidad de carga que se estima con la siguiente expresión.

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5B\gamma N_\gamma \quad (\text{ec. 2.53})$$

donde

c	parámetro de cohesión
D_f	profundidad de desplante
γ	peso volumétrico del suelo bajo el nivel de desplante
B	ancho del cimiento
N_c, N_q, N_γ	factores de capacidad de carga

Deslizamiento. Se deberá revisar la falla por deslizamiento en la base de la estructura con la siguiente ecuación:

$$FS_d = \frac{FR}{FA} \quad (\text{ec. 2.54})$$

donde

FR	fuerzas que se oponen al deslizamiento de la estructura y las constituyen, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo de apoyo y el empuje pasivo del suelo sobre la longitud de empotramiento de la estructura
FA	fuerzas que actúan sobre la estructura celular y que pueden ocasionar su deslizamiento y las constituyen el empuje pasivo del relleno y la presión del agua

Resistencia vertical al centro. De deberá estudiar la posibilidad de falla por cortante vertical, Fig. 2.45, se basa en determinar el momento que puede movilizar la fricción en la unión de las piezas que formarán la estructura, con la siguiente expresión:

$$FS = \frac{PRf\left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{L+0.25B}{L+0.5B}\right)}{M} \quad (\text{ec. 2.55})$$

donde

P	es la fuerza lateral total al centro, debido al esfuerzo horizontal, empleando un coeficiente de presión interna K

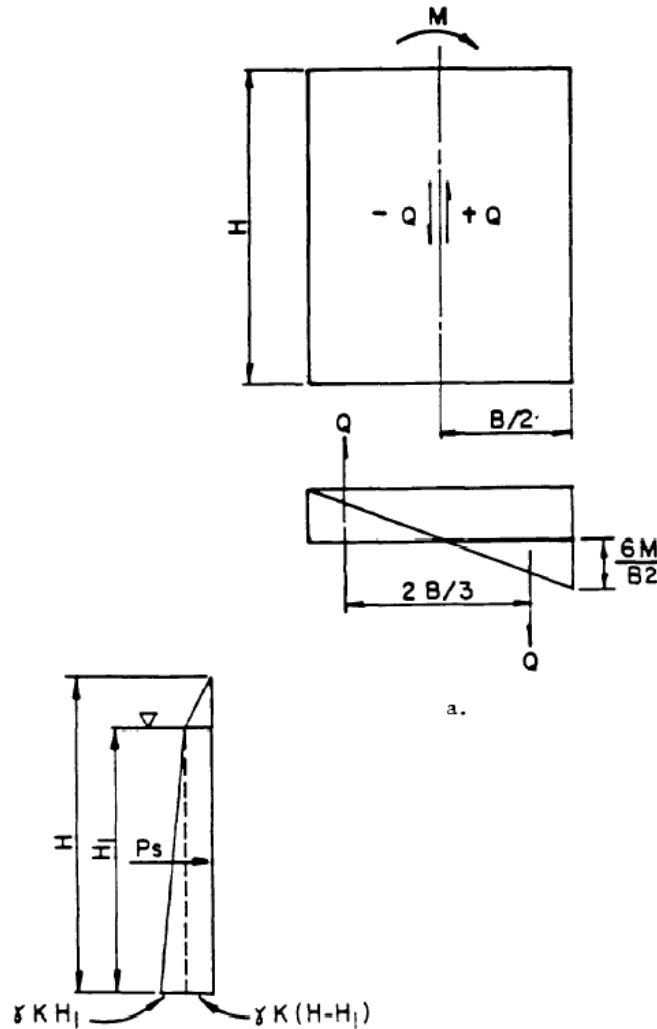


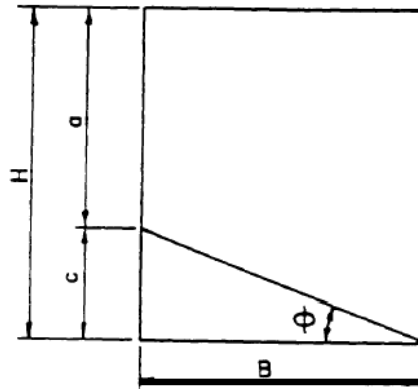
Fig. 2.45, Resistencia vertical al centro

$$K = \frac{\cos^2 \phi}{2 - \cos^2 \phi}$$

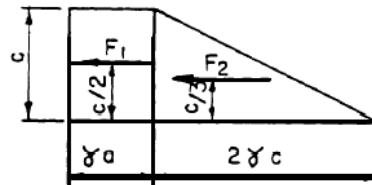
- ϕ ángulo de fricción interna del material de relleno de la estructura
- R radio de la estructura celular principal
- f coeficiente de fricción entre acero y acero
- B ancho equivalente de estructura celular
- L distancia entre el centro de la estructura principal y el centro de la estructura de conexión
- M momento neto de volteo generado por las fuerzas externas

Resistencia horizontal. La estabilidad de la estructura celular contra una falla por inclinación, depende del desarrollo de la resistencia del relleno a deslizarse en planos horizontales y del momento resistente debido a la fricción que se desarrolla en la unión entre tablestacas metálicas. La resistencia lateral del suelo se desarrolla en un triángulo

que forma el ángulo ϕ con la horizontal, Fig. 2.46; el triángulo de suelo estará en estado pasivo y cargado por el relleno.



a.



b.

Fig. 2.46, Resistencia lateral

El factor de seguridad por resistencia lateral se estima con la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{M_r + M_f}{M_0} \quad (\text{ec. 2.56})$$

donde

M_r momento resistente proporcionado por el relleno y se estima con la siguiente ecuación:

$$M_r = \frac{ac^2\gamma}{2} + \frac{c^3\gamma}{3}$$

M_f momento resistente proporcionado por la fricción en la unión y se estima con la siguiente ecuación:

$$M_f = P \cdot f \cdot B \quad (\text{ec. 2.57})$$

P fuerza horizontal total sobre la estructura celular provocada por el relleno

M_0 momento de volteo debido a fuerzas externas

Tensión en la junta. Considerando una condición crítica de vaciado rápido y quede agua atrapada en la estructura celular, se estima la fuerza de tensión que se generará en las juntas de la estructura principal.

La tensión máxima en la estructura celular principal se estima con la siguiente expresión:

$$t_{max} = p \cdot r \quad (\text{ec. 2.58})$$

donde

P es la presión máxima generada por el relleno sobre la estructura celular
 r radio de la estructura principal

La tensión máxima en la unión en la conexión entre tablestacas se estima con la siguiente ecuación:

$$t_{max} = p \cdot L \cdot \sec \theta \quad (\text{ec. 2.59})$$

donde

L es la distancia del centro de la estructura principal y el centro de la estructura de unión
 θ ángulo entre la línea central de la estructura celular principal y una línea que une su centro con la periferia donde se conecta el arco de la estructura de unión

Bibliografía

ASCE (2000) "Effective Analysis of Diaphragm Walls", Reston Virginia, American Society of Civil Engineers.

ASTM (1992) "Slurry Walls, Design, Construction and Quality Control", David B. Paul, Richard, R. Davidson, Nicholas J. Cavalli eds., Filadelfia, American Society for Testing and Materials.

Cernica, J.N, (1995) "Geotechnical Engineering, Foundation Design", Nueva York, John Wiley and Sons, Inc.

CFE (1993) "Diseño por Sismo", Manual de Diseño de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas.

I de I (1977) "Diseño y Construcción de Cimentaciones", Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

ISPC (1992) "Cálculo Práctico de Pantallas de Tablestaca", Internacional Sheet Piling Company, Luxemburgo.

Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1979) “Mecánica de Suelos”, Tomo II, México, 2ed., Limusa.

Mononobe, H (1929) “Earthquake-Proof Construction of Masonry Dams”, Proceedings, Word Engineering Conference 9, 274-280.

Okabe, S. (1926) “General Theory of Earth Pressures”, Journal of Japanese Society of Civil Engineers, Tokio.

Pile Buck (1987) “Pile Buck Steel Sheet Piling Design Manual”, Pile Buck, Inc.

US Army Corps of Engineers (1994) “Design of Sheet Pile Walls”, Engineering Manual EM-1110-2-2504, Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.

US Army Corps of Engineers (1994) “Design of Sheet Cellular Structures”, Engineering Manual EM-1110-2-2503, Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.

Tamez, E. (2001) “Ingeniería de cimentaciones, Conceptos básicos de la práctica”, Editado por TGC Geotecnia.

Terzaghi, K. y Peck, R.B.. (1972), “Soil Mechanics in Engineering Practice”, Edit. John Wiley.

Tschebotarioff, G.P. (1962) “Retaining Structures”. Chap. 5 in Foundation Engineering, ed. G.A. Leonards, McGraw-Hill Book Co., New York.

Xanthakos, P.R. (1979), “Slurry Walls”, Edit. Mc. Graw - Hill Book Co.

Xanthakos, P.P. (1994) “Excavation supports mehdods”, Chap. 3 in Ground Control and Improvement, by Petros P. Xanthakos, Lee W. Abramson and Donald A. Bruce, John Wiley & Sons, New York.

Xanthakos, P.R. (1994), “Slurry Walls as Structural Systems”, Second Edition, Edit. Mc. Graw-Hill Book Co.

3 Muros milán

Enrique Santoyo Villa
José A. Segovia Pacheco

3.1 Introducción

El muro milán, diafragma o pantalla se puede definir como una pared tablestaca de concreto reforzado conformada en el subsuelo y que indistintamente recibe alguno de esos dos nombres, es un ingenio constructivo que ha influido notablemente en la construcción de estructuras alojadas en el subsuelo y sistemas subterráneos de transporte urbano en muchas ciudades del mundo; su función principal es la de servir como elemento de sostenimiento temporal de zanjas longitudinales abiertas en la masa de suelo y también se ha empleado extensamente para estabilizar excavaciones profundas para la construcción de cimentaciones.

La variedad de sus aplicaciones cada día es mayor y la calidad que se le puede dar también ha mejorado, incrementando su empleo como muros estructurales definitivos tanto en cajones para Metros, en cimentación de edificios, en simples muros de contención y muros de protección contra inundaciones. Otra frecuente aplicación es para la construcción de muelles marginales en regiones sísmicas, Fig. 3.1. En este compendio sólo se describirán los muros pantalla-estructurales; las pantallas impermeables rígidas o flexibles se encuentran en otro capítulo del manual.



Fig. 3.1, Campos de aplicación de los muros diafragma

En nuestro país se le utilizó por primera vez en la construcción del Metro de la ciudad de México, posteriormente se le adoptó en los muelles de los puertos Lázaro Cárdenas, Altamira y Dos Bocas; se empleó ampliamente como sostenimiento temporal en las excavaciones de la 2ª etapa de la Siderúrgica SICARTSA. En edificios poco se ha usado, pero se advierte que su utilidad será creciente en el futuro.

En la ciudad de México el muro milán se empezó a aplicar en 1967, y tomó dos años desarrollar la habilidad de construirlo con la calidad que tenía en ese entonces en Europa; en los siguientes 17 años se le construyó sin cambio ni mejora alguna. Hasta 1985 se despertó el empeño de depurar y actualizar la técnica de construcción, la Comisión de Vialidad y Transporte (COVITUR) impulsó en 1987 y 1988 investigaciones experimentales de campo, desgraciadamente ese esfuerzo se perdió sin generar un verdadero cambio. Se podría decir que en 1992 de nuevo se despertaron las inquietudes por depurar la técnica de construcción del muro, pero los logros fueron muy limitados.

En este trabajo se resumen los aspectos constructivos de los muros milán en suelos blandos y granulares, aunque se pone énfasis en su empleo en las arcillas blandas de la ciudad de México. Se presenta también la técnica convencional de colado en el lugar de ancho mínimo de 60 cm y otro esbelto de 30 cm empleando equipo de excavación ligero. Se describe también el muro de piezas prefabricadas en sus dos variantes el de avance modular y el continuo.

3.2 Antecedentes históricos

3.2.1 Desarrollo de la tecnología

El empleo de bentonita como estabilizador de pozos de agua y petroleros se remonta a 1910, pero fue hasta 1938 que el ingeniero italiano Carlo Veder consideró usar la bentonita para estabilizar zanjas excavadas en el suelo. Posteriormente la técnica de los muros milán floreció para la construcción del Metro de esa ciudad italiana, cuyo subsuelo aluvial con limos y arenas saturados dificultaba las excavaciones; los inventores fueron los ingenieros Veder y Marconi que trabajando independientemente la desarrollaron por los años 1950 a 53 (Schneebeli, 1971), inmediatamente fue adoptada en otros países europeos, que por esos años tenían intensivos programas de reconstrucción tanto por los daños producidos por la 2ª Guerra Mundial como por la modernización de sus ciudades, Gould (1990). Sin duda en la ciudad de París la competencia entre dos empresas geotécnico-constructoras *Soletanche* y *Bachy* impulsó el desarrollo tecnológico actual de ese procedimiento de construcción.

En los Estados Unidos, donde casi todas las excavaciones profundas se estabilizaban con tablestaca de acero, en 1962 se construyó el primer muro milán para un edificio en la ciudad de Nueva York; posteriormente, en 1967 se utilizaron en la construcción del metro de San Francisco y para la notable edificación del *World Trade Center* de Nueva York, obra en donde se demostró ampliamente la confiabilidad de esta técnica y desde entonces se ha venido incrementando su empleo en ese país. Por esos años se acuñó el nombre de *Slurry Wall*, término que en español carece de significado, Tamaro (1990).

3.2.2 Experiencias en México

En la ciudad de México. La necesidad de construir el Metro hizo necesario adaptar la tecnología del muro milán a las arcillas blandas del subsuelo; el Ing. Enrique Tamez director en ese entonces de la empresa *Solum* fue el geotécnico especialista que resolvió los aspectos técnicos e hizo posible la construcción del Metro. Las primeras pruebas de excavación y manejo de lodos se iniciaron en 1966 y al año siguiente se fabricaron los primeros muros en la Línea 2 del Metro, Tamez (1982).

Durante los primeros trabajos de construcción del Metro se hicieron tramos experimentales cuyas conclusiones desgraciadamente casi se han perdido. Sin duda el Ing. Guerrit A. Treep fue un innovador que logró una calidad excelente, que no se ha repetido simplemente por la falta de cuidado en los detalles, Tamez (1982). Otra experiencia desconocida de ese tiempo, fue la estabilización subrepticia de algunas excavaciones con el lodo espontáneo que se forma al excavar las arcillas; esto lo conoció el Ing. Luciano Rubio (1986), después verificó que la calidad de los muros era igual a los estabilizados con lodo bentonítico, y concluyó que la bentonita era sustituible por el espontáneo y lo conservó como una experiencia personal.

Al muro milán en la construcción del Metro de la ciudad de México generalmente se le consideró durante la excavación como el elemento temporal que soporta los empujes horizontales y que posteriormente contribuye sólo como parte del peso del cajón, ya que la impermeabilidad y acabado final se le confió al muro de acompañamiento. Cabe comentar que sólo algunos tramos del Metro de la ciudad de México fueron construidos utilizando al muro milán como muro estructural. El criterio del muro de acompañamiento condujo al permitido descuido en la calidad final del muro milán, perdiéndose la posibilidad de adoptarlo como muro estructural definitivo y estanco, cualidades que le hubieran permitido incrementar su utilidad.

En 1988 COVITUR construyó un tramo experimental del cajón del Metro con paneles de concreto prefabricados instalados en una zanja llena con lodo fraguante que endurece a una resistencia preestablecida, con la idea de eliminar los problemas y errores del colado del concreto en el lugar, desafortunadamente los resultados fueron poco satisfactorios, aunque la prueba se inspiró en la técnica de la empresa *Bachy* de Francia.

En 1992 se construyó la cimentación de un edificio con una excavación profunda de cinco sótanos recurriendo a los *Muros Panasol* (Santoyo y Cuevas, 1992). El Prof. J. Grenet de Soletanche intervino en los detalles del caso y posteriormente, en 1993 se construyó un tramo de Metro con esa técnica; esos trabajos han estimulado a varios diseñadores y constructores para desarrollar sus versiones de la construcción del muro prefabricado.

Experiencias en zonas costeras. En los años 1979-80 se construyeron varios muros milán en dos de los entonces nuevos puertos del Golfo de México: en el de Dos Bocas los resultados fueron mediocres por el descuido de los detalles; en cambio, en el de Altamira se logró un mejor trabajo.

Entre 1982-83 se construyeron numerosos muros milán para la 2ª Etapa de la siderúrgica SICARTSA en Lázaro Cárdenas, en suelos aluviales de alta permeabilidad, a pesar de lo difícil e inestables de los suelos los resultados fueron de calidad excelente, debe reconocerse

que la supervisión técnica fue decisiva para lograrlo, porque el constructor nunca había construido muro milán.

Hacia finales de la década de los 1990's, la construcción de la cimentación y sótanos de la Torre Mayor se realizó combinando la técnica de muros milán con tablestacas.

3.3 Procedimientos de construcción adoptados en México

3.3.1 Aspectos generales

Las técnicas de construcción de muros milán han sido un campo fértil para la capacidad de innovar, tanto en los equipos de excavación como en los detalles constructivos, (Schnebeeli, 1974; Boyes, 1975; Xanthakos, 1979 y Xanthakos, 1994); la utilidad de este ingenio constructivo, que inicialmente se desarrolló sólo como elemento de estabilización temporal de excavaciones, se ha ampliado hasta transformarse en una forma de construir elementos estructurales subterráneos.

En la construcción de muros milán en México se han experimentado los siguientes logros:

- a) Se ha confirmado que el muro milán puede ser un elemento estructural definitivo y confiable.
- b) Se ha demostrado que la zanja se puede estabilizar con el lodo que se forma espontáneamente, como en su antecedente en la investigación experimental del Instituto Geotécnico Noruego sobre excavaciones estabilizadas con agua (Dibiagio et al., 1972 y Aas, 1976). La técnica sobre el empleo de agua como estabilizador la estudiaron Aas (1976), Alberro (1970) y Alberro y Auvinet (S/F), la experiencia recopilada por el Ing. L. Rubio (1986-1987) y su interpretación detallada, junto con las recomendaciones de construcción para garantizar la estabilidad de la zanja con lodo espontáneo fue analizada por Santoyo y Rubio (1987).
- c) Se ha aplicado la tecnología del muro con piezas prefabricadas, que se ensamblan en la zanja y confinan con un lodo fraguante que endurece a la resistencia del suelo del sitio; Santoyo y Rubio (1988) describen con detalle los aspectos técnicos y los factores de seguridad involucrados.
- d) Se ha desarrollado la construcción de muros esbeltos de 35 cm de espesor abre muchas opciones de aplicación de los muros milán en la construcción de cajones de cimentación.

3.3.2 Soluciones adaptadas

Los muros milán o de diafragma vertical se utilizan y diseñan para soportar los empujes horizontales de la masa de suelo, funcionando temporalmente como tablestacas; después pueden hacerlo como parte estructural en las condiciones que el suelo impone a corto y largo plazo, así como en la condición sísmica. Otra función complementaria del muro es la de servir de lastre para soportar la subpresión a la que a veces está sometida la estructura.

En cuanto al procedimiento de construcción, se han seguido tres soluciones:

- a) Muro milán convencional colado en el lugar.
- b) Muro con piezas prefabricadas con avance modular.
- c) Muro con piezas prefabricadas con avance continuo.

A continuación se describen con detalle estos procedimientos.

3.3.3 Construcción del muro colado en el lugar

Generalidades. La construcción de los muros colados en el lugar tiene reglas generales que sirven para asegurar que se alcance la calidad necesaria para su empleo como tablestaca y como muros estructurales. A continuación se describen las más básicas.

Módulo de excavación. Se identifica como tablero a un tramo de zanja que se profundiza con una máquina excavadora vertical, colocada en tres posiciones para alcanzar una longitud horizontal típica de unos 6 m y de la profundidad requerida; en cuanto al ancho, primero el de la excavación y después del muro terminado, usualmente es de 60 y 80 cm; en la Fig. 3.2 se muestra como primero se excavan las dos posiciones laterales (*A*, *B*) y finalmente la central (*C*), con el único propósito de lograr simetría en la operación de la almeja de excavación y con ello conservar su verticalidad. La longitud precisa de la zanja queda condicionada por la de cada segmento de muro, más el ancho de la junta o juntas temporales de colado.

Restricciones de frontera. Para definir el procedimiento de vaciado del concreto de un tablero se presenta alguna de las siguientes tres condiciones de confinamiento en sus extremos: (a) se trata de un tablero independiente que se colará confinado por dos juntas temporales; esto es, que ni el muro inmediato anterior o el posterior han sido fabricados; (b) que en ambos extremos estén contruidos los muros y que tengan la edad mínima necesaria para soportar la maniobra de limpieza de sus juntas machihembradas; esto significa que el concreto ha alcanzado la resistencia que tolera esas maniobras, y (c) que en uno de los extremos se utilice junta temporal y el otro esté confinado por un muro con la edad mínima.

Secuencia alternada de excavación. La manera más ordenada y eficiente de atacar un muro milán se ilustra esquemáticamente en la Fig. 3.2 y esencialmente consiste en una primera etapa de avance, que se detendrá cuando los muros iniciales tengan la edad mínima que se describió en el párrafo anterior; en ese momento el equipo de excavación y colado retrocede para iniciar la segunda etapa de avance, en la que se construyen los tableros intermedios faltantes.

Muros esbeltos. Se define en este manual como muro milán esbelto aquel cuyo espesor es de 30 a 45 cm, estos espesores hasta hace pocos años eran irrealizables, porque se carecía de la maquinaria necesaria para llevar a cabo la excavación. La importancia de poder fabricar muros milán esbeltos los hace accesibles a mayores aplicaciones. En cuanto a la manera de construirlos es igual a los de tamaño usual excepto que se requiere maquinaria adecuada que incluso puede operar en áreas reducidas.

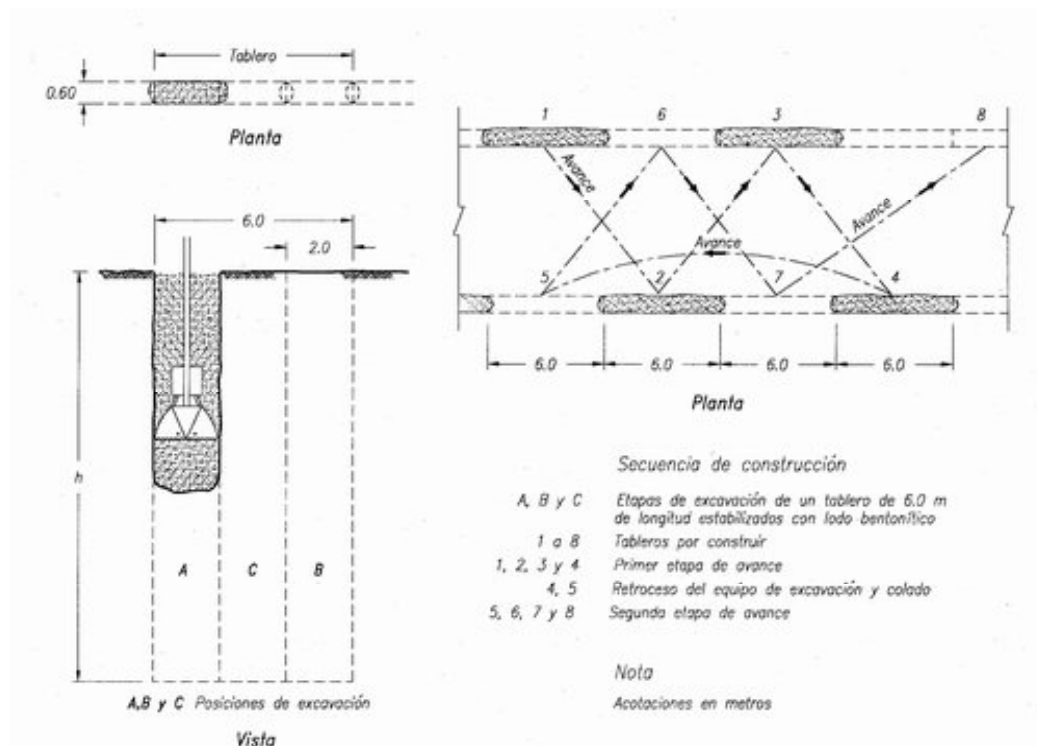


Fig. 3.2, Muro milán convencional con excavación en 3 posiciones por módulo

3.3.4 Construcción del muro con avance modular

Generalidades. La empresa francesa *Bachy* desarrolló la técnica pionera de colocación de muros prefabricados (Xanthakos, 1979), la cual mantiene vigente el concepto del módulo-tablero y que por ello sólo permite avances cortos en la excavación de la zanja. Por su parte, COVITUR, como se mencionó antes, experimentó un procedimiento similar al de *Bachy* con módulos de excavación adaptados a la resistencia que imponen los suelos blandos de la ciudad de México.

Descripción de estos muros. La zanja se estabiliza inicialmente con lodo arcilloso o bentonítico; ese lodo, previamente a la colocación de los precolados de concreto se sustituye con lodo fraguante. Las piezas precoladas son una secuencia de piezas verticales de concreto ensambladas mediante un gancho de acero y placas guía también de acero. Una vez colocadas todas las piezas, el lodo fraguante endurece hasta una resistencia similar a la del subsuelo para soportar y confinar al muro en su posición. La otra importante función del lodo fraguante es la de constituirse en barrera de baja permeabilidad, que complementa al sello principal; que en el caso de la empresa *Bachy* consiste en una banda de hule (Xanthakos, 1994).

Módulo de excavación. Los tableros que se han excavado en los muros experimentales en la ciudad de México han sido de 8 m de longitud, para permitir la introducción de 3 piezas de 2.5 m de ancho y 0.5 m de sobrexcaación adicional, para facilitar la maniobra de colocación de la última pieza. La apertura de estos tableros se hace también con tres posiciones alternadas del equipo excavador, Fig. 3.3.

Secuencia de excavación. El avance de estos muros se hace en zig-zag, tal como se muestra en la Fig. 3.3; de esta manera se logra la colocación continua de las piezas prefabricadas y se aprovecha al equipo de construcción el mayor tiempo posible. En el caso de que se presente alguna interferencia, se puede dejar algún tablero pendiente, que después se deberá construir con la técnica de muro milán convencional.

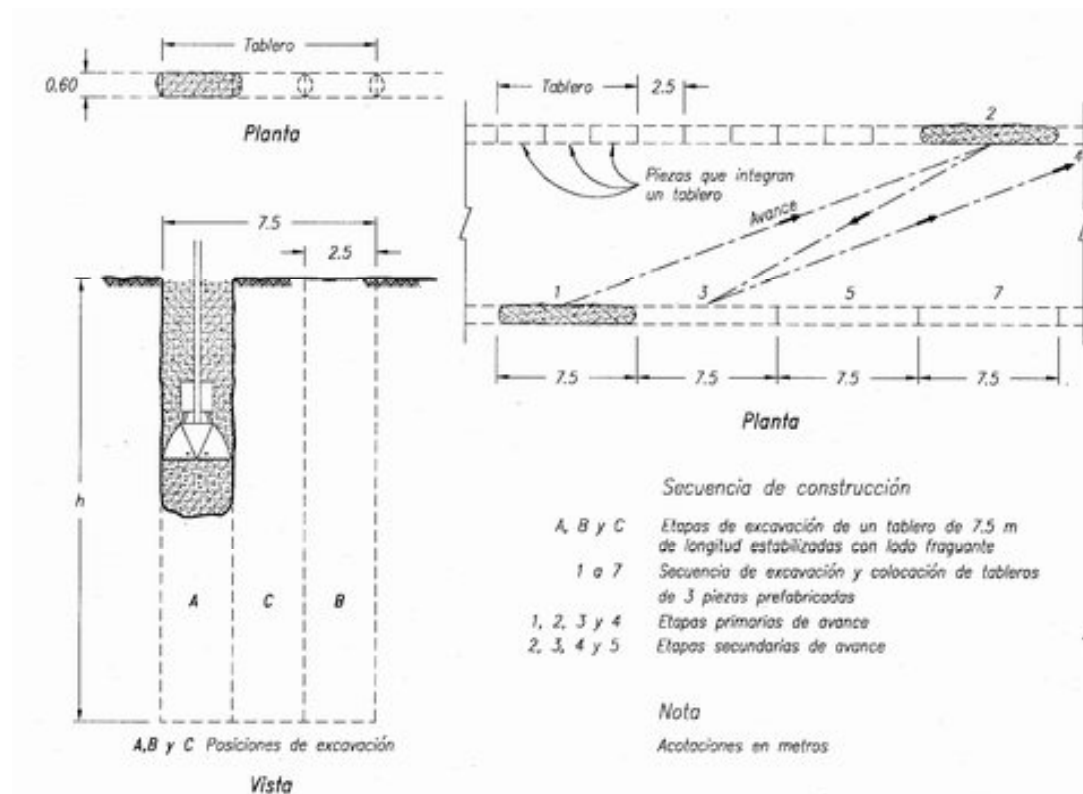


Fig. 3.3, Muro prefabricado con avance modular

Manejo y desperdicio de lodos. Este procedimiento de construcción obliga a observar cuidados peculiares en el manejo de los lodos, particularmente durante la sustitución completa del lodo arcilloso o bentonítico por el lodo fraguante. Ésta debe hacerse con un tubo hermético que descargue en el fondo de la excavación, operando con la técnica del tubo "tremie" o bien con una bomba de lodos, ya que sólo así se evita la contaminación que induce la mezcla accidental de ambos fluidos. En cuanto al desperdicio de lodos, ocurre que es posible recuperar casi todo el lodo arcilloso o bentonítico, cuando se disponga de tanques de almacenamiento temporal. Esta técnica fue casi abandonada en Francia por el desperdicio de lodo que llena los 50 cm laterales en la vertical sobreexcavada para las maniobras de colocación de las piezas de concreto prefabricado y que fácilmente llega a ser el 20% del volumen total del lodo fraguante, lo cual genera un gran sobre costo.

Piezas precoladas. En la Fig. 3.4 se muestran distintos tipos de geometría de las piezas de concreto que se han utilizado y las juntas en la parte inferior que las han unido.

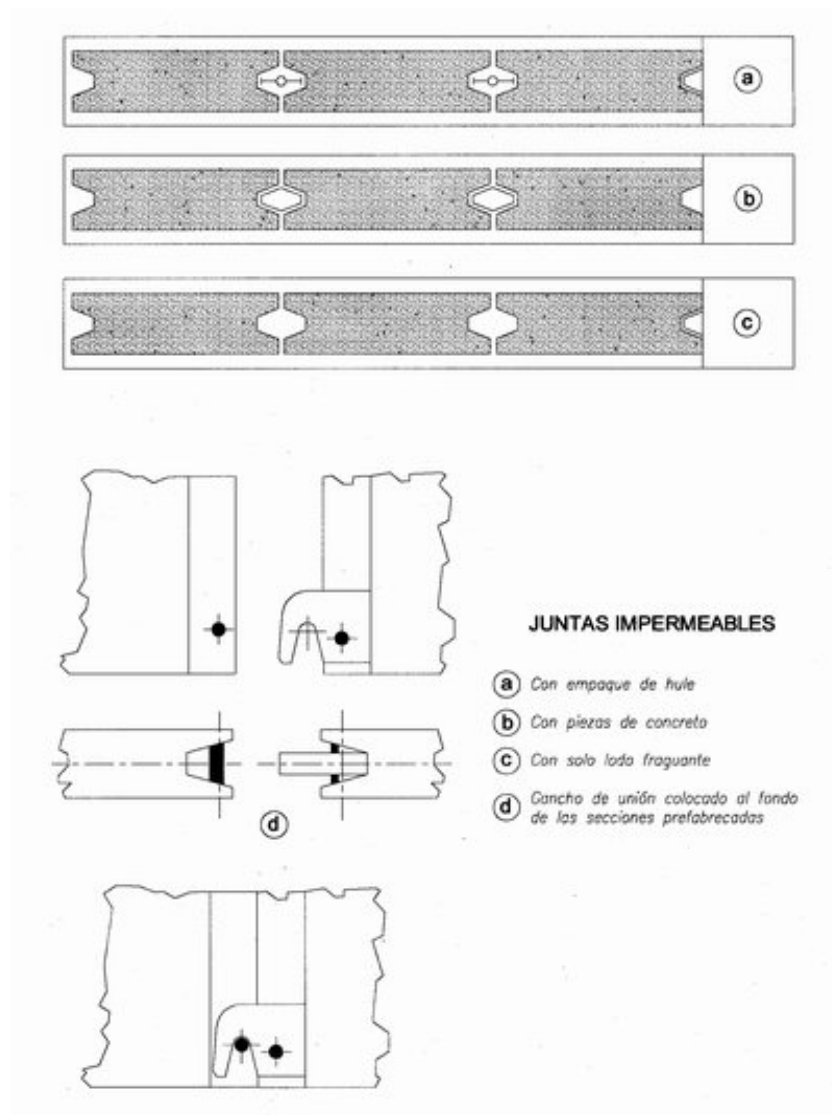


Fig. 3.4, Muros precolados *Bachy*

3.3.5 Construcción del muro con avance continuo

Generalidades. Esta ingeniosa técnica desarrollada en Francia por la empresa *Soletanche* (1970), con el nombre de *Panasol*, permite lograr un procedimiento continuo con avances de excavación largos y aprovechamiento máximo del equipo de construcción.

Secuencia de excavación. En la Fig. 3.5, se muestra que la apertura de la zanja es continua, respetando la regla básica de operación simétrica de la almeja (A, B, C), que se logra avanzando alternadamente con la almeja de dos posiciones adelante y una atrás. El lodo fraguante simplemente se agrega en el extremo delantero del tramo que se está realizando, abriendo una zanja inicial somera que sirva como canal distribuidor y regulador del consumo de lodo; este detalle constructivo asegura que el lodo se consuma gradualmente y con ello se controla su calidad.

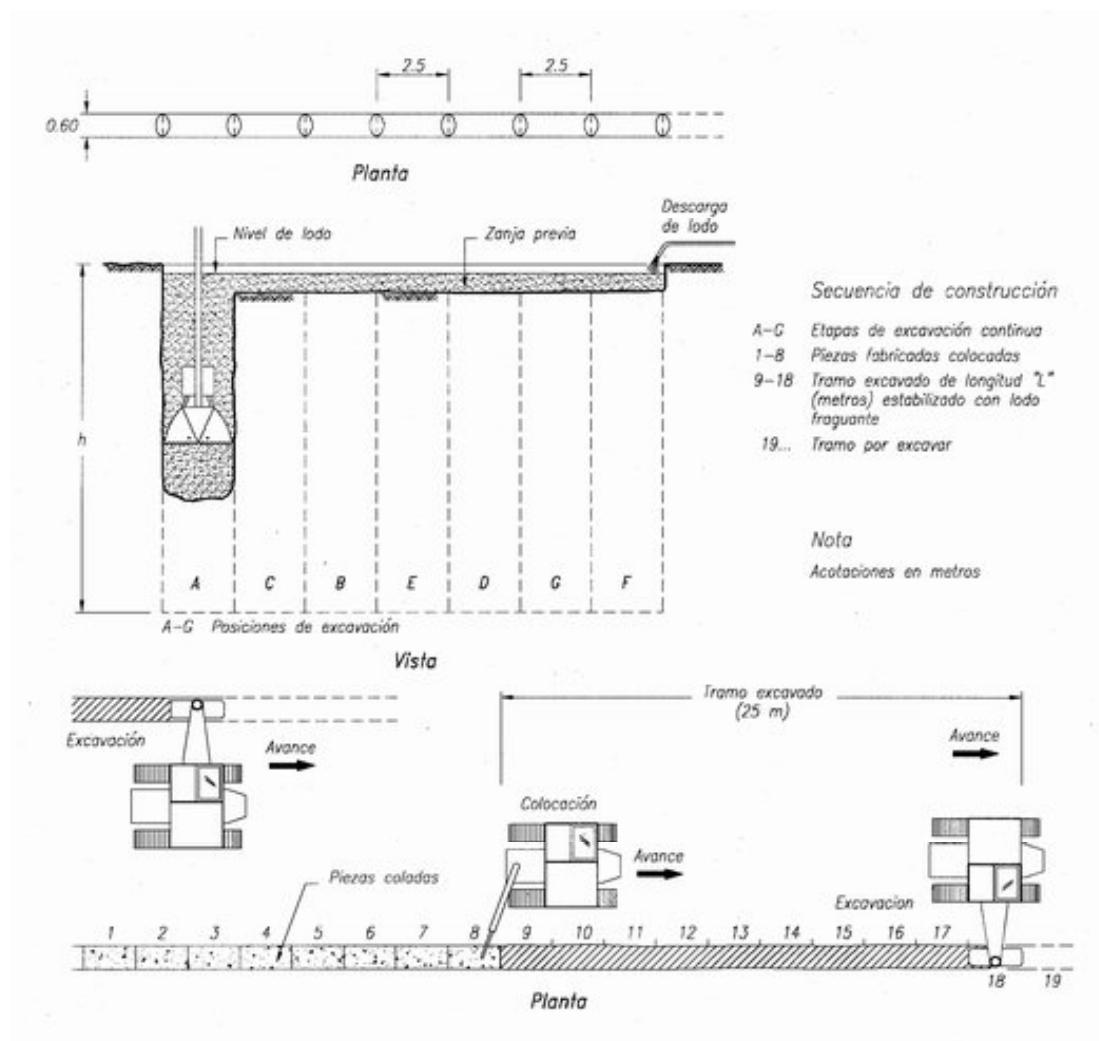
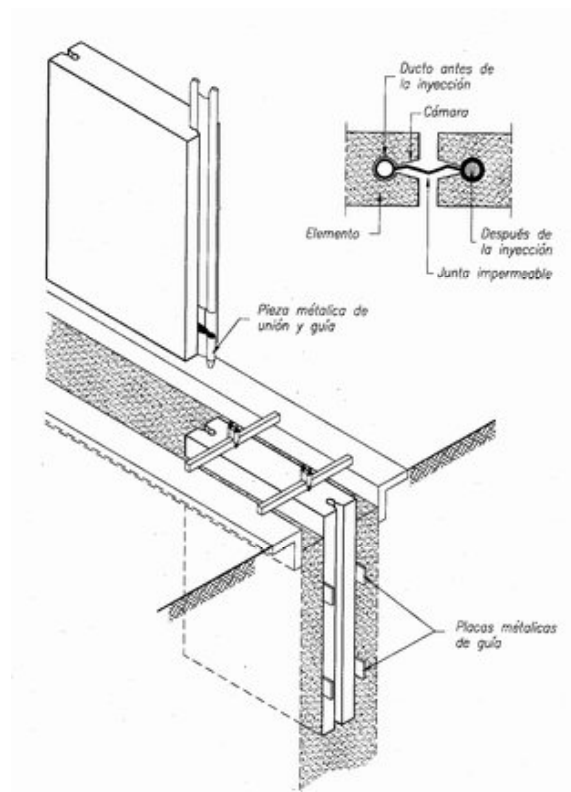


Fig. 3.5, Muro prefabricado con avance continuo

Descripción de estos muros. Las piezas de concreto prefabricado son usualmente de 2.5 m de largo, de longitud igual a la profundidad del muro y de ancho usual de 40 a 60 cm. Se ensamblan mediante una ingeniosa junta *Soletanche* que tiene una punta guía de acero que se ensarta desde la superficie y jala a la banda de sello de neopreno provista de dos huecos laterales que se inyectan con mortero y sellan herméticamente la unión, Fig. 3.6. El ensamble se realiza dentro de una excavación estabilizada con lodo fraguante con aditivo retardador de su endurecimiento.

Secuencia constructiva. La capacidad estabilizadora de los lodos fraguantes está basada en su mayor densidad, que permite excavaciones seguras de longitud grande, haciendo factible separar el proceso de excavación de la zanja y el de colocación de las piezas prefabricadas; ésta es la esencia de la técnica *Soletanche*, que conlleva a un procedimiento más ordenado y eficiente. Conviene también mencionar que el manejo del lodo es notablemente más simple y que su desperdicio es mínimo, porque el lodo desplazado por cada pieza de concreto se aprovecha en la continuación de la excavación.

Fig. 3.6, Junta *Soletanche* (Soletanche, 1983)

3.4 Estabilidad general y local de la zanja

3.4.1 Generalidades

Mecanismo estabilizador. Los lodos bentoníticos introducidos durante la excavación de la zanja forman en sus paredes una costra o “cake” como consecuencia de la pérdida local de agua que sufren, se forma así una especie de membrana de muy baja permeabilidad que permite el desarrollo y aplicación de la presión del fluido estabilizador a las paredes de la excavación. En las arcillas de la ciudad de México cuando se excava la zanja sólo con agua, las maniobras de operación de las almejas forman de manera espontánea un lodo arcilloso que también es capaz de formar costra como en los bentoníticos.

Es evidente que en las arenas permeables se requiere un lodo viscoso y que sólo con bentonita e incluso aditivos se puede lograr la costra; en cambio, en las arcillas y en arenas con porcentajes significativos de arcillas, un lodo de baja viscosidad es suficiente, ya que en las paredes de la excavación necesariamente queda untada una capa de arcilla remodelada por la almeja de excavación, la cual funciona como una excelente costra estabilizadora, que además es complementada en los eventuales estratos arenosos con los coloides del lodo arcilloso.

El lodo genera una presión hidrostática que se opone a la generación de la superficie de falla que corresponde al estado activo de empuje de la masa de suelo, que en su forma más general se expresa por la siguiente ecuación básica:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a (\gamma_s - \gamma_f) h^2 - 2c h \sqrt{K_a} \quad (\text{ec. 3.1})$$

donde

E_a	empuje activo
γ_s	peso volumétrico del suelo
γ_f	peso volumétrico del fluido estabilizador
K_a	coeficiente de empuje de tierras activo
h	altura de acción del fluido
c	parámetro de cohesión
ϕ	ángulo de fricción interna del suelo

Cuando $E_a = 0$:

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma_s - \gamma_f} \frac{1}{\sqrt{K_a}} = \frac{4c}{\gamma_s - \gamma_f} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{ec. 3.2})$$

H_{cr} es la profundidad máxima para la cual el corte es estable con factor de seguridad de 1.

La expresión anterior es válida para suelos cohesivos–friccionantes.

Cuando $\phi = 0$, para suelos cohesivos resulta:

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma_s - \gamma_f} \quad (\text{ec. 3.3})$$

Cuando tienen una sobrecarga q_s en la superficie:

$$H_{cr} = \frac{4c - 2q_s}{\gamma_s - \gamma_f} \quad (\text{ec. 3.4})$$

Éstas son las alturas críticas para las cuales el empuje activo es nulo, gracias a la cohesión de las arcillas del lugar.

3.4.2 Mecanismo de falla en arcillas

Mecanismo de falla general. El colapso de una excavación en zanja para un muro milán, implica el desarrollo de una superficie de falla que define un prisma inestable, que incluye una cierta masa del suelo y que puede hasta involucrar a la máquina excavadora. Así, cuando la excavación ha alcanzado una cierta profundidad, la superficie de falla llega hasta

el fondo de la excavación como se presenta en la Fig. 3.7, la cual corresponde al caso de un suelo cohesivo.

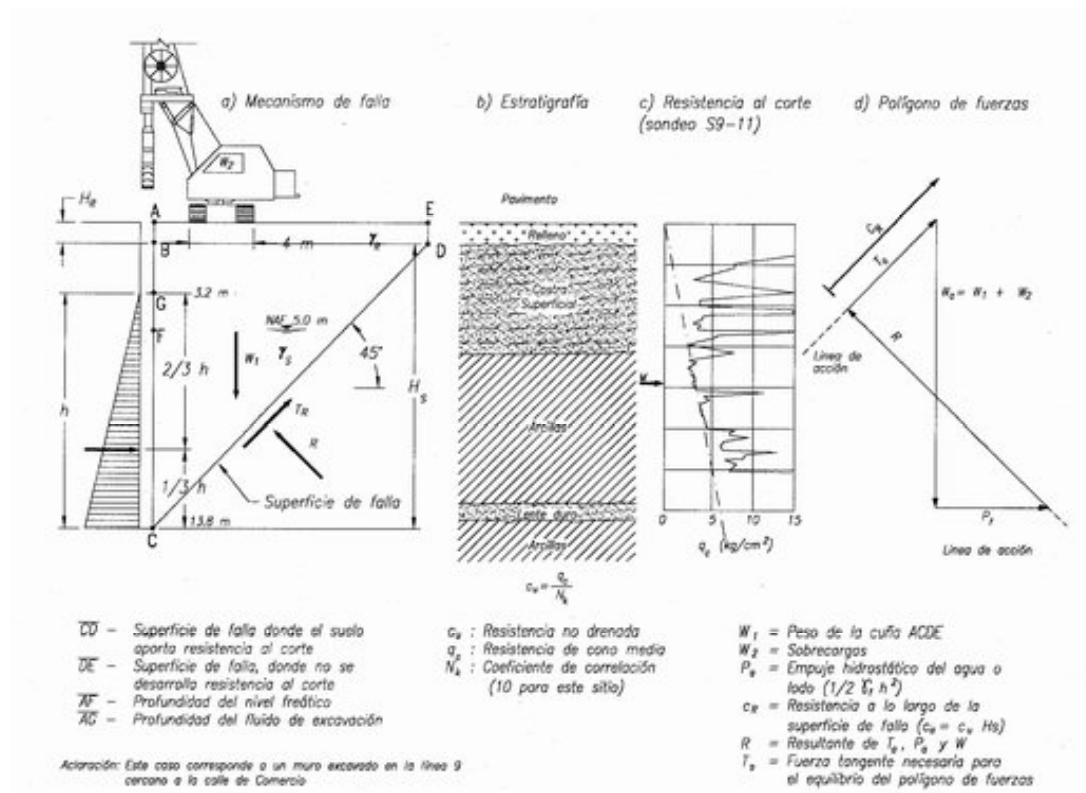


Fig. 3.7, Estabilidad de la zanja

Análisis con el criterio convencional. Consiste en analizar el equilibrio del prisma de ancho unitario que potencialmente puede deslizarse, Fig. 3.7; en el caso de un suelo cohesivo se define con una superficie de falla a 45° . En cuanto al fluido estabilizador, los valores que definen la magnitud del empuje hidrostático resistente que se puede desarrollar son: el tirante libre sin lodo que se maneje y el peso volumétrico del lodo. En estas condiciones geométricas y de resistencia el factor de seguridad se evalúa por la relación de la cohesión total que puede desarrollarse en la superficie de falla para mantener el prisma en equilibrio y la componente del peso en esa dirección:

Peso del relleno:

$$W_r = H_r H_s \gamma_r$$

Peso de la cuña de suelo:

$$W_s = \frac{1}{2} \gamma_s H_s^2$$

Presión del fluido:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_f h^2$$

Fuerza resistente:

$$CR = c_u H_s \sqrt{2}$$

Fuerza resistente movilizada:

$$T_a = \frac{c_u}{FS} H_s \sqrt{2}$$

donde

H_r	espesor de rellenos
H_s	espesor de suelos
γ_r	peso volumétrico del relleno
c_u	cohesión en condición no drenada
FS	factor de seguridad

En su forma más general el factor de seguridad se expresa por:

$$FS = \frac{2c_u H_s}{(W_r + W_s) - P_a} \quad (\text{ec. 3.5})$$

$$FS = \frac{4c_u H_s}{2\gamma_r H_s H_r + \gamma_s H_s^2 - \gamma_f h^2} \quad (\text{ec. 3.6})$$

Cuando $h = H_s$:

$$FS = \frac{4c_u}{2H_r \gamma_r + H_s (\gamma_s - \gamma_f)} \quad (\text{ec. 3.7})$$

Cuando $H_r = 0$:

$$FS = \frac{4c_u}{H_s (\gamma_s - \gamma_f)} \quad (\text{ec. 3.8})$$

Análisis con el criterio Noruego. El Prof. Aas (1976) del Instituto Geotécnico Noruego analizó el equilibrio de dos prismas de ancho igual a la longitud de la zanja abierta, Fig. 3.8, estos prismas completos sufren deslizamientos horizontales y verticales; el desarrollo teórico considera que la resistencia en los planos inclinados a 45° corresponde a la determinada con pruebas de compresión triaxial y en los planos verticales a la medida con la veleta y conduce a la siguiente expresión del factor de seguridad.

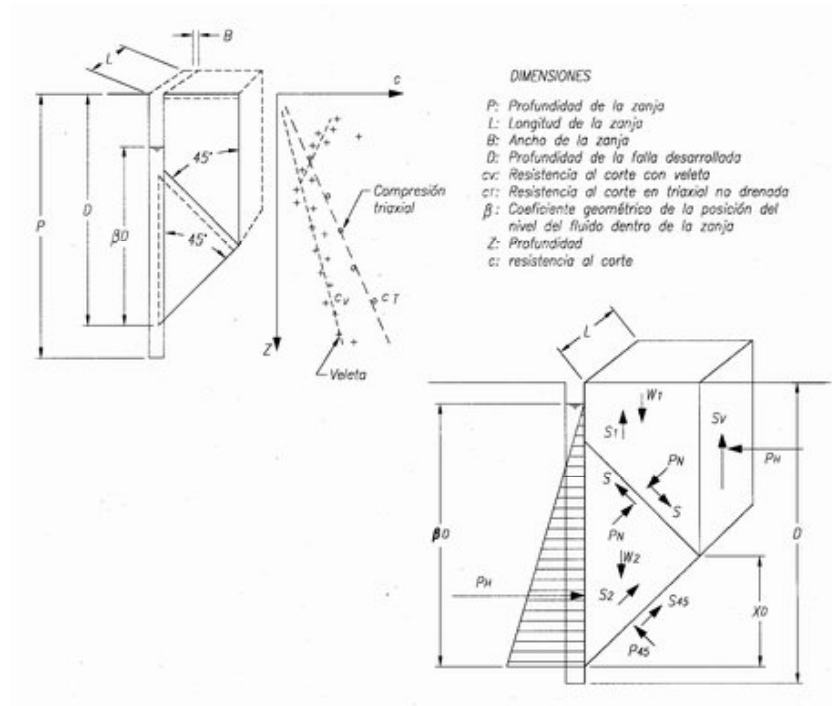


Fig 3.8, Condiciones de falla (Aas, 1976)

De la Fig. 3.4.2 se puede establecer:

$$W_1 - S_1 - \frac{S}{\sqrt{2}} - \frac{S_{45}}{\sqrt{2}} - \frac{S_2}{\sqrt{2}} + \frac{W_2}{2} - \frac{P_s}{2} - S_v = 0 \quad (\text{ec. 3.9})$$

$$FS = \frac{c_v}{D(\gamma_s - \beta^2 \gamma_f)} \left(2 \frac{c_T}{c_v} + 0.94 \frac{D}{L} \right) \quad (\text{ec. 3.10})$$

donde

c_v resistencia al corte con veleta

γ_s peso volumétrico del suelo

c_T resistencia al corte con triaxial no drenada

D profundidad de la falla

L longitud de la zanja

β coeficiente geométrico de la posición del nivel del fluido dentro de la zanja

FS factor de seguridad para el caso más general ($D/L < 7.5$), en el que el plano inclinado de falla llega hasta la superficie, Fig. 3.8

Investigación experimental. Los resultados de los interesantes experimentos realizados por el Prof. Aas en tres sitios en las arcillas blandas de Oslo se resumen en la Tabla 3.1. Es interesante confirmar que demuestran que las zanjas abiertas fueron estables aún utilizando agua simple y que para hacerlas fallar se requirieron abatimientos del agua de 4.6 a 8.3 m.

Tabla 3.4.1. Ensayes de fallas de zanjas experimentales, cambiando el peso volumétrico de los fluidos estabilizadores y abatiendo sus niveles (Aas, 1976)

Lugar y propiedades del suelo		Dimensiones de la zanja	Condiciones después de excavada	Cambio de fluidos y abatimiento de niveles	Condiciones de falla
VATERLAND Triaxial $cr = 2.4$ y Veleta $cv = 2.0$ $\gamma = 1.77$	1	$Prof. = 20$ m $L = 1.8$ m $A = 1.0$ m	5 días con lodo de $\gamma_f = 1.17$	Se substituyó el lodo, llenando la zanja con agua, definiéndose un $FS_m = 1.92$ a 13 m de profundidad; después se abatió en 20 hrs el nivel del agua hasta 8.3 m.	$T_f = 10$ hrs. Prof. del agua = 8.3 m $FS_m = 0.9$ a 9 m de prof. $\Delta_{m\acute{a}x} = 0.8$ cm a 6 m de prof.
	2	$Prof. = 20$ m $L = 5$ m $A = 1$ m	7 días con lodo de $\gamma_f = 1.17$	Se substituyó el lodo, llenando la zanja con agua y manteniéndola llena durante 3 días ($FS_m = 1.08$); y se produjeron deslizamientos parciales ($FS_m = 0.9$ a 9 m de prof); se regresó al agua y se abatió progresivamente hasta 4.6m.	$T_f = 2$ hrs Prof del agua = 4.6 m $FS_m = 0.6$ a 9 m de prof $\Delta_{m\acute{a}x} = 2.5$ cm a 12 m de prof.
ELLINGSRUD Triaxial $cr = 2.7$ y Veleta $cv = 0.9$ $\gamma = 1.75$	3	$Prof. = 20$ m $D = 1$ m	Al inicio con lodo de $\gamma_f = 1.60$	Se cambió la densidad hasta llegar al agua en 27 días; se mantuvo así 8 días ($FS_m = 1.65$) y después se abatió rápidamente.	$T_f = 10$ hrs Prof. del agua = 7.3 m $FS_m = 0.8$ de 9 a 12 m de prof $\Delta_{m\acute{a}x} = 15$ cm a 7 m de prof.
STUDENTERLUNDEN (Zanjas paralelas) $cr = 5.6$ y Veleta $cv = 3.0$ $\gamma = 1.85$	4	$Prof. = 28$ m $L = 5$ m $A = 1$ m	13 días con lodo de $\gamma_f = 1.24$	Se cambió a lodo de $\gamma_f = 1.10$ y se mantuvo 7 días; después se cambió al agua y se mantuvo 17 días ($FS_m = 1.38$).	No se llegó a la falla $\Delta_{m\acute{a}x} = 3$ cm a 23 m de prof. a 31 días de iniciada la prueba
	5	$Prof. = 20$ m $L = 11$. m $A = 1$ m	3 días con lodo de $\gamma_f = 1.19$	Se cambió a lodo de $\gamma_f = 1.07$ y se mantuvo durante 4 días; después se substituyó por agua du-rante 3 días con $FS_m = 1.0$ a 20 m de prof.	La falla se provocó por error al abatir el nivel de lodo a 1.7 m en la zanja paralela (No.4) quedando $FS_m = 0.95$ $\Delta_{m\acute{a}x} = 2$ cm a 17 m de prof.

$Prof.$ profundidad
 L, A y D largo, ancho y diámetro, respectivamente

γ y γ_f	pesos volumétricos del suelo y fluido respectivamente, en t/m^3
c_v y c_T	resistencia del suelo medida con veleta y en prueba triaxial, en t/m^2
T_f	tiempo de falla
FS_m	factor de seguridad mínimo
$\Delta_{m\acute{a}x}$	deformación horizontal máxima en cm

Aclaración: La falla en el caso No. 5 se provocó por la interacción de las dos zanjas.

3.4.3 Adaptación del criterio Noruego

Características de las arcillas de Oslo. Para aprovechar las experiencias noruegas conviene establecer una comparación cualitativa de esas peculiares arcillas con las de México; de la información contenida en las Figs. 3.9 y 3.10, (Santoyo, Rubio et al, 1987), se puede decir que:

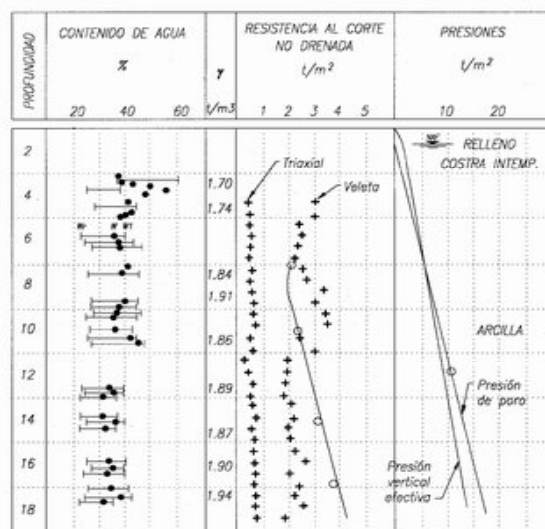


Fig. 3.9, Condiciones del subsuelo en el sitio de Vaterland (Aas, 1976)

Las arcillas de Oslo son tan blandas como las de la ciudad de México, pero tienen menor plasticidad y mayor peso volumétrico.

- Subrayando que el peso volumétrico de las de Oslo es del orden de 1.4 veces más grande, y su resistencia similar, se puede aceptar que las de México deberán ser potencialmente más estables en condiciones similares.
- A lo anterior se debe agregar que las arcillas noruegas son muy sensitivas; esto es, fácilmente pierden su resistencia aun con deformaciones pequeñas.
- Comprando los tiempos de falla, que en las arcillas sensitivas de Oslo variaron entre 2 y 10 horas, se puede predecir que en las de México ocurrirían en tiempos mayores.

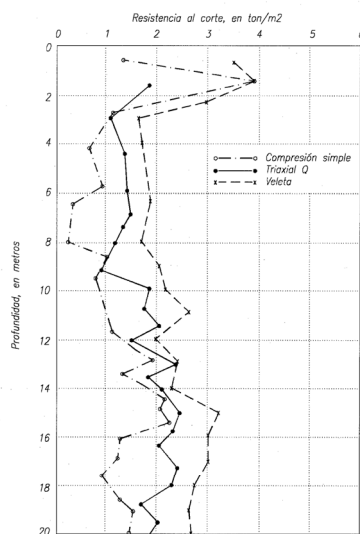


Fig. 3.10, Variación de la resistencia al corte con la profundidad, en el Lago de Texcoco (Santoyo, 1969)

Factores de seguridad. La expresión (3.2) se puede modificar para las características del subsuelo de la ciudad de México, aceptando como significativa la resistencia de la prueba triaxial c_T y que la relación c_T/c_V para tomar en cuenta la anisotropía, es igual a la unidad, ya que en el caso de las arcillas de México la resistencia con veleta resulta mayor que la triaxial (Santoyo, 1969); con estas condiciones, el factor de seguridad se puede expresar como:

$$FS = \frac{c_V}{D(\gamma - \beta^2 \gamma_f)} \left(2 \frac{c_T}{c_V} + 0.94 \frac{D}{L} \right) \quad (\text{ec. 3.11})$$

donde

$$c = c_V = c_T$$

La influencia del peso del equipo de construcción en el factor de seguridad, se puede tomar en cuenta mediante la expresión:

$$FS = \frac{c}{D \left(\gamma - \beta^2 \gamma_f + \frac{4W_m}{D^2 L} \right)} \left(2 + 0.94 \frac{D}{L} \right) \quad (\text{ec. 3.12})$$

W_m representa el peso total o parcial de la maquinaria que opera dentro del área de la traza superior del prisma de falla, en toneladas.

Efecto tridimensional. Es importante destacar que el procedimiento convencional es una solución plana, mientras que el criterio Noruego modificado toma en cuenta la resistencia

que se genera en las caras laterales del prisma, cuya contribución a la estabilidad depende del ancho del prisma, como se observa al comparar las expresiones (3.8) y (3.12) del factor de seguridad.

Valores usuales del factor de seguridad. Al juzgar la estabilidad de una excavación temporal, como es el caso de zanjas para muros milán usualmente se considera conservador un factor de seguridad de 1.5 y como valor límite inferior se llega a admitir 1.3. Este criterio fue el propuesto en COVITUR para el control de la construcción de muros milán experimentales, empleando lodos arcillosos como fluidos estabilizadores de las zanjas, y también puede aplicar al caso de las zanjas de longitud grande como las tipo Soletanche, porque las expresiones (3.11 y 3.12) se basan en el análisis de la falla tridimensional. Es importante señalar que estos valores todavía podrían reducirse, apoyándose en una investigación experimental que consista en hacer tramos instrumentados en la ciudad de México que llevados a la falla proporcionen la información básica que lo justifique.

Estabilidad con lodos convencionales. Se identifica aquí como lodos convencionales a los elaborados con bentonita en planta, así como a los lodos arcillosos que espontáneamente se forman agregando agua a la zanja durante el proceso de excavación; su equivalencia se debe a que ambos llegan a pesos volumétrico medios de 1.07 t/m^3 con mínimos de 1.04 t/m^3 y que por tanto proporcionan el mismo factor de seguridad durante la excavación de la zanja. En cuanto a la variación del factor de seguridad con respecto a la longitud de la zanja, se muestra en la Fig. 3.11a la interpretación gráfica de la expresión (3.11), para una zanja de 12 m de profundidad, con el lodo a 50 cm de la superficie, en suelos cuya resistencia varía de 1.25 a 3.0 t/m^2 .

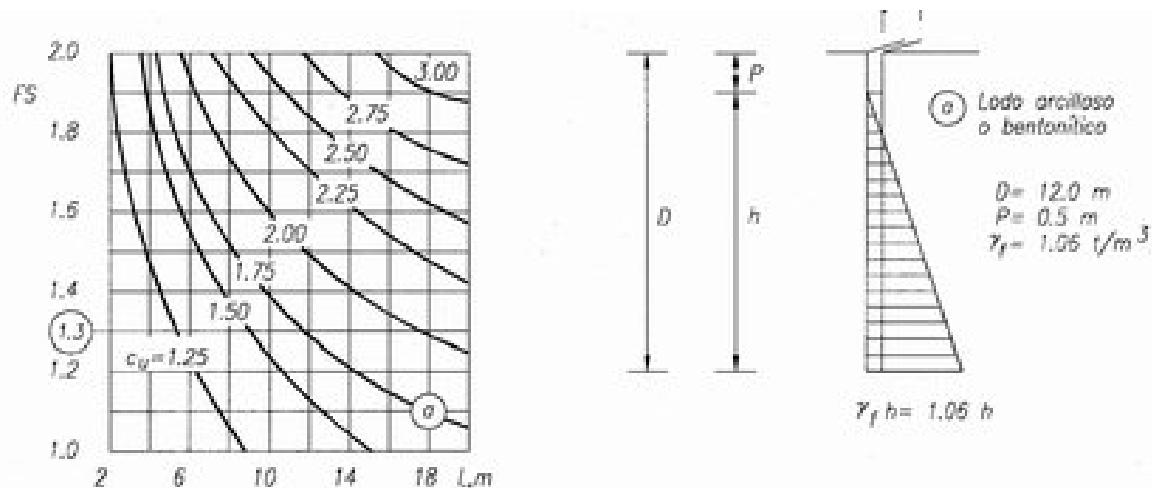
Estabilidad con lodos fraguantes. La estabilidad de la zanja con estos lodos es notablemente superior a la que se alcanza con los convencionales, porque teniendo una densidad de 1.2 t/m^3 incrementan el factor de seguridad de la excavación. Para aclarar este efecto se presenta en la Fig. 3.11b, la zanja de 12 m de profundidad, descrita anteriormente, pero ahora estabilizada con lodo fraguante.

Comparación de resultados. La interpretación de las gráficas de las Figs. 3.11a y 3.11b hace evidente la superioridad del lodo fraguante como agente estabilizador de las zanjas. Así por ejemplo, una zanja excavada en suelo muy blando, de resistencia de 1.5 t/m^2 estabilizada con lodo convencional de 1.04 t/m^3 de peso volumétrico sólo podrá alcanzar una longitud de excavación de 6.1 m para un factor de seguridad de 1.3; en cambio con lodo fraguante se puede llegar hasta una longitud de 36 m para el mismo factor de seguridad, como se ilustra en la Fig. 3.12. Esta importante diferencia es fundamental para el procedimiento constructivo de avance continuo, porque permite separar las acciones de excavación y de colocación de piezas prefabricadas.

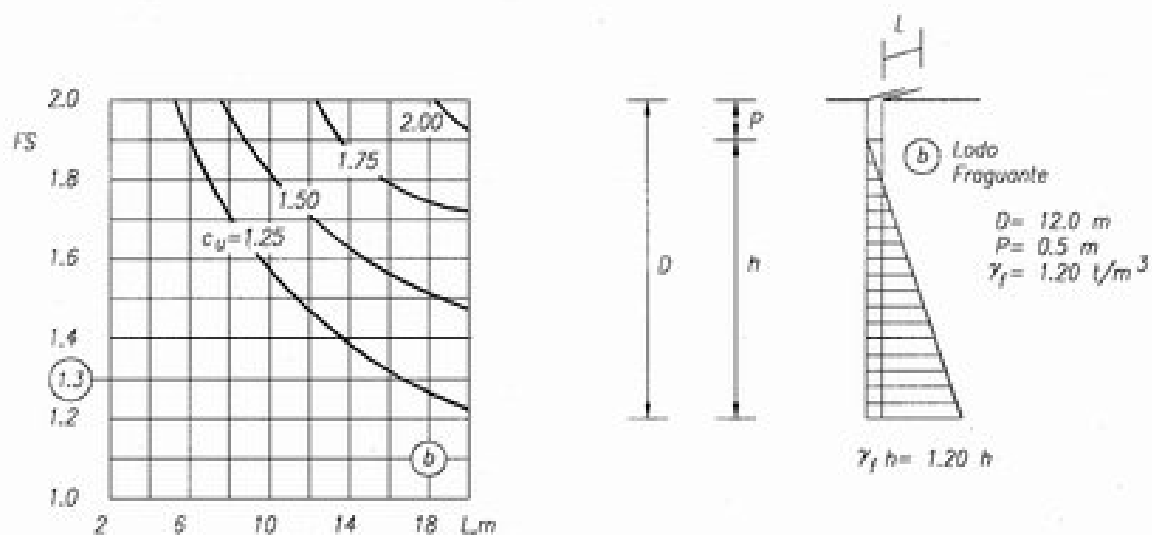
3.4.4 Muros de prueba

En los más de 500 muros construidos a lo largo de dos años bajo la supervisión directa del personal técnico de COVITUR (Rubio, 1986 a 87), se ensayaron los siguientes fluidos estabilizadores: lodo bentonítico convencional, lodo arcilloso mezclado en planta, lodo arcilloso mezclado en la zanja con la almeja y lodo arcilloso espontáneo generado durante la excavación.

Las observaciones de campo demostraron que independientemente del fluido utilizado, las excavaciones resultaron estables, las expresiones anteriores lo explican porque las características de los lodos son acordes para la resistencia de los suelos. La conclusión es que para que los muros milán tengan problemas de construcción se deben tener otros factores de influencia, porque el lodo terminó siendo el más confiable.



a) Lodo arcilloso o bentonítico



b) Lodo fraguante

Fig. 3.11, Influencia de la densidad del lodo estabilizador en el factor de seguridad
(Caso: $D = 12.0$ m y $P = 0.5$ m)

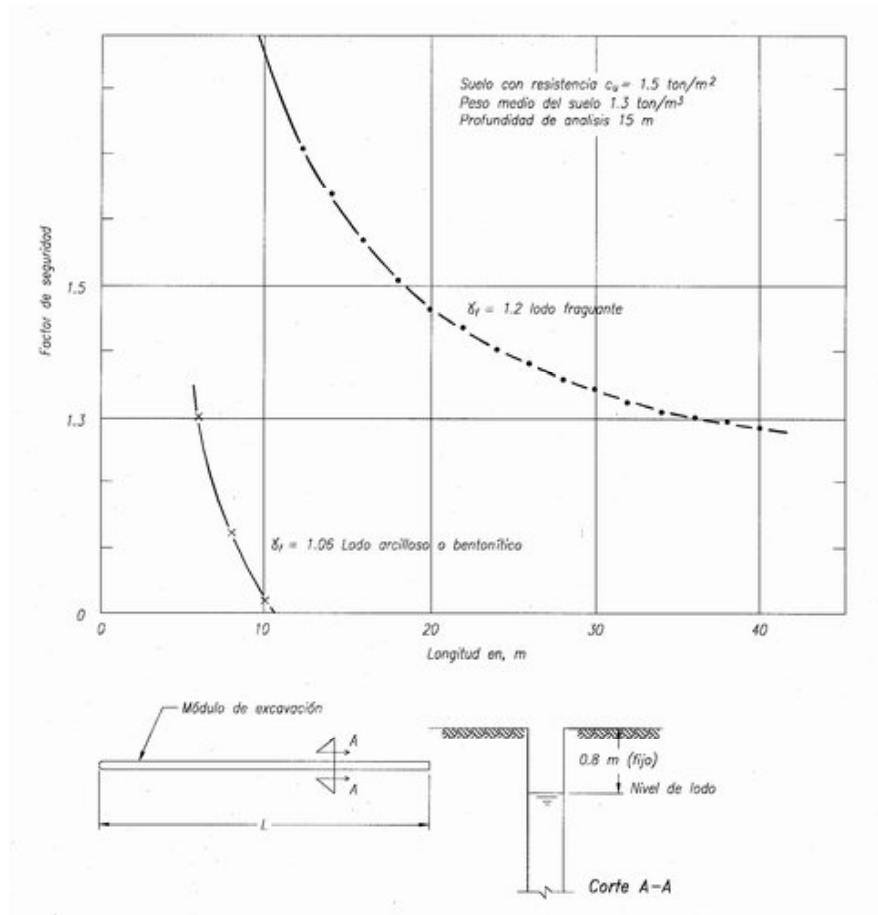


Fig. 3.12, Ejemplos de variación del factor de seguridad

3.4.5 Mecanismo de falla en arenas

Zanjas en arenas secas. Este caso lo resolvió Xanthakos (1994) aprovechando otras soluciones de la literatura técnica, a partir de la Fig. 3.13 para la superficie de falla con inclinación θ se pueden deducir las siguientes relaciones:

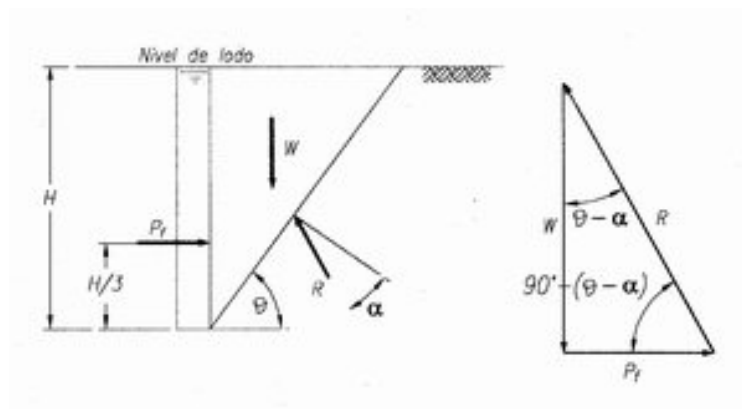


Fig. 3.13, Zanja en arena estabilizada con lodo

$$W = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 \cot \theta$$

$$P_f = \frac{1}{2} \gamma_f H^2$$

$$\tan(\theta - \alpha) = \frac{\tan \theta - \tan \alpha}{1 + \tan \theta \tan \alpha} = \frac{\gamma_f}{\gamma_s \cot \theta} \quad (\text{ec. 3.13})$$

$$\tan \alpha = \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\gamma_f \tan \theta \tan \alpha}$$

En el límite $\theta = 45^\circ + \phi/2$, entonces:

$$\frac{1}{2} \gamma_f H^2 = \frac{1}{2} \gamma_s H^2$$

donde

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

$$\tan \alpha = \frac{\gamma_s - \gamma_f}{2\sqrt{\gamma_s \gamma_f}} \quad (\text{ec. 3.14})$$

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \quad (\text{ec. 3.15})$$

$$FS = \frac{2\sqrt{\gamma_s \gamma_f} \tan \phi}{\gamma_s - \gamma_f} \quad (\text{ec. 3.16})$$

El factor de seguridad en arenas secas resulta independiente de la profundidad de la zanja y sólo influyen los pesos volumétricos y la resistencia de las arenas.

Zanjas en arenas saturadas. La solución para este caso fue también obtenida por Xanthakos y describe que cuando el nivel freático está cercano a la superficie es difícil lograr la estabilidad. Por ello se recomienda adoptar alguna de las siguientes opciones: (a) abatir el nivel freático, (b) levantar el nivel del fluido con ayuda de los brocales, (c) usar lodos pesados, y (d) reducir la longitud de los paneles para incrementar el efecto tridimensional. Las expresiones que obtiene corresponden a la condición de esfuerzos efectivos de la masa de suelo, a partir de la condición de equilibrio siguiente:

$$\frac{1}{2}\gamma_f H^2 = \frac{1}{2}\gamma'_s H^2 + \frac{1}{2}\gamma_w H^2 \quad (\text{ec. 3.17})$$

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{\gamma_f - \gamma_w}{\gamma'_s}$$

donde

γ'_s peso volumétrico efectivo del suelo
 γ_w peso volumétrico del agua

Definiendo $\gamma_f - \gamma_w = \gamma'_f$ se puede obtener:

$$FS = \frac{2\sqrt{\gamma'_s \gamma'_f} \tan \phi}{\gamma'_s - \gamma'_f} \quad (\text{ec. 3.18})$$

Además de la expresión 3.17

$$\gamma_f = K_a \gamma'_s + \gamma_w \quad (\text{ec. 3.19})$$

Para las arenas saturadas el factor de seguridad también resulta sólo dependiente de las propiedades del suelo y del peso volumétrico del lodo e independiente de la profundidad. La expresión 3.19 define el valor mínimo que se le puede dar al lodo estabilizador, emplear valores menores implica que se está corriendo el riesgo de fallas en la zanja.

En el caso de las arenas saturadas la variación de la posición del nivel del lodo siempre genera problemas de inestabilidad, Morgenstern (1963) analizó casos reales de zanjas conflictivas para deducir el peso volumétrico que se debe dar a esos lodos; un resumen de su trabajo se encuentra en el libro de Xanthakos.

Penetración de los lodos. La formación del *cake*, la permeabilidad de las arenas, el peso volumétrico del lodo y la presión de la columna de lodo determinan la longitud de penetración del fluido; en general es una variable que poco se le considera, pero fácilmente llega a ser hasta de 2 m horizontales. El volumen de lodo que se consume se puede estimar con la relación de vacíos.

3.4.6 Estabilidad local y fracturamiento hidráulico

Condiciones de inestabilidad local. La estabilidad de una excavación para muro milán debe analizarse para la condición de falla general acorde con la resistencia del suelo y la profundidad de la excavación, como se describió antes. Después debe revisarse: (a) el riesgo de que ocurran fallas locales del brocal de la excavación, relacionada con el flujo inducido de lodo, así como fugas de tuberías y de rellenos sueltos, y finalmente (b) el desarrollo del fenómeno de fracturamiento hidráulico, generado por el exceso de presión hidrostática del

lodo y del concreto fresco. A continuación se describen los mecanismos de falla local que se pueden desarrollar.

Humedecimiento y reblandecimiento. Los materiales areno-limoso ubicados arriba del nivel freático están siempre expuestos a perder su resistencia al corte a consecuencia del humedecimiento, Fig. 3.14. Este problema se puede evitar si el nivel del fluido que llena la excavación (agua o lodo), se iguala con el nivel freático. Un cuidado adicional que debe tenerse al introducir el fluido hasta el nivel de operación es evitar la erosión que se induce cuando se arroja desde el brocal. Puede intentarse estabilizar la zanja con agua, pero si no puede controlarse la excavación, se deberá cambiar a lodo bentonítico.

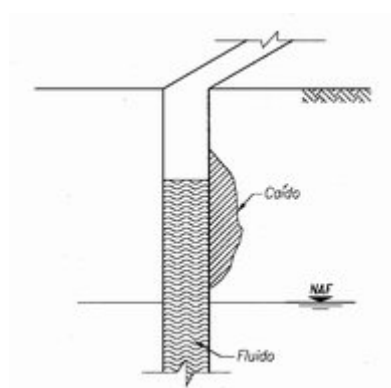


Fig. 3.14, Falla local por humedecimiento

Flujo en granulares. Este mecanismo se ilustra en la Fig. 3.15, esencialmente consiste en que durante la excavación el agua o lodo se introduce en un estrato permeable somero, que puede estar arriba o por debajo del nivel freático. El volumen de fluido puede ser de varios metros cúbicos (Rubio, 1986), transformando al estrato en un verdadero acuífero que abate el nivel del fluido dentro de la zanja; cuando el flujo en el estrato se invierte sale el agua y genera la falla del prisma potencialmente inestable.

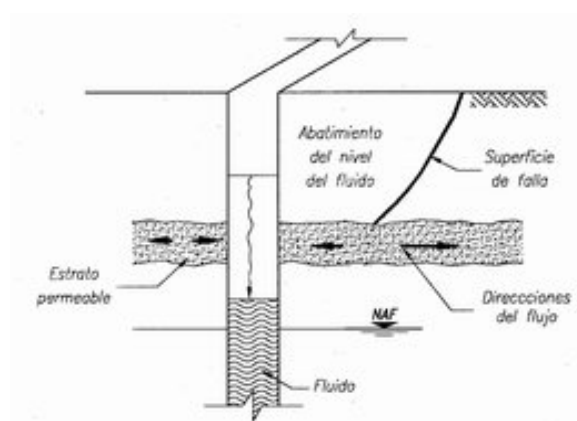


Fig. 3.15, Falla local por filtración en suelos granulares

La solución para este problema se basa en evitar que los estratos granulares se transformen en acuíferos manteniendo el nivel de lodo a la misma profundidad del freático.

Falla por filtraciones. La presencia de tuberías con agua induce condiciones de flujo que favorece las fallas locales; el sellado de esas tuberías no siempre elimina el problema, porque casi siempre tienen drenes inferiores que conducen agua, Fig. 3.4.10. Este problema debe resolverse con bombeos locales y drenes horizontales que alivien la presión de las filtraciones.

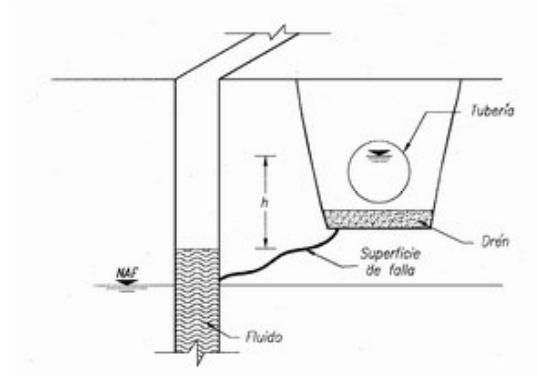


Fig. 3.16, Falla local por filtración

Zonas inestables. La presencia de materiales granulares carentes de cohesión o de rellenos sueltos que no pueden mantenerse estables en cortes verticales necesariamente se desarrollará una superficie de falla, Fig. 3.17.

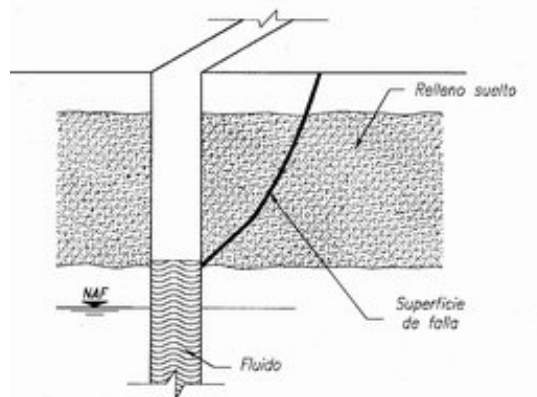


Fig. 3.17, Falla local por rellenos sueltos

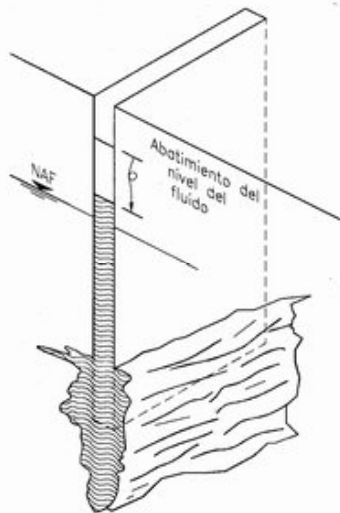
Criterio de análisis. Las fallas locales descritas deben analizarse como sencillos mecanismos de prismas que pueden ser inestables. Esta acción deberá ser parte del proyecto; sin embargo, es evidente que deberá complementarse y corregirse durante la construcción; incluso podrá justificarse la realización de algunos sondeos someros con el cono eléctrico.

Técnicas de estabilización. Cada tipo de falla local requiere de alguna de las soluciones antes descritas, la estabilización tiene mucho de ingenio para dominar las técnicas más

adecuadas y seguramente que el mortero de cemento reforzado con malla, las anclas cortas y los drenes horizontales, serán las mejores alternativas de solución.

Fracturamiento hidráulico. Este fenómeno se puede describir como la activación de las fisuras preexistentes en las arcillas, provocada por el exceso de presión hidrostática que se desarrolla cuando el nivel del lodo queda por arriba de las aguas freáticas; este fenómeno se manifiesta por un descenso brusco del nivel de lodo que a su vez provoca la disminución del factor de seguridad y la eventual falla de la excavación.

Conviene agregar que este fenómeno de fracturamiento ocurre con más frecuencia cuando se introduce el concreto, ya que se trata de un fluido con peso volumétrico de 2.4 t/m^3 , por lo que es más capaz para activar las fisuras naturales del suelo; así el concreto expande la excavación y penetra horizontalmente y sobre todo en forma de una cuña vertical, Fig. 3.18. Cuando esto sucede, se incrementa el volumen de concreto y se deforma la parte inferior del muro, esta deformación no siempre puede observarse, porque frecuentemente queda por debajo del nivel de excavación del muro. Este problema, junto con el de los caídos locales hace necesarios controlar el volumen de concreto que se introduce a los muros.



Solución simple. Este mismo problema se presenta en la ejecución de sondeos y se le ha dado la solución trivial de mantener el nivel del lodo muy próximo al nivel freático (Tamez et al, 1985), solución que podrá adoptarse en las excavaciones para muro milán, cuidando de mantener un factor de seguridad mínimo de 1.3.

Solución confiable. Se propone adoptar una solución que consiste en agregar a la armadura de refuerzo una malla de alambre (de $\frac{3}{4}$ " de abertura) que forme un cajón y retenga al concreto fresco. Esta malla funcionará como un refuerzo a la tensión que evita la apertura de las fisuras.

Fig. 3.18, Fracturamiento hidráulico

Investigación experimental. Este problema de fracturamiento debe investigarse experimentalmente para definir las condiciones de esfuerzo en que se pueden presentar y las medidas correctivas más eficaces para la excavación e introducción del concreto fresco.

3.5 Características de los lodos estabilizadores

3.5.1 Definiciones

Lodos estabilizantes. Son suspensiones coloidales de arcilla en agua que tienen un comportamiento de fluido tixotrópico que implica que se asemejen a los líquidos cuando

están en movimiento y que adquieren cierta resistencia al corte en condición estática comportándose como geles.

Los lodos sirven para sostener las paredes de perforaciones o excavaciones y tienen, como se mencionó antes, la propiedad de formar una delgada costra en contacto con el suelo denominada con el anglicismo *cake*, cuya doble función es evitar que el lodo penetre en el suelo y además que forme una membrana de baja permeabilidad. Su propiedad tixotrópica es la más importante para desarrollar la presión hidrostática que ejerce sobre las paredes de la excavación, por lo tanto, el peso volumétrico es la propiedad complementaria en la que se deberá tener mayor control, porque es la que define la magnitud de la presión horizontal que se podrá ejercer a la pared de la zanja y gracias a la costra de baja permeabilidad o *cake*, Fig. 3.19.

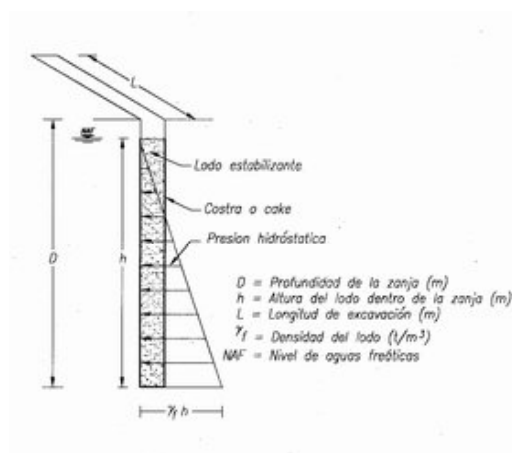


Fig. 3.19, Estabilidad de una zanja con el empleo de lodos

Los objetivos que se persiguen con el uso de los lodos estabilizantes son los siguientes: (a) equilibrar la presión horizontal del suelo, (b) actuar como una barrera impermeable para prevenir el flujo de agua o mantener su nivel en los suelos excavados y (c) soportar al menos una parte de la carga vertical que puede ser originada por la maquinaria o por construcciones cercanas.

Las características más importantes de los lodos, que influyen en su comportamiento para estabilizar excavaciones son las siguientes:

Espesor de la costra o *cake*. La cual se forma adherida a las paredes de la excavación con espesor de unos milímetros y produce, como se dijo antes, el efecto de una pantalla flexible e impermeable.

Densidad. Expresa el peso por unidad de volumen de los lodos.

Viscosidad. Esta propiedad es una medida de la resistencia interna de la mezcla, a mayor viscosidad mayor resistencia, se acostumbra definirla con el cono de Marsh como el tiempo que toma para salir un litro de lodo.

Contenido de arena. En excavaciones o perforaciones una pequeñísima cantidad de arena es deseable, en cambio una excesiva cantidad resulta inadecuada ya que forma una costra de mayor espesor lo que la hace quebradiza.

Potencial de hidrógeno (PH). Las propiedades de los lodos se ven afectadas por la naturaleza del electrolito presente en el agua, el cual influye en la dispersión coloidal al elevar o disminuir el grado de acidez o alcalinidad de las sustancias. Soluciones neutras tienen un PH igual a 7, ácidas inferior a éste y alcalinas superior.

3.5.2 Tipos de lodos

Lodo arcilloso espontáneo. Se forma con la arcilla del sitio durante la excavación de la zanja con solo agregar agua, son lodos de baja viscosidad debido a la limitada integración natural de coloides, sin embargo, son capaces de obturar y sellar los estratos de arena y vidrio volcánico que se encuentran intercalados en los suelos arcillosos del valle de México. Estos lodos han demostrado su viabilidad práctica y económica en la construcción de muros milán del Metropolitano de la ciudad de México donde el suelo está constituido principalmente por arcillas-limosas y arenas con alto contenido de finos (Santoyo et al, 1988).

Lodos bentoníticos. Se obtienen mezclando bentonita con agua y sirven como fluido estabilizador de la excavación, la concentración de bentonita varía entre 5 y 10% en peso; porcentajes más altos generan una viscosidad excesiva y la resistencia del gel dificulta un manejo. Este tipo de lodo es indispensable en suelos no cohesivos como son las arenas permeables donde se requiere la mayor viscosidad posible que únicamente se logra con el uso de bentonita. Cuando conviene incrementar su densidad suele agregarse polvo de barita.

La bentonita es una arcilla de alta plasticidad del tipo montmorilonita cuyos depósitos naturales se forman por la alteración de ceniza volcánica en condiciones húmedas o por la descomposición de rocas básicas en presencia de agua, puede ser cálcica o sódica.

Tabla 3.2, Bentonitas disponibles en México

Proveedor	Bentonita en %	Viscosidad Marsh en seg	Sedimentación en 24 Horas
Lodbent	10	35	Mínima
Ferragel	10	27	Importante en menos de una hora
Bentonita cálcica	10	29	Casi inmediata
Perfobent Arcillas Industriales de Durango	10	110	Casi nula
Bentonita sódica Minera Frío Zacatecas	10	40	Mínima
Volvent Minerales y Arcillas	10	26	Importante en menos de una hora
Bentonita M Minerales y Arcillas	10	37	Importante en 8 horas
Bentonita 50/50 Minerales y Arcillas	10	46	Importante en 8 horas
Bentonita sin aditivo Arcillas Procesadas	10	40	Importante en 8 horas

Nota: Estas mediciones fueron realizadas en 1990 por TGC Geotecnia; es muy factible que estos valores tengan cambios, algunos en mejoría y otros no.

Lodo fraguante. Sirve como fluido estabilizador de la excavación, que una vez introducidas las piezas prefabricadas, endurece para confinarlas al alcanzar una resistencia similar a la del subsuelo; se obtiene con la mezcla de bentonita, cemento y agua en proporciones adecuadas para obtener una determinada resistencia al cabo de cierto tiempo, generalmente algunas horas o días. El contenido de cemento puede variar entre 5 y 20%, utilizando comúnmente tipo CPO (Cemento Portland Ordinario); además se le adicionan aditivos para incrementar su viscosidad y en ciertos casos agentes retardadores del fraguado. Estos lodos tienen una densidad mayor que los arcillosos o bentoníticos y se usan cuando se desea incrementar la longitud de las zanjas facilitando el procedimiento de construcción continua de muros milán.

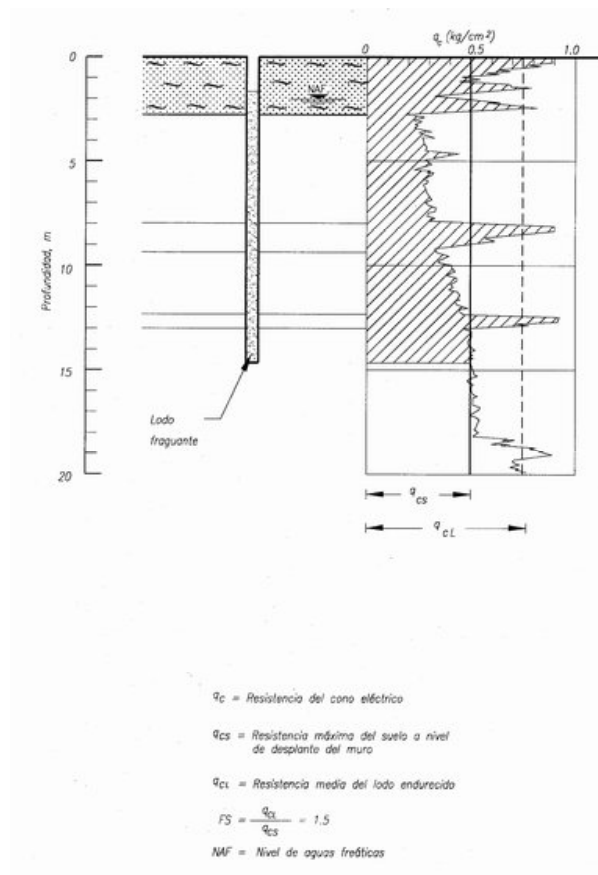


Fig. 3.20, Criterio para definir la resistencia del lodo fraguante endurecido

En cuanto a la resistencia final del lodo, se recomienda que una vez endurecido sea 50% más resistente que el suelo a nivel de desplante del muro, definida con la envolvente de suelos blandos indicada en la Fig. 3.20; una resistencia mayor puede ser inconveniente porque se convierte en un material frágil y fisurable susceptible de filtraciones.

Lodos de polímeros. Sirven como fluidos estabilizadores de la excavación con algunas ventajas sobre los lodos con bentonita; químicamente se trata de polímeros orgánicos de policrilamida que forman moléculas grandes en cadena constituidas por un mismo grupo de partículas o moléculas del mismo material; al mezclarse con agua obtiene rápidamente cualidades estabilizadoras por su habilidad aniónica, con un peso volumétrico de 1.04 t/m³. Los fabricantes de este tipo de productos manifiestan que fácilmente pueden alcanzar una viscosidad Marsh de 40 segundos cuando el agua tiene un PH variable entre 8 y 10.

También mencionan como ventajas que es fácil de transportar, en general 20 litros de polímero sustituyen una tonelada métrica de bentonita. Es interesante aclarar que estos lodos no forman costra en la pared de la excavación ya que el polímero se infiltra y une las partículas por atracción iónica. La densidad de este tipo de lodos se puede incrementar agregándole sulfato de bario y bentonita cálcica o sódica.

Los fabricantes de polímeros los presentan con distintas propiedades, algunos como producto biodegradable y no contaminante que permite formar un lodo que facilita realizar

una obra con gran limpieza y puede ser desalojado directamente al drenaje público sin contaminarlo.

Tabla 3.3, Polímeros usuales en México

Nombre	Dosificación	Aditivo recomendable
Super Mud	1.25 lt para 1m ³ de agua	Bicarbonato de sodio
Federal Summit FSF 2000	-----	Sal de cloruro de potasio
Drill Mate	3 kg para 1 m ³ de agua	-----

Lodos orgánicos. Estos lodos se emplean cuando se requiera que sean biodegradables, lo cual en un muro milán es poco probable. El lodo comercial de este tipo es el *Revert*, que en un lapso de 4 días a temperatura de unos 20°C pierde completamente su viscosidad, y por ello se le emplea en la perforación de pozos de agua. En algunos casos se puede preparar un lodo orgánico con harina de maíz, como un atole viscoso.

3.5.3 Propiedades significativas de los lodos

Las características y manejo del lodo bentonítico o espontáneo que se ha utilizado en el muro milán convencional o en la etapa de excavación de los muros prefabricados con avance modular, son esencialmente equivalentes y las tres propiedades más significativas con sus valores más frecuentes son:

Densidad 1.03 a 1.07 t/m³
 Viscosidad Marsh 28 a 45 seg
 Contenido de arena menor de 10%

Parámetros medidos. En la Tabla 3.4 se resumen los valores medidos en muros milán construidos en la ciudad de México, se anotan las tres propiedades más significativas de los lodos que usualmente se controlan. En el caso de los lodos bentoníticos las mediciones se hicieron con muestras de la planta de mezclado y de la zanja excavada. Por su parte, para los lodos arcillosos que se forman espontáneamente agregando agua durante la excavación, los valores medidos se obtuvieron con muestras tomadas en la zanja.

Tabla 3.4, Propiedades medidas de los lodos (Santoyo, Rubio et al 1987)

Propiedad	Tipo de lodo	Aclaraciones	N ⁽³⁾	$\bar{x}$ ⁽⁴⁾	σ_n ⁽⁵⁾
Densidad (1.03-1.07) ⁽²⁾ t/m ³	Bentonítico	Medida en la planta	210	1.05	0.05
	Bentonítico	Medida en la zanja	193	1.07	0.07
	Arcilloso ⁽¹⁾	Agregando agua	300	1.07	0.03
Viscosidad Marsh (55 seg) ⁽²⁾	Bentonítico	Medida en la planta	210	43.9	11.3
	Bentonítico	Medida en la zanja	193	47.5	10.6
	Arcilloso ⁽¹⁾	Agregando agua	300	30.9	3.5
Contenido de arena (máx 10%) ⁽²⁾	Bentonítico	Medida en la planta	210	1.7	1.1
	Bentonítico	Medida en la zanja	193	4.6	2.0
	Arcilloso ⁽¹⁾	Agregando agua	300	3.5	2.5

Notas:

- 1) Valores de la especificación COVITUR
- 2) El lodo arcilloso fue siempre el producido espontáneamente en la zanja
- 3) n = número de determinaciones
- 4) $\bar{x}$ = valor medio de cada propiedad
- 5) σ_n = desviación estándar

Densidad recomendable. Esta es la más importante propiedad de los lodos como agentes estabilizadores de las excavaciones en suelos finos, tiene valores medios iguales a los lodos bentoníticos y arcillosos tomados en la excavación (1.07 ton/m³, Tabla 3.4). Este hecho hace que ambos sean igualmente efectivos y todavía mejor en los arcillosos, porque la dispersión estándar de los valores medidos demuestra que en los bentoníticos se pueden presentar valores mínimos de 1.01 ton/m³; en cambio en los arcillosos el mínimo es de 1.04 ton/m³. El valor recomendable es de 1.03 a 1.07 t/m³ (FPS, 1977).

Viscosidad Marsh recomendable. Para el lodo bentonítico el valor medio de esta propiedad resultó de 43.9 seg, con desviación estándar de 11.3 (Tabla 3.4), lo cual demuestra innecesario llegar al valor máximo especificado de 55 seg, (ISTME, 1977 y 1986); por su parte, para los lodos arcillosos, el valor medio resultó de 30.9 seg y la desviación estándar de 3.5. La relación de estos valores medios con sus respectivas desviaciones estándar, pone en claro que la viscosidad del lodo bentonítico es errática y que en cambio en el lodo arcilloso resulta más uniforme.

Los valores recomendados en la Tabla 3.5 tienen como límite inferior de esta propiedad 28 seg y es aceptable 65 seg como límite superior para los sitios donde predominen las arenas; estos valores están también avalados en las publicaciones citadas anteriormente. Vale la pena mencionar que en la Siderúrgica Lázaro Cárdenas se han construido pilas y muros milán en arenas y en aluviones muy permeables con lodos de 45 a 50 seg.

Contenido de arena tolerable. Los valores del contenido de arena de la Tabla 3.4 demuestran que los lodos arcillosos y bentoníticos dan valores muy similares, siendo en los arcillosos ligeramente menores. Se debe cuidar que siempre sea menor de 10%.

Valores recomendables. Para las arcillas de la ciudad de México se recomienda adoptar los valores de la Tabla 3.5; para otros suelos conviene guiarse por valores tomados de la literatura técnica; así en los suelos granulares la viscosidad Marsh podrá tener los valores anotados en la Tabla 3.6, por su parte en la práctica inglesa de construcción de muros milán son más específicos y recomiendan los valores de la Tabla 3.7.

Tabla 3.5, Valores recomendables para las propiedades de los lodos en arcillas blandas de la ciudad de México

Densidad (t/m ³)	Viscosidad Marsh (seg)	Contenido de arena (%)	Potencial de hidrógeno (PH)	Resistencia del lodo fraguante
1.03 a 1.07	30 a 55	0 a 10	7 a 9.5	Requerida según características del sitio, Fig. 3.20

Tabla. 3.6, Valores comunes para la viscosidad Marsh (Xanthakos, 1979)

Tipo de suelo	Excavación en seco seg	Excavación bajo el nivel freático seg
Arcilla	27 – 32	-----
Arena limosa y arcilla Arenosa	29 – 35	-----
Arena con limo	32 – 37	38 – 43
Arena fina a gruesa	38 – 43	41 – 47
Arena con grava	42 – 47	55 – 65
Grava	46 – 52	60 – 70

Tabla 3.7, Especificaciones inglesas para lodos (Boyes, 1975 y FPS, 1977)

Propiedad	Rango de valores a 20° C	Tipo de prueba
Densidad	Menor que 1.1	Balanza de lodos
Viscosidad	30 – 90 seg	Cono Marsh
Resistencia a los 10 min	1.4 - 10 N/m ²	Viscosímetro
PH	9.5 – 12	Tiras sensores de PH

3.5.4 Dosificación de los lodos

Lodos bentoníticos. Para obtener los valores recomendados de densidad entre 1.03 y 1.07 t/m³ y de la viscosidad entre 30 y 55 seg se deberán realizar mezclas de prueba con diferentes contenidos de bentonita, recomendándose para esta última de 50 a 100 kg por cada metro cúbico de agua, en la siguiente Tabla se resumen varias dosificaciones.

Tabla 3.8, Mezclas de prueba para lodos bentoníticos

Mezcla	Agua (litros)	Bentonita (gramos)	Densidad (t/m ³)	Viscosidad (segundos)
1	1.00	50 (50%)	1.022	36
2	1.00	100 (10%)	1.049	40
3	1.00	120 (12%)	1.057	44
4	1.00	140 (14%)	1.063	46
5	1.00	160 (16%)	1.072	52

En la Fig. 3.21 se presenta la gráfica que relaciona las densidades contra el porcentaje de bentonita de las mezclas ensayadas; se observa que con el 13% se obtiene el peso volumétrico deseado.

Lodos fraguantes. La investigación experimental realizada por G. K. Jones (1963), que le permitió elaborar su famosa gráfica triangular de la Fig. 3.22 ha sido una guía para la

dosificación de los lodos fraguantes. Las curvas obtenidas experimentalmente por Solum y TGC adaptadas a las arcillas de la ciudad de México se presentan en la Fig. 3.23, aunque sirven como guía para calcular la dosificación aproximada de los componentes agua–cemento–bentonita; sin embargo, siempre deberán verificarse mediante mezclas de prueba para las condiciones representativas que prevalecerán en la obra.

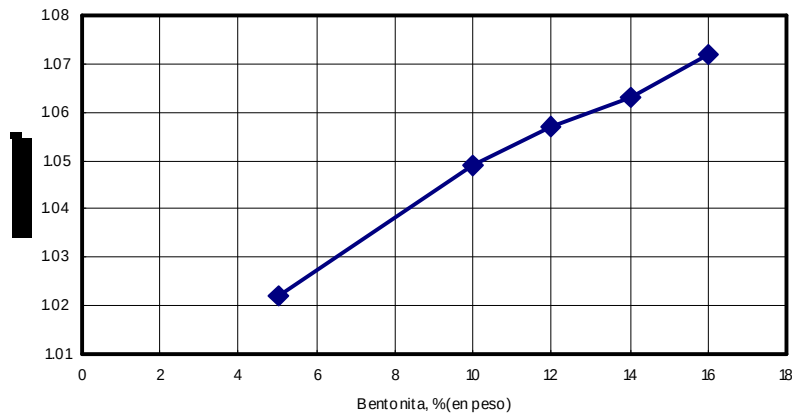


Fig. 3.21, Densidad de lodo bentonítico vs. % de bentonita

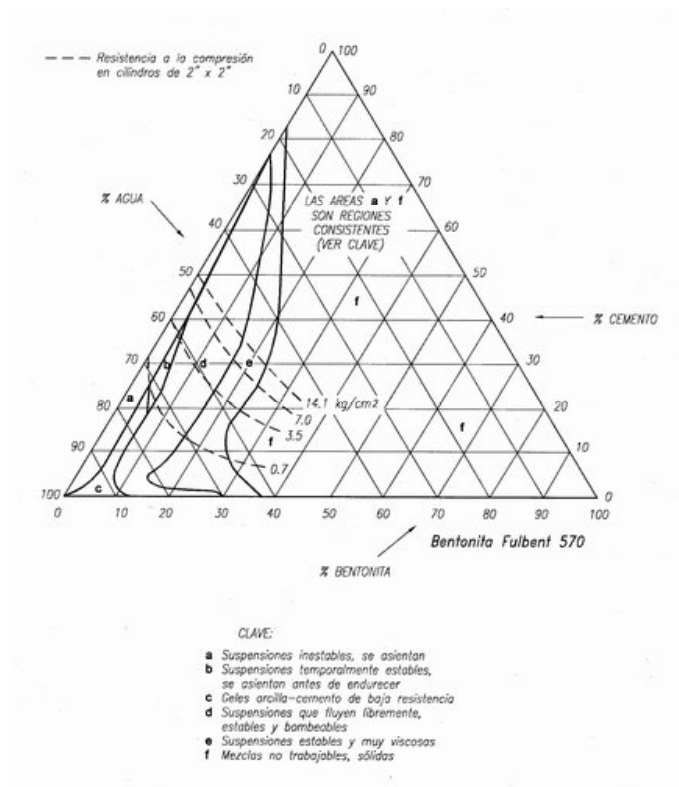


Fig. 3.22, Mezclas cemento–bentonita (Jones, 1963)

Los estudios experimentales ratifican que la relación agua/cemento es el parámetro más significativo que influye en la resistencia del lodo fraguante. Se recomienda realizar dosificaciones de prueba con relaciones agua/cemento en peso, variables entre 3 y 6 para obtener resistencias a la compresión simple comprendidas entre 0.5 y 2.0 kg/cm² típicas de la arcilla de la ciudad de México; las cantidades de cemento pueden variar entre 10 y 20% con contenidos de bentonita inferiores al 8%. En la Tabla 3.9 se resume un programa de pruebas de estas mezclas realizadas por la empresa Solum para suelos típicos de la ciudad de México.

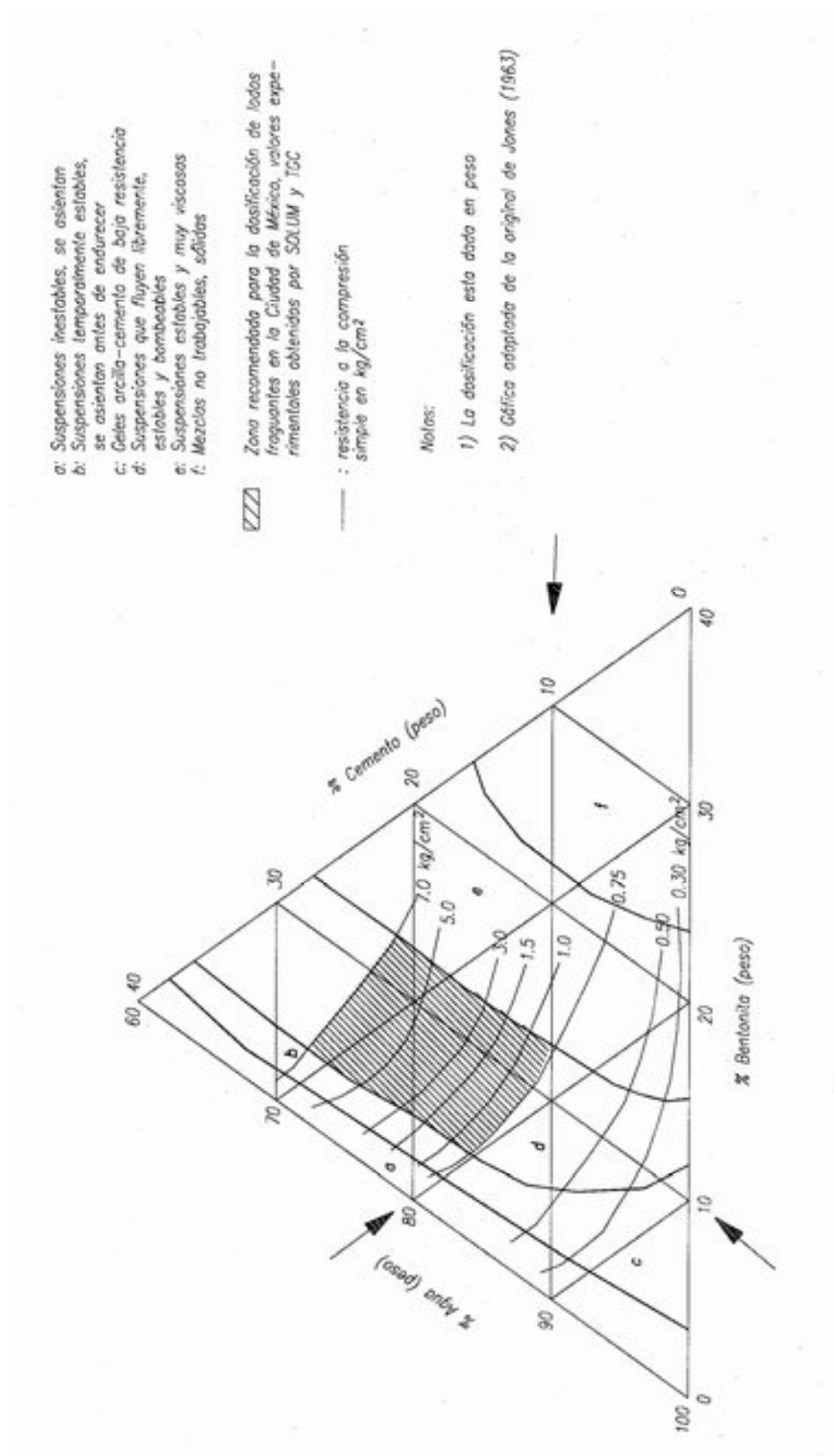


Fig. 3.23, Curvas para dosificación de lodos fraguantes (Actualización febrero, 2002)

Tabla 3.9, Mezclas de prueba para lodos fraguantes obtenidas por Solum

Mezcla No.	Dosificación en kg (%)			Relación A/C	Peso vol t/m ³	Resistencia kg/cm ²
	Agua	Cemento	Bentonita			
1	944 (87%)	95 (8%)	60 (5%)	9.94	1.207	0.22
2	916 (80%)	183 (15%)	55 (5%)	5.00	1.227	0.57
3	903 (79%)	226 (17%)	54 (4%)	4.00	1.279	1.04
4	809 (76%)	267 (20%)	53 (4%)	3.33	1.259	2.10

Nota: La resistencia obtenida fue a los 28 días (la dispersión es considerable).

Con los datos anteriores de Solum se elaboraron las curvas de las Figs. 3.24 y 3.25, en las cuales se indica el incremento de resistencia con el tiempo y la resistencia en función de la relación agua/cemento.

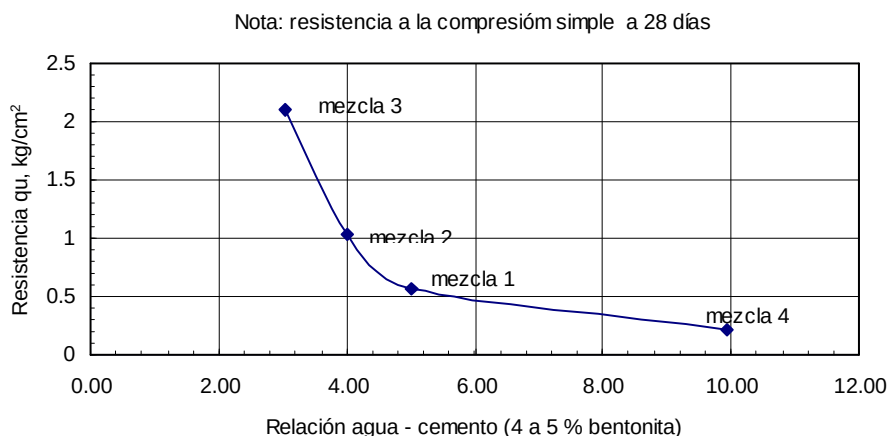


Fig. 3.24, Resistencia vs. relación agua/cemento (lodo fraguantes)

3.5.5 Aditivos y fibras

Aditivos. Los más utilizados facilitan la hidratación de la bentonita y estabilizan al lodo para evitar que se sedimente.

Carbometil celulosa CMC 400. Este aditivo en polvo se fabrica en calidad cruda, técnica y purificado, para su utilización en la preparación de lodos la primera es suficiente.

Su aplicación permite aumentar la viscosidad del lodo bentonítico e incrementar el espesor de la costra en la pared de la perforación.

Sosa cáustica. Las aguas duras dificultan la hidratación de la bentonita y para reducir esa dureza se recurre a la sosa cáustica.

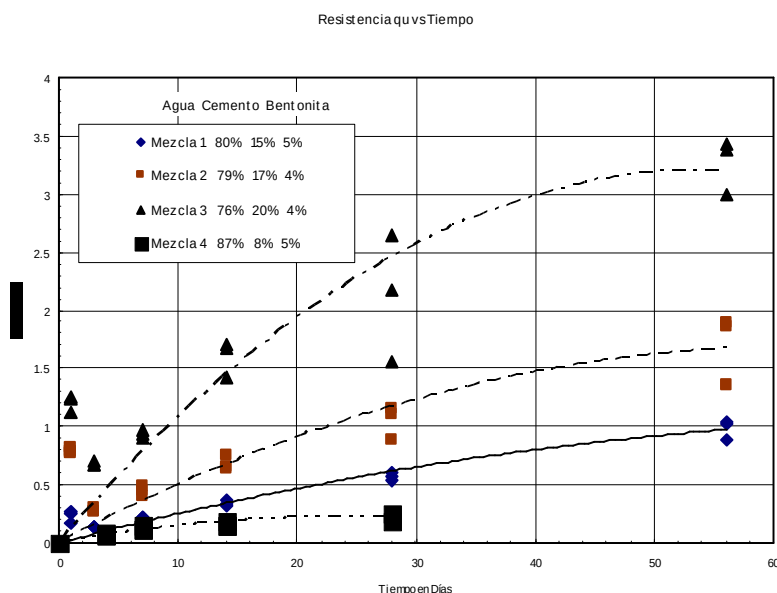


Fig. 3.25, Resistencia q_u vs tiempo (mezcla lodos fraguantes)

Dosificación típica. En la excavación de zanjas en arenas cercanas a la costa, en la preparación de un metro cúbico de lodo bentonítico con aguas duras se suele requerir:

70 kg de bentonita
0.7 kg de CMC-400
1.0 kg de sosa cáustica

Fibras. Se les emplea cuando hay fugas de lodo porque facilitan la obturación de los huecos y ductos por los que fluye el lodo. Otra razón para emplear fibras es desarrollar una costra de mayor espesor.

Fibras de poliéster. Son las más fáciles de utilizar porque los fabricantes las proporcionan en distintos tamaños y diámetros, típicamente de 2 a 5 cm y de 0.1 a 0.5 mm respectivamente.

Fibras vegetales. Las fibras de coco, de paja, cascarilla de arroz y cualquier otra que pueda ser manejada por las bombas que se dispone.

3.5.6 Elaboración de lodos

Volumen necesario. Es esencial considerar que el consumo de lodos en un cierto trabajo casi siempre es superior al volumen teórico de la excavación debido a las siguientes causas: (a) perforación irregular con exceso de sobre ancho por la herramienta, (b) penetración del lodo en el terreno, (c) lodo que envuelve al material excavado y por ello incluido en el material de desecho y (d) lodo endurecido y excavado al realizar el panel colindante. Se debe también tomar en cuenta que las condiciones y métodos de mezclado en el laboratorio son muy diferentes a los que prevalecen en la obra.

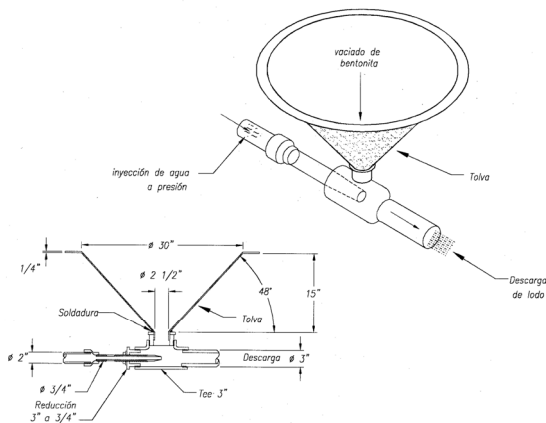


Fig. 3.26, Mezclador de lodos

Mezclado e hidratado. Se inicia en un tanque de preparación utilizando el mezclador indicado en la Fig. 3.26, se vacía la bentonita en la tolva y se va incorporando el agua que sale a presión por el chiflón ubicado en la parte inferior; esta mezcla se hace circular durante 15 minutos por una tubería en circuito cerrado utilizando una bomba de lodos. Una vez que se tiene un lodo homogéneo, se deja hidratar durante un tiempo mínimo de 24 hrs; descuidar esta recomendación siempre genera problemas: (a) el más común es el sobre consumo de bentonita y (b) los lodos fraguantes quedan mal dosificados.

Proceso de batido. Una vez que el lodo bentonítico ha sido hidratado se envía a un tanque mezclador donde se le adiciona el cemento, debiendo realizar un batido enérgico durante 10 minutos para facilitar el mezclado correcto y homogéneo, pudiendo realizarse con agitadores de paletas movidos por un motor. El cemento debe agregarse justo antes de la utilización del lodo para disponer del mayor tiempo posible antes de que comience el fraguado, haciendo notar que éste no se presentará mientras se mantenga el lodo en agitación, pero una vez que ésta se detenga se inicia el fraguado. En algunos casos podrá ser conveniente agregar aditivos retardadores del fraguado.

Transporte y colocación. El envío de lodo hacia la zanja se realiza con mayor eficiencia por medio de tubería, a mayor o menor presión según la viscosidad y distancia de bombeo, vaciándolo conforme la excavación progresa, de tal forma que su nivel se mantenga igual al del agua freática o a la profundidad que el proyecto indique.

Recuperación y regeneración. Los lodos se pueden utilizar para controlar la excavación de varios módulos y por ello se suelen contaminar de partículas sólidas durante la excavación o cuando se coloca el concreto. Así cuando el lodo no reúne las condiciones requeridas de densidad, viscosidad y contenido de arena debido a una contaminación, se bombea a un depósito de regeneración de lodos donde se le agrega agua y se hace circular a través de unos ciclones desarenadores. El desarenador centrífugo o hidrociclón se presenta en la Fig. 3.27, el lodo cargado de arena entra tangencialmente y crea un remolino, que provoca la separación de las arenas por centrifugación. El lodo depurado es expulsado por un orificio superior en tanto que la arena descende por las paredes y sale por el orificio inferior.

Para normar un criterio, el lodo fresco tiene una viscosidad Marsh del orden de 35 seg, por contaminación crece a unos 45 seg y en reposo por efecto tixotrópico llega hasta 55 seg.

Eliminación del lodo. Una vez que los lodos no se puedan reutilizar debido a que resulte antieconómica su regeneración, se deberán eliminar, depositándolos en sitios que reduzcan el riesgo de contaminación. Las normas norteamericanas y europeas han sido muy rigurosas con respecto a la bentonita y por ello los lodos con polímeros están ganando mayor campo de aplicación

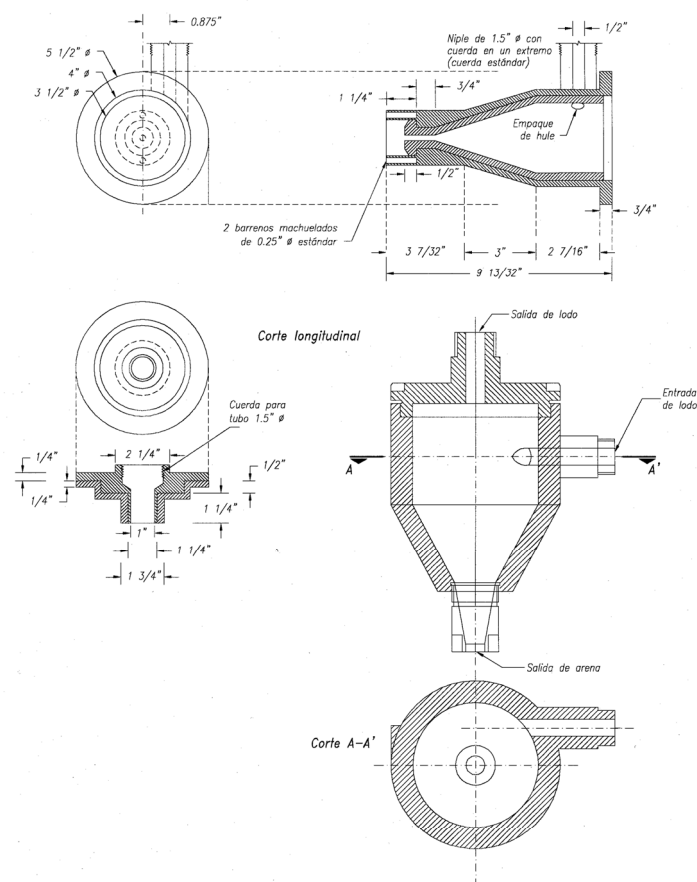


Fig. 3.27, Desarenador centrífugo para regeneración de lodos estabilizantes

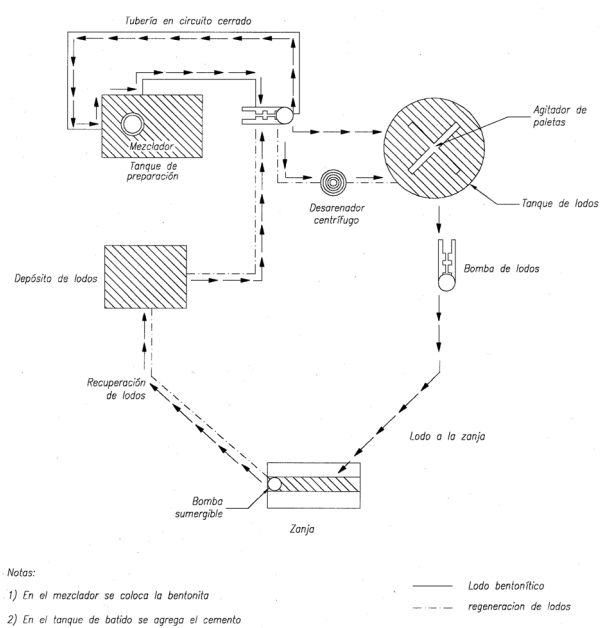


Fig. 3.28, Diagrama de instalación para la elaboración de lodos

Arreglo general. En la Fig. 3.28, se presenta un diagrama de las instalaciones necesarias para la elaboración, almacenamiento en un tanque agitador, utilización en la zanja y finalmente la eliminación de los lodos. La utilización en campo se ilustra en la Fig 3.29.

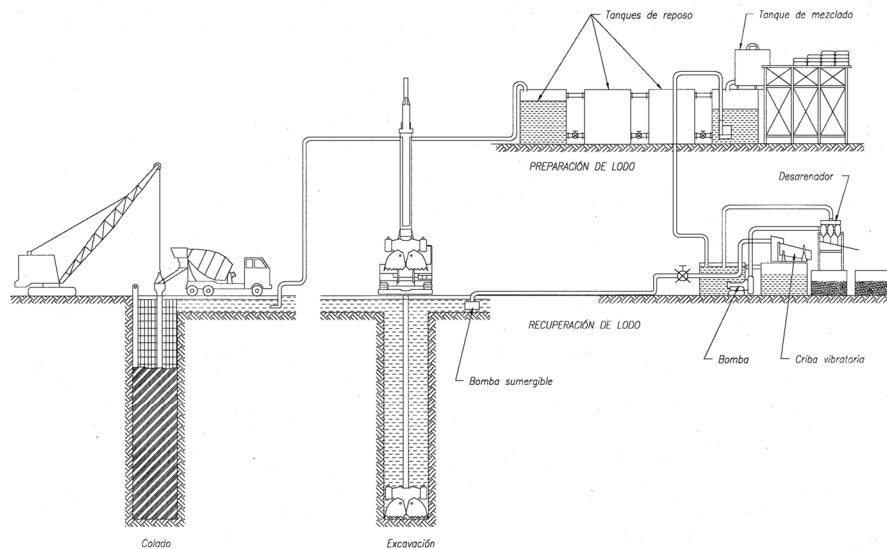


Fig. 3.29, Instalación esquemática de la operación de lodos

3.5.7 Control de los lodos

Para el diseño de un lodo estabilizante y su control en obra se recomienda realizar las siguientes pruebas:

Densidad. Se determina mediante la balanza de Baroid, Fig. 3.30, la cual consiste en un depósito cilíndrico de 150 cm³ de capacidad donde se vacía cuidadosamente una muestra de lodo, en el otro extremo se encuentra la balanza cuyo equilibrio marca la densidad.

Viscosidad. Se mide con un embudo viscosímetro Marsh, Fig 3.31; la viscosidad se define como el tiempo necesario, expresando en segundos, para que un volumen de lodo de 946 cm³ escurra a través del orificio circular de 5 mm.

Contenido de arena. El contenido de arena de un lodo se determina pasándolo por la malla No. 200 y se expresa en porcentaje del volumen de arena con respecto al volumen total del lodo. Otra manera es observar el volumen de arena que se deposita en un tubo de precipitados de 500 cm³.

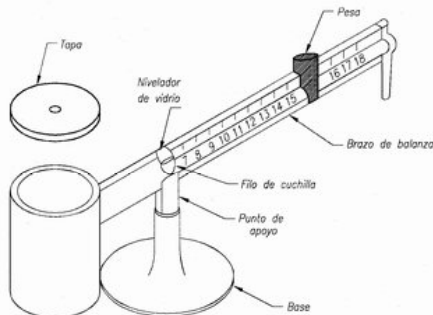


Fig. 3.30, Balanza Baroid para determinación de densidades

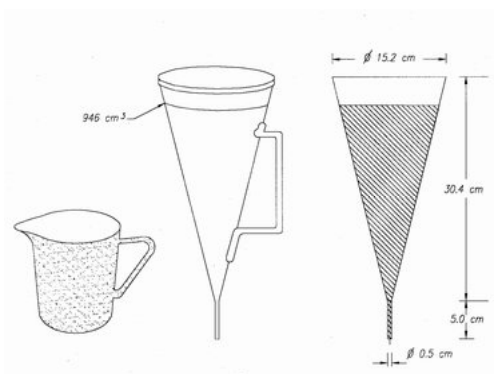


Fig. 3.31, Viscosímetro Marsh

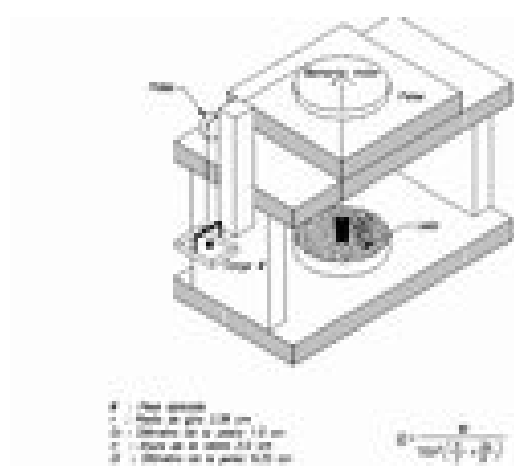


Fig. 3.32, Viscosímetro para la determinación de la resistencia del gel (lodos estabilizantes)

Potencial de hidrógeno. El procedimiento práctico y sencillo para determinar el PH de una suspensión, es utilizando papel reactivo tornasol, el cual se introduce en una muestra de lodo para extraerlo después de escasos segundos cuando ha cambiado de color. Posteriormente se confronta su coloración con una gama de colores comparativos y se obtiene así el grado de acidez del lodo examinado.

Resistencia al corte. En el caso de lodos fraguantes se deberán realizar mezclas de prueba en el laboratorio para determinar la dosificación óptima de los componentes: agua-cemento-bentonita y aditivos que mezclados den la resistencia requerida en obra, que puede ser obtenida con el criterio indicado en la Fig. 3.32. Para conocer la evolución de la resistencia, tanto en laboratorio como campo, se obtendrán especímenes para ensayos a compresión simple en pruebas de deformación controlada, a una velocidad de 1 mm/min.

Los especímenes serán cilíndricos de 3.6 cm de diámetro y 7.2 cm de altura y se probarán a edades de 0.5, 1, 7, 14 y 28 días. Sobre este último punto se ha observado que las resistencias a 7 y 14 días son aproximadamente del 50 y 70%, respectivamente de la obtenida a 28 días.

El lodo fraguante endurecerá después de un lapso de tiempo, siendo necesario conocer este valor ya que limita el tiempo disponible para realizar las maniobras requeridas para la construcción del muro milán. En el concreto hidráulico el tiempo de fraguado se determina con la aguja del Vicat, presentándose éste cuando la aguja de 1 mm de diámetro no penetra ni deja huella sobre la mezcla, en los lodos fraguantes se puede usar el mismo dispositivo pero con una aguja de 10 mm.

El tiempo de fraguado varía con cada dosificación y sobre todo con cada pareja bentonita-cemento debido a su interacción química, ya que la bentonita actúa como retardador de fraguado, son normales tiempos del orden de 4 a 8 horas, sin el uso de aditivos.

En el caso de muros milán con tableros prefabricados de avance continuo, inciso 3.3.5, la resistencia del gel originada por la tixotropía y que es la responsable de mantener los finos en suspensión, puede impedir la penetración de los módulos. En el laboratorio TGC se realizaron medidas de dicha tixotropía utilizando un reómetro, que consiste en una pequeña veleta sumergida en el lodo que gira mediante un peso que mueve un sistema de poleas, Fig. 3.33.

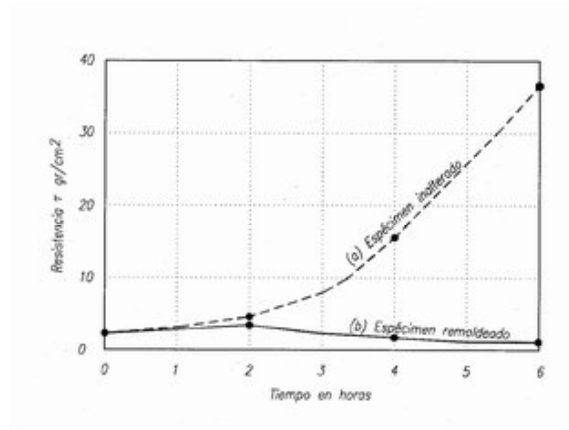


Fig. 3.33, Incremento de la resistencia con el tiempo (lodo fraguante de la Línea 9 sin aditivo)

La resistencia del gel se determinó utilizando la ecuación de la veleta:

$$\tau = \frac{M_m}{\pi D_V^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D_V}{6} \right)} \quad (\text{ec. 3.20})$$

donde

- τ resistencia al esfuerzo cortante
- M_m momento motor, ($M_m = Wd$)
- W peso que produce el giro de la veleta, g
- d brazo de palanca, 6.1 cm
- D_V diámetro de la veleta, 1.0 cm
- H altura de la veleta, 2.0 cm

Para el dispositivo utilizado se obtuvo una resistencia $\tau = 1.66 W$ (g/cm²).

Se realizaron varias mezclas para una dosificación en peso de: 72% de agua, 25% de cemento y 3% de bentonita; estas se probaron a diferentes tiempos después de elaboradas, unas en estado inalterado y otras remoldeadas durante 1 minuto. Los resultados se presentan en la Tabla 3.10 y la representación gráfica en la Fig. 3.33.

Los resultados de este experimento se pudieron comprobar en la colocación de piezas prefabricadas de un tramo de la Línea 9, donde la resistencia siendo aparentemente pequeña, como se muestra en la curva (a) de la Fig. 3.33, fue suficiente para impedir la penetración de los módulos y obligar a realizar un intenso movimiento cíclico vertical con estas piezas para remoldear y contaminar los lodos, reduciendo su resistencia a la de la curva (b).

Tabla 3.10, Resistencia del gel en mezcla de prueba

Tiempo (Hrs)	Muestra número	W (g)	τ (g/cm ²)	Tiempo de remoldeo
0	1	1.18	1.96	-----
1	5	-----	-----	1 min
2	2	2.5	4.15	-----
	5	1.83	3.04	-----
3	5	-----	-----	1 min
4	3	9.07	15.07	-----
	4	1.5	2.49	-----
5	5	-----	-----	1 min
6	4	22.31	37.03	-----
	5	0.97	1.61	-----

Notas: Tiempo en horas después de elaborada la mezcla. El peso W se obtuvo del promedio de 3 determinaciones. Muestras: 1, 2, 3 y 4 inalteradas y 5 remoldeada.

Resistencia del lodo endurecido. Se propone adoptar como criterio para definir la resistencia final del lodo fraguante: él que una vez endurecido sea 50% más resistente que el suelo al nivel de desplante del muro, definida con la envolvente de los suelos blandos como se describe en la Fig. 3.20. No es conveniente adoptar una resistencia mayor ya que, al endurecer por completo el lodo a largo plazo se convierte en un material frágil y fisurable y con ello se hace susceptible a las filtraciones.

3.6. Operación de los lodos

3.6.1 Condiciones de estabilidad general

Conceptos básicos. La profundidad del fluido estabilizador dentro de la zanja debe permitir un factor de seguridad admisible, puede definirse a partir de los análisis hechos en el Instituto Geotécnico Noruego adaptados al subsuelo de la ciudad de México, se puede proponer la Fig. 3.34 que muestran las condiciones geométricas para las arcillas muy blandas, de ella también se pueden derivar las expresiones 3.21 y 3.22, las cuales a su vez permiten determinar la profundidad óptima del lodo (p) dentro de la zanja y que debe mantenerse para garantizar la estabilidad de la excavación; esta profundidad considera dos casos: (a) con sólo la cuña de suelo y (b) además de la cuña el peso de la máquina excavadora; la profundidad óptima del lodo conduce a las siguientes dos expresiones:

$$P = D - D \sqrt{\frac{\gamma_s}{\gamma_f} - \frac{c_u}{\gamma_f(FS)} \left(\frac{2}{D} + \frac{0.94}{L} \right)} \quad (\text{ec. 3.21})$$

$$P = D - D \sqrt{\frac{\gamma_s}{\gamma_f} - \frac{4W_m}{D^2 L \gamma_f} - \frac{c_u}{\gamma_f(FS)} \left(\frac{2}{D} + \frac{0.94}{L} \right)} \quad (\text{ec. 3.22})$$

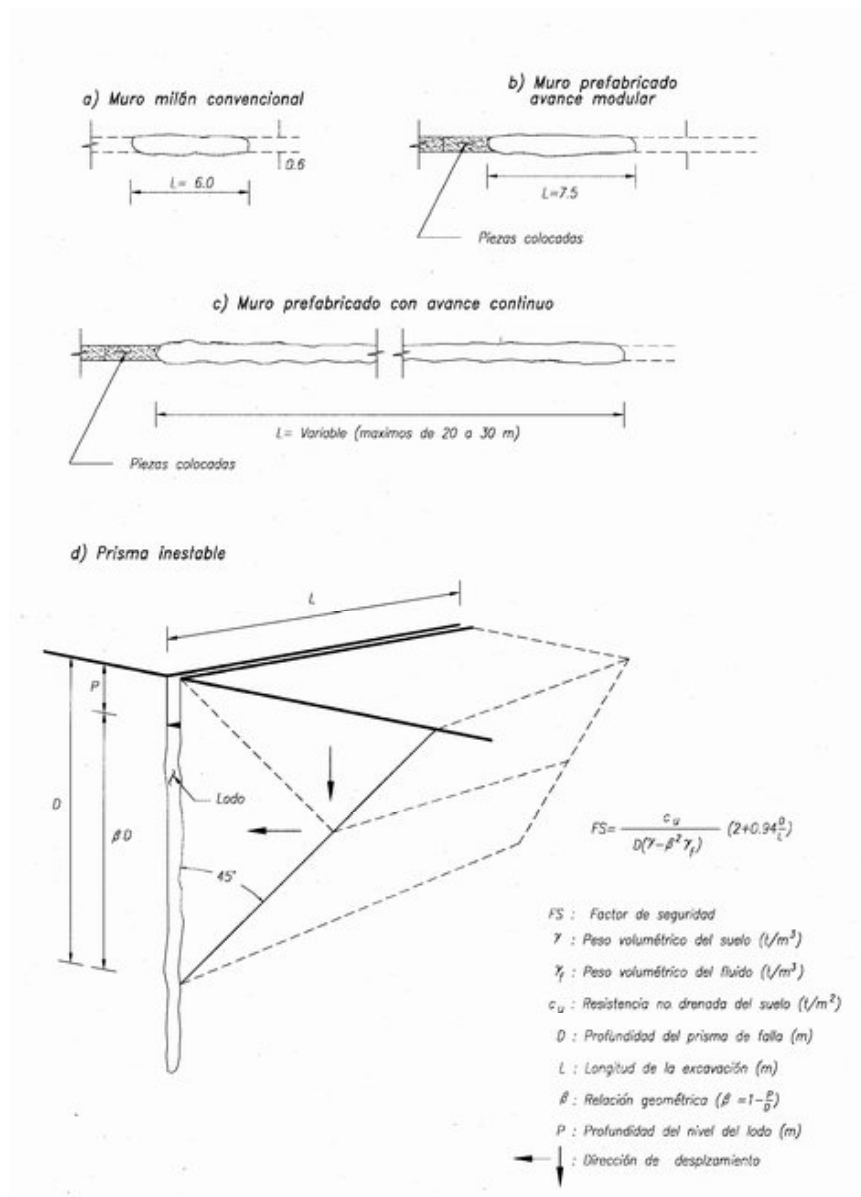


Fig. 3.34, Condiciones de estabilidad

La expresión 3.21 toma en cuenta sólo el peso del prisma deslizando, en cambio la 3.22 incluye el peso del equipo de construcción. Para una primera evaluación se utiliza sólo la primera que además es más simple; en cuanto al factor de seguridad su valor admisible está entre 1.5 y 1.3. El valor de 1.5 se considera de uso normal y el de 1.3 será el valor límite inferior, que por excepción será admitido, sobre todo por tratarse de una condición temporal de muy corta duración. En el caso de que decida emplearse la expresión 3.22, considerando los pesos de los equipos que se emplean durante la excavación, se recomienda adoptar un factor de seguridad mínimo de 1.3, con las condiciones antes descritas.

Valores numéricos. Para facilitar la determinación de la profundidad del fluido estabilizador se ha tabulado la expresión 3.21 en las Tablas 3.11 a 3.13, se entra como parámetros de acceso la resistencia al corte del suelo medida en compresión simple y la

profundidad de la zanja; en cuanto al Factor de Seguridad se fijaron tres valores: (a) para la condición de falla ($FS = 1$); (b) el valor usual ($FS = 1.5$) y (c) el mínimo admisible ($FS = 1.3$). Aclaración, estos valores deben considerarse como provisionales, hasta que se realicen las pruebas de excavaciones llevadas a la falla que se deben realizar en el caso de grandes obras. Las tablas se elaboraron para los siguientes valores:

- a) **Resistencia del suelo c_u .** Para la condición no drenada se adoptaron valores de 1.0 a 4.0 ton/m². El límite inferior (1.0 ton/m²) está por debajo del valor mínimo real en la ciudad de México y correspondería a un sitio donde la solución con muro milán empieza a ser discutible.
- b) **Profundidad de análisis D .** Se consideraron valores de 2 a 20 m; Es importante aclarar que esta profundidad no sólo corresponde a la profundidad total de la excavación, sino también a los valores intermedios que durante el proceso de excavación se van teniendo, porque puede ocurrir que en una excavación a profundidades menores que la máxima se tengan factores de seguridad inferiores a los mínimos aceptables.
- c) **Longitud de la excavación L .** Se adoptó un valor único de 6 m, que corresponde al módulo usual.
- d) **Peso volumétrico del suelo.** En los análisis se empleó un valor de 1.3 ton/m³, que corresponde a un valor medio que considera la influencia de la costra superficial.
- e) **Peso volumétrico de fluido γ_f .** Se tomaron dos valores: para agua limpia 1.00 t/m³ y para lodos arcilloso o bentonítico 1.06 t/m³, este último valor es menor que el medio dominante de 1.07 t/m³ (Tabla 3.13).

El manejo de las Tablas 3.11 a 3.13 consiste en entrar en cada tabla ($FS = 1.0, 1.3$ y 1.5), con la profundidad de la excavación y la resistencia al corte del suelo, se determinan las profundidades necesarias para el agua o lodo; Deben también revisarse los valores que corresponden a profundidades intermedias de excavación que podrían requerir de tirantes mayores de fluido estabilizador. Es interesante destacar que en las tres tablas la diferencia de niveles de agua o lodo es siempre menor de 60 cm.

3.6.2 Ejemplo de aplicación

Se trata de excavación a 20 m que se estabilizará con un muro milán para el que se puede admitir un $FS = 1.3$, la construcción se hará con lodo arcilloso espontáneo con densidad 1.06; el ejemplo se presenta en la Fig. 3.35 para tres casos de resistencias diferentes:

- a) Sí el suelo tiene una resistencia de sólo de 1 ton/m², aplicando la Tabla 3.12 se define que el lodo debe mantenerse 0.40 m por arriba del terreno natural, punto 1 en la Fig. 3.35.
- b) En el caso de suelos muy blando, con resistencia de 2 ton/m², de la misma Tabla 3.12 se define que la profundidad del lodo puede ser de 1.52 m, punto 2 en la Fig. 3.35.

Tabla 3.11, Profundidad p del nivel del fluido estabilizador para $FS = 1.0$

Factor de seguridad $FS = 1.0$ Peso Volumétrico del Suelo = 1.3 t/m^3 Resistencia al Corte del Suelo (c_u en ton/m^2)														
	1.0		1.5		2.0		2.5		3.0		3.5		4.0	
γ_f	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06
D														
2	1.24	1.26												
3	.93	.99	2.24	2.26										
4	.79	.88	1.76	1.82										
5	.69	.81	1.59	1.69	2.84	2.90								
6	.60	.76	1.49	1.62	2.61	2.70	4.36	4.40						
7	.52	.70	1.42	1.58	2.49	2.62	3.92	4.00						
8	.44	.66	1.35	1.55	2.42	2.58	3.74	3.86	5.74	5.80				
9	.36	.61	1.30	1.52	2.37	2.56	3.65	3.81	5.36	5.47				
10	.29	.57	1.25	1.50	2.34	2.56	3.61	3.79	5.20	5.34	7.73	7.79		
11	.21	.52	1.21	1.49	2.32	2.57	3.59	3.80	5.13	5.30	7.26	7.37		
12	.14	.48	1.17	1.48	2.30	2.58	3.59	3.83	5.11	5.30	7.08	7.22	11.02	11.05
13	.07	.44	1.13	1.47	2.29	2.60	3.59	3.86	5.11	5.34	7.00	7.17	9.87	9.96
14	-.00	.40	1.09	1.46	2.28	2.62	3.61	3.90	5.13	5.38	6.98	7.18	9.53	9.66
15	-.07	.36	1.05	1.45	2.27	2.64	3.63	3.95	5.16	5.45	6.66	7.22	9.39	9.55
16	-.15	.32	1.01	1.44	2.27	2.66	3.65	4.00	5.21	5.52	7.03	7.29	9.34	9.53
17	-.22	.28	.98	1.44	2.26	2.69	3.68	4.06	5.26	5.60	7.09	7.37	9.35	9.57
18	-.29	.24	.94	1.43	2.26	2.71	3.71	4.12	5.31	5.68	7.16	7.47	9.39	9.64
19	-.36	.20	.90	1.42	2.26	2.74	3.74	4.18	5.38	5.77	7.24	7.58	9.46	9.73
20	-.43	.16	.87	1.42	2.26	2.77	3.77	4.24	5.44	5.86	7.32	7.69	9.54	9.84

D : Profundidad de análisis de la falla potencial, en m

γ_f : Peso volumétrico del fluido, en t/m^3 (agua 1.00, lodo 1.06)

P : Profundidad del fluido, en m

L : Longitud de la excavación = 6.00 m

Tabla 3.12, Profundidad p del nivel del fluido estabilizador para $FS = 1.3$

Factor de seguridad $FS = 1.3$ Peso Volumétrico del Suelo = 1.3 t/m^3 Resistencia al Corte del Suelo (c_u en ton/m^2)														
	1.0		1.5		2.0		2.5		3.0		3.5		4.0	
γ_f	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06
D														
2	.71	.76												
3	.55	.62	1.23	1.28	2.45	2.47								
4	.43	.54	1.05	1.14	1.85	1.91	3.23	3.25						
5	.33	.47	.95	1.06	1.67	1.77	2.60	2.67	4.38	4.40				
6	.24	.40	.86	1.01	1.57	1.69	2.41	2.51	3.53	3.60				
7	.14	.34	.78	.96	1.49	1.65	2.31	2.44	3.30	3.41	4.69	4.76		
8	.05	.28	.71	.92	1.43	1.62	2.24	2.41	3.19	3.33	4.38	4.48	6.23	6.28
9	-.04	.22	.64	.88	1.38	1.60	2.20	2.39	3.13	3.30	4.24	4.38	5.70	5.80
10	-.13	.16	.57	.84	1.33	1.58	2.16	2.39	3.09	3.29	4.17	4.34	5.50	5.63
11	-.22	.11	.51	.81	1.29	1.57	2.14	2.39	3.08	3.30	4.14	4.34	5.41	5.57

Factor de seguridad $FS = 1.3$ Peso Volumétrico del Suelo = 1.3 t/m^3 Resistencia al Corte del Suelo (c_u en ton/m^2)														
	1.0		1.5		2.0		2.5		3.0		3.5		4.0	
γ_f	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06
12	-.30	.05	.45	.78	1.25	1.56	2.12	2.40	3.07	3.33	4.14	4.36	5.37	5.56
13	-.39	-.01	.38	.75	1.21	1.55	2.10	2.41	3.07	3.36	4.14	4.40	5.37	5.59
14	-.48	-.06	.32	.72	1.17	1.54	2.09	2.43	3.08	3.39	4.16	4.45	5.39	5.64
15	-.57	-.12	.26	.69	1.17	1.54	2.08	2.45	3.09	3.43	4.19	4.50	5.42	5.70
16	-.65	-.18	.20	.65	1.10	1.53	2.07	2.47	3.10	3.47	4.22	4.56	5.47	5.77
17	-.74	-.23	.14	.63	1.07	1.53	2.06	2.49	3.12	3.52	4.26	4.63	5.52	5.85
18	-.83	-.29	.08	.60	1.04	1.52	2.05	2.51	3.13	3.56	4.30	4.70	5.58	5.94
19	-.91	-.34	.02	.57	1.00	1.52	2.05	2.53	3.15	3.61	4.35	4.77	5.64	6.03
20	-1.0	-.40	.04	.54	.97	1.52	2.04	2.56	3.18	3.66	4.39	4.84	5.71	6.12

D : Profundidad de análisis de la falla potencial, en m

γ_f : Peso volumétrico del fluido, en t/m^3 (agua 1.00, lodo 1.06)

P : Profundidad del fluido, en m

L : Longitud de la excavación = 6.00 m

Tabla 3.13, Profundidad p del nivel del fluido estabilizador para $FS = 1.5$

Factor de seguridad $FS = 1.5$ Peso Volumétrico del Suelo = 1.5 t/m^3 Resistencia al Corte del Suelo (c_u en ton/m^2)														
	1.0		1.5		2.0		2.5		3.0		3.5		4.0	
γ_f	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06	1.00	1.06
D														
2	.55	.59	1.24	1.26										
3	.40	.47	.93	.99	1.65	1.69								
4	.29	.39	.79	.88	1.39	1.47	2.19	2.24						
5	.18	.32	.69	.81	1.27	1.37	1.95	2.04	2.84	2.90	4.83	4.84		
6	.08	.25	.60	.76	1.18	1.31	1.83	1.95	2.61	2.70	3.63	3.69		
7	-.02	.18	.52	.70	1.10	1.27	1.75	1.90	2.49	2.62	3.48	3.48	4.57	4.64
8	-.11	.12	.44	.66	1.04	1.24	1.69	1.87	2.42	2.58	3.26	3.40	4.29	4.39
9	-.21	.05	.36	.61	.98	1.21	1.64	1.85	2.37	2.56	3.20	3.36	4.16	4.30
10	-.31	-.01	.29	.57	.92	1.18	1.60	1.84	2.34	2.56	3.16	3.36	4.09	4.26
11	-.40	-.07	.21	.52	.87	1.16	1.56	1.83	2.32	2.57	3.14	3.37	4.07	4.26
12	-.50	-.14	.14	.48	.81	1.14	1.53	1.83	2.30	2.58	3.14	3.39	4.06	4.29
13	-.59	-.20	.07	.44	.76	1.11	1.50	1.83	2.29	2.60	3.14	3.42	4.07	4.33
14	-.69	-.26	-.00	.40	.71	1.10	1.47	1.83	2.28	2.62	3.15	3.46	4.09	4.37
15	-.78	-.33	-.07	.36	.66	1.08	1.44	1.83	2.27	2.64	3.16	3.50	4.11	4.43
16	-.87	-.39	-.15	.32	.62	1.06	1.42	1.84	2.27	2.66	3.17	3.53	4.15	4.49
17	-.97	-.45	-.22	.28	.57	1.04	1.39	1.84	2.26	2.69	3.19	3.59	4.18	4.55
18	-1.06	-.51	-.29	.24	.52	1.02	1.37	1.85	2.26	2.71	3.21	3.63	4.22	4.62
19	-1.16	-.58	-.36	.20	.47	1.01	1.34	1.85	2.26	2.74	3.23	3.68	4.26	4.69
20	-1.25	-.64	-.43	.16	.43	.99	1.32	1.86	2.26	2.77	3.25	3.73	4.31	4.76

D : Profundidad de análisis de la falla potencial, en m

γ_f : Peso volumétrico del fluido, en t/m^3 (agua 1.00, lodo 1.06)

P : Profundidad del fluido, en m

L : Longitud de la excavación = 6.00 m

- c) Sí la resistencia del suelo fuera 2.5 ton/m^2 , la profundidad del lodo resulta de 2.56 m, punto 3 en la Fig. 3.35; sin embargo, en este caso, observando los valores de la Tabla 3.12 para profundidades de 9 m se requiere que el lodo se mantenga a 2.39 m de profundidad, punto 3'. Así que este último valor es el mínimo que debe mantenerse.

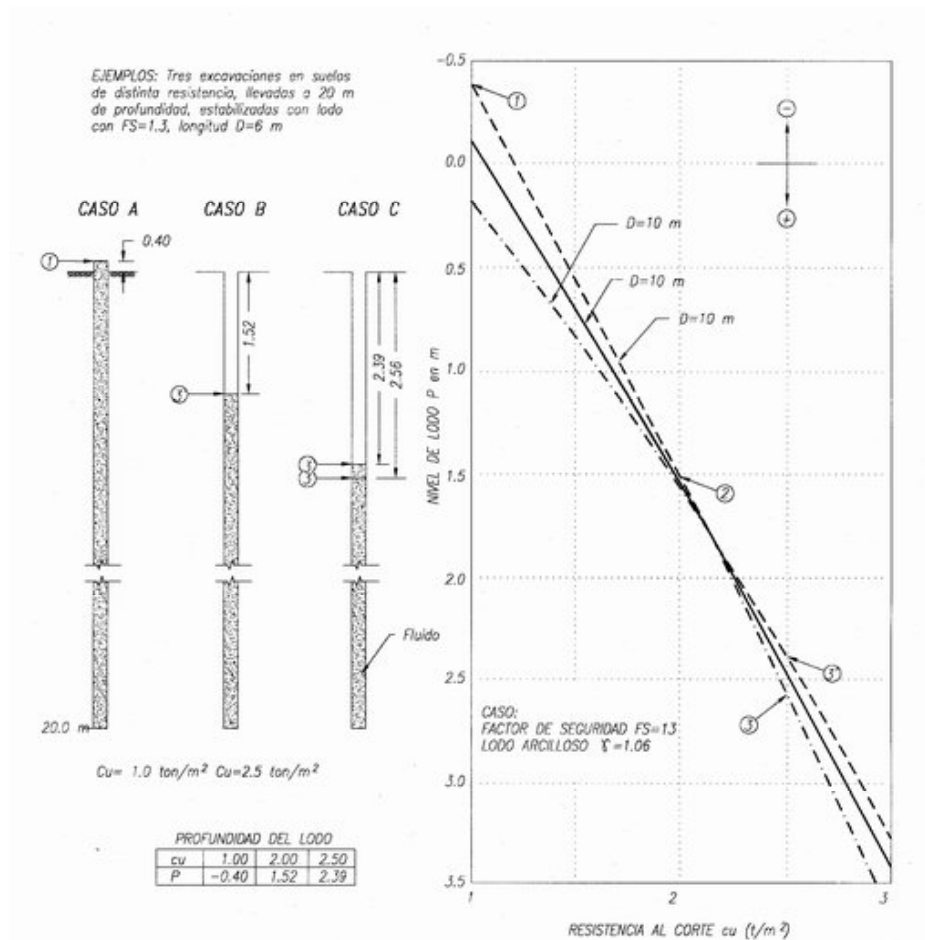


Fig. 3.35, Ejemplos ilustrativos para $FS = 1.3$

Presentación gráfica del ejemplo. En la Fig. 3.35 se muestra el caso de la excavación de 20 m para diferentes resistencias y para comparación se agregan las curvas que corresponden a excavaciones de 10 y 15 m de profundidad; Se puede advertir que estas curvas se cruzan a una resistencia del orden de 2.2 t/m^2 las profundidades del lodo quedan influidas por esta condición. La interpretación que tiene esta forma peculiar de las curvas lleva a admitir que una excavación con profundidad de 20 m, tiene más posibilidades de fallar a los 9 m (según la Tabla 3.12). Esta conclusión teórica fue claramente demostrada con los experimentos hechos por el Instituto Geotécnico Noruego (Dibagio y Myrvoll, 1972).

3.6.3 Introducción de piezas precoladas

Muros precolados con avance modular. Esta técnica desarrollada por la empresa *Bachy* y que adaptó en 1988 COVITUR para sus muros experimentales, como se describió en el subcapítulo 3.3, consiste primero en excavar con un lodo estabilizador convencional y después sustituirlo por uno fraguante. Esta maniobra es compleja pero como aparenta sencillez implica satisfacer las siguientes condiciones:

Evolución de la resistencia. El endurecimiento inicial de los lodos fraguantes es una variable muy significativa en la maniobra de colocación de las piezas prefabricadas; ésto se pudo comprobar en el tramo experimental, donde la resistencia inicial, aún siendo aparentemente pequeña, como se muestra en la curva (a) de la Fig. 3.36, fue suficiente para impedir la penetración de los elementos prefabricadas y obligar a realizar un intenso movimiento cíclico vertical con estas piezas, este efecto empieza por remoldear al lodo fraguante y cuando es intenso mezcla ambos lodos. El efecto es reducir la resistencia del lodo hasta la curva (b) de la Fig. 3.36, para de esta manera hacer factible la penetración y colocación de las piezas.

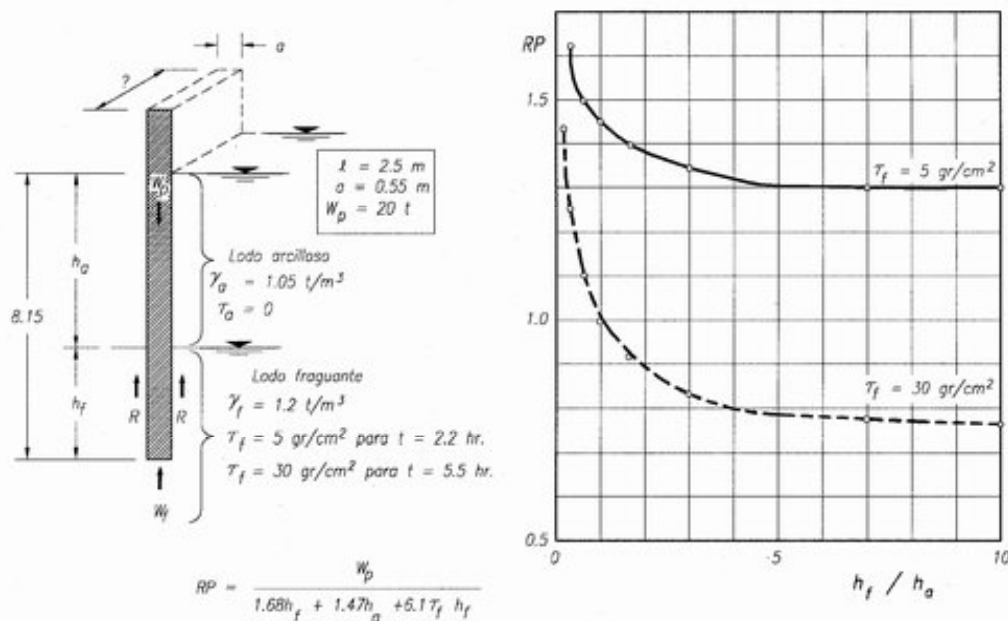


Fig. 3.36, Análisis de la penetración de un elemento prefabricado en lodo fraguante en la Línea 9

Para reducir el movimiento cíclico durante la penetración de los elementos prefabricados se ha ensayado alternativamente la inyección del lodo fraguante después de la colocación de las piezas por medio de tuberías de PVC (Paniagua et al, 1994); en opinión de los autores la inyección produce necesariamente el mezclado de los lodos, por lo que no se aconseja la utilización de este procedimiento

Influencia de la resistencia del lodo. Como la maniobra de colocación de las piezas prefabricadas debe ser lenta, para asegurar su confiabilidad y precisión se hace necesario mantener la resistencia al corte del lodo por debajo de un cierto valor, durante el tiempo que

dure dicha maniobra; para precisar este valor se propone valerse del concepto de relación de penetración que se define más adelante.

Introducción del lodo fraguante. El lodo fraguante se debe introducir desde el fondo de la excavación, desplazando el lodo estabilizador hacia arriba; esta maniobra necesariamente se debe hacer con un tubo tremie, que garantice que no se mezclen ambos lados, porque se induce contaminación y con ello, se genera cambio de las propiedades mecánicas del lodo fraguante. Esta maniobra es delicada, porque fácilmente se pueden mezclar los dos lodos, lo cual conlleva a la pérdida de resistencia final del lodo fraguante.

Condición geométrica. En la Fig. 3.36 se muestra esquemáticamente cuando el tablero (de tres cortes) ha sido excavado y se ha introducido el lodo fraguante hasta quedar un cierto tirante de lodo arcilloso por encima del fraguante.

Relación de penetración. Se define como el cociente del peso de la pieza prefabricada entre la suma de la flotación de la pieza y de la resistencia del lodo. Admitiendo que esta relación no puede ser menor que la unidad, se podrá calcular el valor límite de la resistencia del lodo; la manera de hacerlo se describe a continuación. Se consideró que la resistencia al corte del lodo arcilloso es despreciable y también la fricción entre las piezas prefabricadas. En esta condición la relación resulta:

$$RP = \frac{W_p}{l a (h_f \gamma_f + h_a \gamma_a) + 2(l + a)h_f \tau_f} \quad (\text{ec. 3.23})$$

donde

RP	relación de penetración
W_p	peso de la pieza prefabricada
l y a	dimensiones horizontales de la pieza (m)
γ_a y γ_f	densidades de los lodos arcillosos y fraguantes (t/m^3)
h_a y h_f	alturas de los lodos arcillosos y fraguantes (t/m^3)
τ_f	resistencia al corte del lodo fraguante (t/m^2)

En la Fig. 3.36 se muestra gráficamente la aplicación de la expresión 3.23 para el tramo experimental de la Línea 9; interpretando esta figura se advierte que para resistencias bajas del lodo fraguante (5 g/cm^2), las piezas podrán penetrar por su propio peso, casi independientemente del tirante del lodo arcilloso. En cambio cuando la resistencia del lodo empieza a ser significativa (30 g/cm^2), sólo es capaz de penetrar para tirantes del lodo arcilloso mayores de 4 m, esta conclusión se confirmó durante la construcción de la Línea 9, ya que en la introducción de las primeras piezas, el constructor se vio obligado a “chaquetear” para mezclarlos para reducir la resistencia del lodo y lograr la penetración de las piezas; esto tiene el grave inconveniente que implícitamente también reduce la resistencia final del lodo que confina a la pieza de concreto. En el desarrollo del tramo experimental el constructor comprendió el problema y decidió intuitivamente corregir, incrementando el tirante del lodo arcilloso para facilitar la maniobra de introducción de las piezas.

Muros precolados con avance continuo. Este caso corresponde a la técnica de los muros Panasol de *Soletanche*; en ella el lodo fraguante ocupa desde el inicio de la excavación el hueco que deja el suelo extraído. La expresión de la relación de penetración se simplifica a:

$$RP = \frac{W_p}{l h_f \gamma_f + 2(l + a) h_f \tau_f} \quad (\text{ec. 3.24})$$

En este caso de muro con avance continuo, el manejo del lodo es muy sencillo porque simplemente se conducen a la zanja en excavación con ayuda de una tubería, Fig. 3.3.4.

3.7 Metodología del análisis de estabilidad

3.7.1 Secuencia del análisis

En la Fig. 3.37 se muestra la secuencia de siete etapas que deben seguirse para definir las condiciones de estabilidad de una excavación para muro milán y seleccionar racionalmente el fluido estabilizador entre: agua, lodo arcilloso espontáneo o lodo bentonítico.

3.7.2 Información geotécnica necesaria

Estratigrafía del sitio. El conocimiento confiable de la estratigrafía y características de los suelos es indispensable para racionalizar el diseño de las excavaciones para muro milán. En el caso particular de la ciudad de México se puede establecer para las distintas zonas de suelos de los siguientes comentarios (Tamez et al, 1985).

- a) En la zona del lago los suelos son blandos y nivel freático somero, donde el fluido estabilizador de uso más general será el lodo de formación espontánea, quedando el lodo bentonítico para casos más difíciles. En las áreas más blandas de esta zona podrá ocurrir el fenómeno de fracturamiento hidráulico.
- b) En la zona de transición baja las condiciones someras del subsuelo se asemejan a las del lago, por lo que también será factible adoptar al lodo espontáneo como fluido estabilizador de las excavaciones para muro milán.
- c) En la zona de transición alta donde se tiene espesores grandes de suelos secos depositados en lo que fue la orilla del lago, cubriendo a los suelos arcillosos lacustres ligeramente preconsolidados y reducidos a sólo unos metros de espesor, que incluso sirven de frontera inferior al manto acuífero colgado que casi siempre se encuentra al poniente de la ciudad. Los muros milán que se excavan en esta zona tienen generalmente dos posibles condiciones: quedar alojados en los suelos secos o bien penetrar hasta los arcillosos; en cualquiera de los dos casos las resistencias de los suelos son altas, lo que permite manejar niveles bajos del fluido estabilizador. En cuanto al tipo de fluido, podrá usarse el lodo espontáneo, excepto cuando los suelos sean muy limosos y susceptibles de perder resistencia, lo que haría necesario recurrir al lodo bentonítico, que por su estabilidad humedece un menor espesor de la excavación y por ello genera menor alteración a las paredes de la excavación.

- d) En la zona de lomas formada por suelos duros y tobas no se justifica el empleo de muros milán.

Resistencia al corte. En el análisis de estabilidad de la excavación interviene la resistencia no drenada de los suelos; la manera racional de definir la variación de esta resistencia con la profundidad es mediante sondeos de cono eléctrico interpretados con los factores de correlación obtenidos de pruebas triaxiales de sondeos inalterados. En la Fig. 3.38 se muestran dos formas de interpretación del sondeo de cono: (a) tomando en cuenta la variación de resistencia con la vertical, se determina el valor que corresponde a la profundidad media de la excavación que se considere, y (b) adoptar como representativo el valor mínimo de la resistencia. El primer criterio es el más recomendable, el segundo es muy conservador, pero tiene utilidad para estimaciones inmediatas. Con relación a los factores de correlación (N_K) para transformar la resistencia del cono q_c a la cohesión c de las arcillas, en las Tablas 3.14 y 3.15 se dan valores usuales para los suelos arcillosos y los de la ciudad de México.

Tabla 3.14, Valores típicos del coeficiente N_K tomados de la literatura ($c=q_c/N_K$)

Tipo de suelo	N_K	Forma del penetrómetro	Autor del valor
Arcilla normalmente consolidada ($q_c < 20$)	15-18	Clásica	Mac Carthy (1977)
Arcilla suave con falla local	10-14	Clásica	Mac Carthy (1977)
Arcilla preconsolidada ($q_c > 20$)	22-26	Clásica	Mac Carthy (1977)14
Arcillosos abajo del nivel freático	14	Clásica	Begeman (1963)
Arcillosos blandos	20	Cilíndrica	Montañez et al. (1980)

Tabla 3.15, Valores típicos del coeficiente N_K para las arcillas de la ciudad de México ($c=q_c/N_K$) (Santoyo et al, 1989)

Suelo	q_c	Triaxial UU	Compresión simple
Costra superficial	$5 < q_c < 10$	14	20
Arcillas de formación superior	$q_c < 5$	13	16
Capas de arcilla dura	$q_c > 10$	24	54
Arcillas blandas	$5 < q_c < 10$	13	20

Peso volumétrico. Los valores de esta propiedad deben obtenerse directamente con muestras inalteradas obtenidas de los sondeos con muestreo selectivo de los estratos más significativos.

Posición del nivel freático. Conocer la posición del nivel de agua freática es indispensable para definir la correspondiente del fluido estabilizador, se debe medir en pozos de observación, porque la medición de esta profundidad en los pozos de sondeos es incierta, ya que la bentonita modifica la permeabilidad de las paredes de los sondeos.

Coeficiente de permeabilidad. Interesa definir el coeficiente de permeabilidad de los suelos granulares, para lo cual puede aprovecharse la relación empírica de Hazen (Terzaghi y Peck, 1972):

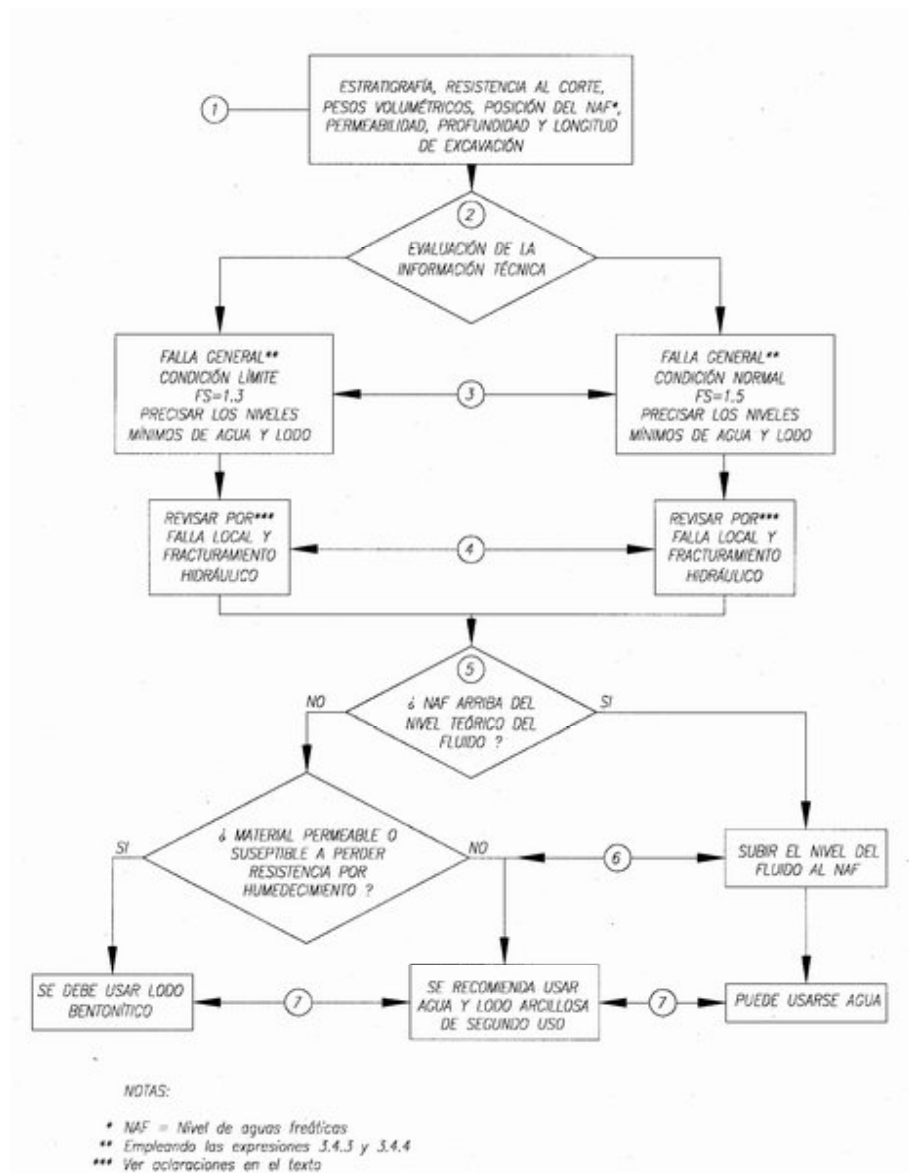


Fig. 3.37, Metodología del análisis de estabilidad de una excavación para muros milán

$$K = C(D_{10})^2 \quad (\text{ec. 3.25})$$

donde

K coeficiente de permeabilidad en cm/s
 C coeficiente empírico de correlación que varía entre 100 y 160
 D_{10} diámetro efectivo en cm

Esta manera de definir el coeficiente de permeabilidad hace evidente que cuando más el 10% de las partículas de un suelo corresponden a limos o arcillas, la permeabilidad es muy baja, aunque el contenido de arena sea alto.

En las arcillas el coeficiente de permeabilidad en general es favorable para la excavación de los muros milán y en el caso particular de la ciudad de México se puede afirmar que los materiales someros del subsuelo son de muy baja permeabilidad, con excepción de algunos estratos de arena limpia y los rellenos superficiales, que incluso se pueden transformar en un problema serio de inestabilidad.

Susceptibilidad al humedecimiento. Como algunos suelos limosos pueden perder resistencia cuando se humedecen, debe juzgarse experimentalmente su susceptibilidad a este fenómeno. La manera de hacerlo es mediante pruebas triaxiales que se inician con una etapa de humedecimiento controlado, introduciendo agua a la muestra a través de los ductos de este equipo; una vez incrementado el contenido de agua, los especímenes se llevan a la falla de tipo rápido. La comparación de los resultados de esta prueba con las convencionales, sin humedecer las muestras, permite definir la importancia de la pérdida de resistencia y con ello se tiene la base racional para definir si el empleo de lodo bentonítico es justificable, o simplemente se requiere el lodo espontáneo.

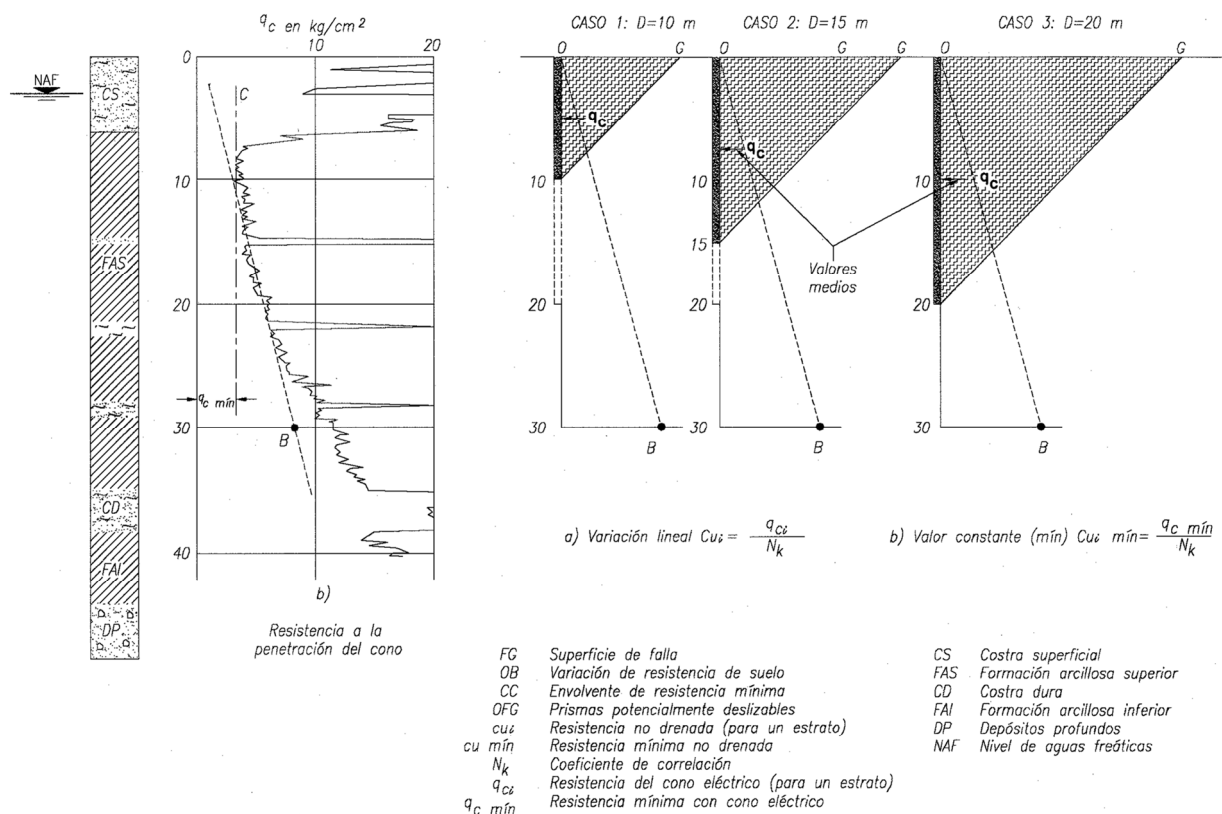


Fig. 3.38, Condiciones geométricas y de resistencia del suelo

3.7.3 Evaluación de las condiciones de construcción

Aspectos generales. La información geotécnica que se obtiene para el diseño de una cierta línea de Metro o para la cimentación de un edificio es suficiente para el diseño del

procedimiento de excavación; sin embargo, ocasionalmente puede ser insuficiente para definir un cierto tramo de construcción del muro milán; por ello se podrá justificar realizar algunos sondeos de cono eléctrico que únicamente penetren hasta la profundidad del muro.

Instalaciones municipales. Se deberán identificar cada condición peculiar que se presente relacionada con la presencia de tuberías, ductos, zonas jardinadas, rellenos sueltos, etc; Estos casos se deberán hacer calas de inspección y recopilar la información técnica.

Factor de seguridad. Para condiciones normales de excavación se deberá imponer un factor de seguridad de 1.5 y se podrá administrar como condición límite de excepción, que baje a 1.3; aunque esto último deberá estar sujeto a la aprobación de la supervisión de obra.

3.7.4 Condición de falla general

Aplicando la expresión (3.21) de este manual con un factor de seguridad de 1.5, se definirá el nivel teórico del fluido estabilizador que evita se desarrolle la condición de falla general, incluyendo la maquinaria usual en la excavación del muro (de aproximadamente 40 ton). En el caso de que se incremente la longitud de los tramos de excavación a más de los 6 m usuales, o se utilice maquinaria más pesada, se deberá utilizar la expresión (3.22) con un factor de seguridad de 1.4 y en caso de periodos cortos de tiempo se podrá reducir a 1.3.

3.7.5 Condición de falla local

Se deberá identificar en el campo, mediante calas de inspección, las características estratigráficas, de flujo de agua y resistencia de los suelos para analizar los mecanismos de falla que se podrán presentar (Figs. 3.14 a 3.17).

3.7.6 Fracturamiento hidráulico

Este fenómeno se puede presentar en los suelos blandos del lago y ocasionar sobreconsumo de concreto; se puede estimar que el fracturamiento hidráulico ocurre cuando la presión en el concreto fresco es mayor que 0.2 la resistencia de punta del cono eléctrico (Ovando, 2001). Sin embargo, es necesario investigar experimentalmente su importancia y definir las alternativas de solución. Mientras se desarrolla una técnica para predecir y evitar este problema, se sugiere considerar el uso de una malla que confine al concreto de la parte inferior del muro.

3.7.7 Selección del fluido estabilizador

En la Fig. 3.37 se define el criterio para precisar qué lodo podrá utilizarse para estabilizar la zanja, quedando patente que el lodo de formación espontánea es suficiente para la mayor parte de las condiciones del subsuelo y que el lodo bentonítico se debe utilizar en suelos muy permeables o susceptibles a perder resistencia. Este criterio que ha estado sujeto a opiniones favorables en años atrás (Romo, 1985 e ISTME S/F), incluso los investigadores del Instituto de Ingeniería de la UNAM Dres. Jesús Alberro y Gabriel Auvinet (Sin fecha) demostraron su factibilidad.

3.8 Zanjas guía y brocales

3.8.1 Definiciones

La zanja guía es una ranura en la superficie del terreno de ancho igual al muro más la tolerancia que permita el paso de la almeja de excavación, en cuanto a la profundidad de la zanja, usualmente se iguala al espesor de material superficial suelto. Esta zanja se protege con un revestimiento que se le conoce como el brocal, que refuerza esa parte superior de la excavación; las funciones de la zanja guía con brocal son:

- a) Precisar la posición topográfica de los muros incluyendo los ángulos y las curvas necesarias.
- b) Comprobar que no hay instalaciones municipales, ductos o cables en la traza del muro.
- c) Controlar la operación de excavación obligando a que la almeja entre en la posición correcta.
- d) Estabilizar la parte superior de la excavación y evitar caídos locales.
- e) Confinar el lodo y facilitar el control de su nivel durante la excavación.
- f) Facilitar la colocación de la junta y en caso necesario servir de apoyo para sostenerla.
- g) Soportar la jaula del acero de refuerzo en posición fija para evitar que penetre o se levante.
- h) En caso necesario servir de apoyo al paso de la maquinaria pesada de excavación y maniobra.

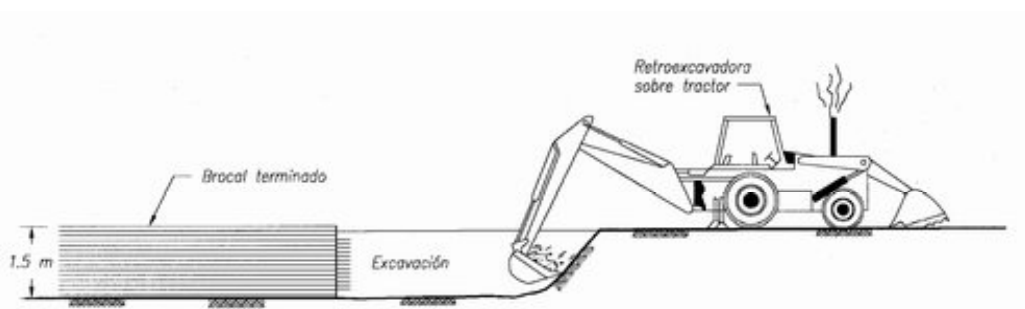


Fig. 3.39, Preexcavación para la construcción de brocales para muros milán en zonas sin interferencia

La definición de las dimensiones de la zanja y brocal suele ser aparentemente simple, sin embargo, es frecuente que la profundidad sea insuficiente para sostener la parte superior de la excavación; un brocal corto es un error que tiene como consecuencia que se produzcan salientes o panzas en el muro terminado.

La zanja se excava con maquinaria ligera y en caso de tropezar con instalaciones se procede manualmente, en la Fig. 3.39 se muestra esquemáticamente esta excavación a 1.5 m de profundidad; en cuanto al brocal mismo lo más usual es hacerlo de concreto reforzado, pero también se utilizan de lámina con un apoyo estructural.

3.8.2 Brocal de concreto reforzado

En la Fig. 3.40, se ilustra la geometría más usual del brocal de concreto reforzado con una malla electrosoldada; un detalle que siempre se debe tener es el de colocar juegos de pares de orejas para sujetar la jaula del acero de refuerzo, que la mantienen en su posición y evitan que descienda porque se hunda en el fondo o ascienda durante el vaciado del concreto, como se describe en la Fig. 3.41. Los brocales de colindancia se ilustran en la Fig. 3.42, en ella se advierte la conveniencia de agregar anclas cortas verticales o inclinadas para fijar mejor la banqueta del brocal. Cuando se necesita levantar el muro o se requiere sobreelevar el nivel del lodo para incrementar la presión y con ello la seguridad de la excavación, Fig. 3.43.

Es importante advertir que la estabilidad de los brocales es casi siempre precaria y que por ello siempre deben mantenerse acunados con puntales de madera para evitar que se muevan horizontalmente, estos puntales se retiran durante la excavación y de ser necesario se vuelven a colocar hasta que se inicie el vaciado del concreto, Fig. 3.40.

Las fallas más frecuentes de los brocales se ilustran en la Fig. 3.44: (a) el brocal fue corto y favoreció caídos locales justo abajo, la solución es profundizar el brocal; (b) el tipo de material y mala compactación del relleno provocaron el caído seguramente por humedecimiento, la solución es sustituirlo por un suelo estabilizado con cemento; (c) la ausencia o caído de los puntales permitieron el giro del brocal, un golpe con la máquina excavadora también provoca este tipo de falla, la solución es no cometer ninguno de esos dos errores.

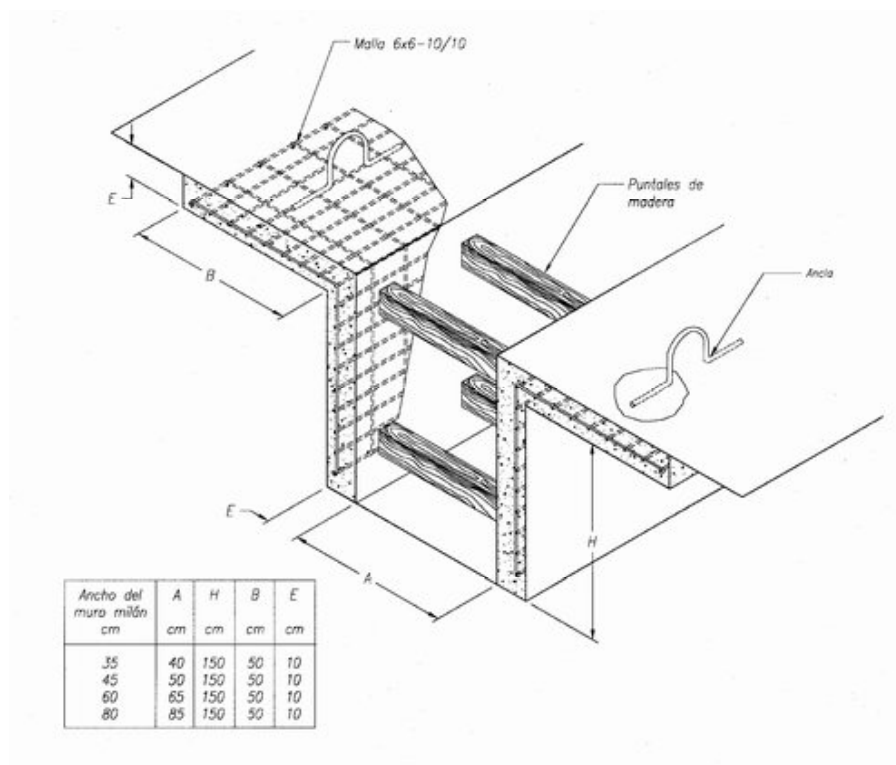


Fig. 3.40, Detalles del brocal

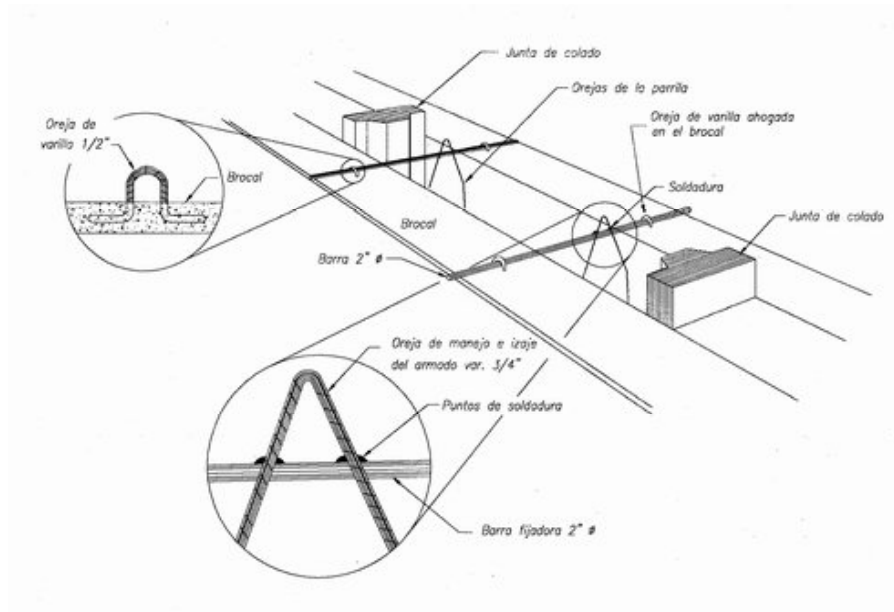


Fig. 3.41, Orejas de fijación del acero de refuerzo

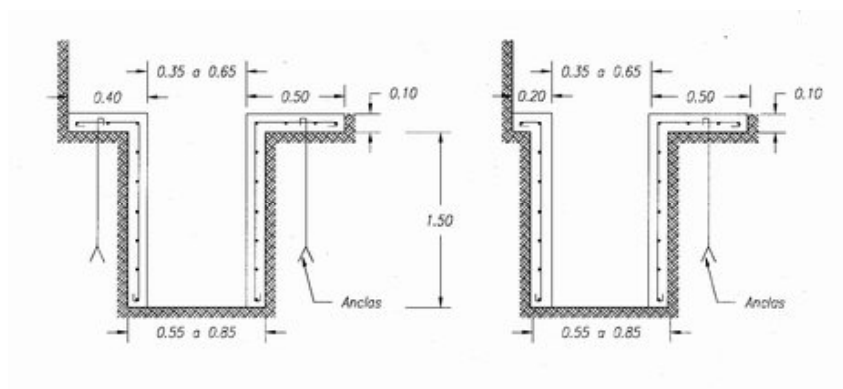
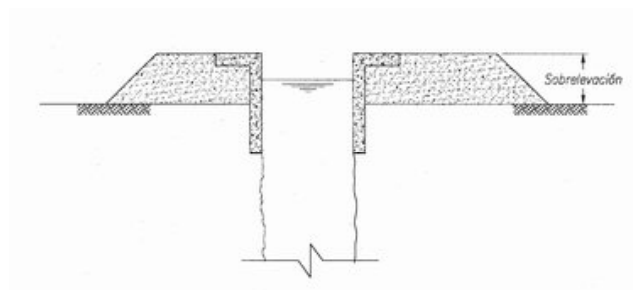


Fig. 3.42, Brocales de colindancia



3.43, Brocal sobrelevado

3.8.3 Brocal de estructura metálica

Esta solución es poco usada porque es difícil ajustar las piezas verticales y horizontales a las irregularidades del terreno, sin embargo, se han desarrollado muchos ingenios en esta línea y eventualmente alguien inventará un brocal ensamblado y recuperable, lo cual será una economía nada despreciable.

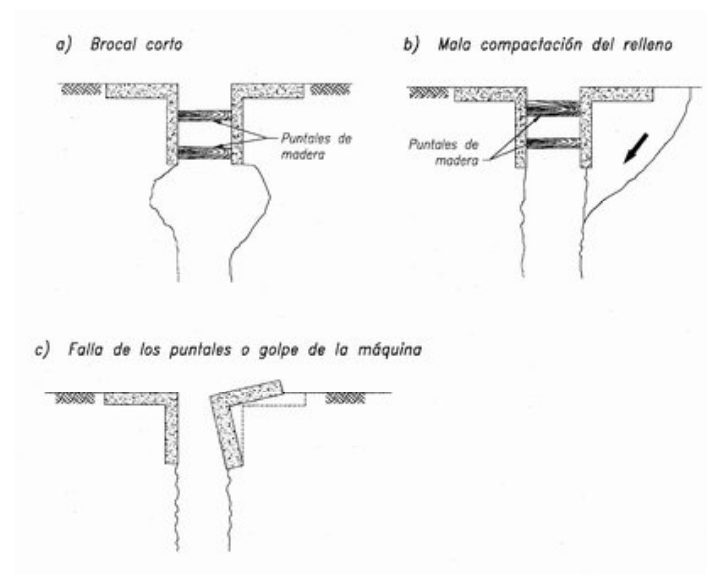


Fig. 3.44, Fallas típicas de los puntales

3.9 Equipo de excavación

3.9.1 Generalidades

Las primeras zanjas que se excavaron para muros diafragma del metro de Milán las realizó en los años 50 la empresa italiana ICOS con almejas de dos valvas operadas con dos cables, uno para cargar la almeja y otro para cerrarla; después, muchas empresas construyeron sus almejas con mecanismos de cierre distintos; las valvas llevan dientes para facilitar el corte y las almejas o cazos son cerrados, sin los hoyos que suelen tener las almejas de arrastre. Esas almejas tenían el problema de una tendencia al giro que imponen los cables y por ello los muros quedaban con cierta torsión. Las máquinas con las que se operaban eran grúas de tres cables o malacates. Esas almejas y máquinas se han perfeccionado y siguen siendo utilizadas como se menciona más adelante.

Una solución para evitar el giro de la almeja y que se desarrolló en Francia, consistió en operarla con una barra telescópica de sección circular o rectangular, mecanismo que en el campo de la perforación se le conoce como la "barra kelly" y que dio lugar a una serie drástica de cambios en las máquinas, dejaron de ser grúas de uso general y se transformaron en máquinas especializadas para muros milán.

Los ingleses tomaron el camino de diseñar una máquina muy simple, la ELSE que funciona de manera similar a una draga de canchales que cortan el suelo y lo suben a la superficie,

los franceses y los italianos también se dedicaron a transformar perforadoras de circulación inversa en máquinas para excavar las zanjas.

Después vino el extraordinario desarrollo de las bombas y motores hidráulicos que han simplificado el diseño y construcción de máquinas e hizo posible la construcción de la hidrofresa, la más ingeniosa de las excavadoras de zanjas para muros. A todo esto se le sumó la ayuda de procesadores y sensores electrónicos que permiten racionalizar y optimizar cada acción dando mayor eficiencia y calidad a la excavación de las zanjas.

En general las máquinas modernas han tendido a ser cada vez más grandes y fuertes, para hacerlas capaces de funcionar en cualquier terreno; para una de ellas, le es igual operar en suelos con aluvión grueso y con intercalaciones de suelos duros, ya que el peso de las almejas o el empuje de los kellys rompe esas limitaciones. Pero paradójicamente resultan ser máquinas muy sobradas para suelos muy blandos, de manera similar al caso de las piloteadoras; las máquinas para excavar zanjas para muro milán han sido diseñadas para operar en cualquier tipo de suelo es decir son capaces de operar hasta en suelos muy duros. Conviene reconocer que los constructores de máquinas tienen el reto de seguir diseñando máquinas especializadas para los suelos blandos como los de la ciudad de México, como alternativa necesaria para reducir el costo de los muros y que los mecanismos hidráulicos permiten hasta imaginar que se podrán construir en el país. Las máquinas comunes son las siguientes:

- a) Retroexcavadora convencional o equipada.
- b) Almejas mecánicas de caída libre.
- c) Almejas hidráulicas de caída libre.
- d) Perforadoras de circulación inversa.
- e) Almejas hidráulicas guiadas con kelly.
- f) Excavadora de canchales de corte para profundidad.
- g) Hidrofresa.

La selección de la máquina adecuada para un caso particular está en función de la profundidad, disponibilidad de la maquinaria, magnitud del proyecto y del tiempo y costo disponibles, en la Fig. 3.45 se resume el criterio de selección en función de la profundidad y dureza del suelo, que en el caso de la hidrofresa puede ser hasta de una roca.

3.9.2 Retroexcavadora

La excavación de la zanja para el muro milán es un aspecto a menudo descuidado, que ha conducido a divulgar que la almeja hidráulica es el único equipo de excavación disponible; sin embargo, se debe reconocer que las retroexcavadoras con extensiones hidráulicas son capaces de excavar zanjas de 7 m de profundidad que también equipadas con extensiones hidráulicas llegan a 12 m de profundidad y que esos equipos compiten en costo y tiempo con las máquinas más complejas; las que han demostrado mayor utilidad son las que tienen giro de 360°.

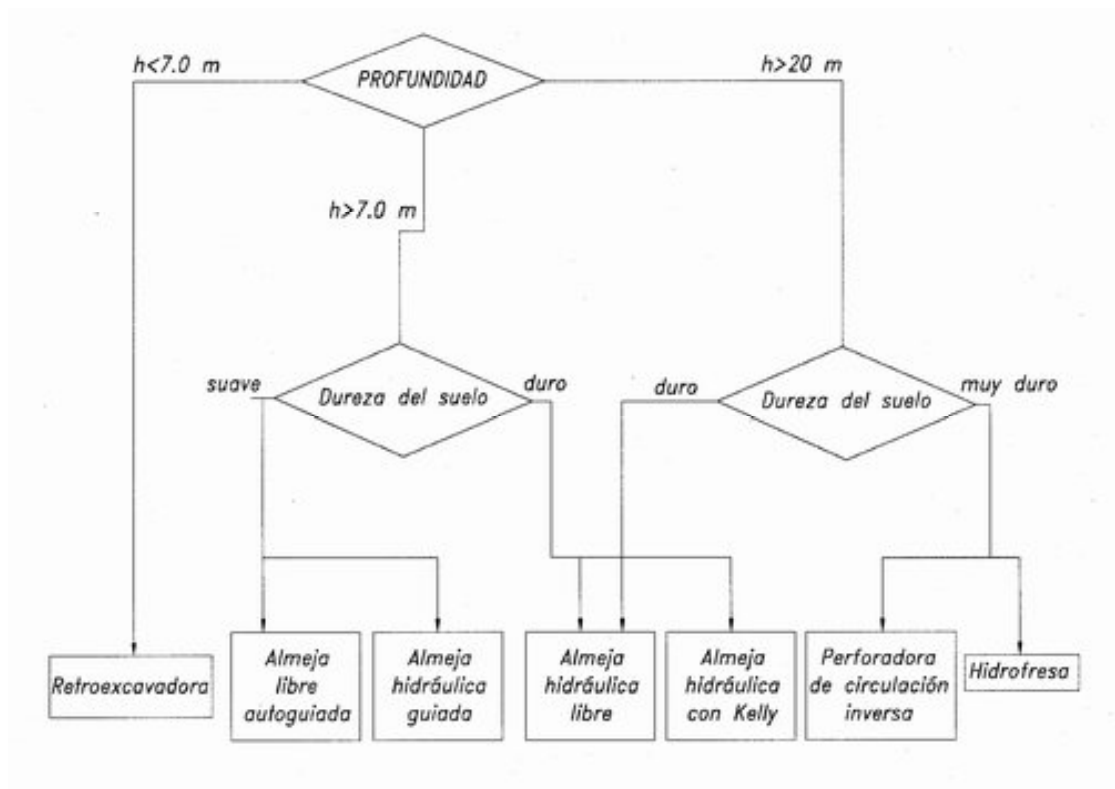


Fig. 3.45, Diagrama de flujo para la selección del equipo de excavación de zanjas para muro milán

El inconveniente básico de la retroexcavadora convencional, aún operada con toda habilidad, es hacer un corte casi vertical de un lado, pero curvo del otro, Fig. 3.46, generando problemas de estabilidad para colocar la junta de colado del lado curvo, esto se ha resuelto con juntas que se hincan en la parte inferior para darles empotramiento y en la superior se fijan al brocal, además el espacio curvo se rellena para evitar que el concreto lo ocupe.

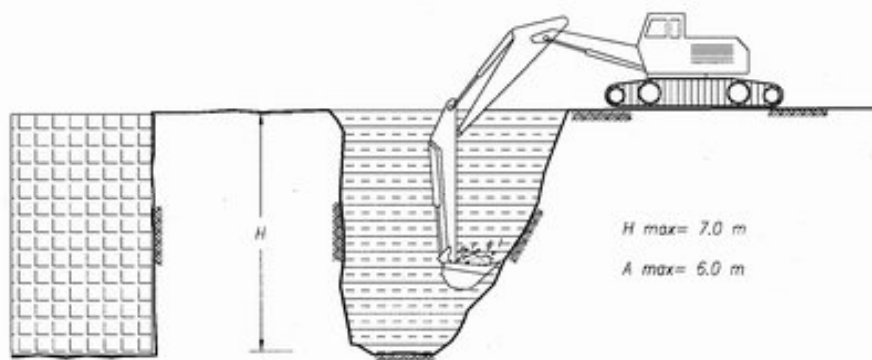


Fig. 3.46, Excavación de zanjas con retroexcavadora

Las retroexcavadoras equipadas con brazos o extensiones hidráulicas corrigen la limitación anterior y logran, operadas con mucha habilidad, que ambos lados de la zanja sean casi

verticales. En particular la de la marca Píngon permitía hacer esas excavaciones con mucha calidad, desgraciadamente se dejaron de fabricar, aunque las de la marca Poclain son casi tan aptas como las primeras. En la Tabla 3.16 se anotan las más conocidas de estas máquinas y todas ellas pueden excavar zanjas de 35 a 45 cm de ancho y las más potentes pueden hacerlas de 60 cm.

Tabla 3.16, Características de algunas retroexcavadoras para excavación de zanjas

Fabricante	Modelo	Profundidad de operación en m	Peso en t
CASE	580 Super M	5.5	6.7
Caterpillar	416 D	5.5	----
	320 BL	9.5	20.6
Volvo	EC 204 BCL	7.5	25
	EC 290 BLR	14.8	70
Poclain	LC 80	8.1	20
	SC 150	9.1	40
Internacional	3960	9.2	30

3.9.3 Almejas mecánicas de caída libre

Las zanjas de los primeros muros milán se excavaron con almejas de caída libre operadas con dos cables esta herramienta sigue siendo ampliamente utilizada; en la Fig. 3.47 se ilustra como la almeja abierta penetra gracias a que su peso elevado rompe el suelo con los dientes de las valvas (a), después se jala el cable que cierra las valvas y atrapa al suelo en su interior (b); en la Fig. 3.48 se muestran cortes de las primeras almejas Benoto, Galia, Poclain y Keller con los dos tipos de mecanismos usuales, el de cable en poleas y el de bielas deslizantes. Hay varias empresas europeas que fabrican esas almejas y también muchos constructores han fabricado sus variantes. En la Tabla 3.17 se muestran las dimensiones generales de tres fabricantes que proporcionan sus medidas, referidas a la Fig. 3.48; estas almejas pueden extraer en cada operación de 1 a 2.5 m³ y el ciclo lo realizan de 2 a 5 minutos incluyendo el cierre de la almeja que toma un tiempo menor de 10 seg.

Estas almejas operan en todo tipo de suelos y han demostrado ser particularmente aptas para penetrar materiales granulares donde se han empleado en excavaciones de 50 m de profundidad, con almejas de hasta 20 ton. Las almejas originales tenían el problema de una tendencia al giro y por ello las excavaciones resultaban con cierta torsión; eso se ha resuelto con cables trenzados y colocando esquíes para centrado en el cuerpo superior de las almejas. En el inciso 3.9.6 se describen las almejas hidráulicas que tienen la misma funcionalidad que las mecánicas.

El área lateral de la parte que penetra en el suelo en una de estas almejas grandes es de casi 10 m², por lo que la fuerza necesaria para arrancarla de un suelo arcilloso puede ser del orden de unas 20 ton, lo que aunado a sus 10 ton de peso obliga a operarla con una grúa capaz de levantar cargas de por lo menos 40 ton.

La forma del borde inferior del caso o valva de la almeja determina la geometría de la zanja que puede abrir, cuando es curva define un rectángulo con lados en semicírculos y suele identificarse como sección oblonga, cuando son cuadrados se le define como sección

rectangular. Las primeras que se construyeron fueron las semicirculares y por ello las juntas de colado eran tubos, cuando se desarrollaron las rectas fue posible diseñar las juntas planas actuales.

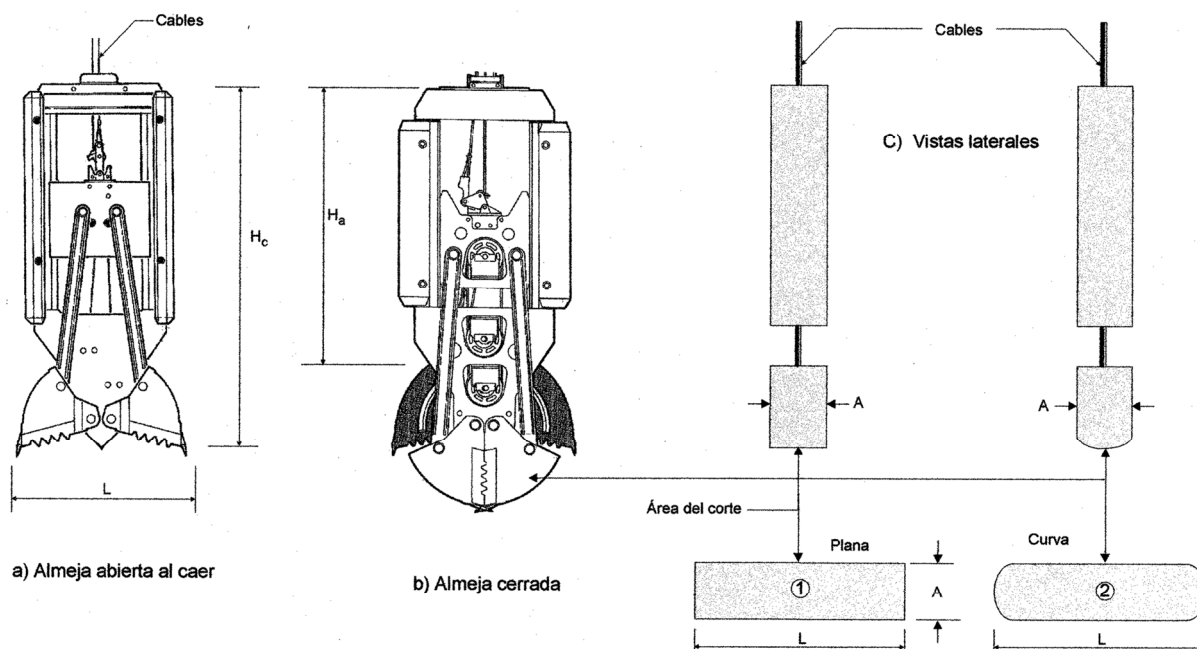


Fig 3.47, Almeja de caída libre (Catálogo Casagrande)

Tabla 3.17, Almejas de caída libre y cierre mecánico

Fabricante	Ancho A , m	Longitud L , m	Alturas abierta H_a y cerrada H_c , m	Peso W , t	Fuerza de cierre, t
Casagrande Serie DL	0.4 a 1.2	1.8 a 3.75	3.75 4.22 a 4.48	4.1 a 6.5	8.5 a 16.5
Casagrande Serie PM	0.6 a 1.2	2.5 a 3.0	6.25 a 6.45 7.0 a 7.3	8.15 a 11.2	16 a 26
Casagrande Serie DH	0.4 a 1.2	2.3 a 3.7	6.45 a 6.51 7.08 a 7.82	8.1 a 13.2	19 a 46
Llamada CM 300	2.5 a 3.0	0.4 a 1.0	4.2	7	42
Soilmec Serie BF	0.5 a 1.5	2.0 a 4.0	-----	-----	-----

La operación de las almejas consiste en primero abrir los dos cortes primarios laterales y después el central, los tres pueden ser de la misma longitud o bien el central puede ser algo menor como se muestra en la Fig. 3.49; esta secuencia es obligatoria para lograr que la almeja siempre opere de manera simétrica y que las dos valvas tengan que aplicar la misma fuerza, a fin de mantener la verticalidad. Es importante advertir que nunca se deben hacer dos cortes contiguos porque la almeja perdería la vertical y se “metería” en el corte inicial.

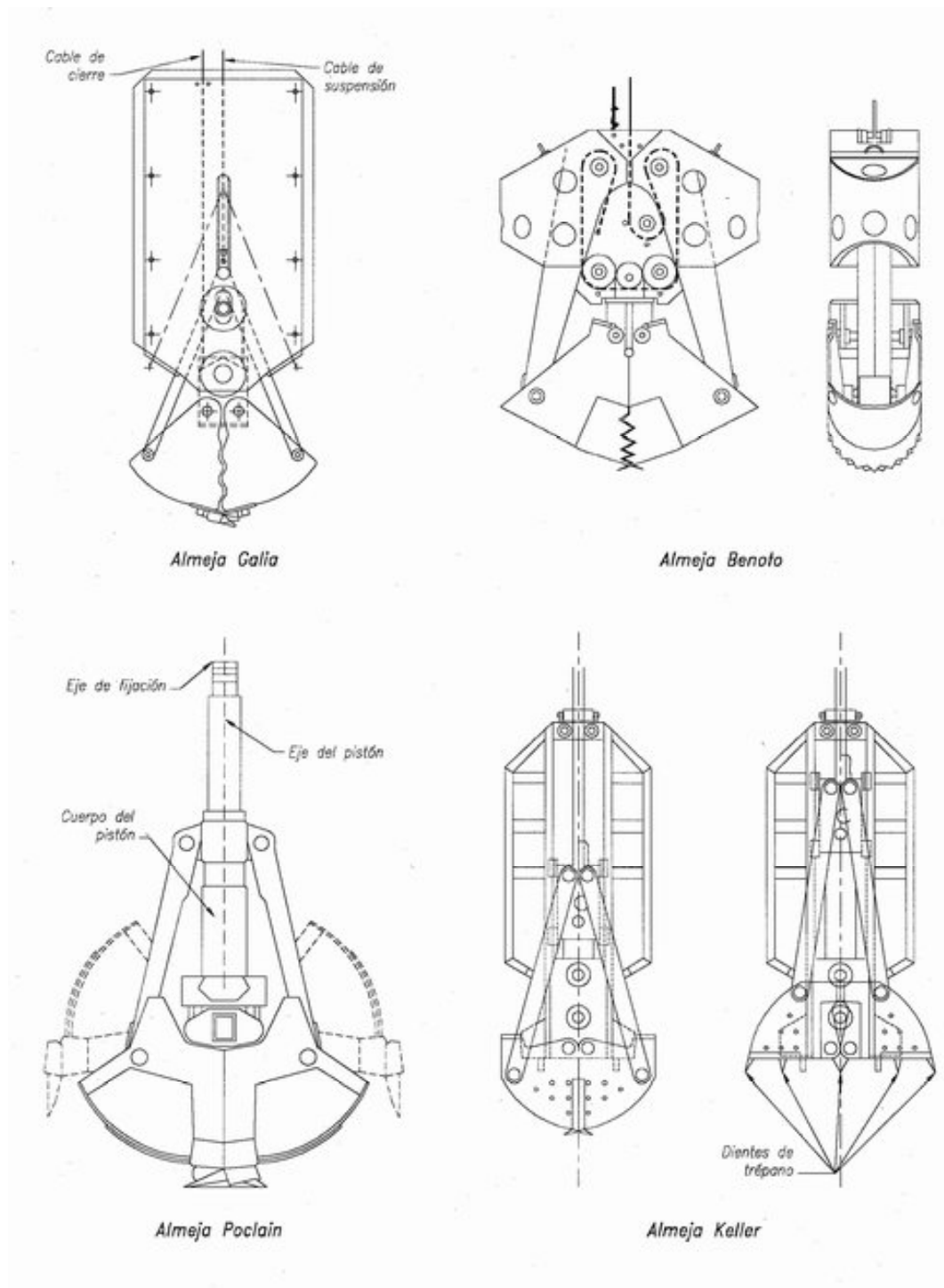


Fig. 3.48, Almejas de caída libre (Schneebeli, 1974)

Esta técnica fue utilizada en México por la empresa italiana ICOS para la construcción en aluviones de la pantalla impermeable de la presa La Villita, también construyó los muros milán del muelle de la Siderúrgica SICARTSA, en Lázaro Cárdenas, Michoacán, también en un aluvión; ese muelle tiene muro frontal y muros contrafuerte ortogonales para resistir las

fuerzas sísmicas. La máquina que utilizó fue un malacate simple de dos cables, de operación manual y una almeja con peso del orden de 4 t, Fig. 3.50. Este equipo tiene las ventajas de su simplicidad y de su reducido tamaño, en particular su altura, que le permite operar aún en sitios con limitaciones de espacio. Por su parte la Comisión Federal de Electricidad utilizó una almeja libre de 10 t en la construcción de la pantalla impermeable de la presa Peñitas, Fig. 3.51. Es interesante destacar que muchos constructores, incluyendo algunos mexicanos, son capaces de fabricar sus propias almejas de caída libre.

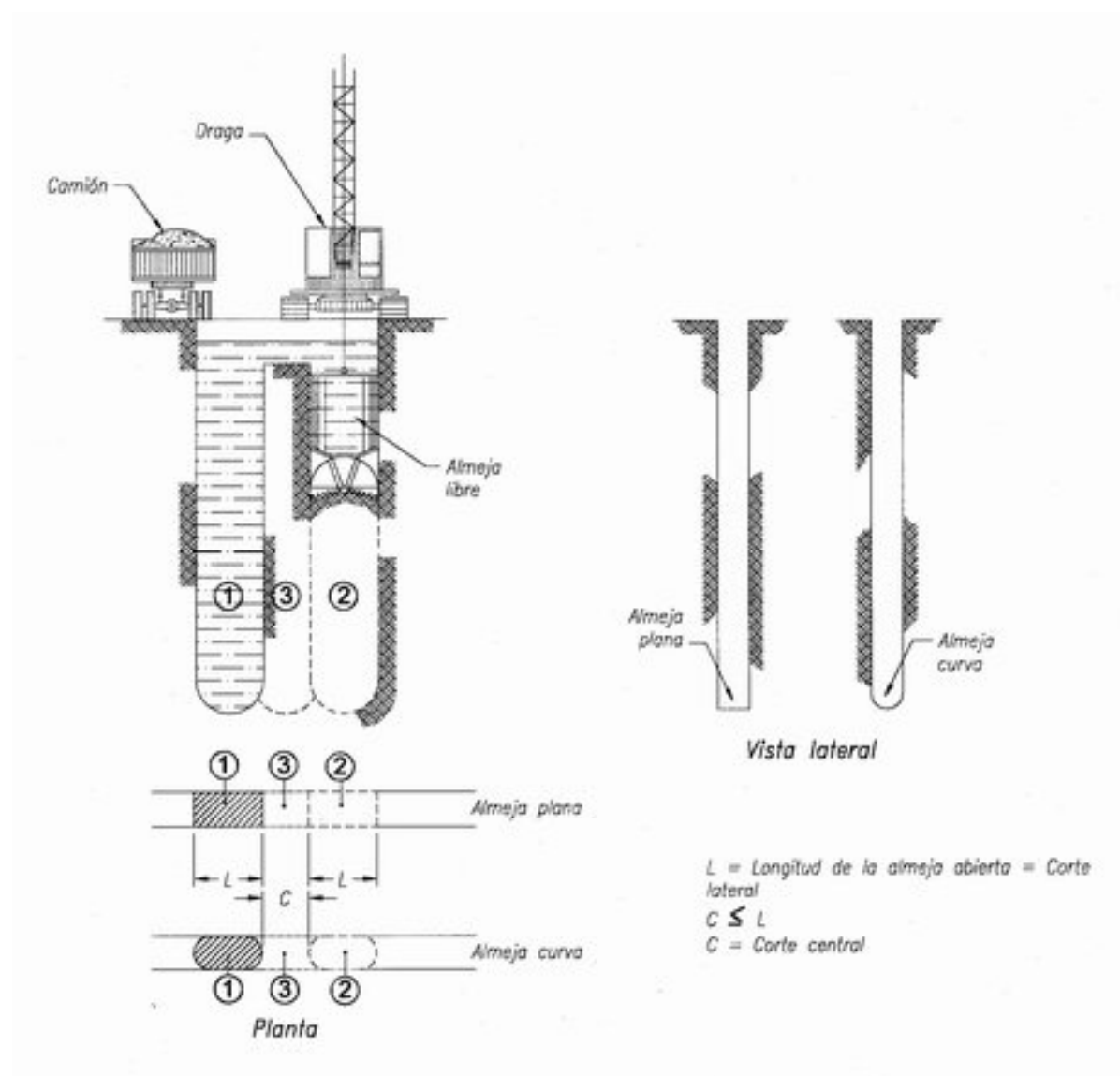


Fig. 3.49, Secuencia de excavación

3.9.4 Almejas hidráulicas de caída libre

El siguiente desarrollo para la excavación de zanjas fue integrar un mecanismo eléctrico para potenciar el cierre de las valvas de la almeja, pero pronto fue abandonado y sustituido por los sistemas hidráulicos ganando con ello una fuerza considerable para cortar al suelo

en la Tabla 3.18 se resumen las características de estas almejas y en la Fig. 3.52 se muestra un esquema de la máquina grúa con que se opera; esta cuenta con un carrete para enrollar las mangueras del sistema de aceite hidráulico, el cual mantiene la manguera siempre en tensión.

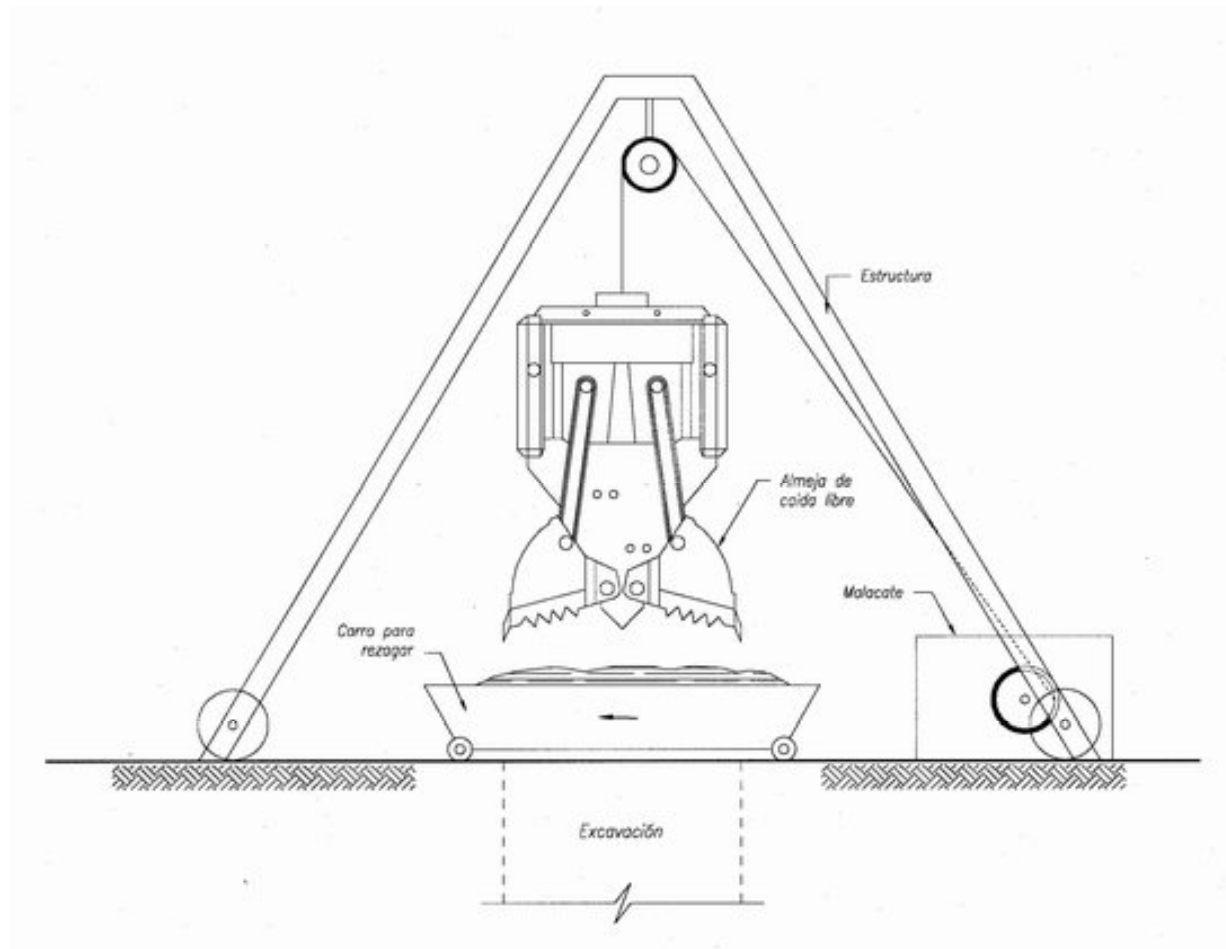


Fig. 3.50, Equipo de excavación tipo ICOS

Estas almejas hidráulicas se operan con una celda o gato vertical que acciona las valvas mediante gruesos engranes; las hay también las que operan con dos gatos, uno para cada valva, aunque éstas suelen tener problemas de sincronización y con frecuencia una valva cierra antes que la otra, lo cual genera la pérdida de la vertical. En cuanto a su penetración en el suelo son similares a las almejas libres, esto es, penetran porque se les deja caer y gracias a su peso y capacidad de corte pueden alcanzar profundidades mayores de hasta 50 m, lo cual constituye su principal virtud para la excavación de zanjas.

3.9.5 Perforadoras de circulación inversa

El sistema de perforación rotatoria convencional consiste en introducir al barreno a través de las barras y de la broca el flujo de lodo a presión que enfría la broca y arrastra a la superficie el material cortado. Por el contrario, en la perforación inversa la broca corta el material y de inmediato es succionado por las barras de perforación y es llevado a la

superficie gracias a una gran bomba centrífuga en serie con otra bomba de vacío que elimina el aire que se entrapa cada vez que se agrega una barra a la columna de perforación; en la superficie simplemente se agrega lodo limpio en el exterior de las barras para conservar constante el nivel de lodo.



Fig. 3.51, Excavación de una zanja profunda en la presa Peñitas

Tabla 3.18, Almejas de caída libre y cierre hidráulico

Fabricante	Ancho A , m	Longitud L , m	Alturas abierta H_a y cerrada H_c , m	Peso W , t	Fuerza de cierre, t
Casagrande Serie K	0.5 a 1.2	2.2 a 4.0	2.05 a 4.3 2.7 a 5.6	0.7 a 3.7	120 a 180
Casagrande Serie KL	0.6 a 1.2	2.5 a 3.0	3.2 a 3.7 2.5 a 2.85	1.25 a 11.5	180
Soilmec Serie BH	0.5 a 1.2	2 a 3.5	-----	4	136
CMV group Serie KHPG	0.5 a 1.5	2.5 a 3.5	-----		128
Bauer Serie DHG	0.35 a 1.2	2.3 a 4.2	7.24 a 8.03 7.99 a 9.3	11.3 a 20	-----
Bauer Serie DHGK	0.35 a 1.2	2.8	3.35 a 4.26	5.7 a 14.9	-----

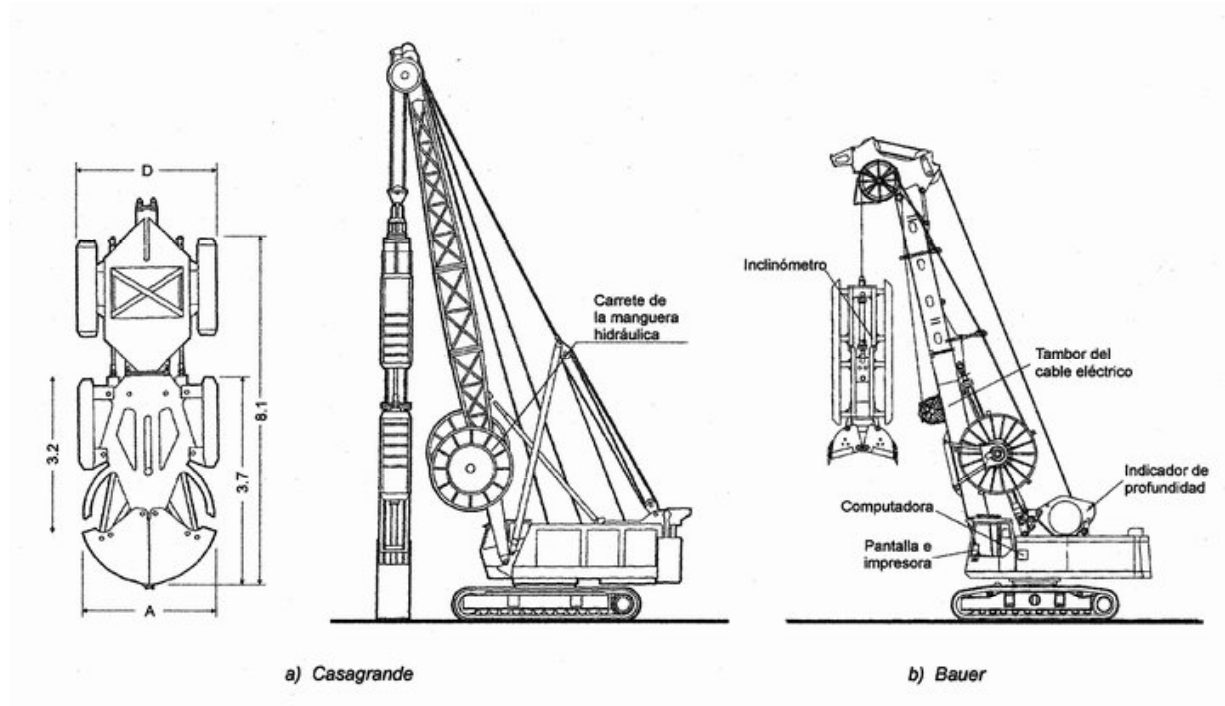


Fig. 3.52, Almeja hidráulica de caída libre (Catálogos Casagrande y Bauer)

La primera de estas máquinas la construyó Marconi (Schneebeli, 1974) y desarrolló dos técnicas de perforación: (a) cortando franjas horizontales moviendo la perforadora en el eje de la zanja y una vez cortado o “cepillado” todo el tramo horizontal se profundiza a una nueva capa de corte y así se continúa hasta abrir toda la zanja y (b) haciendo perforaciones verticales superpuestas hasta el fondo de la zanja. Para mover la máquina en la dirección certera de la zanja, todo el equipo se monta en rieles que la guían, Fig. 3.53. En ambos casos la longitud del tramo de la zanja se limita con dos perforaciones verticales en los extremos del panel.

Esta técnica se llegó a considerar como obsoleta, sin embargo, las nuevas generaciones de perforadoras inversas de la empresa *Tone Boring* de Japón dotadas con bombas de alta eficiencia y bomba de vacío integrada para eliminar el aire entrampado al incorporar cada barra a la columna de perforación, han permitido que ahora tengan una notable productividad; así por ejemplo la máquina BW es capaz de excavar hasta 21 m³/hr en arcillas y 17 m³/hr en arenas esto hace factible que esta manera de excavar las zanjas para muros milán se transforme en una técnica usual; en la Fig. 3.54 se muestra esquemáticamente esta máquina con cinco brocas de corte y que se puede operar con siete brocas; esta máquina excava zanjas de 0.4 a 1.2 m de ancho y hasta 50 m de profundidad.

Un detalle importante de la perforación inversa, es la ventaja que tiene sobre la excavación realizada con almejas, que consiste en que el fondo de la zanja queda horizontal y limpio, a diferencia que las almejas dejan un fondo con las curvas de los cortes y que su limpieza se dificulta y nunca es tan eficiente como la de la perforación inversa.

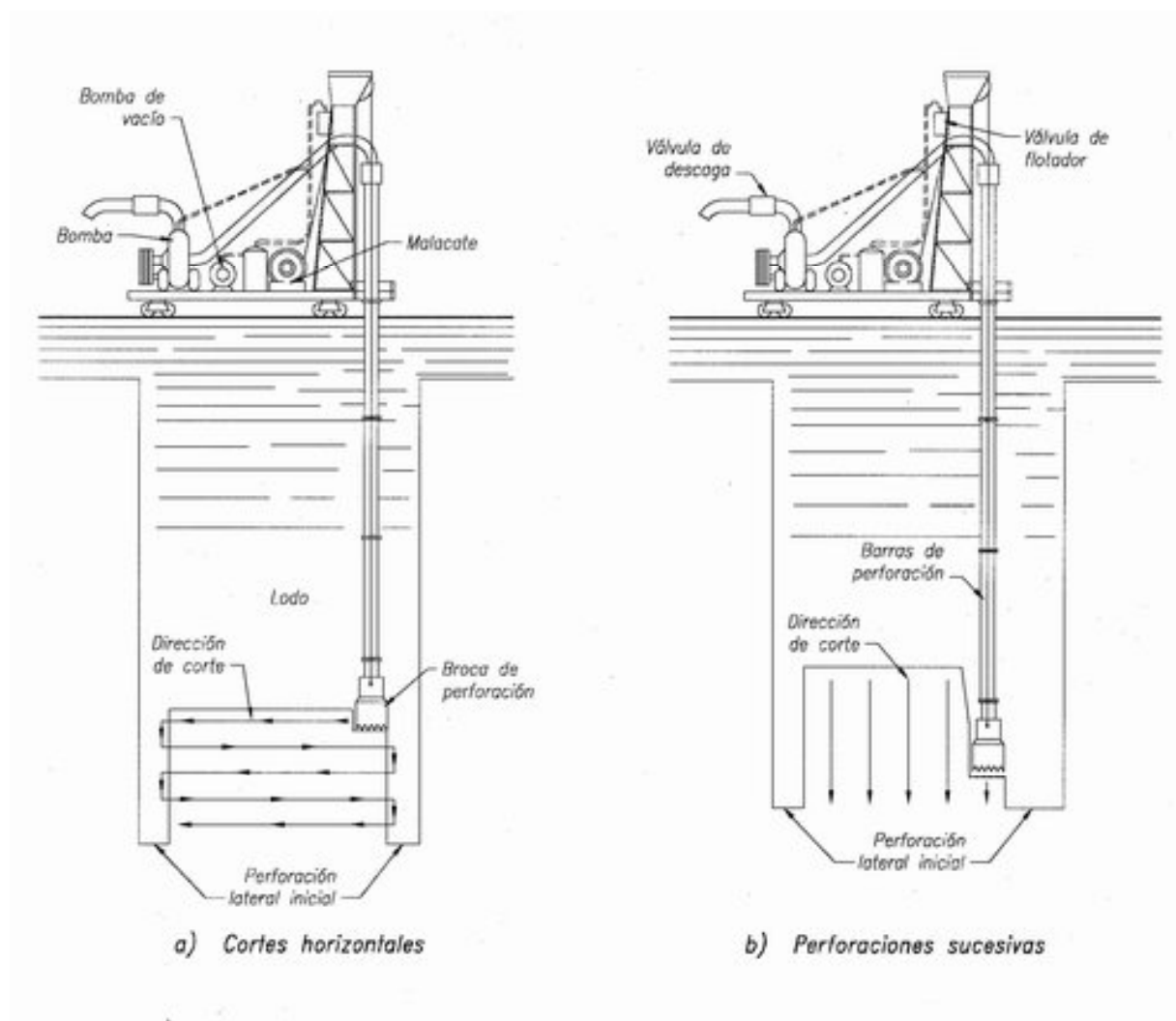


Fig. 3.53, Perforadora de circulación inversa (Schneebeli, 1974)

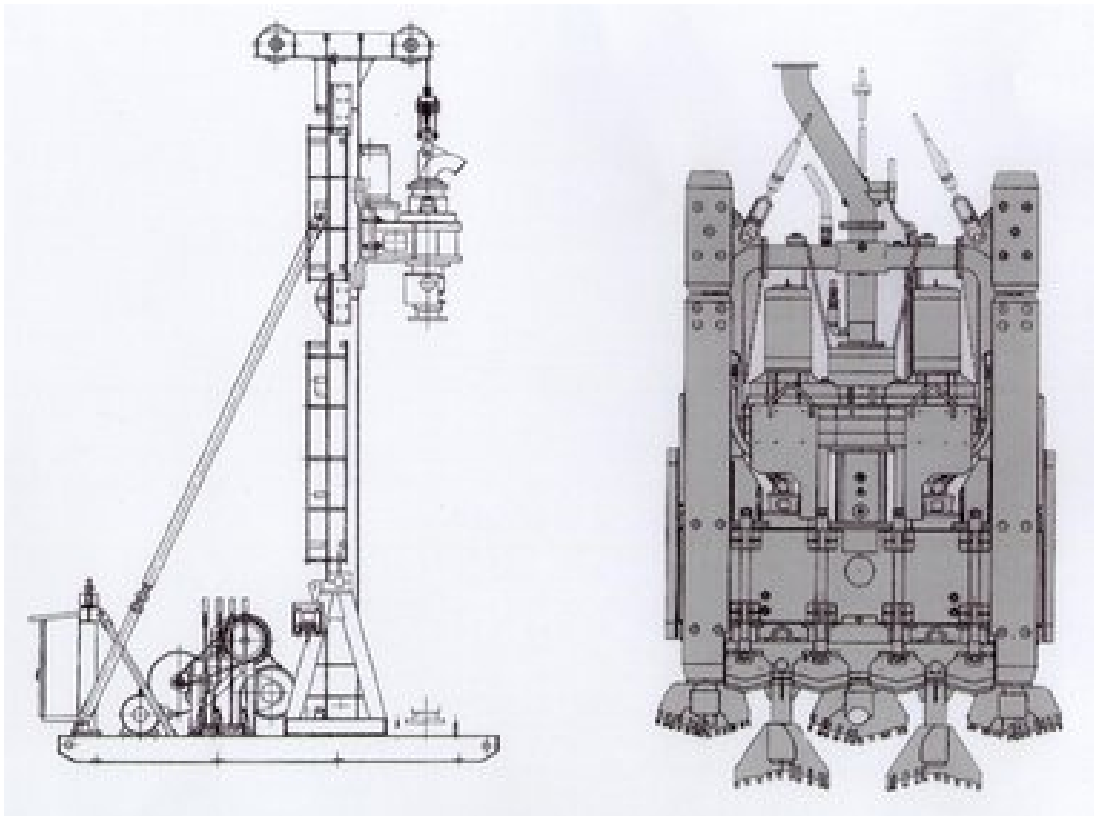


Fig. 3.54, Sistema BW de perforación inversa

3.9.6 Excavadora con cuchara de corte

Este fue una técnica desarrollada en Alemania y que fue abandonada porque sólo podía funcionar en suelos muy blandos, la máquina que se desarrolló se le conoció como *Else*, la cual consiste de un canjilón o cuchara de corte articulada que penetra al suelo guiada por un mástil estructural. En la Fig.3.55 se muestra un esquema de esta máquina, que pudo operar hasta unos 10 m de profundidad.

Es interesante comentar que esta ingeniosa máquina sin duda podría funcionar en las arcillas blandas de la ciudad de México y por ello sería interesante construir una de ellas para evaluar su eficiencia y costo de operación, porque eventualmente podría ser competencia de las costosas máquinas que hoy se emplean.

3.9.7 Almejas hidráulicas guiadas con kelly

Estas máquinas excavadoras fueron el siguiente desarrollo tecnológico; se trata de almejas unidas a la punta inferior de una pesada columna vertical de acero que guía la caída de la almeja y facilita la penetración en el suelo. En estas máquinas el cierre de las valvas de la almeja puede ser mecánico, aunque lo usual es que se haga con un mecanismo de un gato hidráulico vertical, cuya central de potencia se ubica en la superficie y el aceite a presión se

conduce con largas mangueras. Las características de las almejas que se montan en los distintos tipos de kelly se describen en la Tabla 3.18.

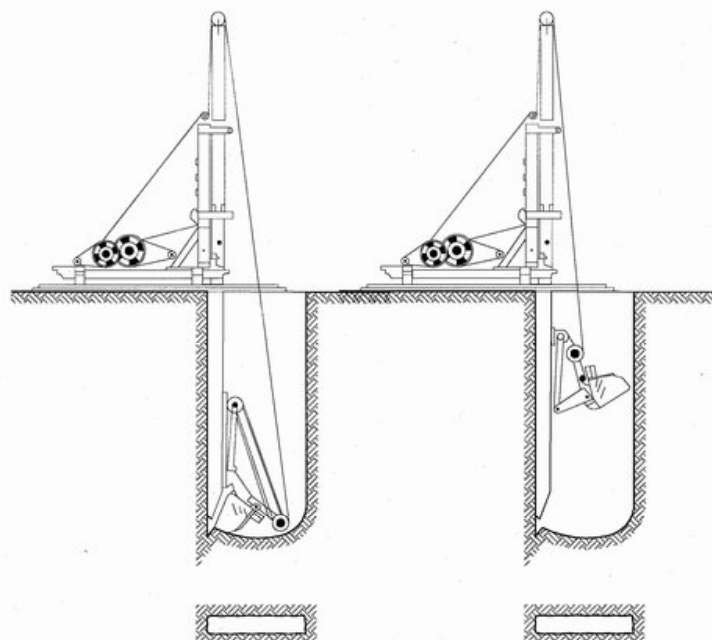


Fig. 3.55, Zanjadora Else (Schneebeli, 1974)

En sus comienzos la columna de acero usualmente era cuadrada de una sola pieza y por ello se le dio el nombre de “kelly” entero por la similitud con las columnas de perforación de ese nombre; después se inventaron los kelly telescópico capaces de excavar hasta más de 35 m de profundidad. Finalmente se desarrollaron los kelly cortos con almejas autodireccionables que reducen el tiempo de perforación y hoy se les consideran las máquinas más eficientes para la perforación de zanjas. Los kelly de una pieza prácticamente han dejado de usarse y hoy las máquinas se fabrican con kelly telescópicos o cortos.

Máquinas con kelly entero. En la Fig. 3.56 se muestra una de esas máquinas; su mejor virtud es la precisión con la que pueden operar, aunque son las más lentas de las excavadoras de zanjas. Los fabricantes de estos equipos suelen ofrecerlas como una máquina integral o bien construyen el kelly independiente para ser instalado en casi cualquier grúa. En México se disponen de algunas zanjadoras de este tipo, aunque en Europa se les considera obsoletas.

Máquinas con kelly telescópico. En la Fig. 3.57 se muestra una de estas excavadoras, actualmente los fabricantes de equipo suelen proporcionar sólo el sistema de almeja hidráulica integrada con el kelly telescópico para ser instalado en una grúa de peso acorde al del conjunto. Así las dimensiones y peso de la almeja son los indicadores de esos equipos. En la Tabla 3.19 se resumen los datos de algunas de las almejas hidráulicas.

En cuanto a la profundidad que suelen alcanzar estas máquinas, su limite lo define la longitud de las mangueras que transmiten el aceite hidráulico que operan el gato de presión que cierra las valvas de la almeja y que en general se ubica en el eje vertical de la almeja,

esas mangueras se mantienen a tensión cuando se enrollan en los carretes y la profundidad a la que pueden penetrar las almejas de la mayoría de los fabricantes es de 30 m; casi todas las almejas se operan con dos cables paralelos para evitar su tendencia al giro. El peso de la grúa que opera estas grandes almejas suele ser de 30 a 60 t. La secuencia de excavación es como se ilustró en la Fig. 3.49 para evitar la desviación de la vertical que el kelly simplemente no puede evitar.

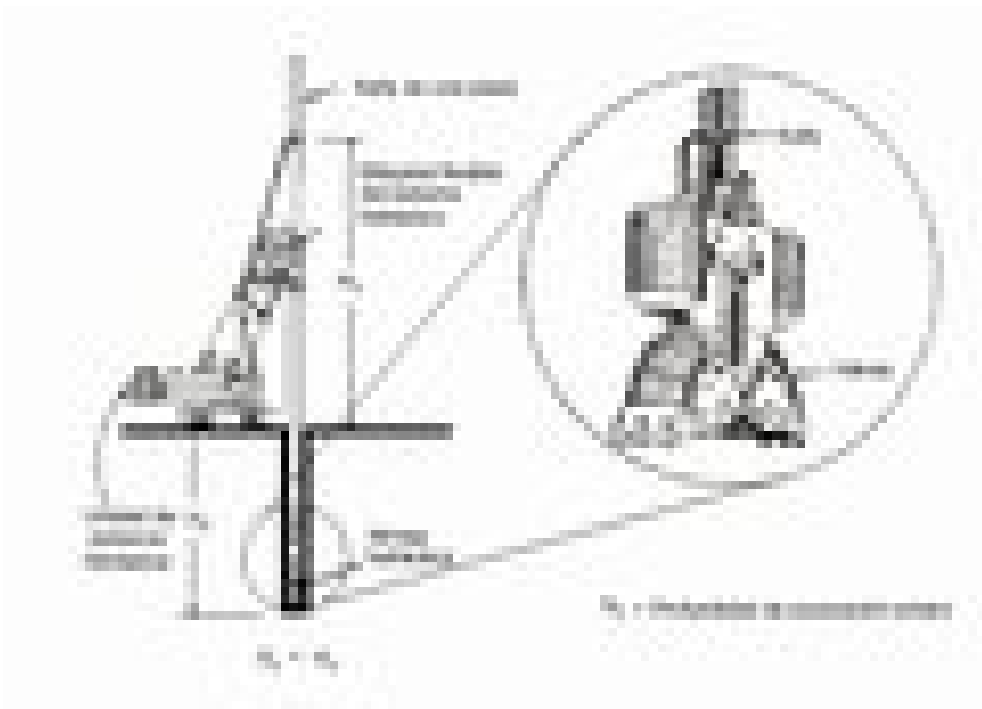


Fig. 3.56, Almeja hidráulica de Kelly entero

En México se disponen de muchas de estas máquinas, en su mayoría de origen italiano y francés. Los fabricantes de equipos, en general, han dejado de instalar el sistema de excavación constituido por la almeja y el kelly telescópico en las máquinas que las pueden operar, sin embargo, uno de ellos construye máquinas con todo el sistema integrado, esto reduce notablemente el tiempo de instalación, con los ahorros consecuentes; en la Tabla 3.19 se resumen datos de las principales máquinas que se fabrican.

Tabla 3.19, Máquinas zanjadoras con kelly telescópico

Fabricante	Peso Total t	Longitud del kelly, m	Número de barras del kelly	Peso de la almeja, t	Ancho y largo de la almeja, (m)	Potencia de la almeja, t
Llamada CK-70	48	30	3	5	0.4 a 1.2 2.5 a 3.0	60 en cada gato
Llamada P-50	15	16	3 Circulares	-----	0.3 a 0.5 1.7	-----

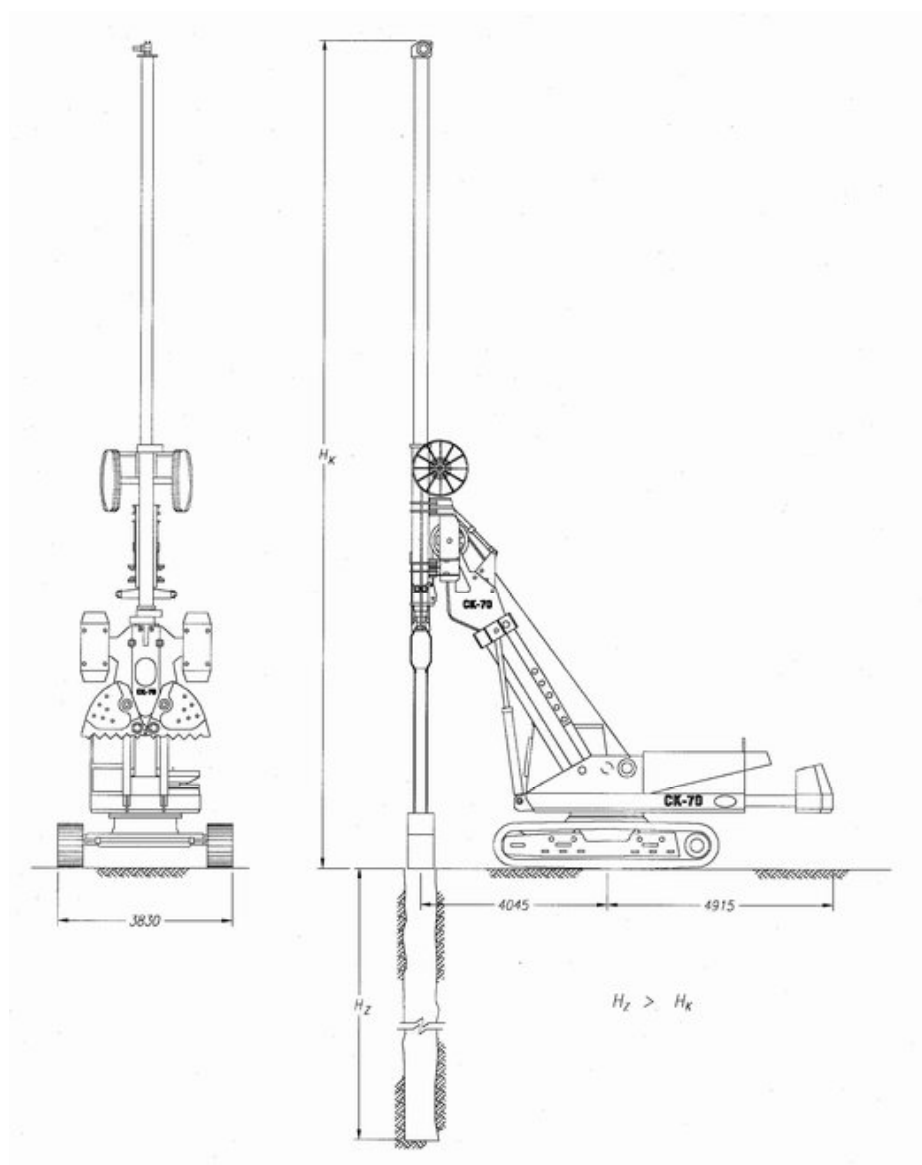


Fig. 3.57, Zanjadora de Kelly telescópico

Máquinas con kelly corto. Estas zanjadoras son ahora las más eficientes porque el kelly corto permite alinear la almeja al inicio de su caída, para penetrar en la zanja con precisión y después opera con mayor velocidad gracias al cable, tanto en el descenso como en la extracción, Fig. 3.58. El centrado de la almeja se logra con los largos esquís laterales de las almejas hidráulicas. Además el kelly corto es casi siempre giratorio, lo cual facilita la instalación de la máquina, que puede estar en cualquier ángulo con respecto a la dirección de la zanja, en cambio en las de kelly largo o telescópico tiene que estar en posición ortogonal.

Los fabricantes de estos equipos proporcionan la almeja hidráulica, el kelly corto y la cabeza superior giratoria que se une a la “pluma” de la grúa que las opera, han desarrollado equipo accesorio electrónico de control, así el operador desde su cabina puede verificar la

verticalidad de la almeja y con toda precisión la profundidad a la que está operando. La secuencia de operación es también la definida en la Fig. 3.49.

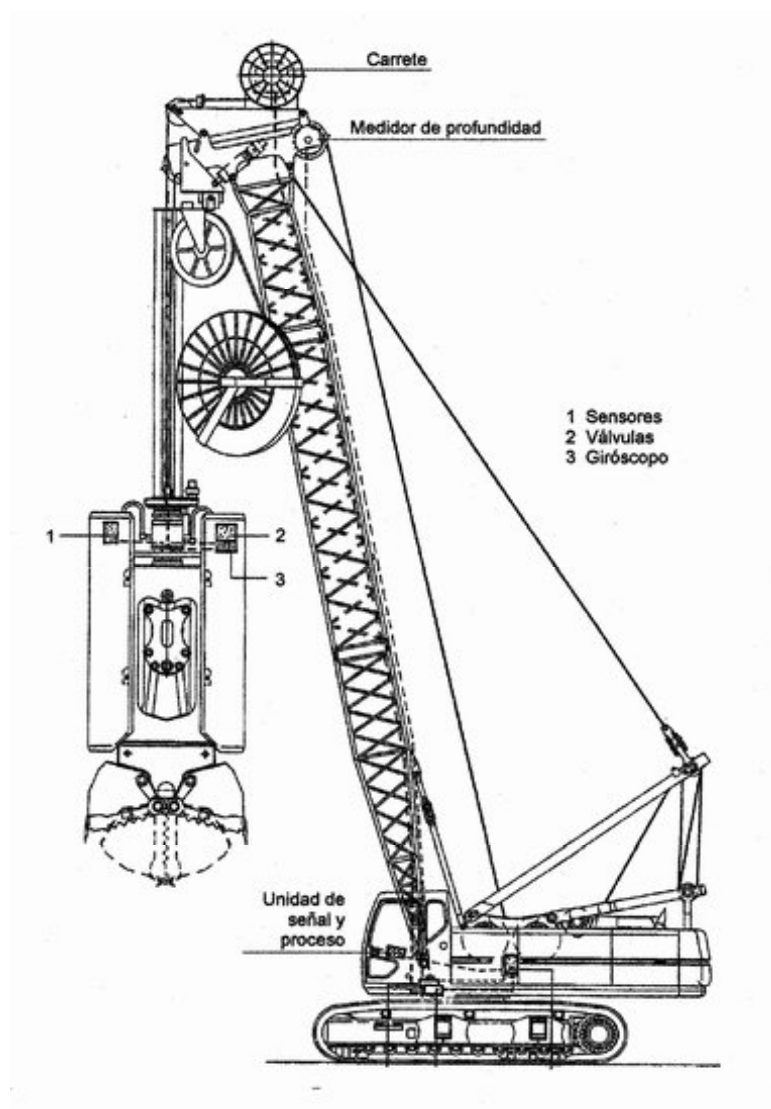


Fig. 3.58, Zanjadora de Kelly corto (Catálogo *Soilmec*)

En cuanto a la almejas, las más modernas diseñadas por la empresa *Soilmec* tienen cilindros o gatos hidráulicos que corrigen su posición, controlados con sensores electrónicos, giroscopios, acelerómetros e inclinómetros; en la Fig. 3.59 se muestra un esquema de ese sistema, así la almeja puede dar automáticamente giros correctivos en sus ejes vertical y horizontal; el sistema le permite alcanzar las siguientes precisiones:

Medición de la profundidad de operación	± 10 cm
Precisión de la desviación de la vertical	± 2 cm
Precisión de la desviación transversal	± 2 cm
Precisión de la desviación azimutal	$\pm 0.3^\circ$

En cuanto a las correcciones que los cilindros hidráulicos le pueden inducir son:

Máxima corrección lateral	± 10 cm
Máxima corrección transversal	± 6 cm
Corrección angular con el eje de simetría	$\pm 4^\circ$

Este sistema tiene su mayor importancia en suelos duros y heterogéneos que tienden a desviar a las almejas, en cambio en los suelos blandos las almejas pesadas tienen sólo pequeñas desviaciones.

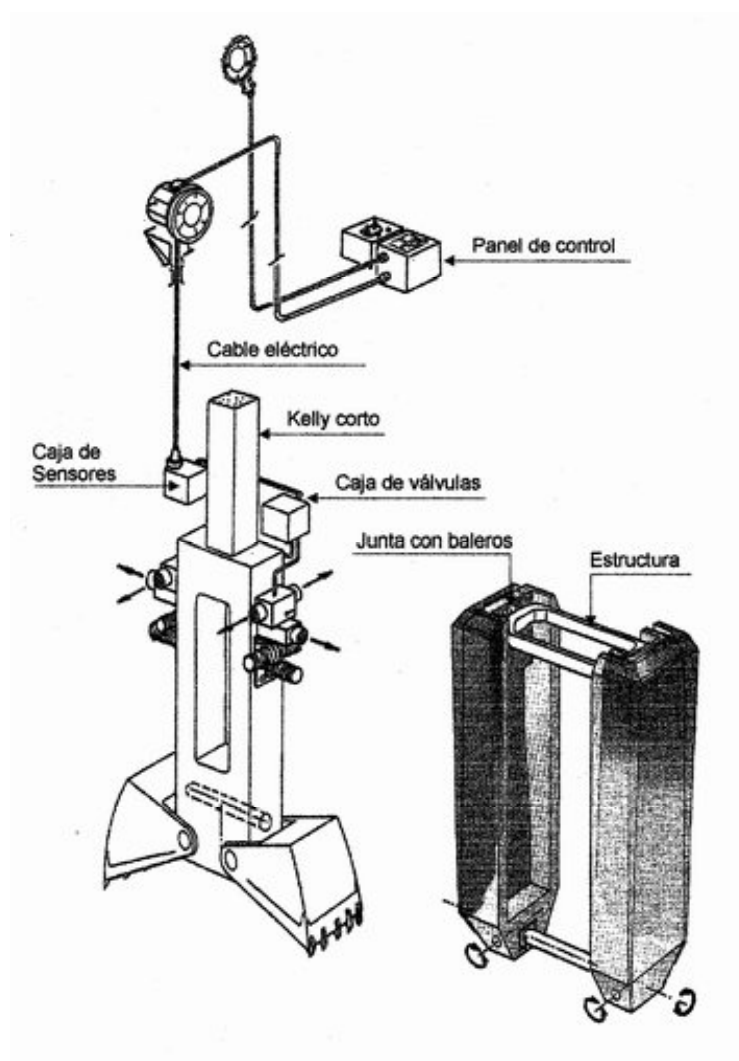


Fig. 3.59, Almeja Soilmec (Catálogo Soilmec)

3.9.8 Hidrofresa

Se trata de una máquina pesada de excavación continua de zanjas que opera de manera similar a una perforadora de circulación inversa, todas sus partes están montadas en una estructura en forma de armadura en cuya parte inferior están los cuatro grandes discos verticales de corte montados en dos ejes horizontales paralelos; los de un lado giran en

sentido directo y los otros dos en inverso el material cortado por los discos es lanzado por la fuerza centrífuga a la succión de la bomba sumergible ubicada inmediatamente arriba de los discos. La bomba centrífuga que succiona el lodo de la parte inferior de la zanja y los detritus del material cortado los conduce por una tubería y mangueras de presión hasta la superficie donde se separan los sólidos del lodo y este se vuelve a introducir en la parte superior de la zanja para cerrar el circuito de flujo del lodo; la posición de la estructura se corrige con los esquíes laterales que son accionados con gatos hidráulicos; en la Fig. 3.60 se muestra un esquema de esta compleja máquina cuya operación se controla con una computadora que registra las señales de los sensores electrónicos de profundidad, verticalidad y posición, así como del flujo de lodo.

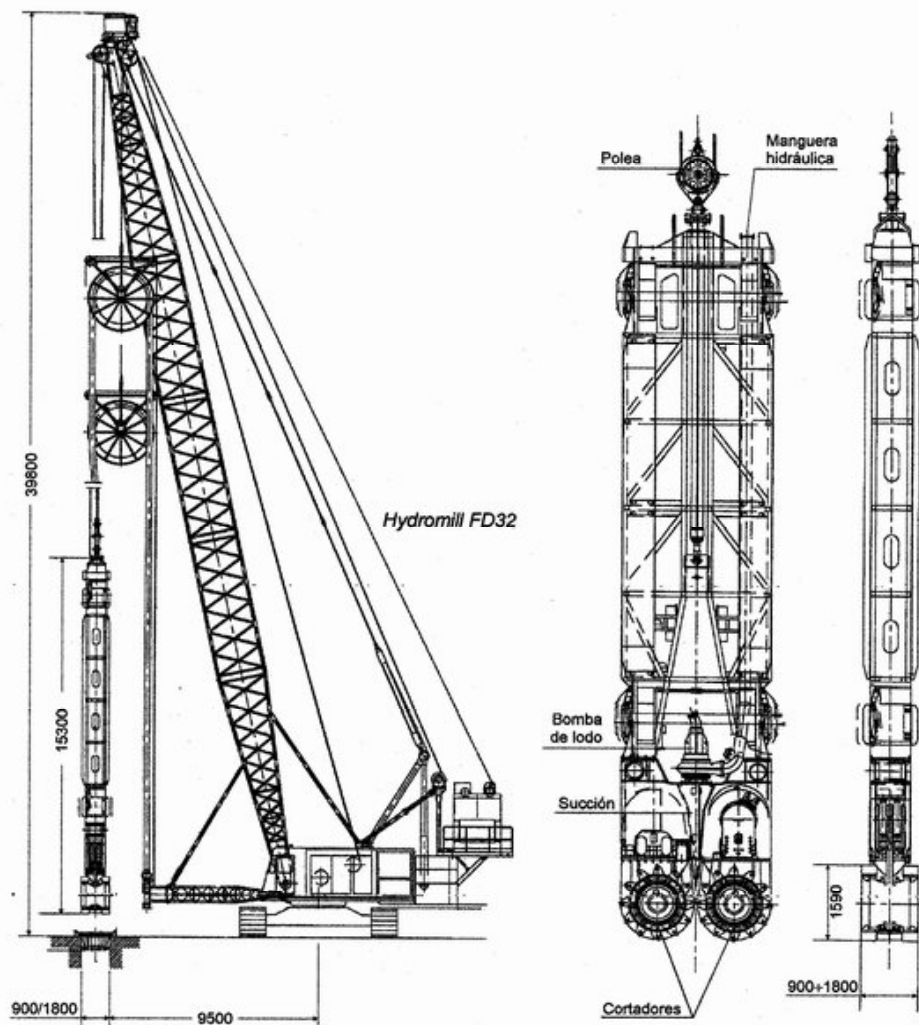


Fig. 3.60, Hidrofresa Casagrande (Catálogo Casagrande)

La construcción de estas máquinas ha sido posible gracias a los motores hidráulicos que accionan los discos y la bomba. El primer diseño de una hidrofresa lo realizó Soletanche en Francia y después Bauer en Alemania lo ha adoptado; ambas empresas también han construido modelos compactos como se ilustra en la Fig. 3.61. Estas zanjadoras se

desarrollaron para cortar suelos muy duros y rocas de hasta 100 kg/cm^2 de resistencia a la compresión simple, han alcanzado profundidades de hasta 100 m, particularmente para la formación de barreras impermeables de material rígido o flexible. En la Tabla 3.20 se resumen los datos generales de estas máquinas que para su manejo se requieren grúas de 60 a 150 ton.

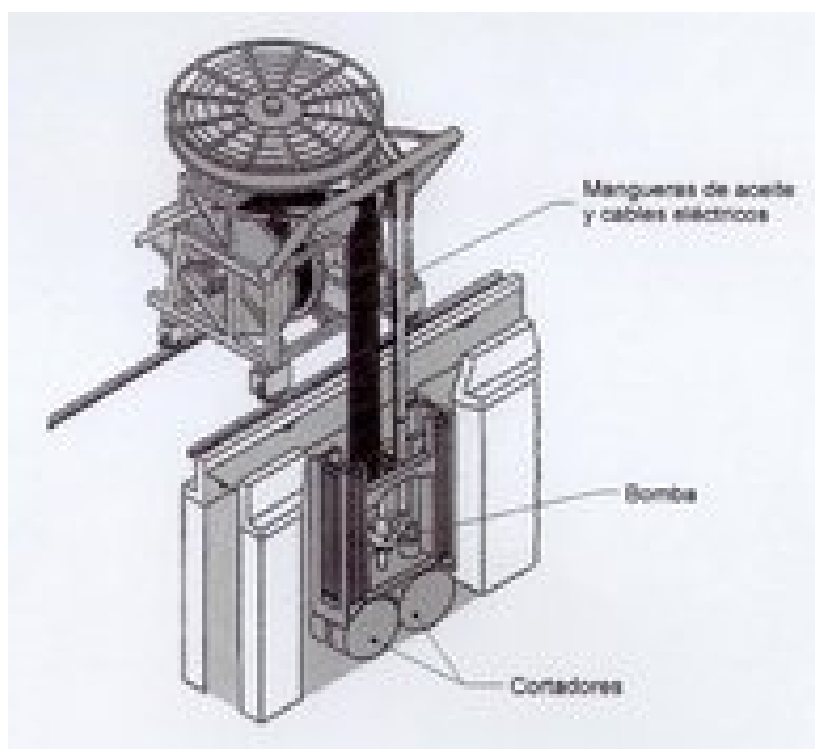


Fig. 3.61, Hidrofresa compacta (Catálogo Bauer)

Tabla 3.20, Características generales de las hidrofresas

Fabricante	Ancho y largo, m	Altura, m	Peso cortador, t	Fuerza de corte, t Giro discos, rpm	Gasto, m ³ /min Diám, pulg	Prof., m
Bauer Serie BC	0.6 a 3.2 2.8 a 3.2	9 a 16	25 a 50	10.9 a 13.5 0 a 25	5 a 11.7 5 a 8	65
Bauer MBC 30	0.6 a 1.5 2.8	4.4	18 a 22	10.9 0 a 30	7.5 6	53
Bauer CBC 33	0.6 a 1.8 2.8	6 a 12	20 a 35	10.9 0 a 30	7.5 6	80
Casagrande K3L	0.6 a 1.2 3.13	14.3	29	---- 18	10 ----	42 a 60
Casagrande FD 25	0.6 a 1.0 2.5	9.8	17 a 27	---- 27	8 ----	34 a 50
Casagrande FD 32	0.9 a 1.8 3.2	15.3	40	---- 19	12 ----	42 a 60

La operación de las hidrofresas es similar a las de las almejas, primero se excavan los cortes primarios y después los secundarios para asegurar que la máquina está cortando simétricamente como se ilustró en la Fig. 3.49.

3.10 Control de la excavación de zanjas

3.10.1 Generalidades

Para asegurarse que se está siguiendo el procedimiento constructivo correcto, así como evitar los errores que podrían afectar la calidad final del muro, se debe implantar una rigurosa supervisión técnica. Al igual que los constructores, el supervisor debe conocer con detalle todos los aspectos básicos del tema y debe haber sido entrenado en observar en el campo todos los detalles constructivos y los errores posibles. El supervisor debe también tener definido su nivel de autoridad y la capacidad de suspender la obra mal realizada, así como la obligación de llevar el registro técnico del trabajo, para facilitar la evaluación final.

En el caso de proyectos de gran importancia la mejor demostración de la confiabilidad del procedimiento de estabilización de excavaciones para muro milán debe apoyarse en pruebas experimentales de excavaciones que se lleven a la falla; este criterio tradicionalmente aplicado en mecánica de suelos, permite analizar rigurosamente la condición de falla ($FS \leq 1$). Por su objetividad seguramente ayudará a esclarecer las incertidumbres del procedimiento, de los equipos y de las características del lodo estabilizador.

3.10.2 Ciclo y rendimiento de excavación

El ciclo de excavación de una zanja se define como el tiempo requerido para realizar las siguientes maniobras: instalar la máquina zanjadora, centrar y bajar la almeja, excavar, subir la almeja, dejar que escurra el lodo bentonítico y vaciar el material. Los ciclos de excavación para casi todas las almejas varían entre 2 y 4 minutos; el primero en arcilla de consistencia blanda y el último para dura; en las arenas y suelos duros los tiempos son del orden de 3 a 6 min.

El supervisor debe organizar y vigilar pruebas de excavación de zanjas para precisar los rendimientos que se podrán alcanzar para evaluar el volumen de material que se puede excavar en un cierto tiempo.

Caso 1. Los ciclos y rendimientos medidos en la excavación de una zanja en suelo blando de la ciudad de México, usando una almeja de 30 cm de ancho y corte de 1.7 m de longitud en una excavación a 16 m de profundidad, operada con una máquina *Gingol*. En la Tabla 3.21 se anotan los tiempos de ejecución.

Tabla 3.21, Ciclos y rendimientos de excavación

Profundidad, m	Material	Ciclo, minutos	Volumen, m ³ /hr
4.00 a 5.00	Arcilla blanda	2	4.0
7.85 a 10.00	Arcilla media	2.5	3.0
10.00 a 11.70	Arcilla-limosa dura	3.7	2.3
15.00 a 16.00	Arcilla firme	3	2.7

Caso 2. Una excavación en suelos de lacustres de transición en la ciudad de México se construyó un muro milán de 630 m de perímetro a 6 m de profundidad con dos equipos pesados de kelly telescópico en 90 días. El tiempo de excavación era de 12 m de perímetro por día (dos muros), así la excavación duró aproximadamente 50 días.

3.10.3 Pérdida de la verticalidad

La facilidad con la que las máquinas zanjadoras pierden la vertical se debe a la influencia de tres factores: (a) las elevadas cargas que transmiten a la superficie, hasta las más pequeñas con bandas de apoyo de unos 60 cm de ancho llegan a las 6 ton/m² y las más pesadas, con bandas hasta de un metro de ancho suelen transmitir unas 10 ton/m²; (b) la carga es excéntrica, hacia delante cuando se cierran la almeja al cortar el suelo y hacia atrás al descargar y (c) el otro factor que influye es el giro necesario para descargar la almeja fuera de la zanja.

Aunque el centroide de las máquinas casi coincide con el eje de giro y el efecto del cierre de la almeja en el fondo de la excavación se elimina con las almejas libres, la apertura de la almeja al soltar en el exterior el material cortado le provoca un movimiento de balanceo a la máquina que se repite más de 30 veces en cada posición de excavación. Esto termina por generar una deformación en la superficie y con ello la pérdida en la verticalidad de la máquina; cuando se opera con almejas libres es relativamente fácil de corregir, pero en las de kelly telescópico se transforma en un problema porque provoca inclinación en el muro y la inestabilidad de las paredes de la excavación. Para evitar lo anterior se recomienda en suelos muy blandos la solución adoptada por el Ing. Guerit Trip (Tamez, 1982) que consiste en evitar el giro de la máquina descargando la almeja en una tolva móvil que se coloca arriba de la zanja y se mueve a lo largo de la zanja. Esta precaución reduce la eficiencia, pero se compensa con la calidad del muro que se logra.

El supervisor debe siempre vigilar que la zanja se excave cuidando se conserve la vertical de la máquina, porque de ello depende la verticalidad de la zanja, excepto en las máquinas modernas que tienen sistemas automáticos de corregir la posición de la almeja y mantener la vertical.

3.10.4 Dimensiones y geometría usuales

Ancho del brocal, junta y muro. En la Fig. 3.62 se ejemplifica las dimensiones de una zanja excavada con una almeja de 60 cm, la cual operada con gran habilidad puede abrir una zanja de 62 cm, que será el ancho final del muro. Para ello la zanja, en su parte superior deberá ser de 75 cm de ancho, para que con el ancho correspondiente al brocal quede de 65 cm; lo cual significa que apenas se deja una tolerancia lateral de 2.5 cm entre la almeja y la pared del brocal. Por su parte la junta de colado deberá ser de 64 cm en sus partes laterales, para que penetre 1 cm en las paredes del suelo. Finalmente el armado deberá ser de 50 cm de ancho para dejar un recubrimiento del acero promedio de 6 cm.

Las tres dimensiones importantes entre todas las anotadas son: (a) la tolerancia lateral de 2.5 cm entre la almeja y el ancho del brocal y (b) la penetración mínima de 1 cm de la junta en las paredes de la zanja y (c) el recubrimiento mínimo del acero de 6 cm; estos valores se

deben considerar como constantes para cualquier ancho de muro y los demás serán proporcionales.

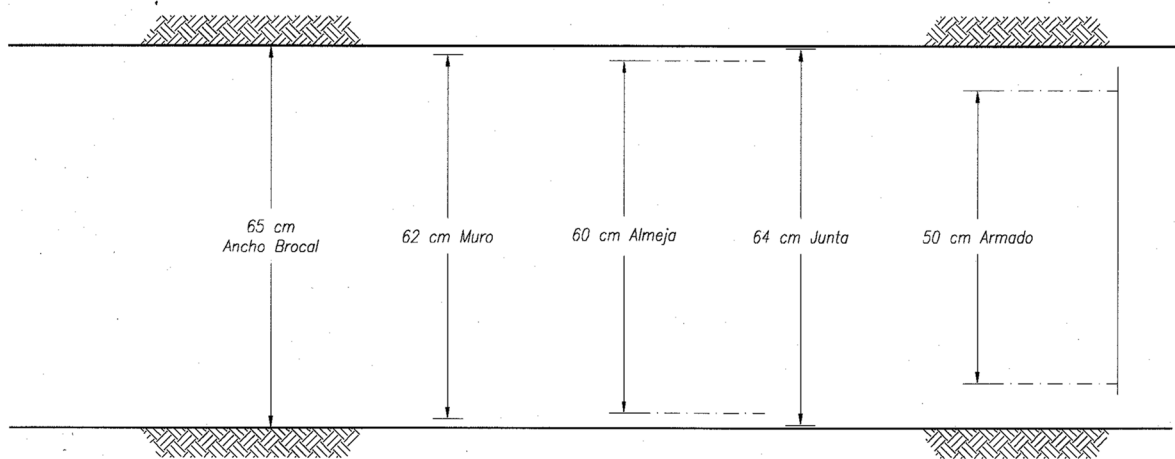


Fig. 3.62, Dimensiones transversales

Distribución de muros. Cada caso de construcción de muros milán es peculiar, sobre todo cuando se trata del muro perimetral para un cajón de cimentación con esquinas como las de la Fig. 3.63; en esa figura se ilustra la distribución de muros considerando que se utilizará una almeja que abre tramos de $L = 1.7$ m de largo y que se puede acercar 20 cm a las colindancias como se muestra en la Fig. 3.64, este caso se puede resolver con 16 muros de tres cortes, en todos ellos la dimensión C de la Fig. 3.49 es igual o menor de 1.7 m, excepto uno que tendrá 2.5 m y que por ello requerirá de mayor labor de limpieza. En cuanto a las piezas en esquina cuatro se formarán con dos cortes ortogonales y las otras dos se forman con la unión de tableros.

3.10.5 Limpieza del fondo

Una vez concluida la excavación de cada tablero se debe limpiar el fondo de la zanja para eliminar los detritus que se desprenden de las almejas o de las brocas, porque los trozos sueltos de suelo que queden en el fondo por su menor densidad flotarán cuando se vacía el concreto, como se detalla en el Capítulo 3.13. Esta limpieza se hace extrayendo el lodo del fondo de la zanja para arrastrar los trozos de suelo y el azolve depositado; en la Fig. 3.65 se anotan los dos dispositivos para ello, el *air-lift* y una bomba eléctrica sumergible; cualquiera de ellos requiere por lo menos de unos 5 minutos para lograr la limpieza.

3.11 Juntas de colado

3.11.1 Generalidades

Las juntas para los muros milán son piezas de acero que permiten confinar temporalmente uno o los dos extremos verticales de uno de sus módulos durante el proceso del vaciado del concreto, con la finalidad de conformar su superficie para producir un machihembrado que permita la unión estructural por cortante con el siguiente módulo, Fig. 3.66.

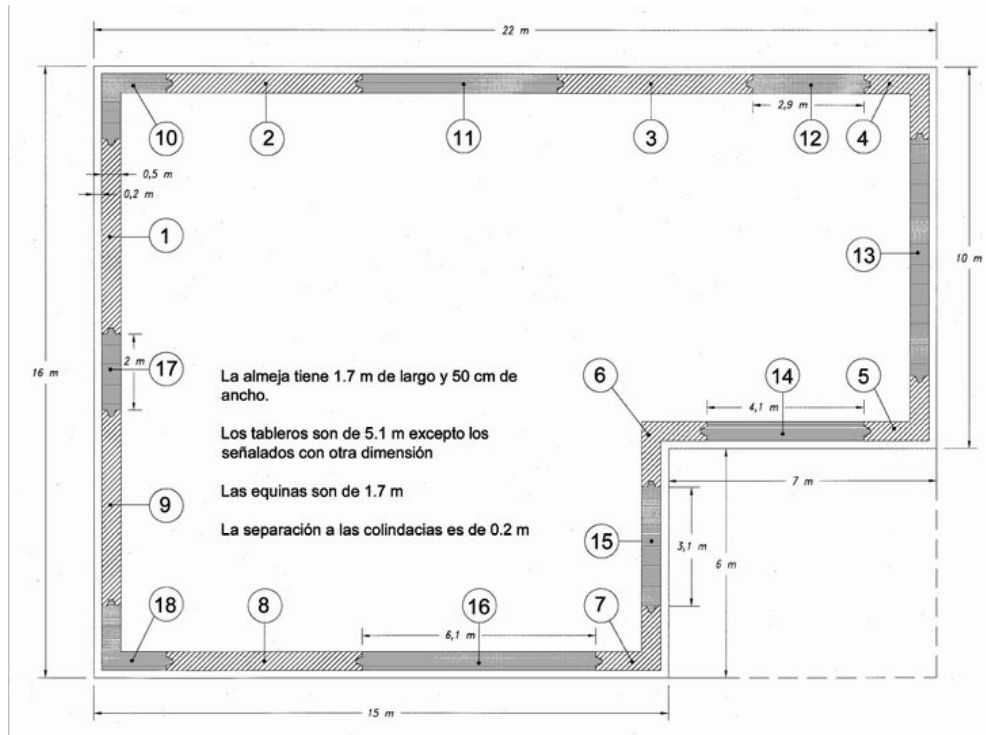


Fig. 3.63, Ejemplos de distribución de muros y secuencia de construcción

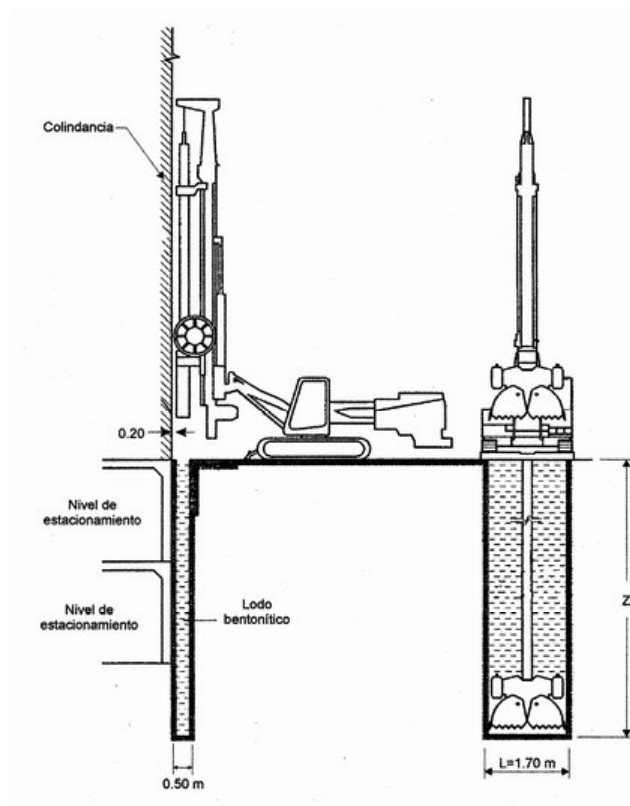


Fig. 3.64, Geometría de la excavación

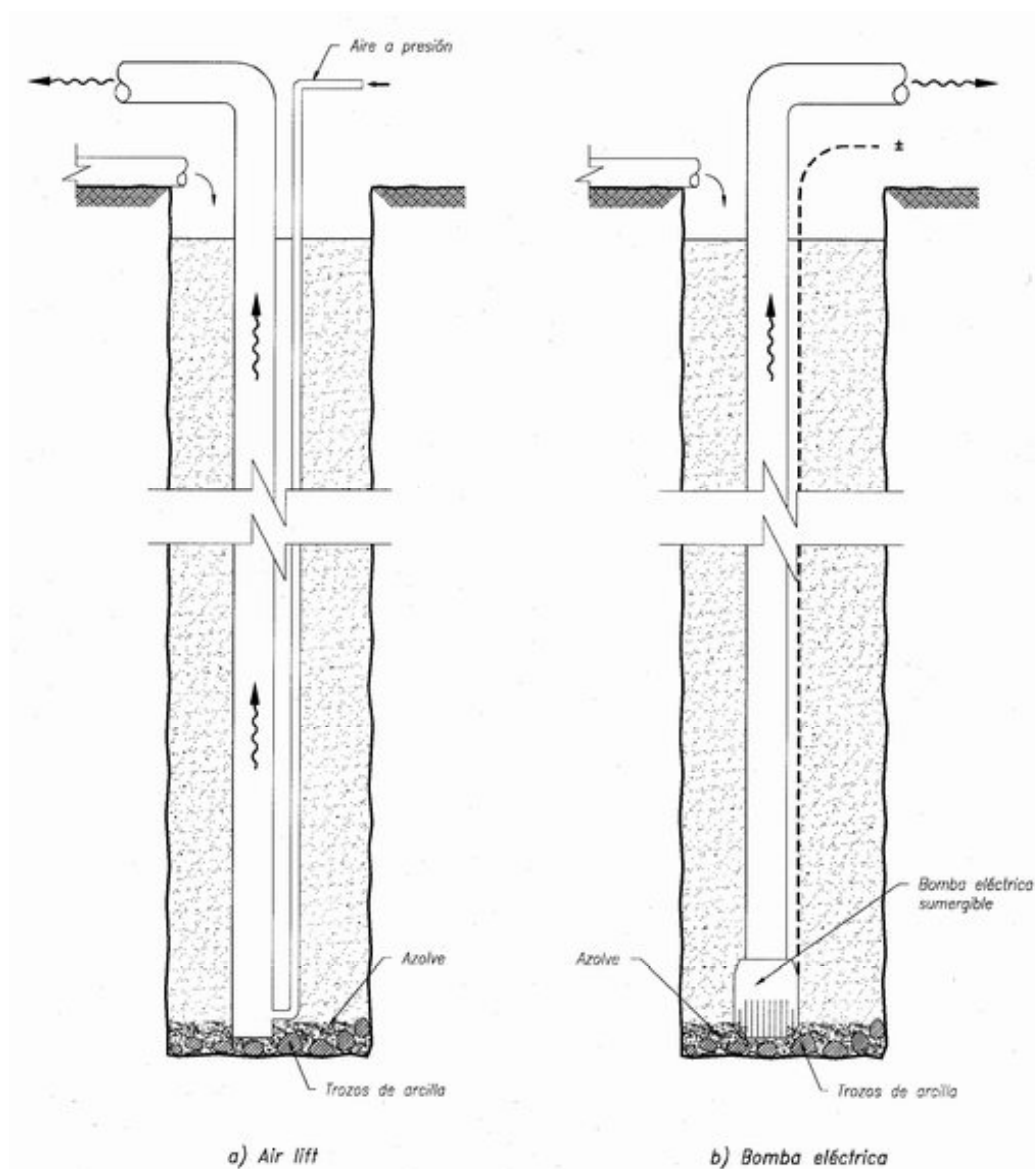


Fig. 3.65, Limpieza del fondo de la zanja

En general la geometría de las juntas deben de estar en congruencia con la forma de la almeja con la que se realiza la excavación de la zanja; así, cuando es forma curva las juntas circulares son adecuadas y cuando es recta las juntas planas son las congruentes. Además para asegurar las maniobras del colado del concreto las juntas deberán satisfacer los siguientes requerimientos:

- a) Resistir la presión del concreto fresco sin experimentar excesiva distorsión o deformación y sin permitir la fuga lateral del concreto. Su rigidez debe asegurar que la deformación tolerable sea del orden de unos milímetros.
- b) Proteger al panel previamente colado de los impactos de la almeja y permitir la excavación del panel adyacente.

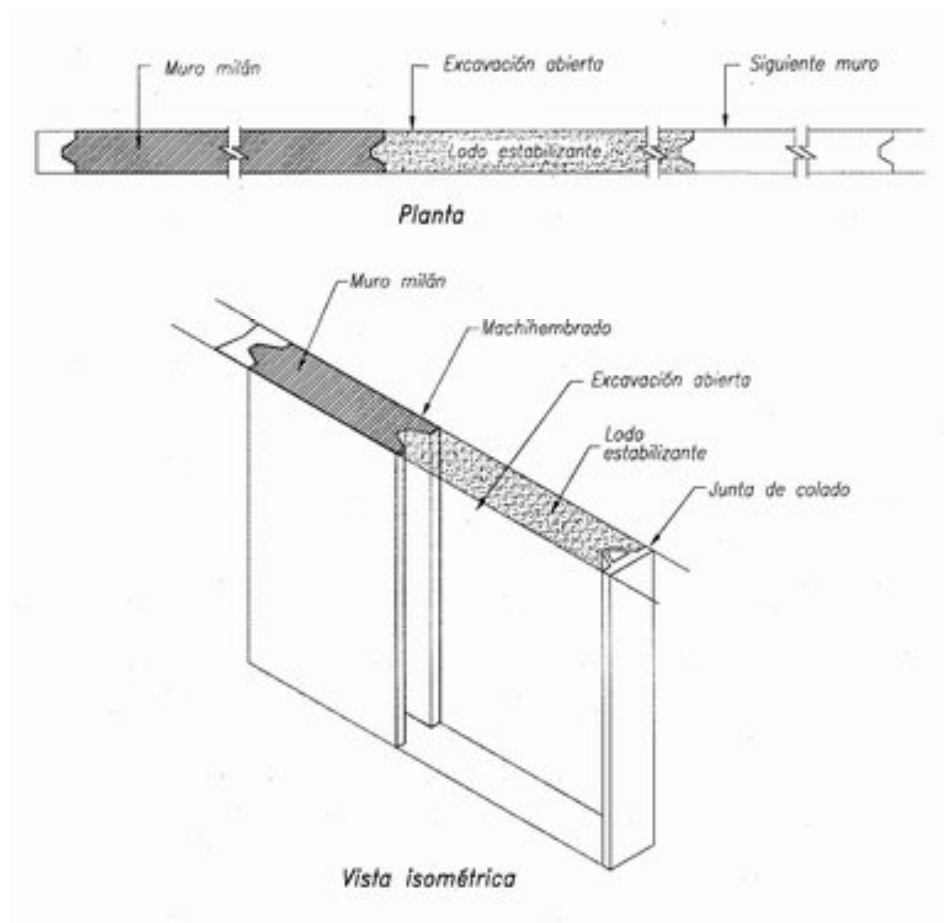


Fig. 3.66, Juntas de colado para formar el machihembrado del muro milán

- c) El machihembrado que produce la junta deberá quedar limpio y ser capaz de soportar cierta fuerza cortante entre paneles consecutivos; además, dificultará el paso del agua buscando que la unión entre los módulos sea lo más hermética posible.
- d) La junta deberá ser construida con aceros y métodos simples a un costo compatible con el proyecto. Las juntas pueden ser de concreto cuando quedan incluidas en el muro; también se acostumbra que sean de perfiles de acero.

3.11.2 Tipos de juntas

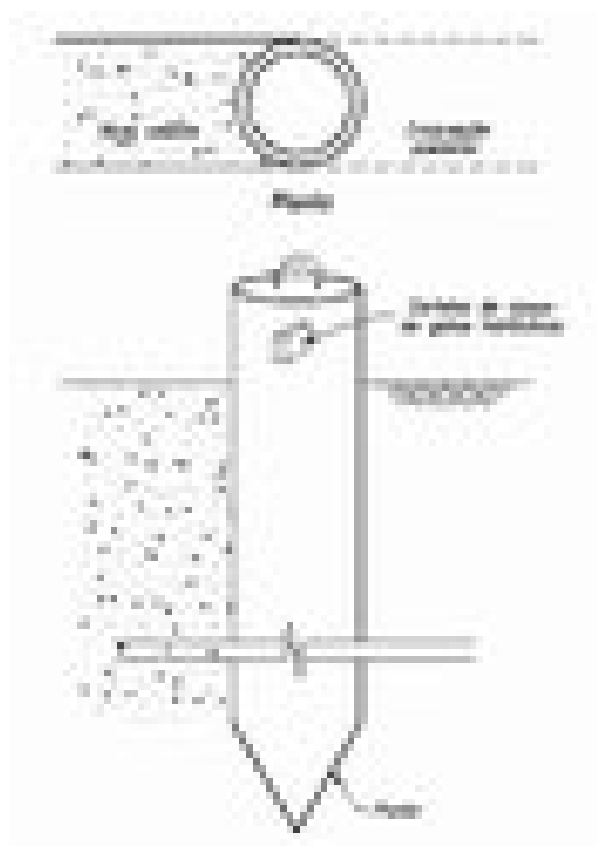
El número de juntas desarrolladas es muy vasto, casi cada empresa constructora tiene su propio tipo, algunas las tienen patentadas y otras son del dominio público. Se describirán aquí las más difundidas, las más ingeniosas y las que se han empleado en México. En la Tabla 3.22 se mencionan las que serán descritas más adelante.

Se podría decir que en todas las juntas se intenta resolver las tres condicionantes antes mencionadas; algunas de ellas incluso se han diseñado para dar continuidad estructural al

muro. Se podría agregar que el ingenio constructivo detrás de cada diseño busca la optimización de las maniobras y con ello garantizar la calidad disminuyendo el costo.

Tabla 3.22, Tipos de juntas para muro milán colado en el lugar

Geometría	Identificación
Circular	a. Tubular simple
	b. Tubular con separador
Machiembrada	c. Rectangular simple
	d. Tipo Soletanche
	e. Sello doble Bachy
	f. Catalana triangular
	g. TGC con separador de lámina
	h. Con mangueras laterales
Peculiar	i. Perfil de acero incorporado
	j. Takenaka
	k. Placa de acero y membrana de vinil
	l. Franki con pasadores
	m. Ensamblada Casagrande
Cuadrada	n. CITEMEX

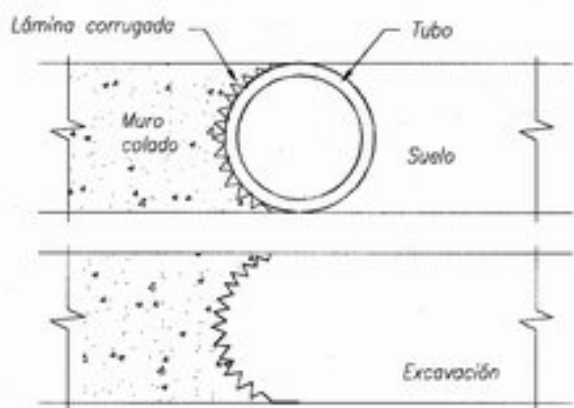


Junta tubular simple. Constituida por un tubo simple de acero cuyo diámetro es unos centímetros menor que el ancho de la zanja y su espesor de por lo menos unos 7 mm; en su extremo inferior tiene una punta para fijarla en el terreno y evitar su descentrado durante la colocación del concreto, Fig. 3.67.

Este tipo de junta fue una de las primeras que se desarrollaron, debido a que las almejas eran de tipo circular y abrían excavaciones de forma congruente con esta junta. Las almejas modernas en general son rectangulares por lo cual este tipo de juntas ha caído en desuso.

Fig.3.67, Junta circular simple

Junta tubular con separador. Esta es similar a la anterior excepto que al tubo se le monta una funda perdible de lámina corrugada de acero como se muestra en la Fig. 3.68. La función de la funda es evitar el contacto directo entre concreto y junta de acero de modo que



la extracción de esta última no se vea afectada por el proceso de endurecimiento o fraguado del concreto. Lo anterior reduce considerablemente la fuerza requerida para extraer la junta pudiendo realizarse con equipo mucho más ligero; además se mejora la impermeabilidad de la unión al aumentar la longitud de infiltración de agua.

Fig. 3.68, Junta circular con separador

Junta rectangular simple. Se puede asegurar que ésta es la junta de uso más difundido en todas partes y la que más se ha utilizado en la ciudad de México; está compuesta por placas y perfiles de acero con un machihembrado en forma trapecio como se indica en la Fig. 3.69. Algunos diseños incluyen aletas a los lados que permiten hincarla en el terreno blando para evitar la fuga del concreto; en la punta cuentan también con una arista inferior para fijarla en el fondo de la zanja, para poder resistir el empuje del concreto fresco. En el inciso 3.11.4 se demuestra que la fuerza necesaria para extraer esta junta es alta y ello ha motivado que se le haya abandonado.

Junta Soletanche. Esta ingeniosa solución desarrollada en Francia tiene dos ventajas: (a) la fuerza necesaria para su extracción es reducida y (b) permite insertar con certeza y confiabilidad una banda de PVC en el tramo del muro en proceso de colado y dejarla en posición para integrarla al módulo siguiente.

Esta junta de PVC sella la unión entre los tramos de muro o al menos pretende dificultar el flujo del agua. La colocación precisa de la banda requiere operadores muy hábiles ya que su mala instalación genera la infiltración de agua, Fig. 3.70.

La excavación para alojar el siguiente muro se facilita guiando la almeja con la ranura lateral de la placa posterior, en esa ranura se desliza un perno que controla la posición de la almeja, en suelos blandos esta maniobra se puede suprimir, Fig. 3.71.

Esta junta Soletanche deja un espacio lateral de unos 2 cm que se llena de concreto durante el colado e incrementa la adherencia de la junta con el suelo; antes de iniciar el colado del siguientes módulo y con la finalidad de reducir la fuerza requerida para extraer la junta, se deberá recortar esa ranura con el trepano limpiador que se describe en el inciso 3.11.6.

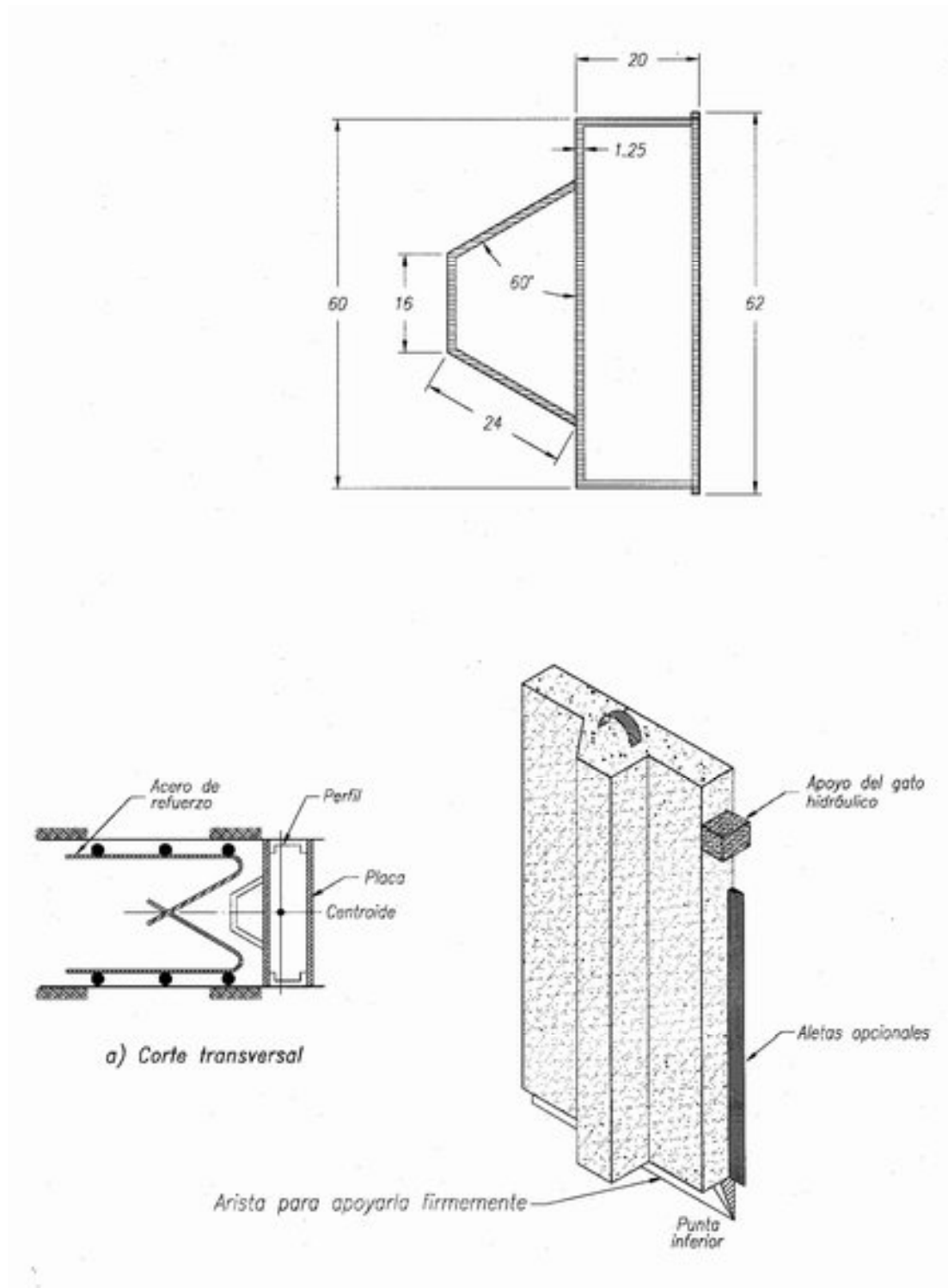


Fig. 3.69, Junta rectangular simple (machihembrado trapezoidal)

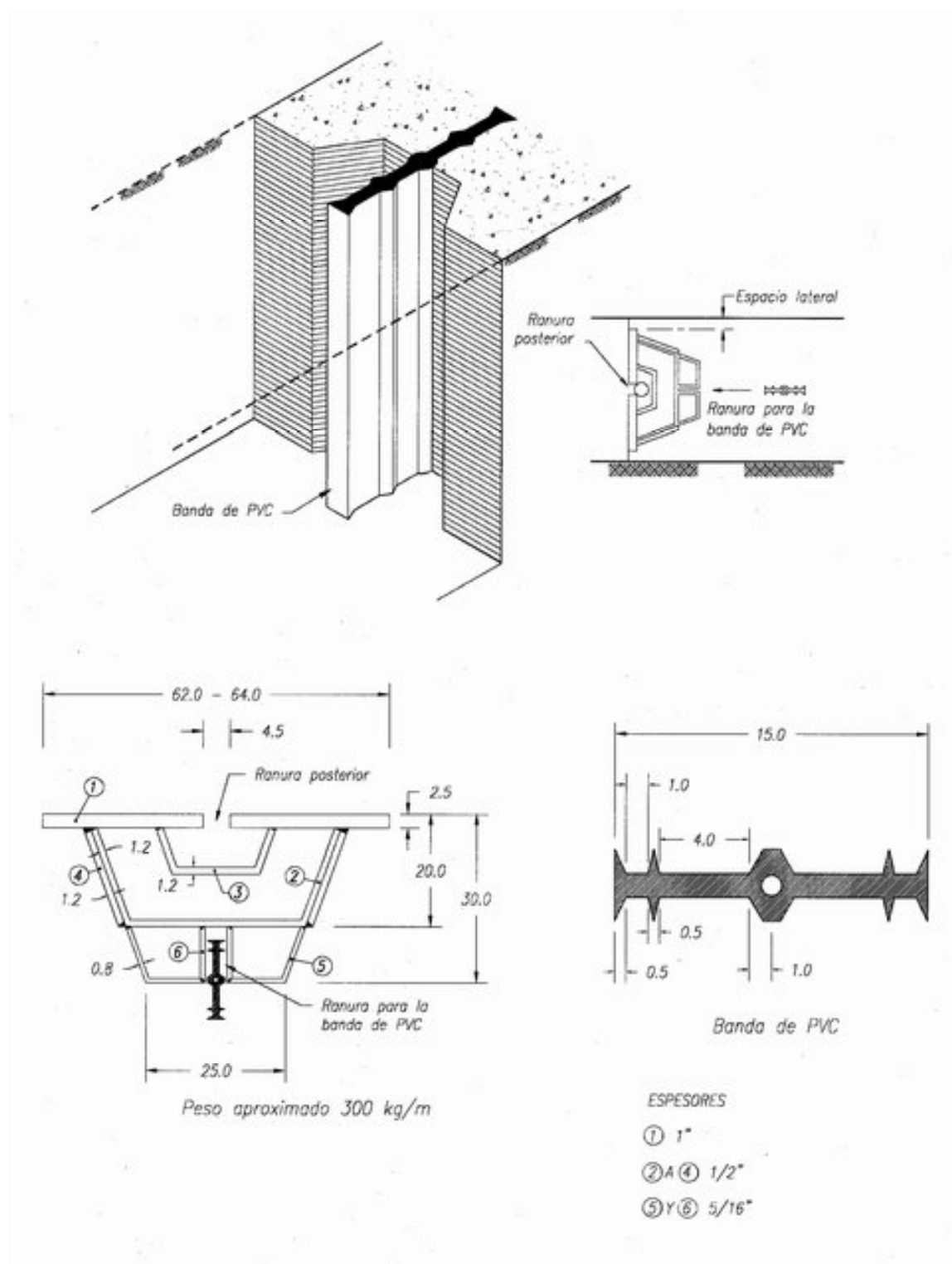


Fig. 3.70, Junta machihembrada Soletanche

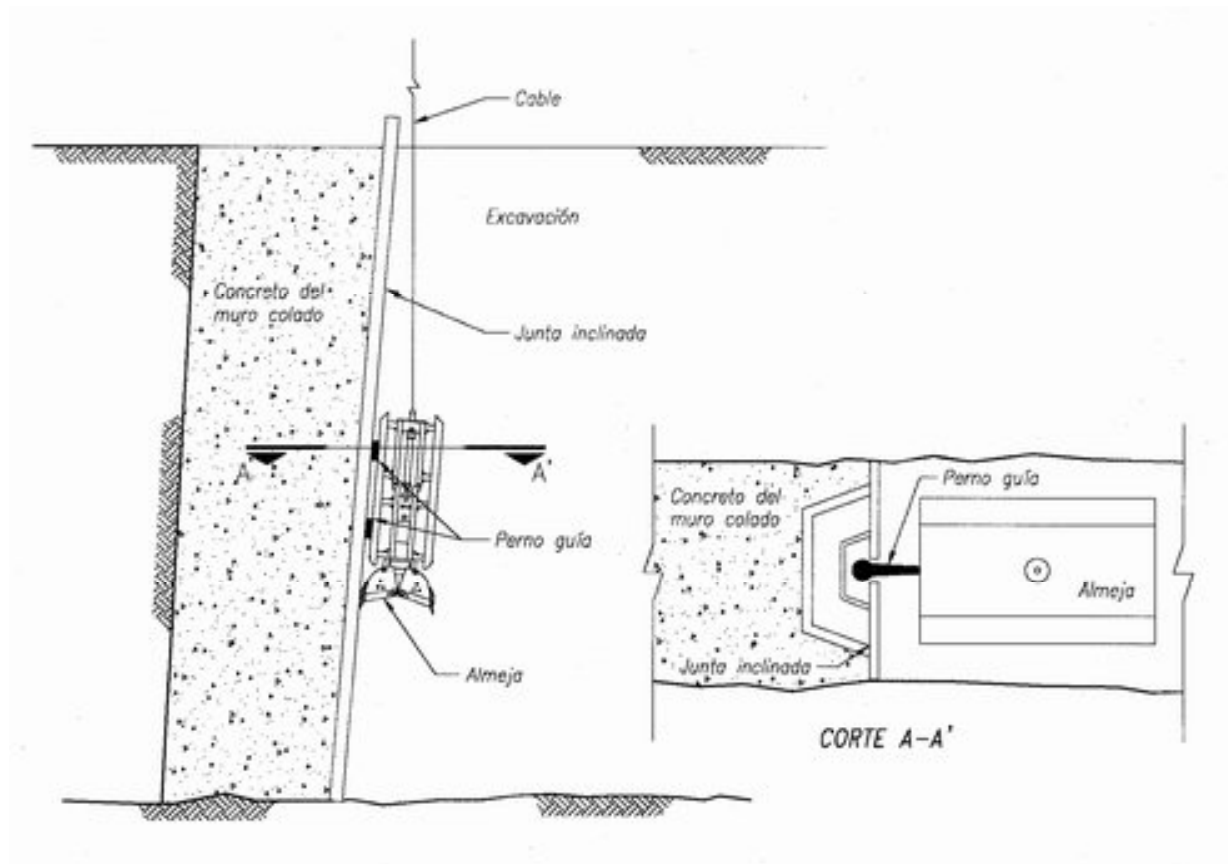
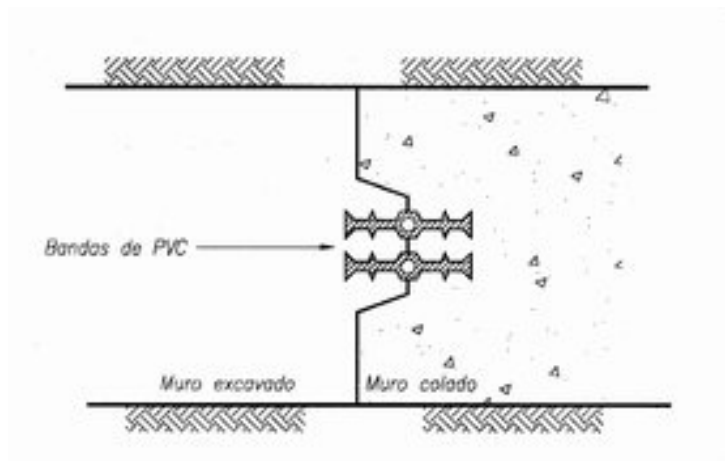


Fig. 3.71, Sistema Soletanche para guiar la almeja



Junta sello doble Bachy. La junta Bachy desarrollada por la empresa francesa del mismo nombre permite instalar dos bandas de PVC en la unión de los paneles, Fig. 3.72. El objetivo que se persigue es el de garantizar una unión más hermética que impida la infiltración del agua a través de la junta.

Fig. 3.72, Junta machihembrada doble tipo Bachy

Junta catalana triangular. En Barcelona se ha utilizado una junta muy simple que consiste de una placa de acero que respalda a un machimbres triangular, esta geometría reduce el área lateral al mínimo y por ello la adherencia de la lechada que penetra entre la junta y el muro se minimiza, Fig. 3.73.

La sencillez de esta junta invita a imaginar que se pueden adoptar las formas de la Fig. 3.74.

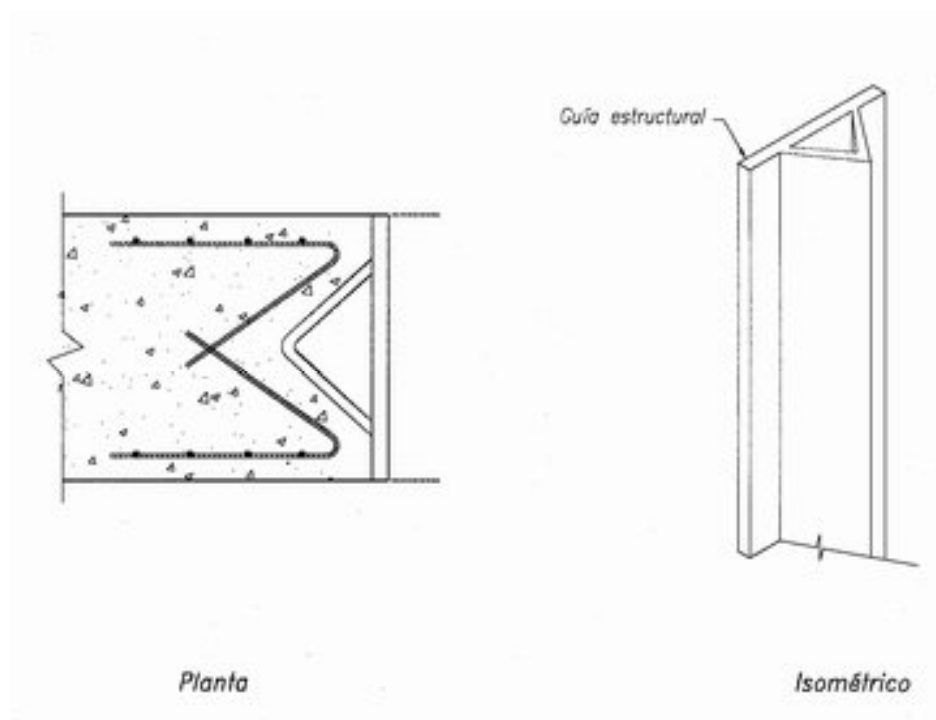


Fig. 3.73, Junta catalana triangular

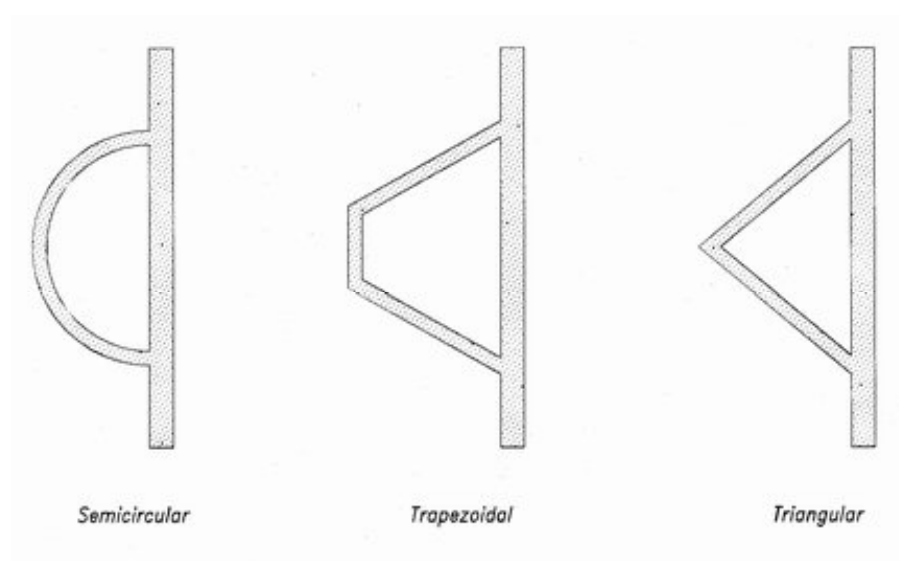


Fig. 3.74, Geometrías posibles de juntas

Junta TGC con separador de lámina. Se trata de una junta del tipo catalana pero de unión trapezoidal, que lleva adherida una lámina delgada; se ha empleado en muros esbeltos de espesor entre 30 y 45 cm. La operación de esta junta facilita la extracción ya que la lámina delgada perdible quedará unida al panel recién colado permitiendo un machimbre perfecto y limpio para recibir el siguiente módulo, Fig. 3.75.

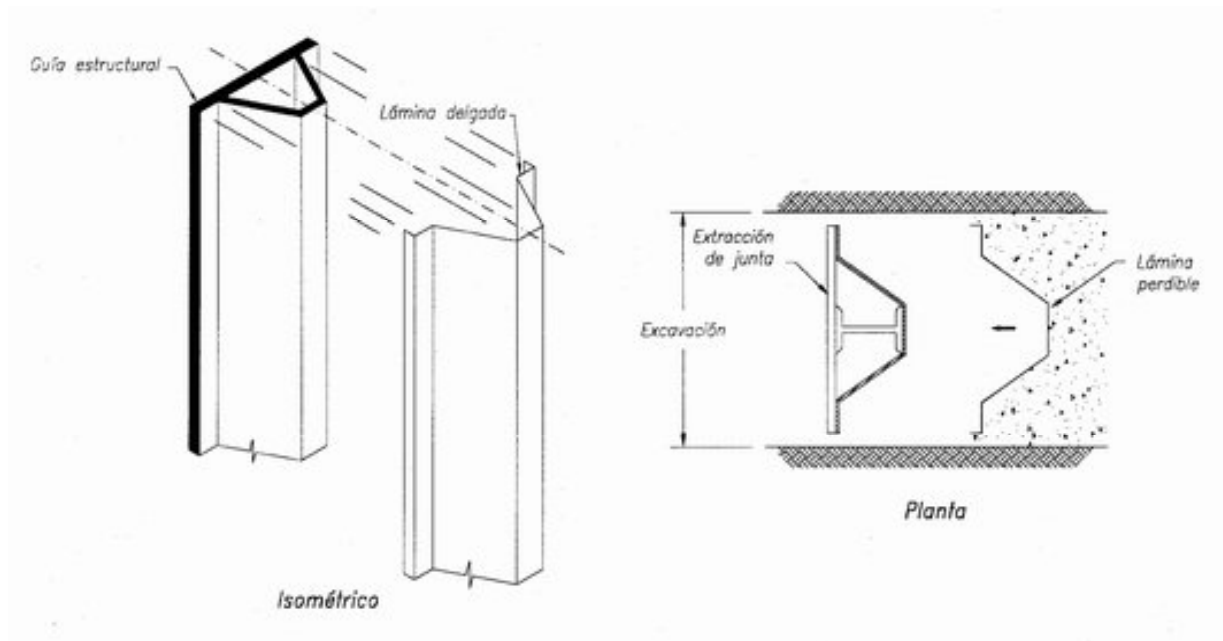
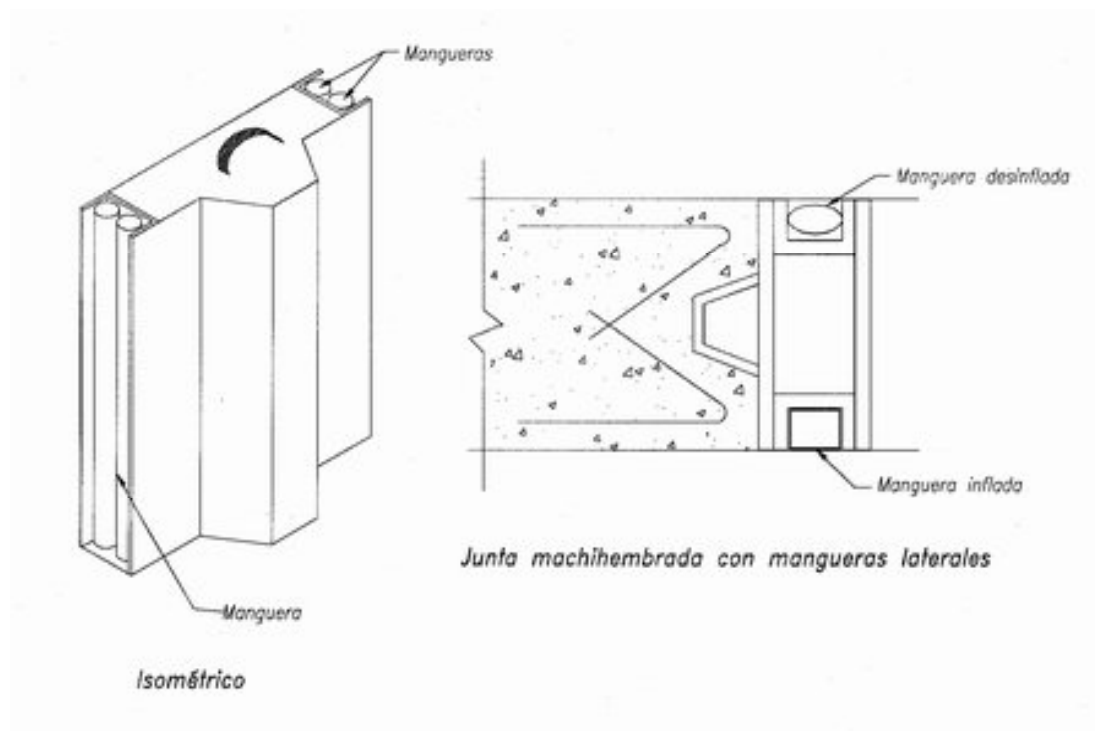
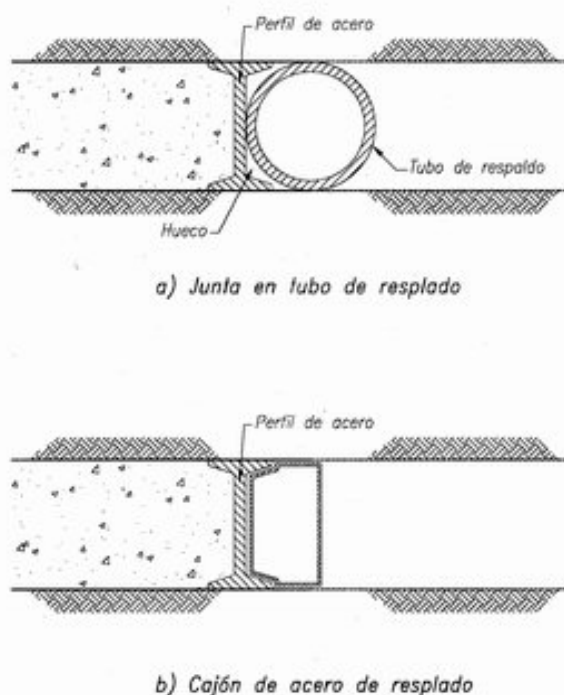


Fig. 3.75, Junta TGC

Junta con mangueras laterales. Esta junta impide de manera confiable y simple el paso del concreto fresco a través de los huecos que por desajuste quedan entre la junta y la pared de la excavación, para ello incorpora una o dos mangueras laterales, las cuales se inflan con aire a presión. Este tipo de junta no ha sido ensayado en México, pero seguramente demostrará la conveniencia de que se fabrique, Fig. 3.76.



3.76, Junta Machihembrada con mangueras laterales



Junta de perfil de acero incorporado. Se emplea extensamente en los Estados Unidos y consiste fundamentalmente en un perfil de acero que se instala conjuntamente con un tubo o un cajón de acero que le sirve de respaldo temporal, Fig. 3.77. El perfil de acero se asume como refuerzo estructural del muro, por ello suele reducirse la longitud entre las juntas a una distancia equivalente al ancho de la almeja.

Fig., 3.77, Junta con perfil de acero incorporada al muro

Esta junta ha sido ampliamente usada en los Estados Unidos porque reduce notablemente el tiempo de maniobras y simplifica la colocación de la jaula de acero refuerzo; en México se ha empleado esta junta, sin embargo, el costo del acero encarece esta solución. La operación de esta junta suele tener un problema cuando se emplea una almeja plana porque el hueco entre el perfil y el tubo de apoyo se llena de concreto y se dificulta la extracción de dicho tubo; en ese caso es mejor emplear un respaldo en forma de cajón de acero.

Junta Takenaka. Esta ingeniosa junta japonesa logra un muro milán de colado continuo, pero muy compleja; consiste de un conjunto de tres piezas verticales y dos placas perdibles de acero con ventana. Las piezas laterales son canales que llevan mangueras inflables que sellan contra las paredes de la excavación, la caja central presiona las placas y también confina el concreto. La continuidad estructural del muro se logra con las placas de acero con ventanas, Fig. 3.78. Takenaka tiene otra versión en la cual en vez de placas de acero emplea varillas convencionales de refuerzo como se muestra en la Fig. 3.79.

Junta con placa de acero y membrana de vinilo. Esta junta permite continuidad estructural en el acero de refuerzo a través de la unión entre paneles. Una placa de acero es soldada a la jaula de refuerzo para proporcionar una barrera entre el concreto fresco y el lodo; adicionalmente se coloca una tela de vinilo en los extremos de la misma jaula para evitar la fuga del concreto, Fig. 3.80.

La colocación del vinilo requiere de operadores bien entrenados de lo contrario puede producir problemas como rotura del vinilo, lo que motivaría que el concreto invada el siguiente módulo de muro y con ello se pierda la calidad del trabajo.

El refuerzo horizontal del módulo es extendido a través de hojas en la placa y es empalmado con el acero de refuerzo de la jaula insertada en el panel adyacente.

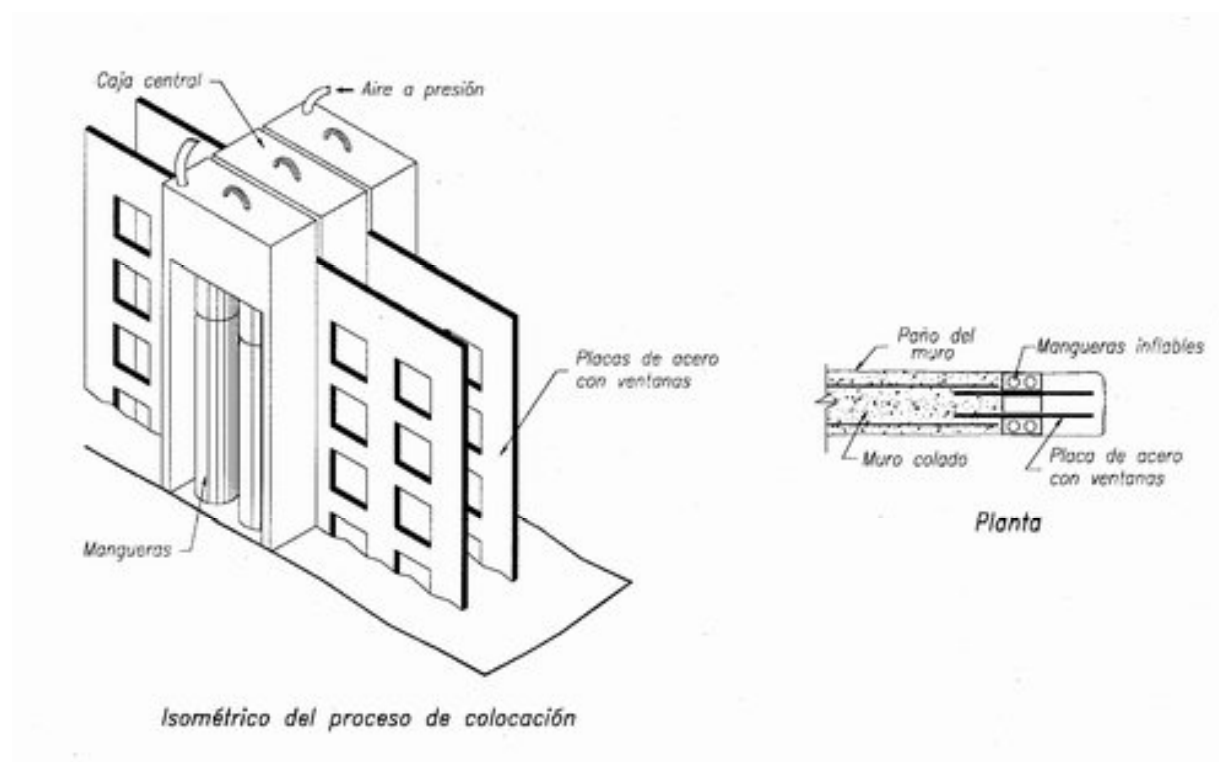


Fig. 3.78, Junta Takenaka

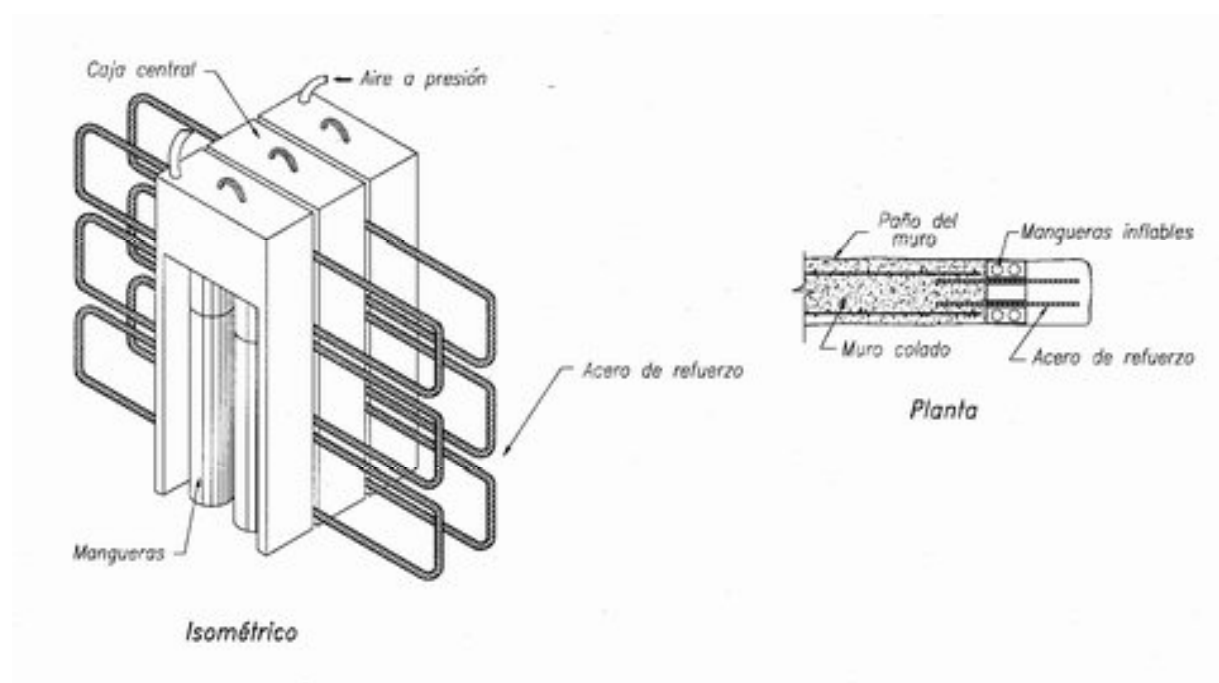


Fig. 3.79, Junta Takenaka con acero de refuerzo

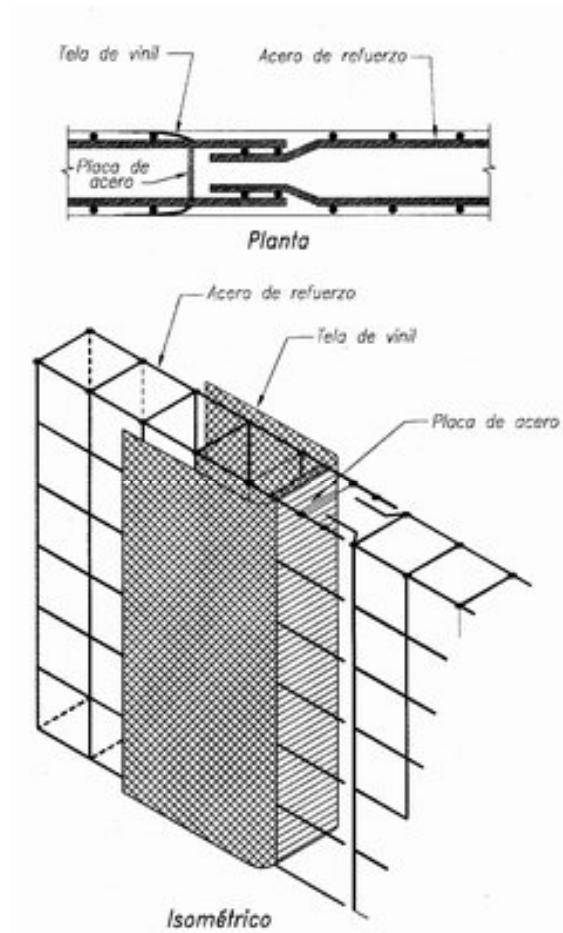


Fig. 3.80, Junta con placa de acero y tela de vinilo

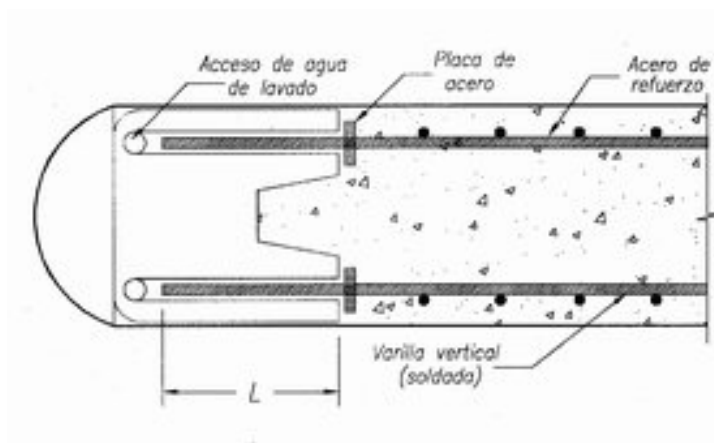
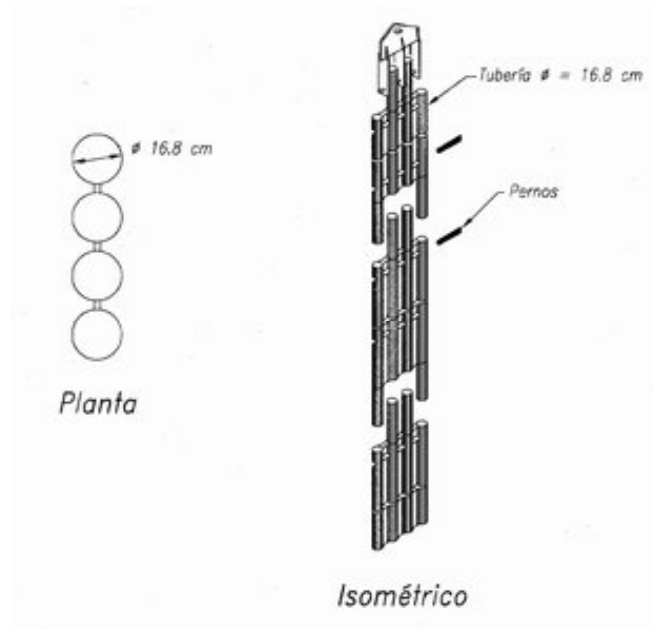


Fig. 3.81, Junta Franki con pasadores

Junta Franki con pasadores. Desarrollada y usada por Franki para dar continuidad al acero de refuerzo horizontal de los paneles de concreto; consiste en una caja estructural de acero con dos ranuras laterales que alojan las varillas de acero que atraviesan a una placa de acero que impide el paso del concreto fresco a la ranura de la junta, Fig. 3.81.

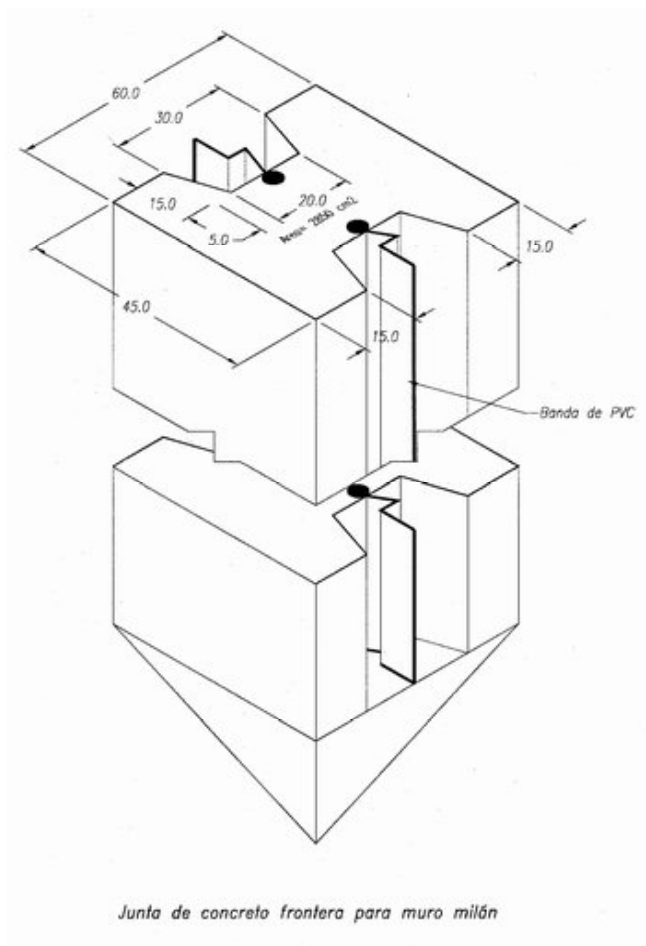
Después de que se ha concluido el vaciado del concreto, el lado libre de las varillas se lava para asegurar su adherencia con el siguiente módulo. Esta junta es la que mejor ha resuelto la continuidad estructural de los muros.



Junta ensamblada Casagrande.

Fabricada con tubería en un arreglo en forma de órgano, Fig. 3.82; el diseño pretende un machihembrado con máxima trabazón y hermeticidad; los elementos individuales son de varios tamaños y longitudes para ajustarse a cualquier dimensión de muro, además se acoplan fácilmente mediante pernos para darles la profundidad necesaria.

Fig. 3.82, Junta Casagrande



Junta CITEMEX. Esta empresa mexicana ha desarrollado una junta de concreto prefabricado que incorpora las bandas de PVC para el sello de los muros, como se muestra en la Fig. 3.83, esta junta tiene una punta inferior para empotrarse en el suelo y un apoyo en la superficie para soportar el empuje del concreto fresco.

Fig. 3.83, Junta prefabricada CITEMEX con bandas de PVC

3.11.3 Colocación de la junta

Para la construcción del primer panel se requiere colocar dos juntas de colado, para así formar el muro primario con dos lados hembra; los muros sucesivos o secundarios necesitan únicamente una junta ya que el concreto del panel precedente le sirve de soporte y el muro es hembra de un lado y macho del otro, Fig. 3.84.

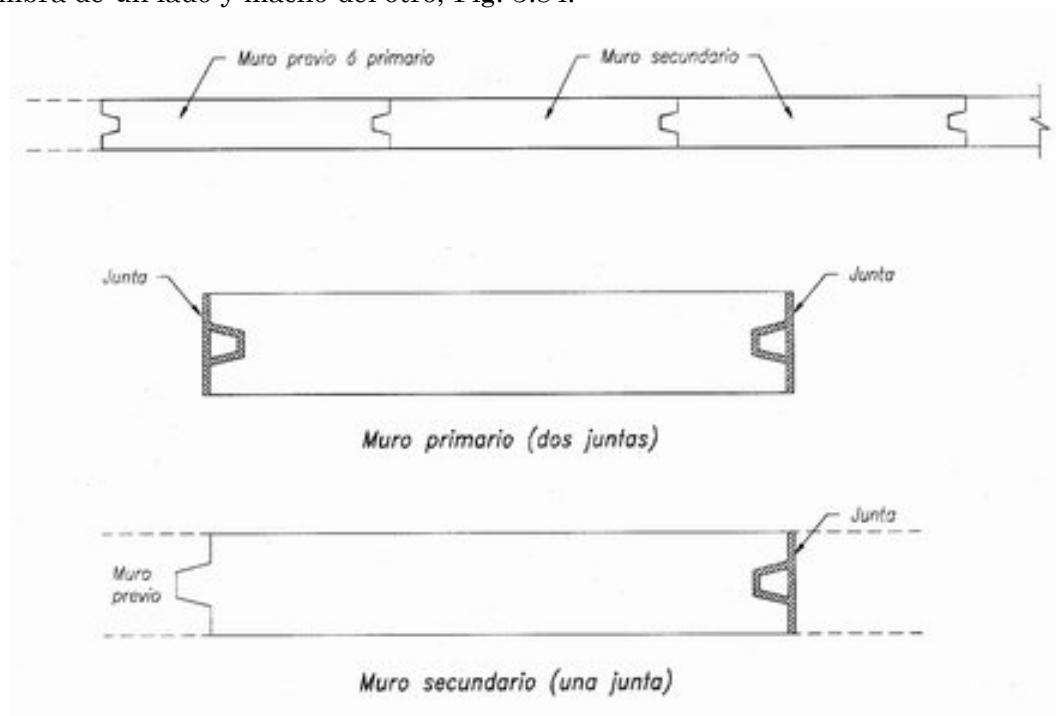


Fig. 3.84, Secuencia de colocación de juntas

Las juntas son posicionadas dentro de la zanja antes de que la jaula de acero de refuerzo sea colocada y de iniciar el vaciado del concreto; las juntas deben estar en posición firme dentro del terreno para lo cual su punta debe ser delgada y penetrar por lo menos 10 cm en el fondo de la excavación, para confinar adecuadamente el concreto fresco y evitar que éste las levante. Asimismo deberán quedar bien centradas y perfectamente verticales, nunca con inclinación que deje un hueco inferior que origine pendiente negativa y dificulte gradualmente su extracción, Fig. 3.85.

En los suelos blandos el peso de la junta puede causar la falla del suelo y su descenso y penetración, en esos casos la junta debe tener topes que se apoyen en los brocales de la zanja guía o bien contar con prensas laterales, ambas se ilustran en la Fig. 3.86.

3.11.4 Fuerzas de adherencia

Las juntas de colado se fabrican de acero, éstas se adhieren al suelo que las circunda y al concreto del muro milán que confinan; cuando se descuidan los detalles geométricos y calidad de la superficie de la junta esta adherencia crece sin control hasta requerir equipos de gran capacidad para poder extraerla.

3.11.5 Reducción de la adherencia

Los numerosos ingenios para reducir la adherencia en el contacto entre la junta y el suelo y concreto que utilizan los constructores de muro milán van desde:

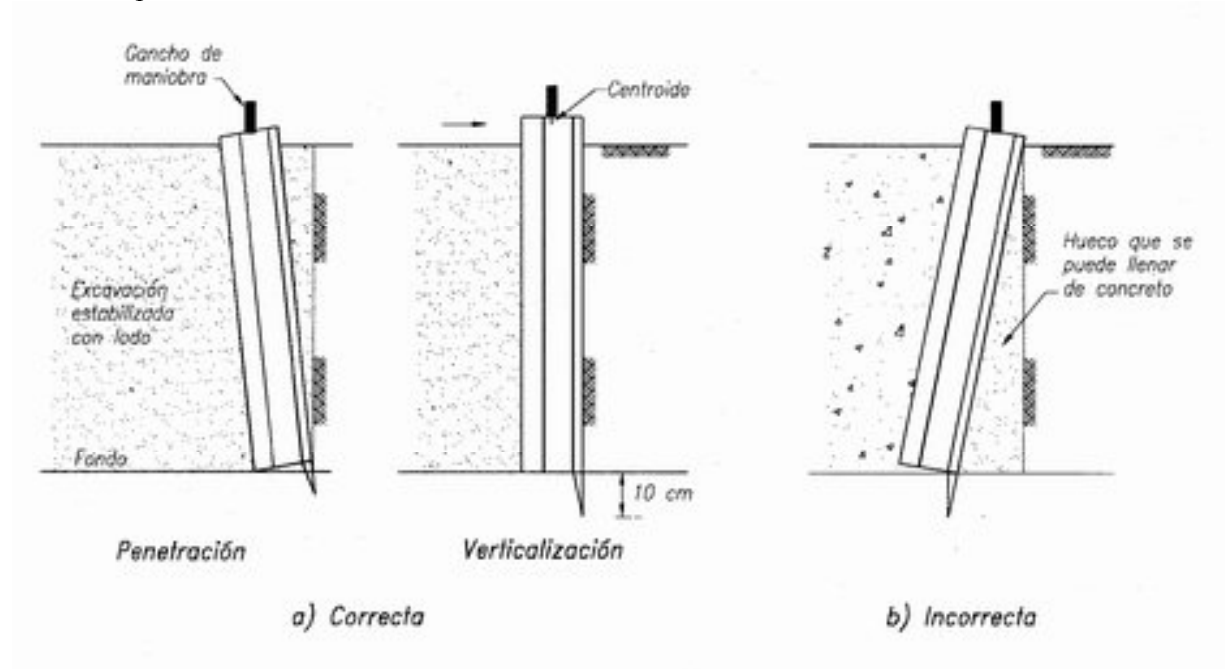


Fig. 3.85, Colocación de la junta

- El más simple y convencional que consiste en untar la junta con una grasa mineral resistente al agua.
- Utilizar membranas o recubrimientos antifriccionantes y desmoldantes químicos para los concretos.
- Recurrir a fundas perdibles como la junta circular con funda o la TGC con lámina separadora.
- Adoptar juntas cuyo diseño tenga área lateral mínima en contacto con el suelo, como la catalana triangular y la *Soletanche*.

Para evaluar la magnitud de las fuerzas de adherencia que se pueden desarrollar se realizaron pruebas de laboratorio en distintas interfaces acero y concreto, aunque estos experimentos sólo son limitados tienen interés para la práctica.

Pruebas de corte directo. Se realizaron tres series de pruebas de corte directo de las interfaces concreto y acero, con diversos recubrimientos y aplicando presiones verticales: (a) la primera serie fue con el acero recubierto con grasa mineral; (b) la segunda con el acero recubierto con una película de fibra de vidrio y colocando una membrana de polietileno adherido a la fibra de vidrio mediante una delgada capa de grasa y (c) como referencia se incluyó una serie de ensayos con acero y concreto sin ningún material entre ellos. Con estos ensayos se determinó el ángulo de fricción que se desarrolla entre estos materiales (δ).

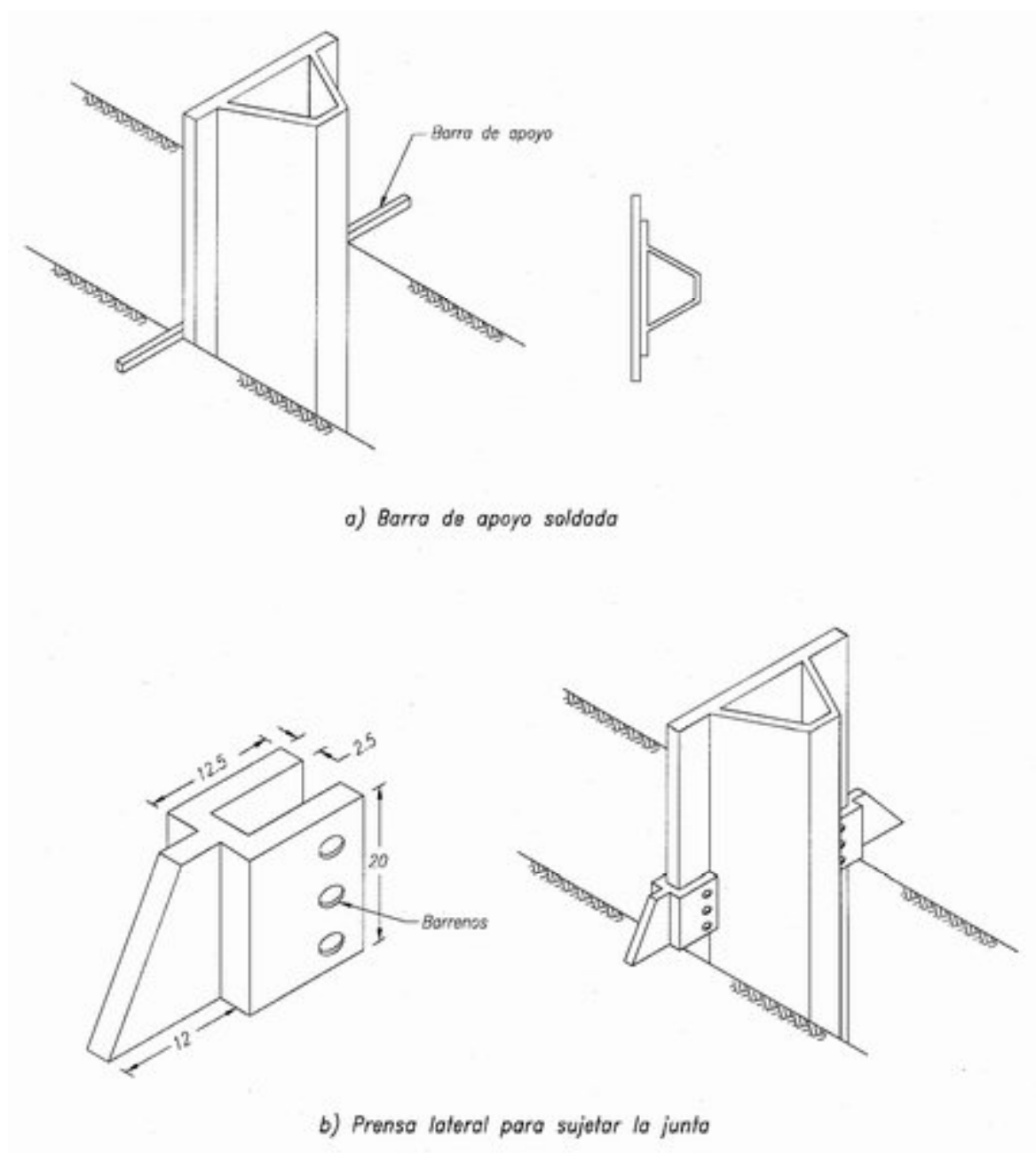


Fig. 3.86, Apoyo de las juntas

Equipo y método de prueba. Se diseñó y construyó el equipo de corte directo de la Fig. 3.87 para ensayar especímenes cuadrados de 7.2 cm de lado, cuenta con una cimbra temporal en cuyo interior se cuela previamente el mortero que simula al concreto y se coloca encima la placa de acero; la prueba consiste en jalar la placa con el cable con un porta pesas.

Se realizaron pruebas de tres condiciones de contacto funda-concreto con presiones verticales de 0.5, 1.0 y 1.5 kg/cm²; todos los ensayos fueron de carga controlada aplicando

incrementos aproximados de 10% de la esperada de falla, el desplazamiento relativo de la placa de acero deslizante con relación al concreto se midió con un micrómetro.

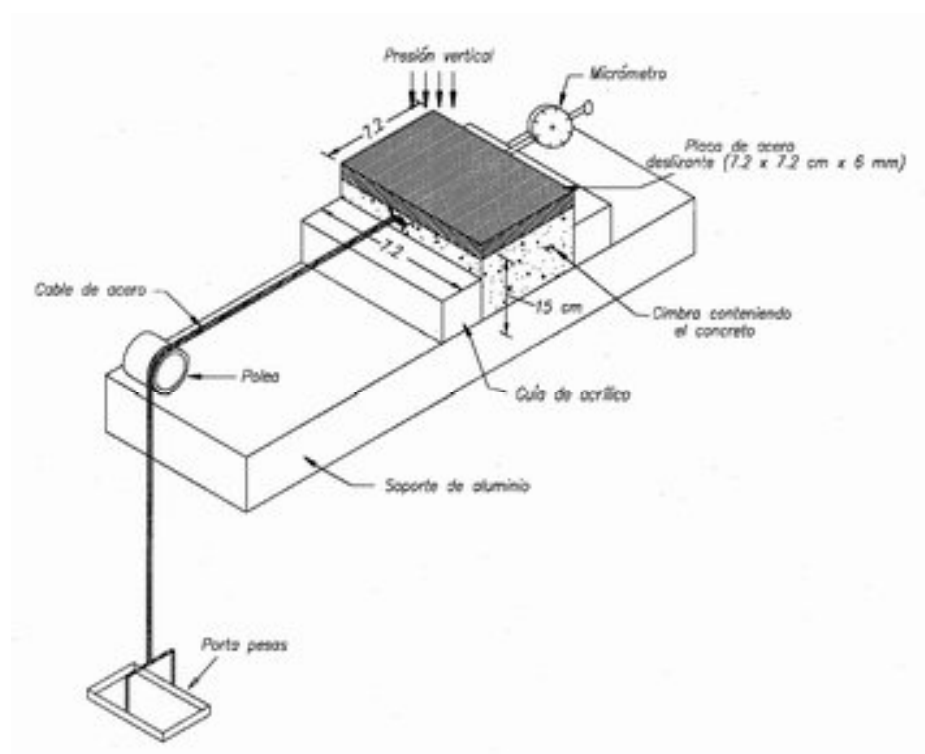


Fig. 3.87, Equipo de corte directo para pruebas de interfaz concreto-acero

Todas las pruebas se realizaron a las 4 horas de haber colado el concreto dentro de la cimbra y habiéndose presentado su fraguado inicial; la presión vertical se aplicó por medio de placas de plomo colocadas directamente sobre la placa de acero.

Resultados de laboratorio. En la Tabla 3.23 se presentan los resultados de las tres series de ensayos y su representación gráfica en la Fig. 3.88.

Tabla 3.23, Resultados de pruebas de interfaces concreto y acero

Serie	Prueba	σ_v (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	δ (°)
Concreto – acero	1	0.5	0.255	28.9°
	2	1.0	0.510	
	3	1.5	0.764	
Concreto – grasa – acero	1	0.5	0.172	20.4°
	2	1.0	0.321	
	3	1.5	0.602	
Concreto – membrana de polietileno – grasa – acero	1	0.5	0.053	5.6°
	2	1.0	0.089	
	3	1.5	0.150	

σ_v = Presión vertical, τ = esfuerzo cortante, δ = ángulo de fricción acero junta

La fuerza necesaria para mover la junta en el plano del contacto esta dado por la ecuación clásica de Coulmb: $\tau = \sigma \tan \delta$

Resultados de pruebas de interface concreto-acero

Serie	Prueba	σ_v (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	δ (°) promedio
1 Concreto-acero	1	0.5	0.241	28.9°
	2	1.0	0.548	
	3	1.5	0.841	
2 Concreto/grasa/acero	1	0.5	0.156	20.4°
	2	1.0	0.321	
	3	1.5	0.602	
3 Concreto/polietileno/grasa/acero alisado con pasta dura	1	0.5	0.053	5.6°
	2	1.0	0.089	
	3	1.5	0.150	

σ_v = Presión vertical τ = Esfuerzo cortante δ = Ángulo de fricción interna

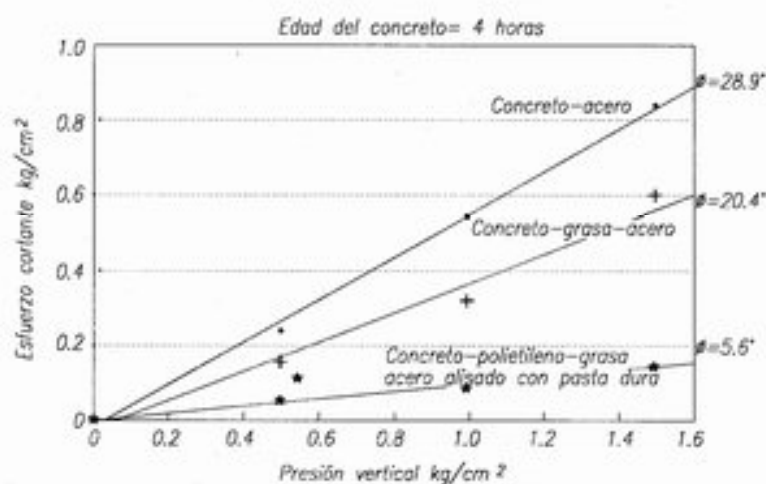


Fig. 3.88, Envolturas de falla interfaz concreto-acero

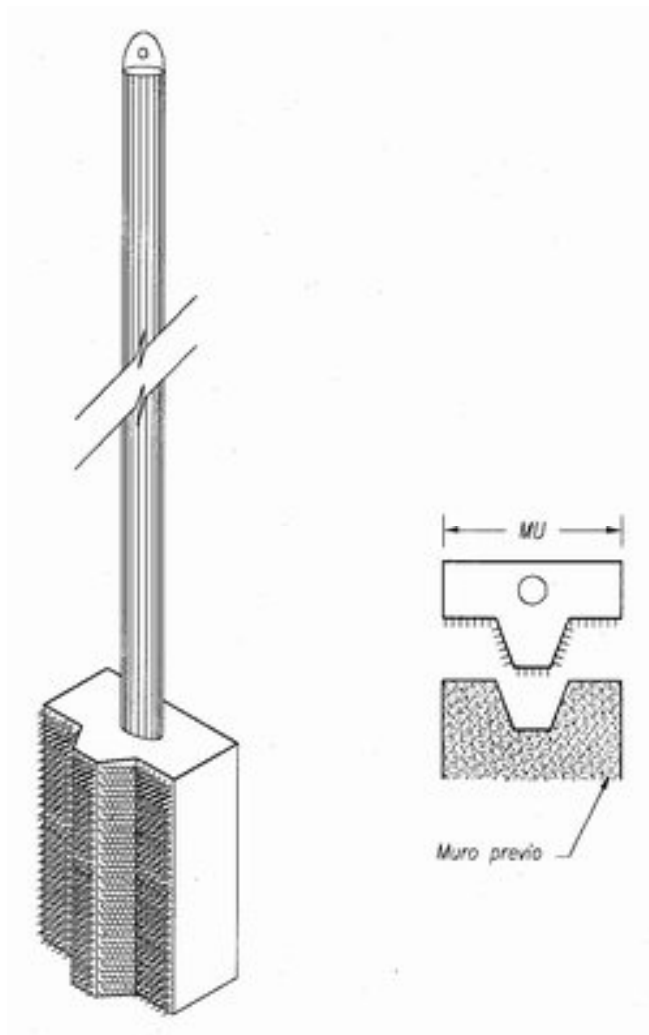
Se aprecia que entre acero y concreto el ángulo de fricción es de 28.9°, colocando grasa entre estos disminuye a 20.4° y con dos superficies lisas se reduce a un valor mínimo de 5.6°. Se realizaron otras pruebas con agentes químicos desmoldantes y los resultados fueron muy semejantes a los de la grasa mineral simple.

Se concluye que una reducción substancial en la adherencia de hasta el 80% se logra recubriendo la junta de acero con una película de fibra de vidrio o de poliéster y la membrana de polietileno adherida con una pequeña capa de grasa. La mejor virtud que

justifica recubrir el acero de la junta consiste en que se elimina la oxidación y la rugosidad que genera.

3.11.6 Extracción de la junta

Una vez que un módulo de un muro milán ha alcanzado el fraguado inicial del concreto, lo cual empieza unas 2 horas después de su colado, conviene levantar axialmente la junta unos 2 cm con la finalidad de romper la adherencia. Antes de este lapso cualquier movimiento producirá deformaciones y alteración en la resistencia del módulo recién colado.



El tiempo para iniciar la excavación del panel siguiente está condicionado a la protección y ancho que proporciona la junta:

a) Cuando se trata de juntas gruesas como son la tubular simple y la clásica rectangular, su dimensión es tan grande que debe ser extraída antes de proceder a excavar el siguiente módulo para conservar la geometría de las tres posiciones de la almeja (Fig. 3.5). Por ello conviene esperar unas 6 horas para que el concreto tenga la resistencia que le permita soportar los efectos de la operación de la almeja. Al concluir la excavación se tendrá que limpiar perfectamente la superficie del concreto de los residuos que casi siempre unta la almeja; esto se hace con el cepillo que se ilustra en la Fig. 3.89.

Fig. 3.89, Cepillos de limpieza de la unión de muros

- b) Cuando se utilizan juntas con placa de respaldo como son la Soletanche, la catalana y la TGC, la excavación se podrá realizar apenas iniciado el fraguado inicial, porque su espesor permite mantener la junta en posición durante la operación de la almeja sin interferir en las posiciones de la almeja (Fig. 3.5). Esta manera de operar protege la superficie del concreto y mantiene limpia la clave trapecial; algunos constructores retiran la junta metálica a medida que están introduciendo el concreto, para asegurarse de la limpieza.

Evolución de la fuerza de extracción. La maniobra para retirar la junta, se requiere una grúa capaz de jalar y de aplicar una fuerza horizontal ligera, Fig. 3.90. El análisis de la fuerza requerida para extraer la junta rectangular machihembrada simple, de uso común en la construcción de los primeros muros milán de la ciudad de México se ilustra a continuación.

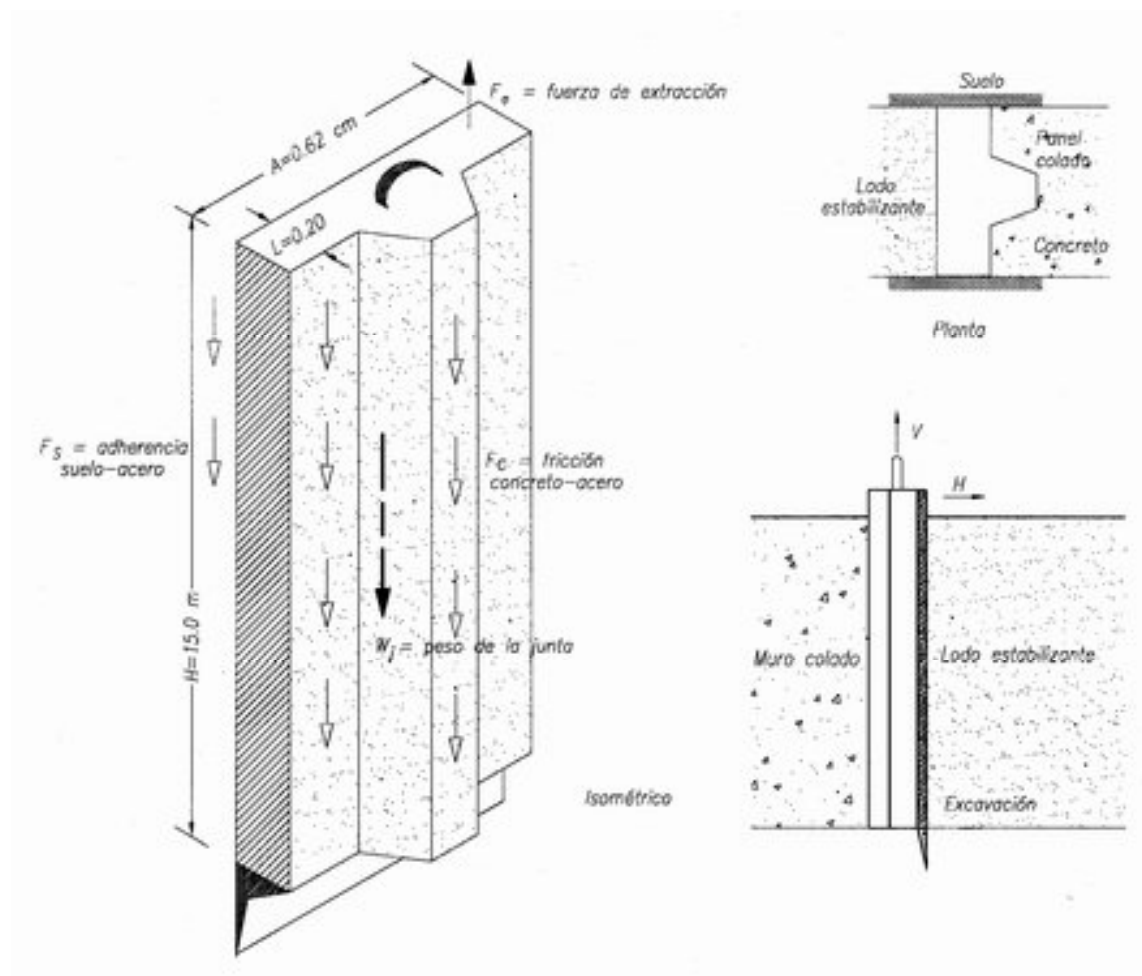


Fig. 3.90, Extracción de la junta de colado rectangular

$$F_e = \text{Fuerza de extracción} = F_s + F_c + W_j \quad (\text{ec. 3.26})$$

donde

- F_e Fuerza necesaria para extraer la junta
- F_s Fuerza de adherencia entre suelo y acero
- F_c Fuerza de fricción entre concreto y acero
- W_j Peso de la junta de ancho L y altura H (200 kg/m)

Parámetros del suelo obtenidos de las pruebas de laboratorio:

c_u	resistencia triaxial del suelo no consolidado no drenado = 2.5 t/m^2
γ_c	peso volumétrico del concreto fresco que empuja a la junta = 2.2 t/m^2
δ	ángulo de fricción interna entre concreto y acero = 28.9°
τ_{cs}	esfuerzo cortante entre el concreto y el acero
σ_{prom}	esfuerzo horizontal medio del concreto fresco = $\gamma_c H/2 = 16.5 \text{ t/m}^2$
$\tau_{cs} = \sigma_{prom} \tan \delta$	$= (\gamma_c H/2) \tan \delta = 16.5 \tan 28.9^\circ = 9.1 \text{ t/m}^2$

Dimensiones de la junta:

A = Ancho de la junta 0.62 m

L = Lado de la junta 0.20 m

H = Altura de la junta 15 m

Resumen de las fuerzas:

$$F_s = 2 L H c_u = 15 \text{ ton}$$

$$F_c = \tau_{cs} A H = 85 \text{ ton}$$

$$W_j = 0.2 H = 3 \text{ ton}$$

$$F_e = 15 + 85 + 3 = 103 \text{ ton}$$

En conclusión, con la junta rectangular con machihembre trapecial se puede requerir más de 100 ton de capacidad para lograr su extracción; esto hace necesario contar con marcos de gatos hidráulicos para despegar las juntas, Fig. 3.91, o contar con grandes grúas. Este inconveniente llevó al desarrollo de las juntas con placa de respaldo como la *Soletanche* y la catalana, cuyos lados laterales son de sólo 2.5 cm.

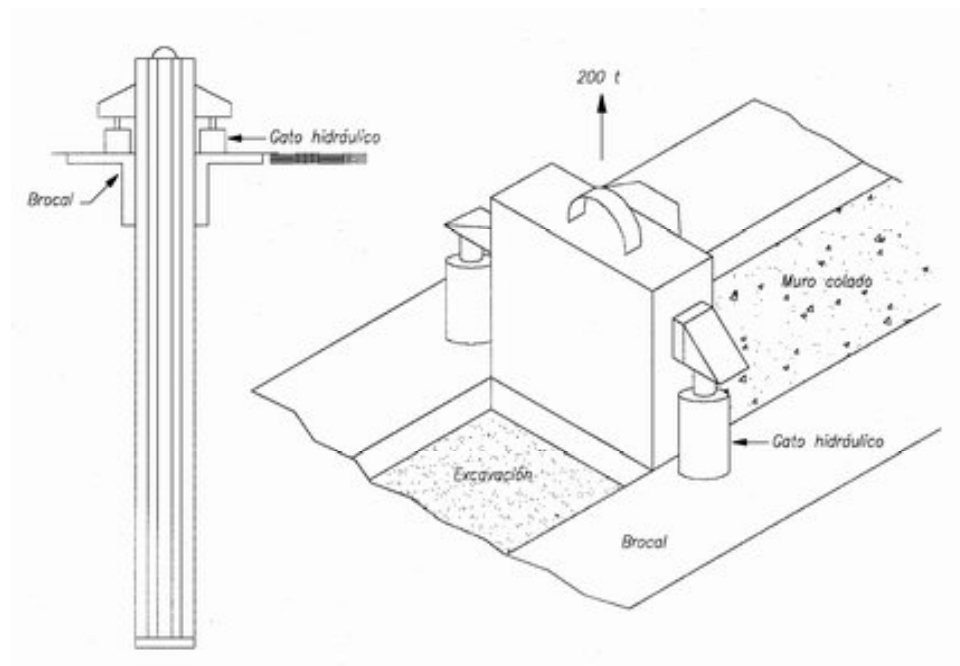


Fig. 3.91, Extracción de la junta de colado

Así considerando un $\delta = 5^\circ$, $L = 2.5$ cm y $W_j = 3$ ton

$$F_e = F_s + F_c + W_j = 2 + 13 + 3 = 18 \text{ ton}$$

El ejemplo anterior es válido sólo para suelos arcillosos blandos en los que la adherencia del concreto, suelo y junta siempre fallará por el suelo blando. Por el contrario, en los suelos duros esa adherencia puede incrementar notablemente la fuerza necesaria para la extracción de la junta y por ello el sistema hidráulico de la Fig. 3.91 podrá ser indispensable. Una ingeniosa solución de *Soletanche* para romper parte de esa adherencia lo logra con el trepano limpiador de la Fig. 3.92, que gradualmente separa la junta del concreto.

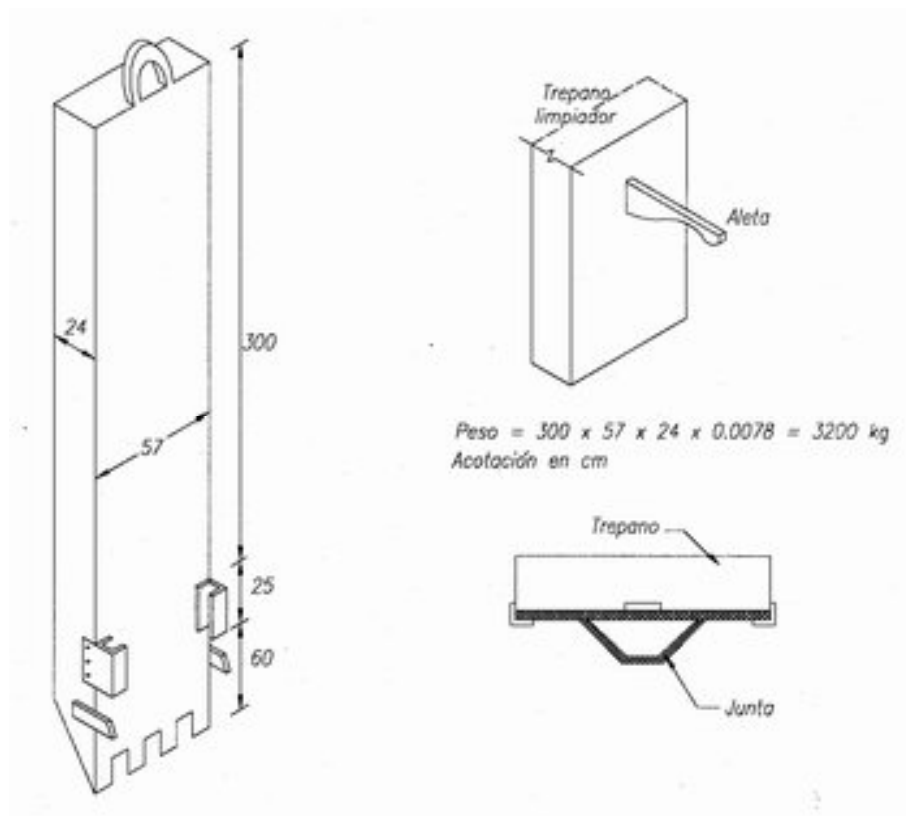


Fig. 3.92, Trepano limpiador *Soletanche*

3.12 Acero de refuerzo manejo y colocación

3.12.1 Conceptos básicos

Acero de refuerzo. Como refuerzo ordinario para los concretos de los muros milán se usarán barras de acero corrugadas que cumplen con las normas NOM B6, NOM B457. Se permitirá el uso de barras lisas de 6.4 mm (Nº 2) sólo para estribos y como refuerzo para cortante por fricción. El acero de presfuerzo cumplirá con las normas NOM B293 o NOM B292.

El módulo de elasticidad del acero ordinario, E_s , se supondrá igual a $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ y el de torones de presfuerzo igual a $1.9 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$.

Si las condiciones ambientales requieren que se tomen precauciones con el acero de refuerzo, éste deberá ser galvanizado de acuerdo a la especificación ASTM A679-79 o con baño epóxico de acuerdo con la norma ASTM A775-84.

Efectos del lodo. La inmersión del acero en lodo bentonítico, puede afectar el desarrollo de la adherencia de la siguiente manera:

- a) Puede dejar en el acero una película que reduce el contacto directo con el concreto y por lo tanto reducir la adherencia.
- b) Partículas de bentonita u otras impurezas pueden quedar atrapadas dentro de las corrugaciones de las varillas.
- c) Puede ocurrir fallas de recubrimiento de la pasta de cemento alrededor del acero de refuerzo.

La experiencia demuestra que el lodo bentonítico no forma “cake” alrededor de las varillas, ya que esta acción requiere de un proceso de filtración; la adhesión y fricción entre acero y bentonita es equivalente a la resistencia cortante del gel de lodo, la cual es relativamente baja comparada con los esfuerzos cortantes inducidos por el efecto ascendente del concreto durante su colado; el flujo vertical del concreto al subir por su naturaleza granular efectúa una acción barredora que desplaza eficazmente el lodo que cubre las varillas. Aunque los colados irregulares o discontinuos puede hacer que permanezcan residuos de bentonita en las varillas, evitando el desarrollo de la adherencia entre concreto y acero.

Espaciamiento de barra. El espaciamiento entre varillas debe ser tal que permita el libre flujo del concreto entre éstas y las paredes de las zanja; para que el colado de los muros con tubo tremie sea uniforme y sin obstrucciones, las varillas del refuerzo principal vertical y horizontal se colocarán formando parrillas exteriores a manera de jaulas.

Protección contra corrosión. En las últimas décadas la protección contra corrosión de las varillas de refuerzo ha cobrado singular importancia, especialmente en ambientes agresivos, así que además de dotar a los muros con recubrimientos generosos, se deberán utilizar varillas galvanizadas o con recubrimientos epóxicos, de acuerdo con las especificaciones de la ASTM.

3.12.2 Refuerzo para muros de ademe temporal

Las varillas de refuerzo son ensambladas en parrillas o jaulas para formar los armados de los muros; es usual que el armado se realice en obra y no en taller debido a las grandes dimensiones de los paneles; normalmente se requiere de grandes espacios abiertos para ensamblar, almacenar y manejar los armados. La única manera práctica de realizar el ensamblado de las varillas es horizontalmente, donde desde esa posición con las grúas los armados son izados, suspendidos verticalmente y colocados en las zanjas Fig. 3.93.

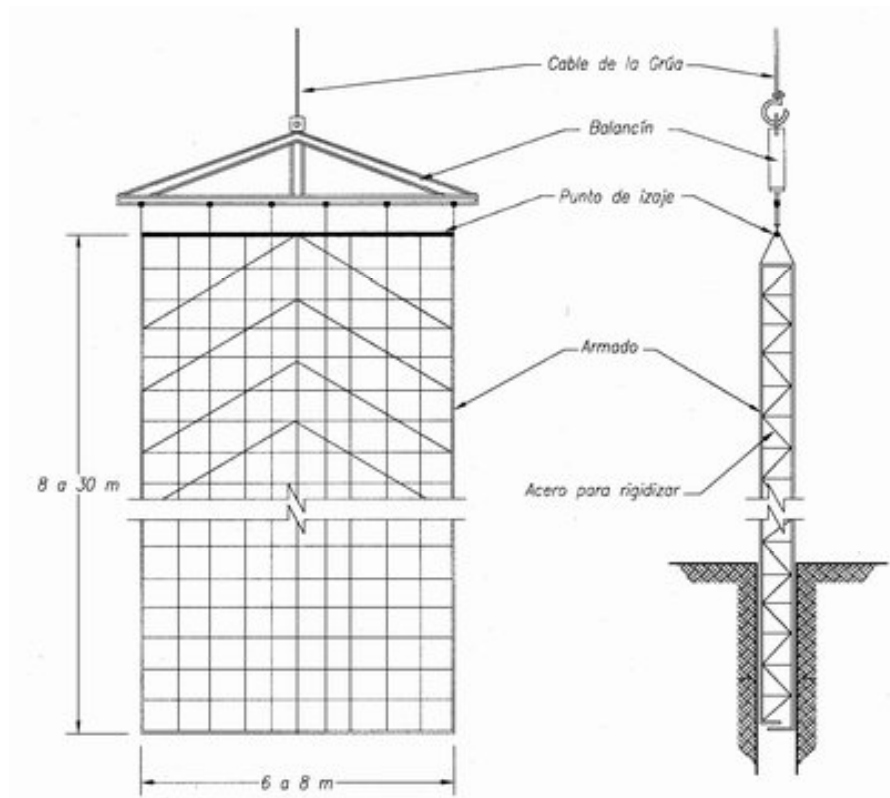


Fig. 3.93, Empleo de balancín con 6 puntos de izaje para el manejo de los armados

Dependiendo del espesor del muro, solamente se requiere que el armado principal se ubique en las caras exteriores de las jaulas, uniendo las parrillas con silletas y pasadores diagonales.

3.12.3 Refuerzo para muros estructurales

En muros estructurales se deberán dejar preparaciones huecas para ligar posteriormente con los pisos o elementos de soporte. Las preparaciones consistirán en cajas y ranuras ocupadas temporalmente por bloques de poliestireno o de lámina con respaldos de madera, firmemente asegurados a las parrillas de acero de refuerzo. La función de esas cajas es primero evitar que penetre el concreto y después facilitar el descubrir el acero de refuerzo para realizar las conexiones, dobleces o traslapes del acero del muro, Fig. 3.94. En esas preparaciones debe evitarse que:

- Que las cajas queden en los extremos de los muros, donde el flujo del concreto sea incapaz para desplazar al lodo bentonítico.
- Que las cajas sean demasiado grandes y por lo tanto restrinjan el flujo del concreto y al introducirlas se atoren contra la pared de la excavación.
- Evitar que las cajas tengan el ancho de los muros, ya que pueden entrapar el lodo en las orillas.

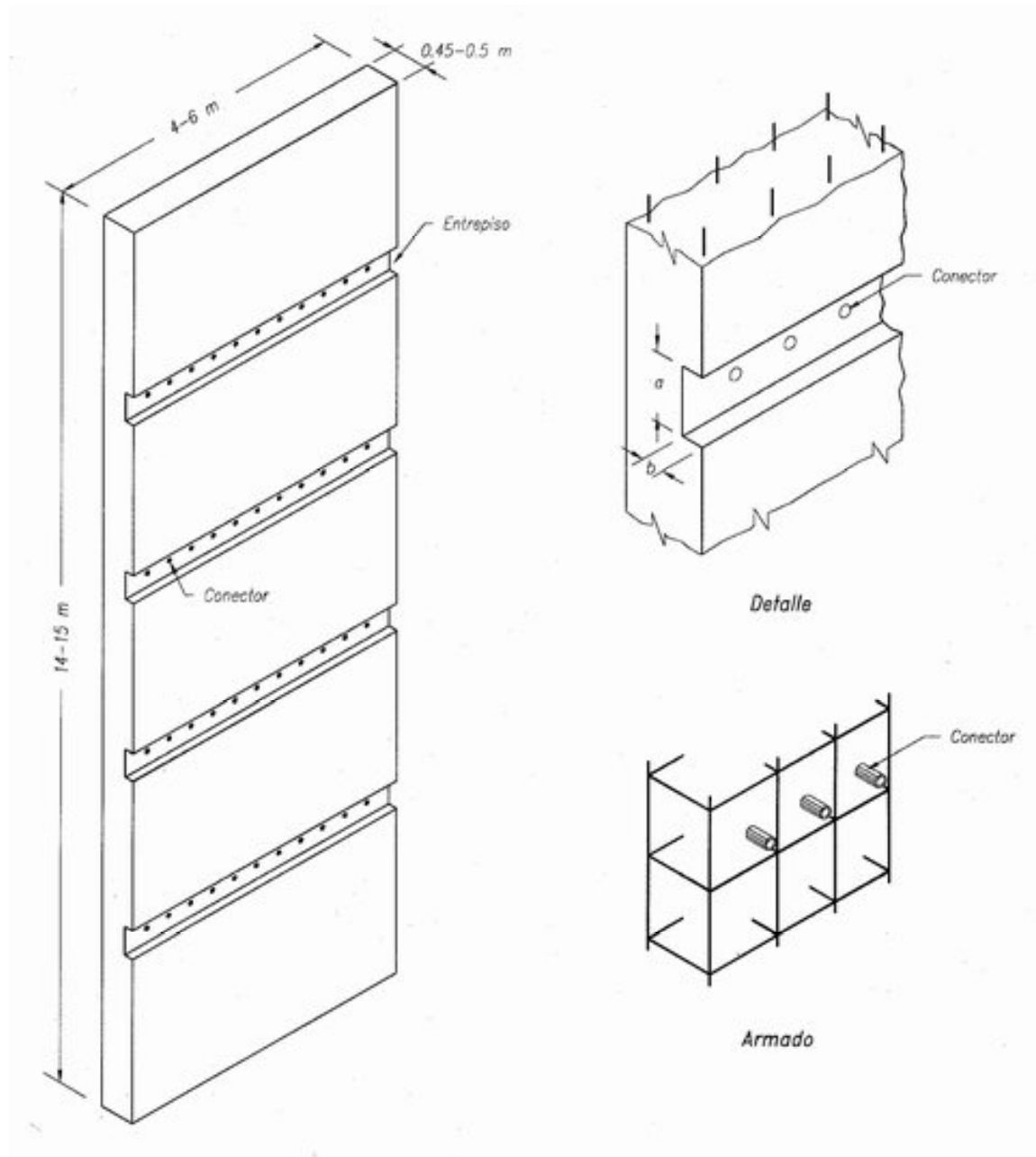


Fig. 3.94, Ranura estructural

Las cajas pueden colarse fácilmente si son robustas y están rígidamente unidos a la parrilla y si éstas a su vez están en posición correcta desde que se introducen desde la superficie. La falta de rigidez de las cajas o su mal aseguramiento en las parrillas, puede ocasionar que sean desplazadas por la fuerza ascendente del concreto o por las irregularidades de la zanja del panel.

Debido a que las parrillas son muy pesadas es muy difícil que el operador de la maquinaria advierta los desplazamientos de las cajas, por lo que en su diseño se deberá permitir una

holgura suficiente que considere el ancho de la zanja y sus tolerancias de excavación y del ancho del armado. La exactitud en su posición vertical y horizontal se logra si las parrillas son manejadas y suspendidas de sus centros de gravedad. También debe asegurarse firmemente el armado a los muros guías superficiales, para evitar la tendencia de las parrillas a flotar durante el colado de los muros.

3.12.4 Izado, unión y descenso del acero de refuerzo

Izado. Al levantar los armados de acero suelen sufrir distorsiones y deformaciones por peso propio. En el diseño de la jaula de acero de refuerzo es necesario decidir si las parrillas del armado serán una jaula rígida o flexible; las jaulas rígidas se logran agregando varillas soldadas para arriostrar; en muchos casos se prefieren las jaulas flexibles, debido a economía y a que son menos susceptibles a sufrir deformaciones permanentes durante el manejo. Para el izado de las jaulas se requiere de balancines y dos líneas de estrobos que sujetan a las jaulas, de tal manera que se eviten deformaciones por pandeo, Fig. 3.93; una vez que el armado se encuentra en posición vertical se colocan los centradores que permiten que el armado deslice dentro de la zanja y también aseguran el recubrimiento mínimo, los cuales se describen más adelante.

Uniones. La altura de las parrillas está determinada por: la altura libre en obra, la capacidad del equipo disponible, la longitud y profundidad de los muros, las condiciones de apoyo dada por el procedimiento constructivo; si se hace necesario recurrir al corte de las parrillas, la unión de ellas deberá realizarse por medio de traslape, soldadura o de algún dispositivo mecánico.

El procedimiento de unión de las parrillas empieza por levantar e introducir el primer tramo dentro de la zanja, dejando un tramo libre fuera de ella soportado con barras transversales horizontales apoyadas en los muros guía; se iza y se acopla el segundo tramo de acero de refuerzo; para hacer la unión vertical de los dos tramos se recurre a alguna de las siguientes uniones:

- a) Traslape de las varillas con la longitud de especificación y amarre con alambre.
- b) Traslape de las varillas con la longitud de especificación y amarre con perros o grapas “U”.
- c) Unión de las varillas en sus puntas con conectores mecánicos de presión.
- d) Soldadura longitudinal de las varillas con la longitud de especificación.

Descenso del refuerzo. La maniobra se realiza lentamente de manera constante, plomeado verticalmente el armado y haciendo coincidir los centros de zanjas y parrilla; se deberá cuidar que los armados no se asienten en el fondo de las zanjas; al terminar de introducir el acero deberá mantenerse suspendido a la elevación correcta, por lo que las parrillas deberán tener orejas o lazos de varillas para su anclaje con el brocal, Fig. 3.41.

3.12.5 Centradores del refuerzo

Los más utilizados son ruedas de concreto simple mal llamados “pollos”, fijados en ambos lechos del armado para centrarlo horizontalmente dentro de la excavación Fig. 3.95. Esta

técnica es adecuada si el rodillo de concreto tiene el ancho suficiente para deslizarse sobre las paredes de la zanja sin hundirse; si lo anterior no ocurre, como en el caso de las arcillas blandas del Valle de México, es mejor el uso de tubos rectangulares de centrado apoyados en los muros guías, Fig. 3.95. Las parrillas de refuerzo deben contar en su parte superior con orejas o lazos de varilla que ayuden a la colocación de la parrilla en su correcta posición vertical y a la vez para anclarla.

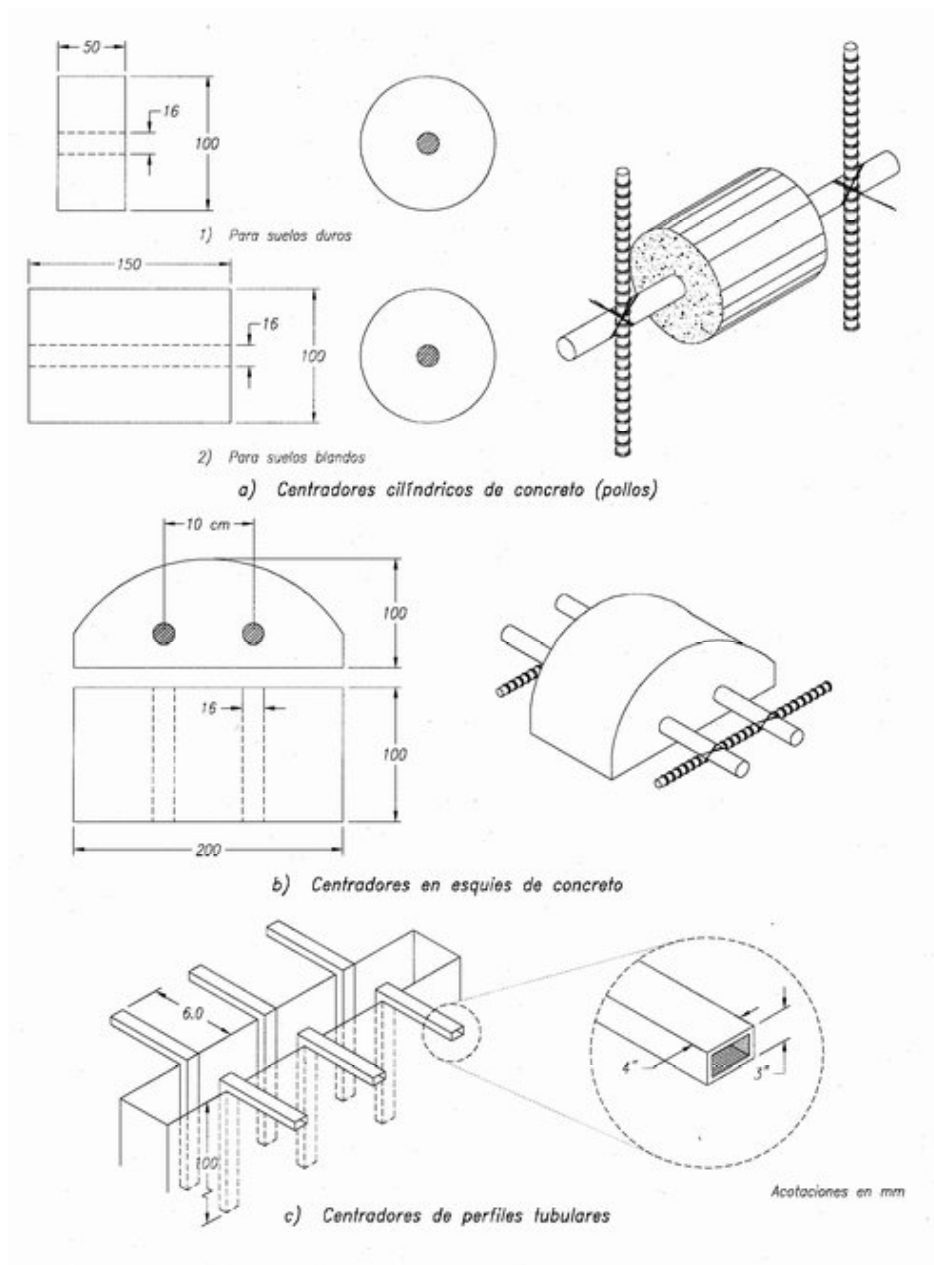


Fig. 3.95, Centradores de acero de refuerzo

3.12.6 Postensado de muros

Los principios generales del postensado pueden ser aplicados a los muros milán. Estructuralmente los muros milán son tratados como elementos de compresión que prácticamente no soportan tensiones, bajo este criterio al existir sólo compresiones no hay agrietamiento en el muro y por lo tanto puede ser tratado como un elemento elástico.

El postensado se realiza con cables de presfuerzo de alta resistencia propiamente localizados dentro del muro, la tensión se aplica cuando el concreto ha alcanzado su resistencia, obteniéndose un incremento en la rigidez del elemento y por lo tanto una reducción en las deformaciones elásticas, pudiéndose incrementar las longitudes no troqueladas de muro. Por ejemplo: un muro de 75 a 90 cm de ancho soporta una longitud en cantilever de 7.5 m; con el postensado la longitud en voladizo se incrementa en más de un 50%. El concepto del postensado de muros resulta atractivo, cuando por razones de tiempo o espacio se requiere la colocación de un solo nivel de troqueles o anclas.

El postensado se aplica normalmente en concretos de alta resistencia de baja contracción y condiciones controladas de temperatura. El postensado en muros milán se realiza bajo condiciones favorables debido a que el muro se encuentra confinado por el suelo, la humedad del suelo ayuda al curado del concreto adquiriendo la resistencia necesaria en corto tiempo. Un concreto de alta resistencia es de bajo revenimiento, lo cual es contrario a lo requerido por el muro; las experiencias indican que concreto de 250 a 300 kg/cm² son adecuados para la realización del postensado.

El acomodo típico de los cables de postensado dentro del muro se presenta en la Fig. 3.96, en la figura se observa las trayectorias típicas en forma de U, además de las diagonales de rigidez que son necesarias para evitar las deformaciones y distorsiones del armado. En la parte superior del muro se cuela o prefabrica una trabe de concreto, que servirá de apoyo a los gatos hidráulicos para realizar el postensado. Los cables de postensado se alojan en tubos de acero perfectamente anclados o soldados al acero de refuerzo.

3.13 Colado con tubo tremie

3.13.1 Generalidades

La herramienta para la introducción del concreto fresco en zanjas estabilizadas con lodo es el tubo tremie, cuya correcta operación permite lograr muros de buena calidad y exentos de contaminación, a condición de respetar las reglas elementales de esta técnica. El método de vaciado del concreto consiste en empezar desde el fondo de la excavación, y gradualmente levantarlo manteniendo siempre su punta de descarga dentro de la masa fresca ya colocada, con esto se evita la segregación y la contaminación del concreto.

Es importante advertir que la sencillez aparente del tubo tremie y de su operación fomenta el descuido en los detalles, los resultados son muros defectuosos que hasta que se realiza la excavación del cajón se pueden visualmente comprobar. Para evitar esto a continuación se describen los aspectos más simples que deben observarse con este ingenio constructivo.

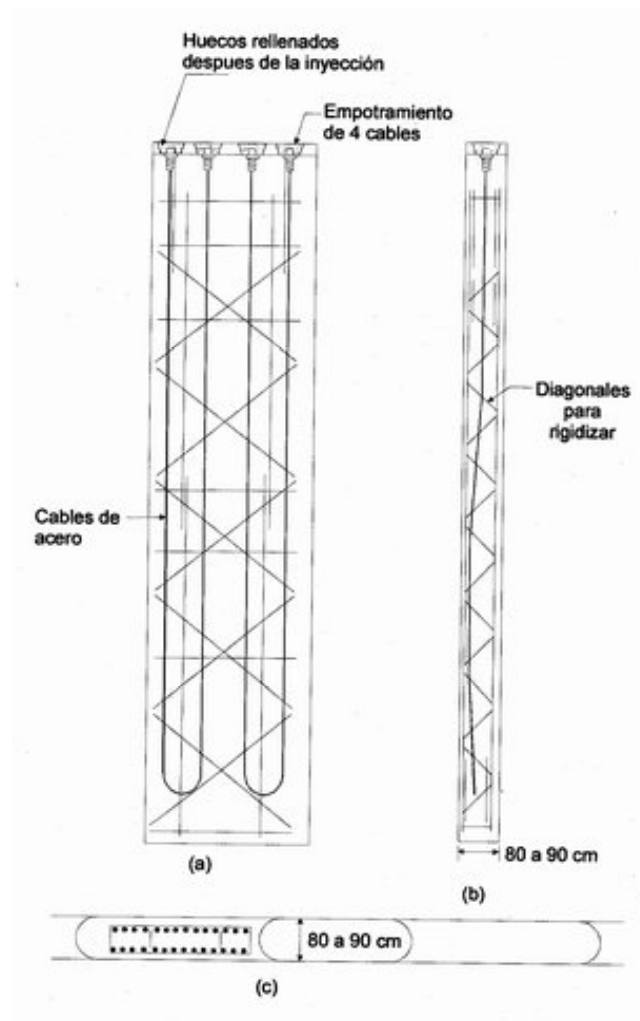


Fig. 3.96, Muro milán postensado con cables en U (Xanthacos, 1979)

3.13.2 Características del tremie

El tubo tremie es de acero de 7.5 a 25 cm de diámetro, usualmente en tramos de 1.5 a 3 m de longitud, con espesor de pared de unos 8 mm, con uniones roscadas con cuerdas cuadradas o trapeciales, herméticas, fuertes y de preferencia lisas. Los tubos deben resistir el manejo y la presión durante el vaciado del concreto, deben ser pesados para resistir la fuerza de reacción que se genera durante el vaciado (los de 25 cm de diámetro suelen pesar 25 kg/m). El equipo está integrado por la tubería y una tolva colocada en la parte superior, que conviene tenga un tubo de respiro para dar salida al aire que se entrapa durante el vaciado del concreto a la tolva, Fig. 3.97. La válvula separadora que sirve de frontera entre el concreto y lodo debe ajustar con precisión al diámetro interior del tubo. Durante la maniobra de colado el conjunto se debe mover con frecuencia en sube o baja y por lo tanto se debe contar con el equipo para hacer estos movimientos.

Los tramos de tubería se van desmontando a medida que avanza el colado y se extrae la tubería, los acoplamientos deben ser rápidos y a prueba de fugas. El equipo deberá cumplir los requisitos mínimos siguientes:

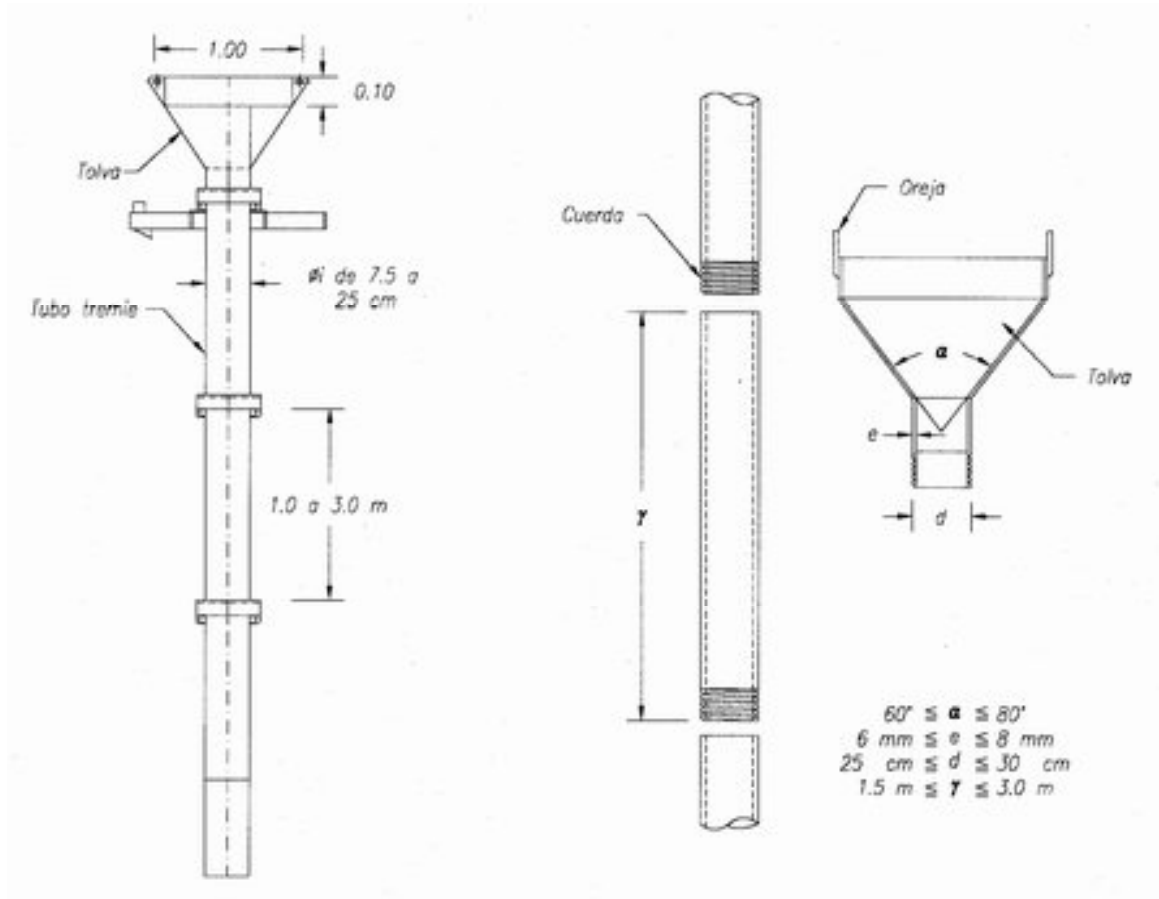


Fig. 3.97, Detalles de la tubería tremie

- Los tramos de tubería deben ser relativamente cortos, máximos 3 m de longitud, con uniones que les permita desconectarse fácilmente; si consiste de cuerdas, las de listón con por lo menos dos entradas son las adecuadas; las empresas italianas constructoras de muros milán adaptaron la unión con un cable dentro de una ranura interna que trabaja por cortante, Fig. 3.98; esta última solución es ahora la manera más frecuente de unir los tramos de tubo.
- La tubería deberá ser de preferencia lisa en el exterior; en el caso de que los coples sobresalgan debe evitarse que lo hagan en ángulo recto; deben tener acabado cónico para evitar que puedan atorarse con el acero de refuerzo.
- La tubería interiormente debe ser lisa para evitar taponamientos de concreto.
- La tubería deberá ser resistente con un espesor mínimo de 8 mm.

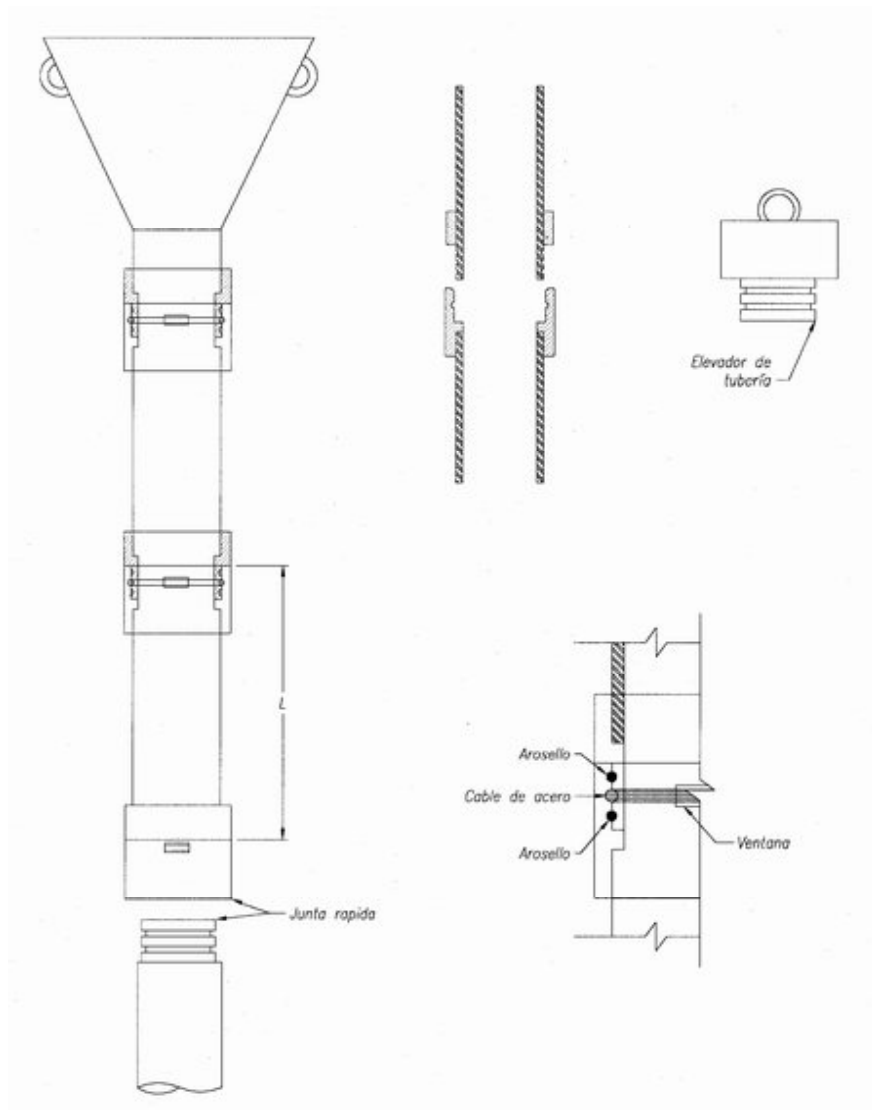


Fig. 3.98, Junta con cable de acero

- e) El diámetro interior del tubo debe ser unas 6 veces el tamaño máximo del agregado grueso.
- f) El diámetro exterior en el cople debe dejar una distancia libre al acero de refuerzo de al menos 4 veces el tamaño máximo del agregado grueso.
- g) El tapón deslizante de separación del concreto y el lodo usualmente es la cámara interior de un balón de fútbol o pelota similar, la cual debe ajustar con perfección en la pared interior del tubo, sin embargo, como esa cámara o pelota puede quedar entrampada en el acero, se ha dado por sustituirla por una bolsa de tela llena de concreto fresco. Cuando se cuegan muros muy profundos en los que se desconfía de la cámara de balón se recurre a un tapón de pie que se desprende con el peso del

concreto, en la Fig. 3.99 se ilustran esos dispositivos, se recomienda como más general el de la bolsa.

- h) Tolva cónica con ángulo de 60 a 80°, Fig. 3.97.

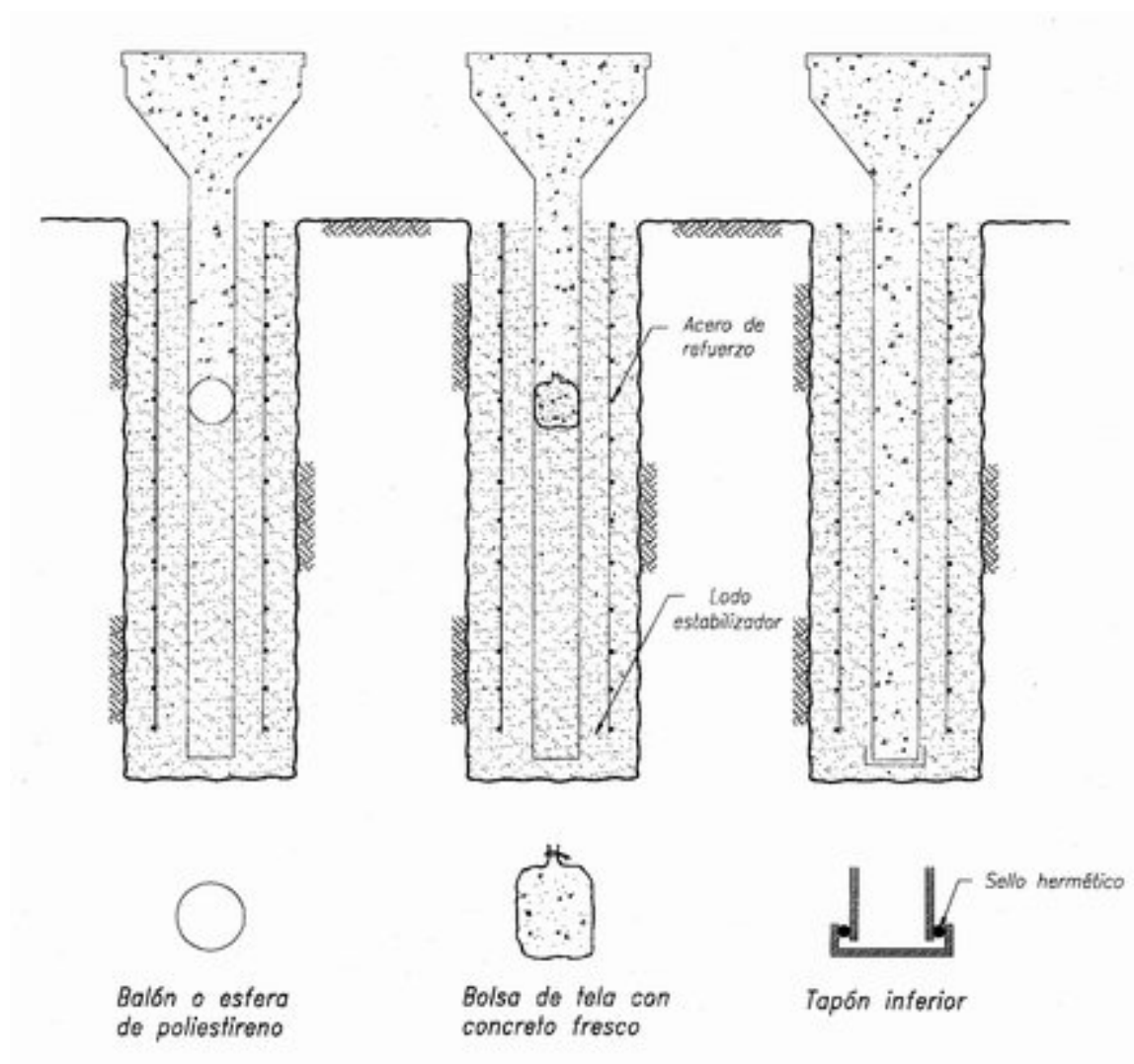


Fig. 3.99, Tapones deslizantes separadores del concreto y lodo estabilizador

En adición a estos mínimos requisitos, se recomienda.

- Contar con tubos de longitudes diferentes para combinar de acuerdo a la profundidad de la zanja, evitando secciones largas en la parte superior que dificulten la maniobra.
- Contar con herramienta suficiente para conectar y desacoplar rápidamente las secciones.
- Usar dispositivos para centrar y estabilizar el tubo tremie en la zanja, Fig. 3.100.
- Contar con una caja depósito de los tramos de tubo, Fig. 3.101.

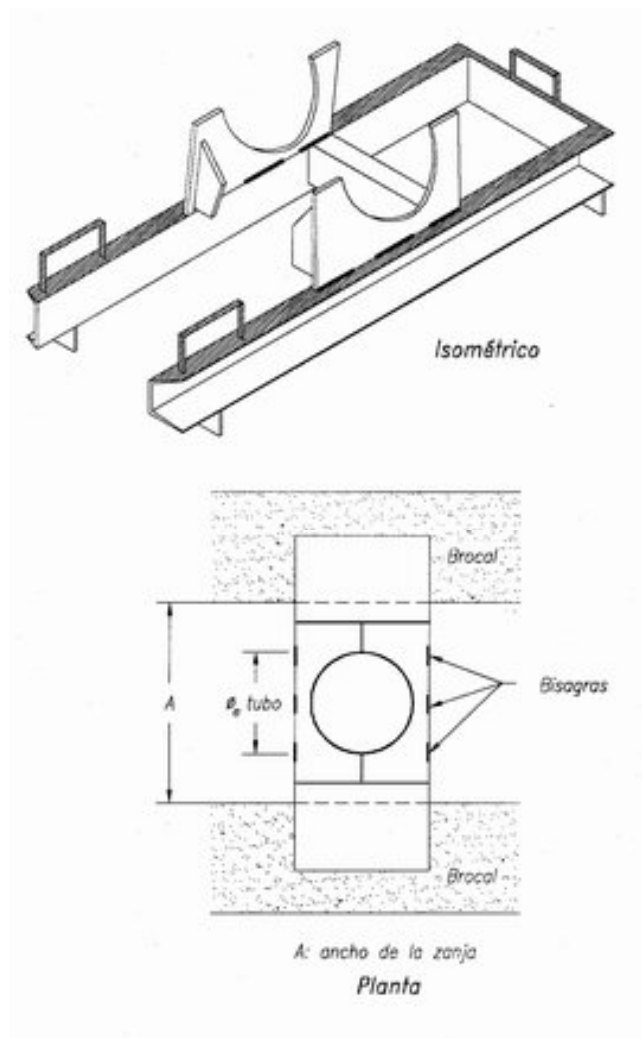


Fig. 3.100, Centrador y sujetador de tubo

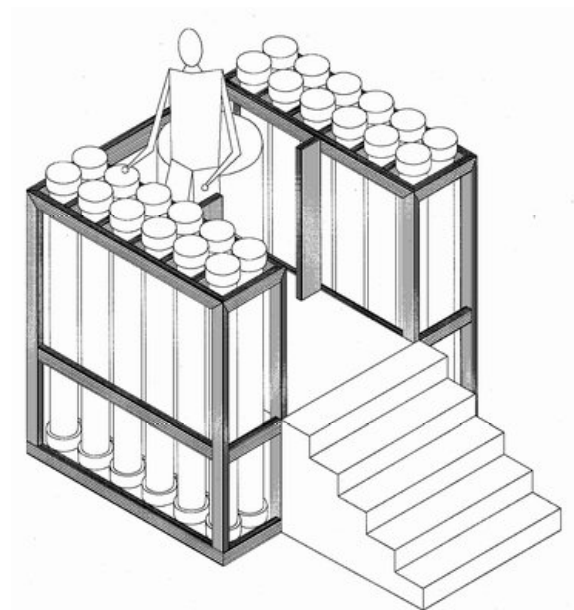


Fig. 3.101, Caja de depósitos de los segmentos de tubo tremie

3.13.3 Operación del tubo tremie

Limpieza previa. Previamente a la introducción de la jaula de acero de refuerzo y del tubo tremie se requiere practicar una absoluta limpieza del fondo de la excavación, empleando un *air lift* o una bomba sumergible que retire los trozos de suelo que siempre se desprenden de los dientes de la almeja, así como restos de caídos y azolve de arenas o residuos de material que flotan en el concreto por la diferencia de sus densidades, que al atorarse en el armado le dejan zonas descubiertas sin concreto, en la Fig. 3.65 se muestran esquemáticamente el *air lift* y la bomba sumergible.

Colocación del tubo. El tubo tremie deberá estar completamente libre en su interior; será bajado a través del lodo en el espacio central dejado en la parrilla del acero de refuerzo, permitiendo que su punta descansa en el fondo de la excavación, después lo usual es levantar el tubo unos 5 cm por arriba del fondo de la trinchera para que descargue el lodo, pero esta maniobra se mejora cuando el tubo tiene ventanas inferiores como las de la Fig.

3.102 y que la punta del tubo quede por abajo del acero inferior como se ilustra en la misma figura. Posteriormente se ensambla la tolva en la porción superior de la tubería y se coloca la válvula de separación del concreto y el lodo.

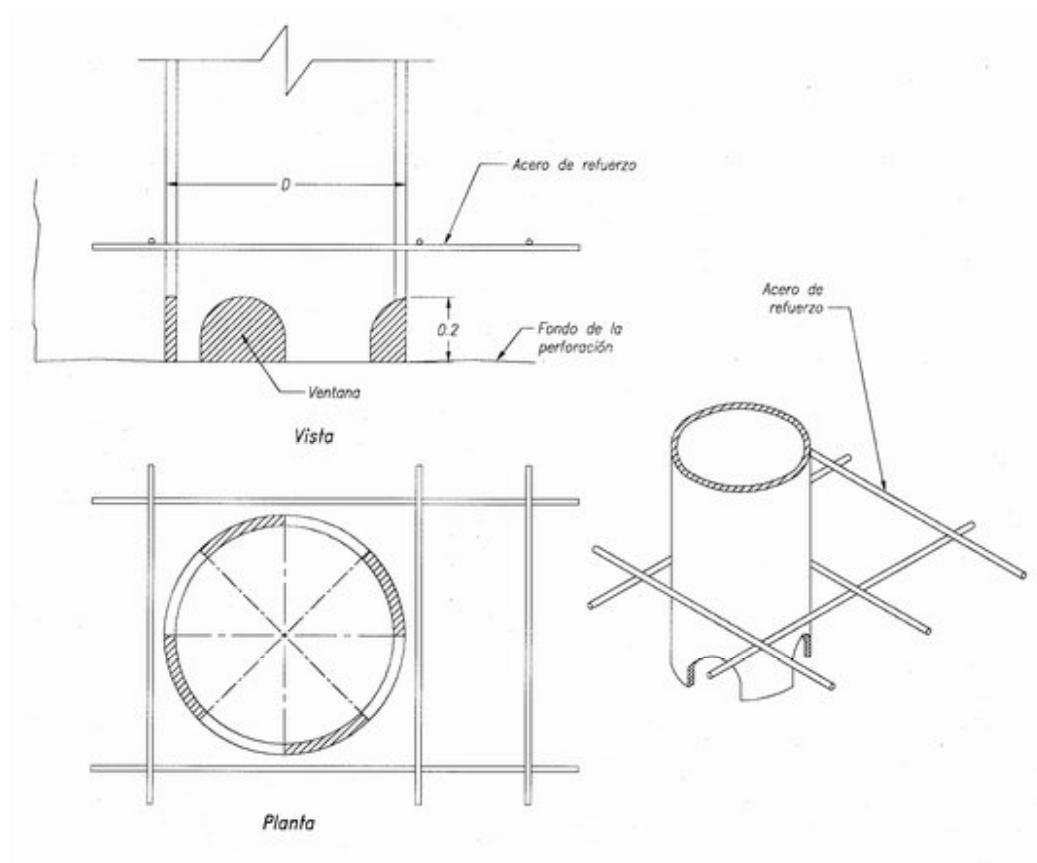


Fig. 3.102, Ventanas inferiores del tubo tremie

Peso del tubo tremie. La salida del concreto del tubo genera una fuerza de reacción contraria que tiende a inclinar el tubo, por ello los tubos deben ser pesados para contrarrestar esa fuerza; se recomienda que su espesor mínimo sea de 6 mm y de preferencia de 8 mm.

Ejecución del colado. Es conveniente realizar la operación de colado en el menor tiempo y sin discontinuidades o interrupciones para evitar la adherencia excesiva con los coples, bloqueos en la tubería y flotación de la jaula causada por el ascenso de concreto endurecido. El concreto debe ser premezclado para el mejor control de calidad, con la suficiente fluidez para acomodarse más rápidamente en muros de 60 cm de ancho; el vaciado a la tolva es del orden de 27 m³/hr. El revenimiento mínimo del concreto debe ser de unos 20 cm. El flujo de concreto ocurre en dos direcciones hacia fuera y hacia arriba, mientras el flujo sea lento y la superficie no se agite físicamente, el muro resultante será de alta calidad; el tubo tremie nunca deberá trasladarse a través del concreto fresco. En muros de más de 3 m de largo se recomienda operar simultáneamente con dos tubos tremie para reducir la distancia horizontal que debe fluir el concreto.

La función del tapón separador, también conocida como diablo es evitar que el concreto se contamine con el lodo; cuando el concreto entra a la tubería; el tapón desciende por el peso de la masa fresca y llega al fondo, las ventanas inferiores de la Fig. 3.102 permiten que el flujo de concreto sea suave. En este estado el tubo tremie es levantado levemente permitiendo que el concreto empuje al tapón hacia fuera; una vez que esto ocurre el concreto empieza a descargarse y rellenar el panel mientras la tubería permanece sumergida y llena completamente; en la medida que el concreto va llenando la zanja el tubo se levanta cuidando que la punta siempre esté sumergida entre 1 y 1.5 m. Este último requerimiento deberá ser controlado vigilando la velocidad a la cual el concreto fresco puede ser suministrado. Se han realizado pruebas con colorantes y se ha demostrado que el concreto sale del tubo con una con una trayectoria centrífuga en vez de lo que siempre se ha considerado que es un simple flujo vertical (LCPC, 1978).

Una vez que inicia la colocación, el proceso de verificación debe ser continuo del nivel de concreto alrededor del tubo y en los extremos del panel. El tapón inicial es eventualmente recuperado a causa de que flota. El concreto no deberá descender demasiado rápido en la tubería ya que el desalojamiento de lodo fuera de la punta erosionará el fondo o desplazará el acero de refuerzo.

La pendiente de la superficie del concreto colado varía de 1:3 a 1:12 y su fraguado inicial entre 1 y 2 horas de terminado el colado.

Proceso del colado. En la Fig. 3.103 se ilustran la secuencia de operación, desde la condición inicial (a) cuando se introduce el tubo tremie en la zanja llena de lodo; (b) es la condición de carga de tubo; (c) en el tubo completamente cargado se produce fricción entre el concreto y la pared interna del tubo, la cual usualmente se rompe con movimiento oscilatorio vertical brusco y conduce a la condición de operación correcta (d), en la cual el concreto que se vacía fluye y sólo requiere subsecuentes movimientos verticales para romper la fricción y facilitar la descarga. En Fig. 3.103 se ilustran dos casos de condiciones erróneas de colado, que se explicarán más adelante.

Es importante explicar las consecuencias del exceso del movimiento oscilatorio que se aplica para el vaciado del tubo, ya que funciona como un gran pistón que modifica la superficie del concreto como se ilustra en la Fig. 3.104 y casi siempre atrapa indeseables pedazos de arcilla que fácilmente se adhieren al armado de acero; para evitar este problema se debe prohibir la oscilación o “chaqueteo”, lo cual se puede hacer con simplemente incrementar la fluidez del concreto a lo que ahora se le conoce como el “concreto autocompactable”.

Un caso particularmente difícil de vaciado de concreto de muros milán se tiene cuando existe una condición de flujo de agua en el subsuelo, porque la filtración arrastra la lechada de cemento al grado que puede quedar la grava y arena suelta. La solución es adoptar una funda de tela que envuelve al acero y dentro de ella se vacía el concreto.

Estabilidad de las paredes durante el colado. La introducción de concreto fresco en la trinchera cambia la presión lateral ejercida contra la pared, la nueva presión es mayor que la presión hidrostática ejercida por el lodo bentonítico y en suelos muy blandos excede el esfuerzo inicial de reposo, esto incrementa el espesor del muro y le forma partes convexas.

Mediciones de campo indican que la presión ejercida por el concreto fresco es hidrostática en la porción superior del panel, específicamente hasta una profundidad de 5 m; a más de 10 m la presión medida fue entre 0.6 y 0.80 veces la anterior, Schneebelli 1971.

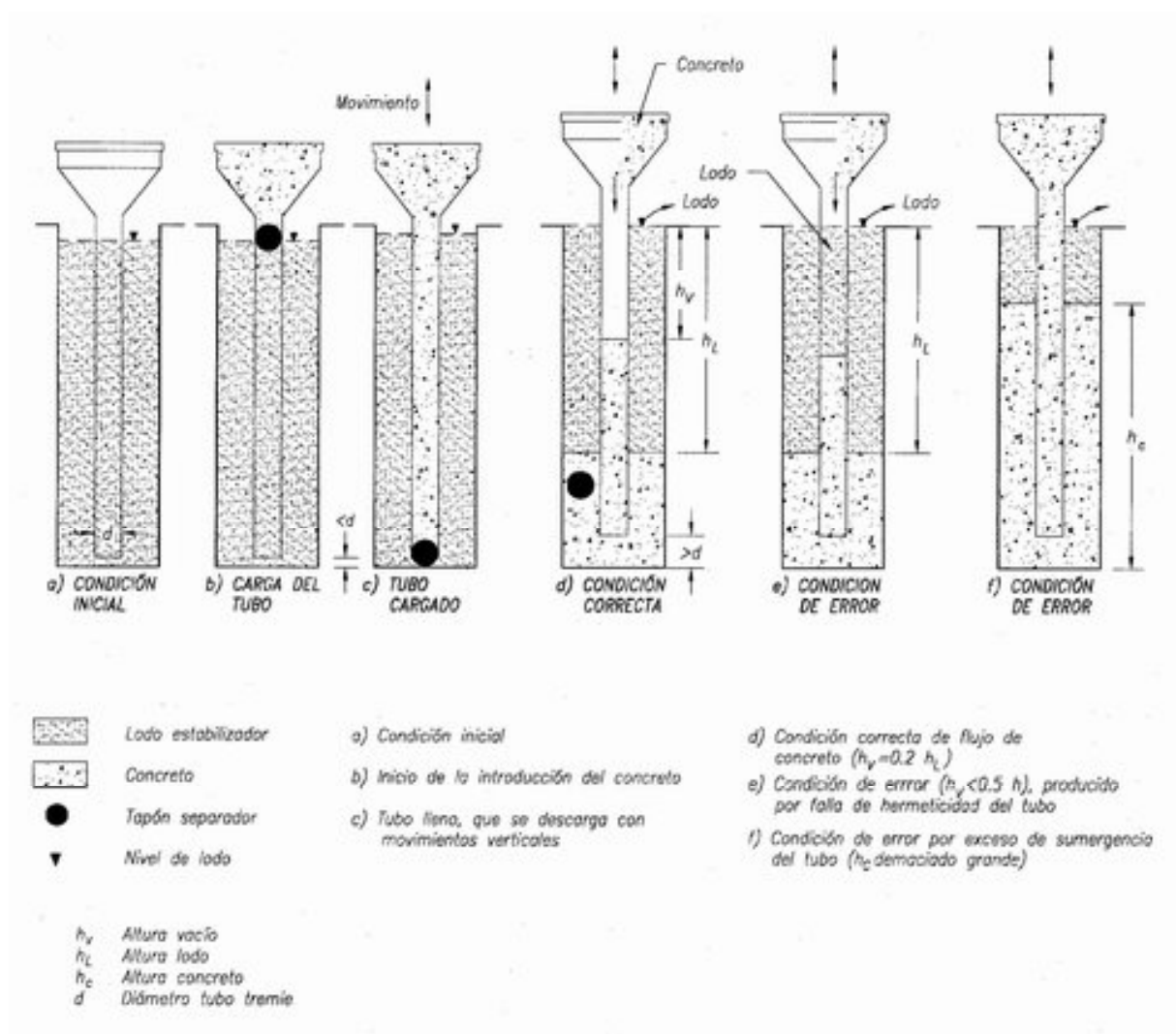


Fig. 3.103, Operación tradicional del tubo tremie

La presión del concreto fresco depende de la altura de la columna, velocidad de colado, la temperatura del concreto e influye hasta el movimiento de flujo de la mezcla líquida. Han ocurrido casos en donde la pared excavada de 60 cm en limo suelto resulta incrementada hasta en 30 cm, Schneebelli 1971.

Terminación del colado. El proceso de llenado de la zanja con concreto es de abajo hacia arriba y por ello en la parte superior se encuentra la capa de contacto entre el lodo y concreto, la cual en función del “chaqueteo” puede ser de unos centímetros a un par de decímetros, le subyace el concreto no contaminado o sano. El concreto alterado debe rebosar en la superficie y se debe retirar para deshacerse de la parte contaminada que pudiera haberse formado. El acero debe estar dentro de concreto sano y aún así parte de él debe ser demolido para la consecución de la construcción, Fig. 3.105. Un concreto bien colado deberá

alcanzar resistencias superiores a 280 kg/cm² a 28 días. Es conveniente precisar que el curado de los muros milán suele ser perfecto y estar exento de contracción por secado por el ambiente húmedo en que se encuentra. Las pruebas han demostrado una adherencia excelente con el suelo, acero, roca y concreto. Una vez concluido el colado se debe lavar cuidadosamente el tubo tremie y en caso necesario cambiar los sellos de hule.

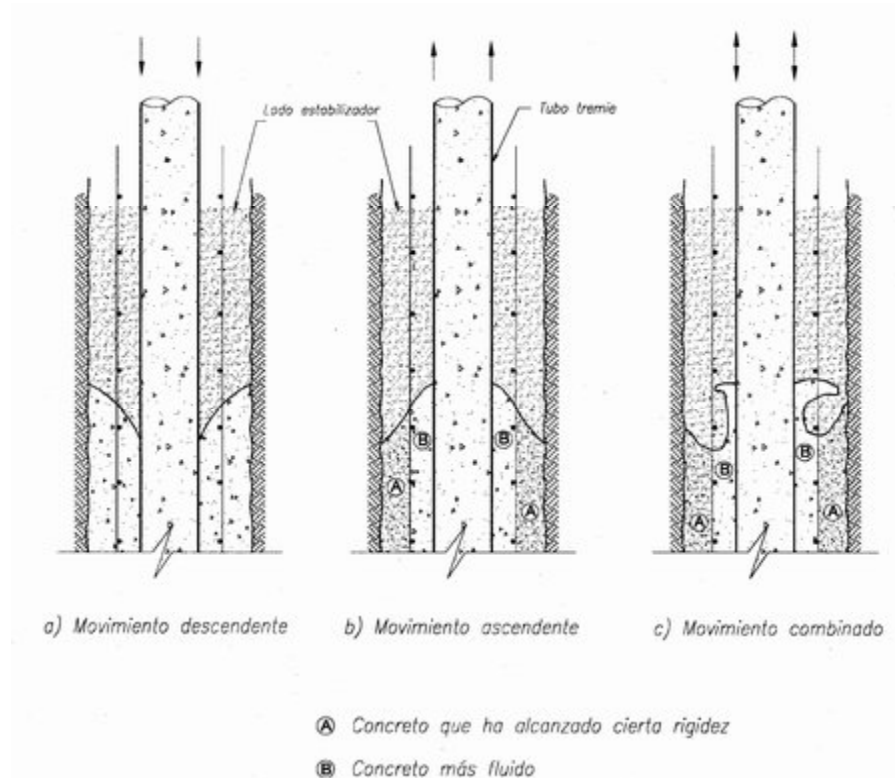


Fig. 3.104, Efectos de los movimientos ascendentes y descendentes del tubo tremie que entrapa lodo en el concreto (LCPC, 1978)

Supervisión del colado. Se deberá comprobar inicialmente la hermeticidad del tubo, obturando la punta y llenándolo con agua en posición vertical, para verificar que no se sale por las juntas. Durante la operación la hermeticidad se comprueba midiendo la profundidad del tramo de tubo vacío (h_v), para verificar que se satisface la relación:

$$h_v = h_L \left(1 - \frac{\gamma_L}{\gamma_c} \right) \quad (\text{ec. 3.27})$$

donde

h_L profundidad de la frontera del concreto
 γ_L peso volumétrico del lodo
 γ_c peso volumétrico del concreto

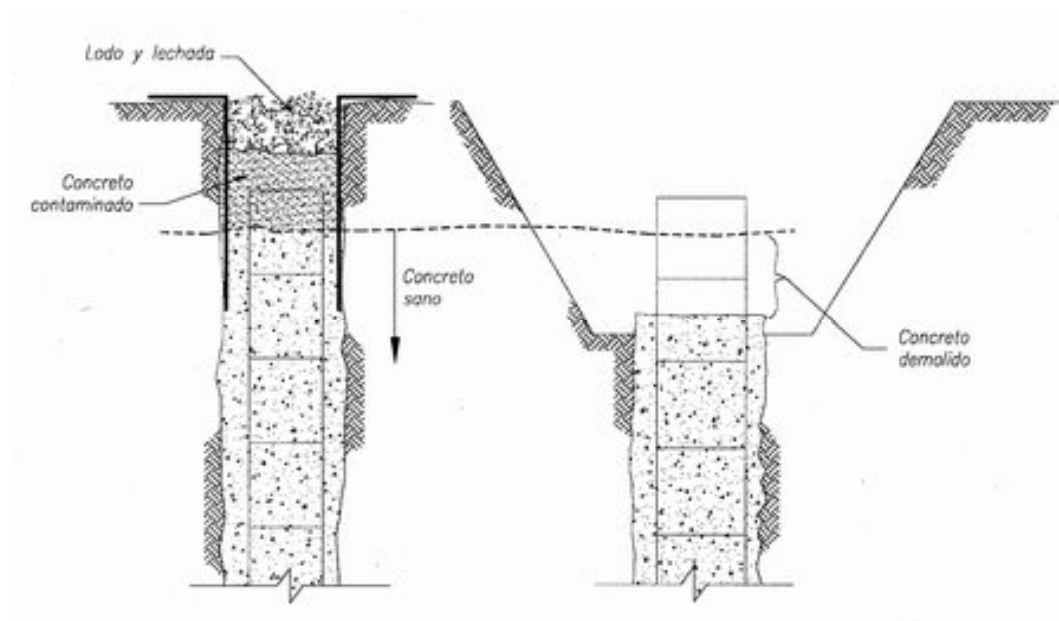


Fig. 3.105, Terminación del colado

Aceptando que el concreto pesa aproximadamente el doble que el lodo, la expresión anterior se puede simplificar a:

$$h_V = 0.52h_L \quad (\text{ec. 3.27})$$

El supervisor deberá tener en cuenta que recesos en el colado mayores de 5 minutos suelen generar problemas, Gerwick (1964).

El supervisor podrá aceptar aditivos retardantes y plastificantes que han demostrado ser benéficos para mejorar la manejabilidad y prevenir la segregación. El uso de aditivos permite un mayor espaciamiento de los tubos debido a la mayor fluidez y a las pendientes de la frontera del concreto más tendidas. Puede también agregar pasta de cemento para el revenimiento. En el Capítulo 3.14 se entra en detalles sobre estos aspectos.

3.13.4 Fallas comunes con el tremie

Errores de operación. El error más frecuente es la falta de hermeticidad en las uniones del tubo, que permite la entrada de lodo a su interior; esta condición siempre genera la contaminación del concreto, Fig. 3.103, caso (e). El supervisor pueda advertirla porque no se cumple la expresión 3.26. La otra fuente de contaminación ocurre cuando por descuido de operación se saca la punta de la tubería del concreto ya colado.

El descenso rápido del concreto causa dispersión y segregación; en presencia de lodo la contaminación es más seria puesto que incrementa la segregación. Para evitar esto, primero se debe llenar el tubo tremie con una masa homogénea de concreto y segundo hay que procurar que el fondo de la excavación quede lo más uniforme posible. Para este fin es

esencial que el tapón o diablo sea colocado en la parte superior de la tubería antes del inicio del colado.

Taponamiento del tubo. La más frecuente dificultad en la colocación de concreto con tremie proviene del taponamiento por el arqueado del material a causa de: (a) retrasos de más de 10 minutos, (b) a una mezcla demasiado seca y poco manejable, (c) a la segregación del concreto, (d) a la graduación pobre de agregados y (e) a las fugas en las uniones de la tubería por las cuales se filtra la lechada de cemento, Gerwick (1964).

La mejor manera de destaparla es alzarla rápida y repetidamente unos cuantos centímetros, durante esta maniobra se corre el riesgo de sacarla de la masa colada, lo cual genera otro problema mayor.

Pérdida de inmersión del tubo. En este caso el concreto se sale y el lodo ocupa la parte interior del tubo; si se continúa el vaciado del concreto éste se estará lavando. Esta falla siempre deberá evitarse porque el proceso reinmersión siempre forma segregación de lechada. Aunque indeseable, la reinmersión se hace colocando una nueva válvula de pelota. La tubería se alza hasta quedar libre del concreto, se empuja hacia abajo la válvula por medio del concreto hasta llegar casi al fondo, se coloca la punta dentro del concreto fresco y se continúa con el colado. Se debe tener cuidado de no empujar la válvula demasiado rápido con la carga de concreto ya que esto forzará al lodo a trabajar como un chorro hacia fuera el cual lavaría el concreto fresco.

Segregación de lechada. Ocurre cuando la pasta de cemento es expulsada del concreto por la acción del agua, en condiciones usuales se formará una película delgada que flotará hacia la superficie. La segregación significa que quedan estratos o lentes de grava arena parcialmente cementados. Los movimientos bruscos que se aplican para destapar la tubería suelen causar segregación de la lechada y formar los lentes de grava.

Defectos por colocación incompleta. El defecto más usual de los paneles son las zonas de concreto contaminado o segregado, lodo bentonítico atrapado, cavidades que aparecen en los extremos del panel no alcanzados por el concreto y juntas frías, Figs. 3.106 y 3.107. Los dos primeros tipos de defectos resultan de la interrupción durante el colado y remoción prematura del tubo tremie parcial o completamente debajo de la interfaces concreto–bentonita. El lodo atrapado es causado por el impedimento al flujo del concreto a causa de un espaciamiento reducido de la barra de refuerzo, y a un concreto de baja trabajabilidad, que son incapaces de desplazar al lodo bentonítico.

El lodo y fango atrapado aparece como una mezcla de suelo, bentonita y concreto en proporciones variables, estos defectos son inaceptables estructuralmente y cuando ocurran deberán ser removidos y reemplazados con selladores, o mejor aún con nuevos colados si es posible.

Inicio del vaciado de concreto. En los casos en que el flujo de concreto se inicia con violencia, los tubos se llegan a levantar más de 10 cm y al carecer de las ventanas inferiores, se queda entrampada una mezcla de suelo y cemento en la base, que hasta puede dejar descubierto el acero en su parte inferior, Fig. 3.108. Es interesante aclarar que este error es el origen causa de falla de muchas pilas de cimentación.

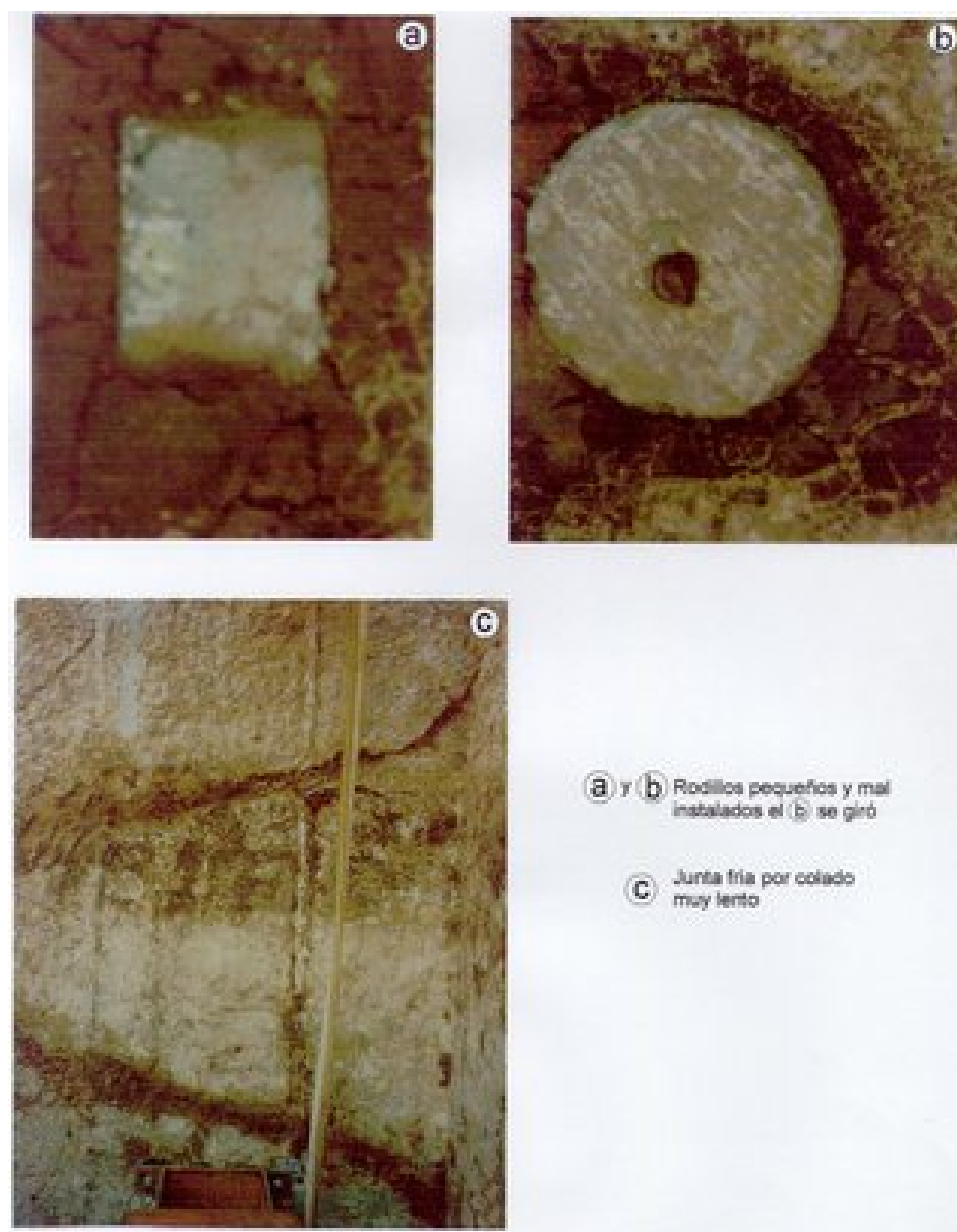


Fig. 3.106, Errores de fabricación

Concreto contaminado en la interfaz. El contacto entre concreto y lodo siempre se contamina en un espesor variable de 10 a 40 cm. La práctica usual es remover este tramo superior y reemplazarlo con concreto nuevo después de que el muro queda expuesto.

3.13.5 Colado con bomba

El vaciado del concreto con bomba en general debe cumplir en esencia con las mismas condiciones que se aplican para el tremie, la tubería también debe ser pesada para evitar que los impulsos de la bomba la desplacen y eventualmente la saquen de la masa del

concreto; esto implica que pretender colocar una manguera en el extremo inferior de la tubería de colado es un grave error porque mezcla el concreto con el lodo. Por supuesto que en el tramo entre la bomba y el tubo debe haber una manguera que facilite la maniobra.

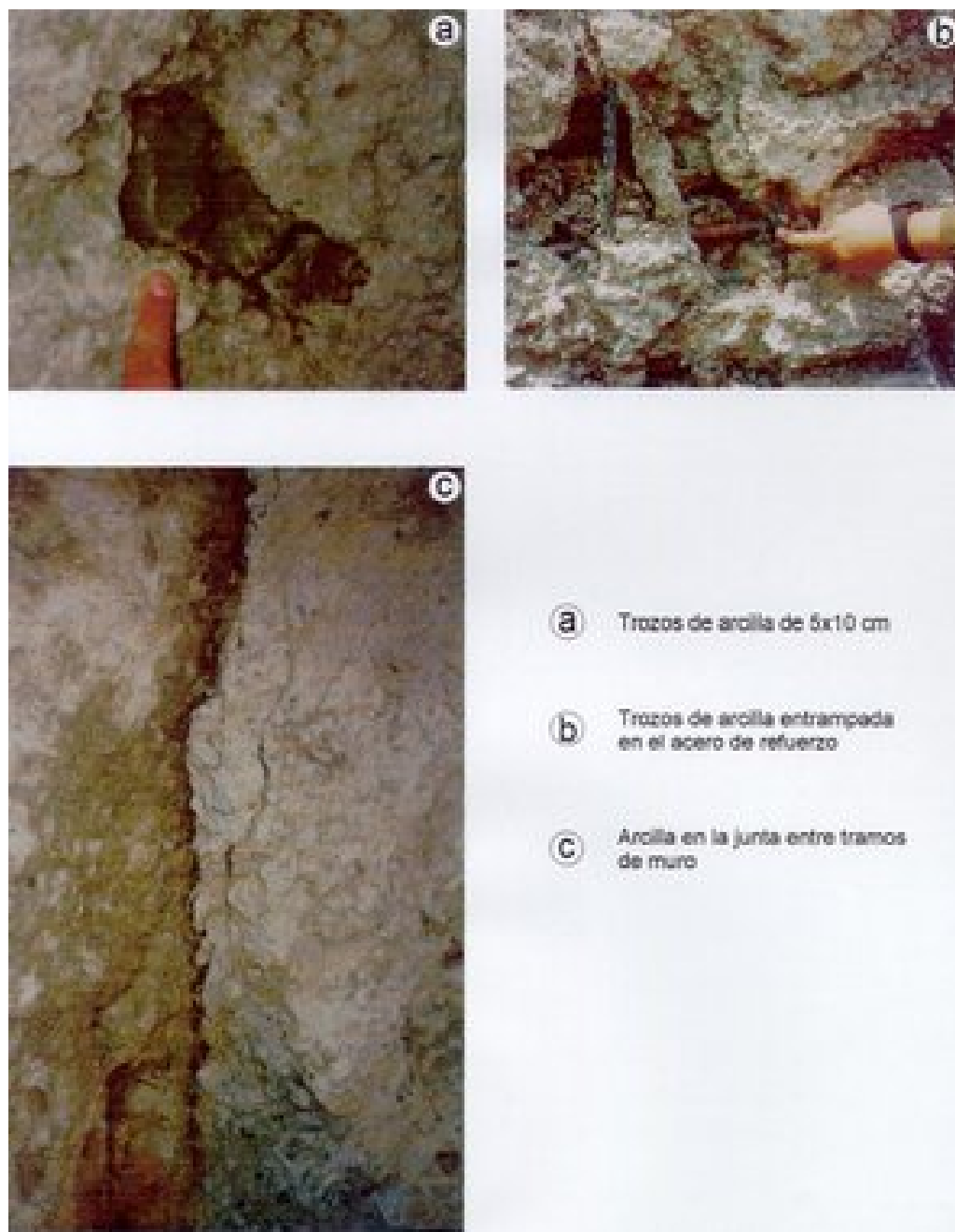


Fig. 3.107, Trozos de arcilla en la masa del concreto

Otro cuidado peculiar al colado con bomba es que se requiere una válvula para el drenado del aire que entrapa la bomba, en la Fig. 3.109 muestra la posición de esa válvula que se deberá operar varias veces durante la operación de colado.

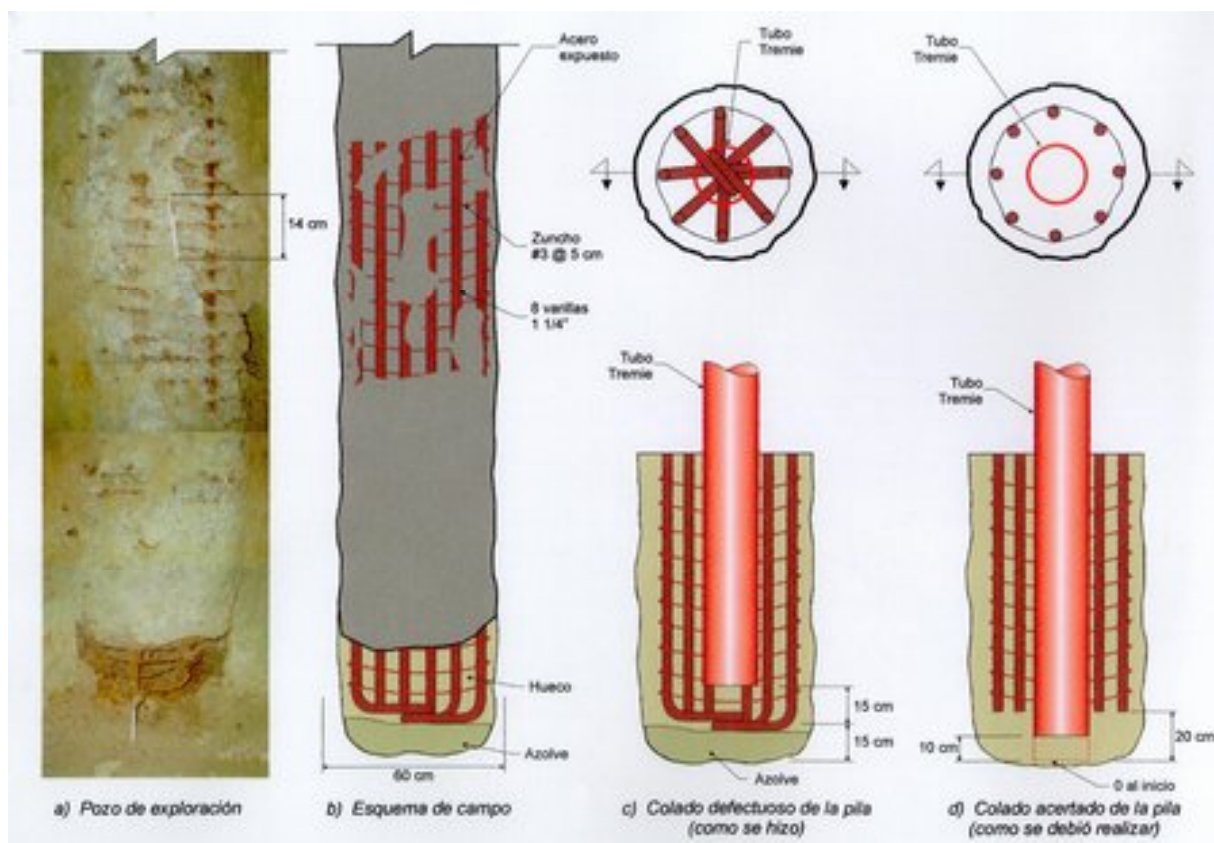


Fig. 3.108, Problemas de colado por exceso de acero inferior

3.14 Resistencia y fluidez del concreto

3.14.1 Restricciones básicas

El concreto que se requiere para la construcción de muros milán tiene varias diferencias fundamentales con el concreto convencional empleado para la superestructura, sus características deben ser las siguientes:

- Fluidez para ser capaz de descender a lo largo del tubo tremie o de la bomba de colado sin que se formen discontinuidades.
- Compacidad suficiente para alcanzar su resistencia de diseño aún sin el vibrado del concreto usual porque es imposible aplicarlo en el muro milán.
- Resistente a las condiciones químicas del entorno, por ejemplo a la salinidad del agua del subsuelo, así como a los materiales orgánicos.
- Sangrado mínimo para evitar zonas débiles en la parte superior de los muros.

En el caso de los muros con piezas prefabricadas los comentarios anteriores pierden importancia porque los concretos se preparan en la superficie.

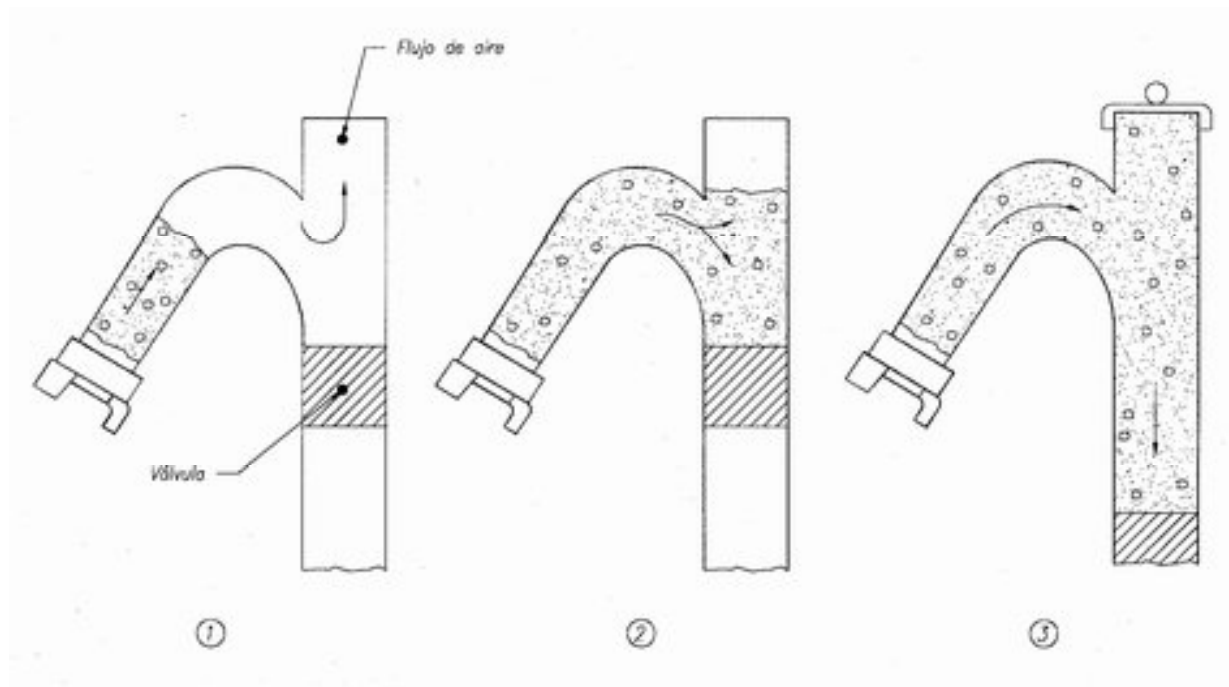


Fig. 3.109, Trampa para aire necesaria para colados con bomba (LCPC, 1978)

3.14.2 Materiales empleados

Cemento. El cemento debe ser resistente a los ataques químicos del entorno, a los ácidos orgánicos que puede haber en el subsuelo y la salinidad del agua; los cementos puzolánicos pueden ser los más adecuados para estas condiciones.

Agregados. Los agregados deben tener una curva granulométrica continua y la forma de las partículas de preferencia debe ser redondeada porque facilita la operación de colado con el tubo tremie. En el caso de que sólo se disponga de materiales triturados puede ser conveniente incrementar el porcentaje de arena y por supuesto de cemento. El tamaño máximo de la grava que se utilice debe ser $1/20$ del diámetro del tubo tremie para evitar que se desarrolle el fenómeno de arqueo, que puede imposibilitar el descenso del concreto.

Agua. Su calidad debe satisfacer los requisitos más estrictos para ser aceptada.

Mezclas de prueba. Es recomendable ensayar una mezcla previa, haciéndola pasar por el tubo tremie, antes de introducir el concreto a un muro excavado; esta simple precaución ha eliminado cometer costosos errores. Para orientar estas pruebas se puede empezar por ensayar mezclas con 400 kg de cemento por metro cúbico con relación agua cemento $A/C = 45$. El revenimiento de la mezcla debe ser de 18 a 22 cm.

3.14.3 Aditivos químicos

Cenizas volantes. Este polvo (fly ash) de gran capacidad puzolánica aumenta la fluidez del concreto y simultáneamente reduce la permeabilidad.

Plastificantes y estabilizadores de volumen. En general estos aditivos son admisibles a condición de hacer pruebas de laboratorio para verificar que su aplicación será satisfactoria.

Retardadores del fraguado. Estos aditivos deben ser proscritos en la fabricación de muros milán.

Agua adicional. Es frecuente que los concretos prefabricados arriben al sitio de la obra con un tiempo excesivo y por ello incluso con cierto fraguado inicial y erróneamente se corrijan agregando agua; ésta es una práctica inadmisible, aunque se le agregue cemento adicional.

13.4.4 Concretos autocompactables

Los concretos autocompactables (*Self Compacting Concrete*, SCC) son un desarrollo tecnológico japonés de principios de 1980, que se empezó a utilizar en Europa en 1990 con tal éxito que están desplazando a los concretos convencionales.

El aditivo esencial de este concreto es el éter de policarboxilato que se le denomina como un superfluidizante y simultáneamente permite una amplia reducción del agua, los agentes puzolánicos con innecesarios y hasta indeseables; en su preparación se utiliza cemento normal. Una propiedad sorprendente de estos concretos es la baja temperatura que generan y por ello se evitan las fisuras de temperatura y su curado es más simple. La prueba de revenimiento pierde significado porque al levantar el cono se esparce como un líquido que ocupa un círculo de 60 a 80 cm de diámetro.

Estos concretos hasta recientemente sólo eran mezclados en planta, ahora los aditivos están disponibles en el mercado y son congruentes con la adición de cenizas volantes (fly ash), silicatos activos (*silica fume*) y aditivos inclusores de aire.

El costo de estos concretos autocompactables resulta mayor que los convencionales, pero los proveedores afirman que por sus virtudes es admisible este sobre costo; entre ellas mencionan:

- a) El comportamiento de la estructura es mejor o al menos igual al del concreto convencional.
- b) La reducción de volumen es menor o al menos igual a la del concreto convencional.
- c) La adherencia con el acero de refuerzo es mejor o al menos igual al concreto convencional.
- d) Es poco absorbente de la humedad y por ello de mayor duración.

3.15 Impermeabilización de muros

3.15.1 Vías de penetración

La penetración de agua del subsuelo a un cajón través de un muro milán ocurre por tres vías:

- a) La principal es por las juntas mal selladas en las que el gasto puede ser tan vasto que afecte la funcionalidad de la estructura y se haga necesario mantener un sistema de bombeo constante para eliminar el agua.
- b) Los eventuales huecos que queden en la masa de concreto porque esté contaminado con detritus de la excavación y se transformen en ductos por los que pasa el agua.
- c) La permeabilidad natural de la masa de concreto, por esta vía el volumen de agua puede ser muy reducido y por ello tolerable, pero en caso contrario debe ser eliminada.

Una vez que uno o varios módulos de un muro resultan con permeabilidad inaceptable se suscita la necesidad de detener el flujo de agua, la urgencia con frecuencia conduce al empleo de selladores químicos que de inmediato la eliminan, sin embargo, en unas pocas horas o a lo más en unos días se reanuda nuevamente la filtración. Sin duda que los selladores externos pueden emplearse, pero se debe admitir que es una solución temporal y poco confiable; a continuación se describe la manera de enfrentar los tres casos mencionados de manera racional.

3.15.2 Impermeabilización de las juntas

Errores de diseño del muro. Cuando el muro se construye correctamente debería de conducir a una junta impermeable, en particular en las que se incluyen la banda de PVC compartida por dos muros consecutivos; sin embargo, paradójicamente esas suelen ser las que tienen las mayores filtraciones, principalmente originadas por los errores en la geometría de la junta. En la Fig. 3.110 se reproduce la junta de colado propuesta por un diseñador poco experimentado en la fabricación de muros milán. Esa junta tiene dos errores geométricos importantes: (a) los lados planos de 23 cm de ancho de contacto con el suelo requerirán durante la extracción de fuerzas cercanas a 100 ton, como se detalló en el inciso 3.11.6, para romper la adherencia suelo–junta con la influencia de la lechada que penetre, y el más importante, (b) los lados planos de 9 cm en la llave de cortante que conformará el concreto y que alojará la banda de PVC; al retirar esta junta el concreto estará con un endurecimiento inicial y la adherencia concreto–acero, a pesar de la grasa que se unte a la junta, podrá ser suficiente para romper esta unión o al menos mover de su posición correcta a la banda de PVC y con ello impedir su utilidad. La llave de concreto en forma de trapecio elimina de manera radical este segundo problema.

Es interesante mencionar que la junta antes descrita la han recomendado insistentemente conocidos diseñadores que desconocen los detalles geométricos correctos de las junta y con ello han provocado muchos problemas de comportamiento en los muros así construidos, lo que ha derivado en una conclusión muy generalizada y equivocada de que “las juntas de

PVC generan problemas y son de muy poca utilidad”, sin reconocer que cuando quedan mal colocadas pierden su funcionalidad. Este error se cometió en un gran número de los muros del metro de la ciudad de México y por ello al paso de los años han abatido el nivel freático de su vecindad. Afortunadamente algunos de los constructores han evitado caer en este error.

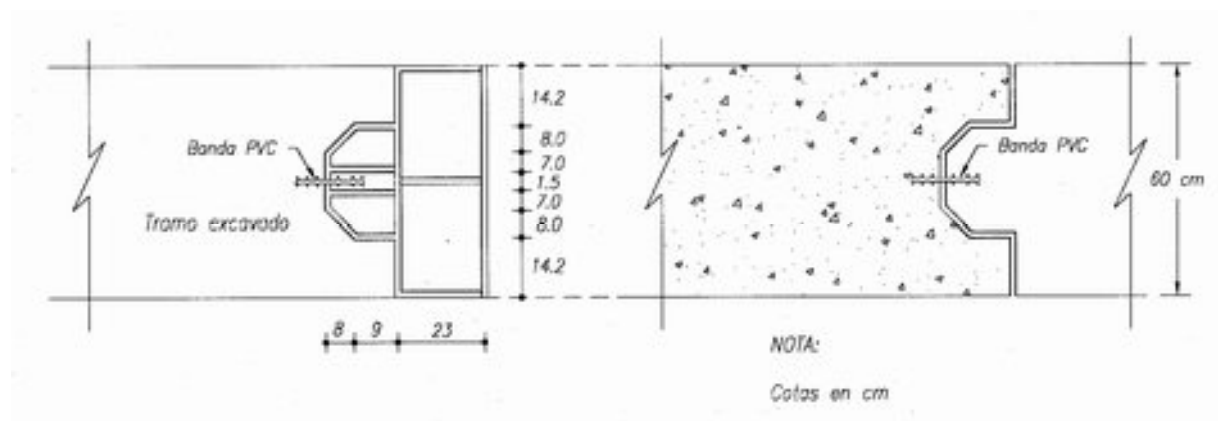


Fig. 3.110, Junta metálica con errores geométricos

Errores en los muros prefabricados. En la Fig. 3.111 se muestra un esquema de la junta tipo ISTME adoptada para algún tramo con muros prefabricados en el metro de la ciudad de México, en ella se confía que la impermeabilidad la proveerá un colado posterior en la caja de cortante que se deja, pero esto siempre ha resultado ineficaz, porque el agua a presión actúa sobre el concreto fresco y parcialmente erosiona la lechada fresca, antes de que endurezca, provocando una junta permeable. Se pensó que también se podría sellar colocando concreto o mortero en una ranura lateral, pero tuvo el mismo problema de lavado del cementante; incluso se intentó colocar mangueras de drenaje temporal para abatir la presión del agua, pero tuvieron poca influencia. Como consecuencia esta solución de muros también ha ocasionado tramos con excesivas filtraciones que afectan las colindancias.

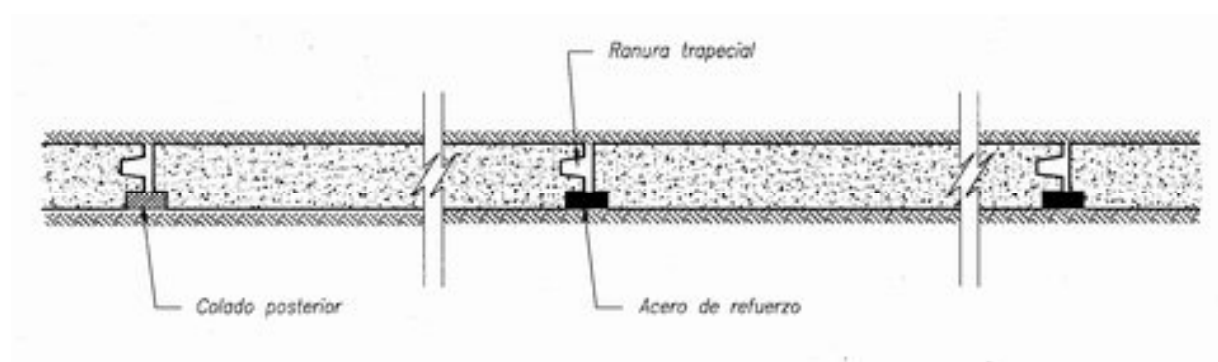


Fig. 3.111, Junta tipo ISTME para muros prefabricados

3.15.3 Técnicas de impermeabilización de las juntas

Cuando se utilice una junta que carece de la ranura para instalar la banda de PVC o que pesar de ella se tenga flujo de agua se puede enfrentar temporalmente con los selladores externos de endurecimiento casi instantáneo, pero lo más recomendable es recurrir a inyecciones en la parte posterior del muro, en donde está en contacto con el suelo. Esta inyección puede ser considerada desde un inicio como parte del proceso de construcción o bien como una acción emergente; para la primera se puede emplear una mezcla cemento bentonita y para la segunda los poliuretanos. Otra técnica para impermeabilizar los muros es aplicar bandas de materiales expandibles.

Inyección de mezclas cemento bentonita. Esta inyección correctiva se puede realizar mediante un tubo vertical con perforaciones laterales obturadas que se coloca al lado del muro previamente colado y antes de vaciar el concreto del muro siguiente; en la Fig. 3.112 se ilustran las dos posiciones en que se puede instalar, en la parte interior o en la exterior. Es difícil recomendar cual es la mejor posición.

Una vez que se realiza la excavación del suelo dentro del recinto y se identifican las juntas en las que fluye el agua se procede a inyectarlas, el flujo horizontal de agua favorece la penetración de la mezcla de inyección en la junta. La viscosidad de la mezcla se elige en función de la dimensión de la abertura que se está sellando, a esa mezcla se le puede agregar aditivos aceleradores y hasta los selladores de corto tiempo de fraguado; el empleo de la bentonita es para lograr un sello flexible que se acomode a los pequeños movimientos que pueden ocurrir entre dos muros contiguos en la etapa de construcción.

El diámetro de los tubos de inyección podrá ser de 1 a 2 pulgadas, en función del diámetro del inyector con el que cuente el constructor, incluso pueden ser tubos de manguitos para tener un control puntual del sitio de inyección. Es recomendable que en la vida útil de la estructura se pueda tener acceso a los tubos que fueron más difíciles de sellar, porque eventualmente se podría reanudar el flujo.

Inyecciones de poliuretano. Esta alternativa ha tenido mucho éxito en los últimos años, la única limitación es su costo elevado, por ello sólo se le puede utilizar como solución emergente. El poliuretano se aplica inyectándolo en pequeñas perforaciones que atraviesan el muro en las partes donde fluye el agua. Los poliuretanos se suministran con distintas dosificaciones que les permite ser desde rígidos a flexibles

Bandas de material expandible. Son bandas o tiras de una pasta de hule butil no vulcanizado mezclado con bentonita de alta plasticidad que pueden expandir hasta cinco veces su volumen; sus dimensiones pueden ser de unos 3 cm de ancho por 2 cm de alto en rollos de longitud de hasta 30 m; uno de los lados de la banda lleva una cinta adhesiva. Para el caso de muros milán la banda se suele adherir al concreto del muro previamente fabricado con ayuda de una barra temporal de colocación de la tira.

3.15.3 Impermeabilización del concreto

El flujo de agua a través de un muro milán es un fenómeno que satisface la ecuación básica de Darcy; en cuanto a la permeabilidad media del concreto carente de aditivos especiales

tiene un valor de $k = 10^{-6}$ cm/seg, el volumen de agua que puede pasar se ilustra en el siguiente ejemplo:

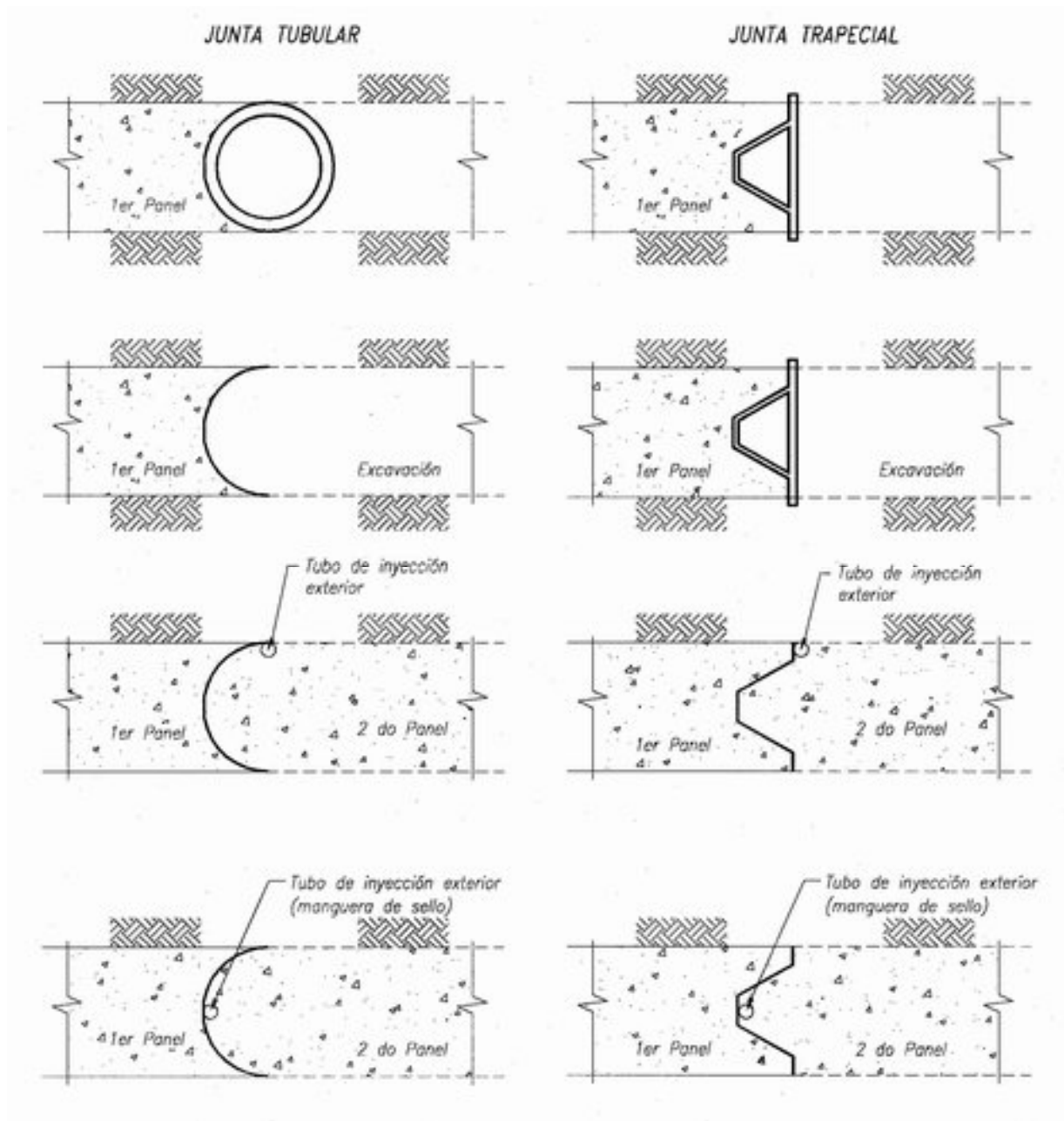


Fig. 3.112, Inyecciones de mezclas cemento-bentonita

Se trata de un cajón de cimentación de 150 m de perímetro y de 15 m de profundidad; el ancho del muro es de 0.6 m y el nivel freático en el exterior está a 1 m de profundidad.

Entonces:

$$Q = k i A \quad (\text{ec. 3.28})$$

donde

k coeficiente de permeabilidad de $k = 10^{-8}$ m/seg

i gradiente medio $i = 0.6/7$

A área = $150 \times 14 = 2100$ m²

$Q = 155$ lt/día

Este número aparenta ser excesivo; sin embargo, en el cajón del ejemplo lo único que puede generar es un ambiente húmedo, tan solo un remajo en la paredes de 0.07 mm de espesor de agua.

Es interesante mencionar que los aditivos integrales más efectivos para impermeabilizar la masa de concreto, difícilmente la reducen en un 10%. Lo cual también se puede lograr incrementando el contenido de cemento.

3.15.4 Membranas impermeables

La construcción de muros milán en sitios en que aún los pequeños flujos de agua contaminada deben eliminarse o al menos reducirse drásticamente como son los casos de: (a) cisternas de agua potable en las que el agua deba permanecer protegida; (b) cuando el muro confina rellenos de desechos industriales y se trata de evitar que los lixiviados atraviesen el muro, sobre todo cuando esos rellenos son radioactivos. Estos casos han dado paso al empleo de membranas de polietileno de alta densidad que se instalan como parte del muro milán.

3.16. Reducción de la fricción negativa

3.16.1 Generalidades

La fricción negativa es una acción a consecuencia de un mecanismo de deformación diferencial que consiste en que la masa de material arcilloso que rodea a una cimentación y que está en proceso de consolidación se adhiera y gravite sobre la cimentación misma, lo cual se traduce en una sobrecarga cuyo valor máximo es el equivalente al peso del suelo circundante adherido a dicha estructura. Este fenómeno lo sufren las cimentaciones de la ciudad de México resueltas a base de pilotes de punta y las de pilotes de fricción cuyas puntas están sobre algún lente duro o eventualmente se han apoyado en la capa dura. Cuando una de esas cimentaciones tiene un cajón, que puede ser un muro milán, la fuerza descendente que aplica el suelo en el exterior del muro debe ser evaluada y casi siempre conviene tratar de reducir su magnitud como se menciona más adelante.

3.16.2 Estimación de la fricción negativa

Como se mencionó antes, en un muro milán durante su colado e inmediatamente después de colocar el concreto, la presión ejercida sobre las paredes de la excavación es la hidrostática producida por la mezcla fluida, esta presión puede hasta exceder a la presión de reposo del subsuelo. Sin embargo, a medida que el concreto va endureciendo la presión disminuye.

A continuación se hace un análisis de la fuerza de fricción negativa actuante en el muro milán y que influye directamente en su comportamiento a largo plazo, Fig. 3.113.

$$FN = c_{uu} \alpha A_l \quad (\text{ec. 3.29})$$

donde

FN fricción negativa
 c_{uu} cohesión media de la arcilla en prueba triaxial rápida
 α coeficiente de adherencia entre el muro milán y arcilla
 A_l área lateral del muro

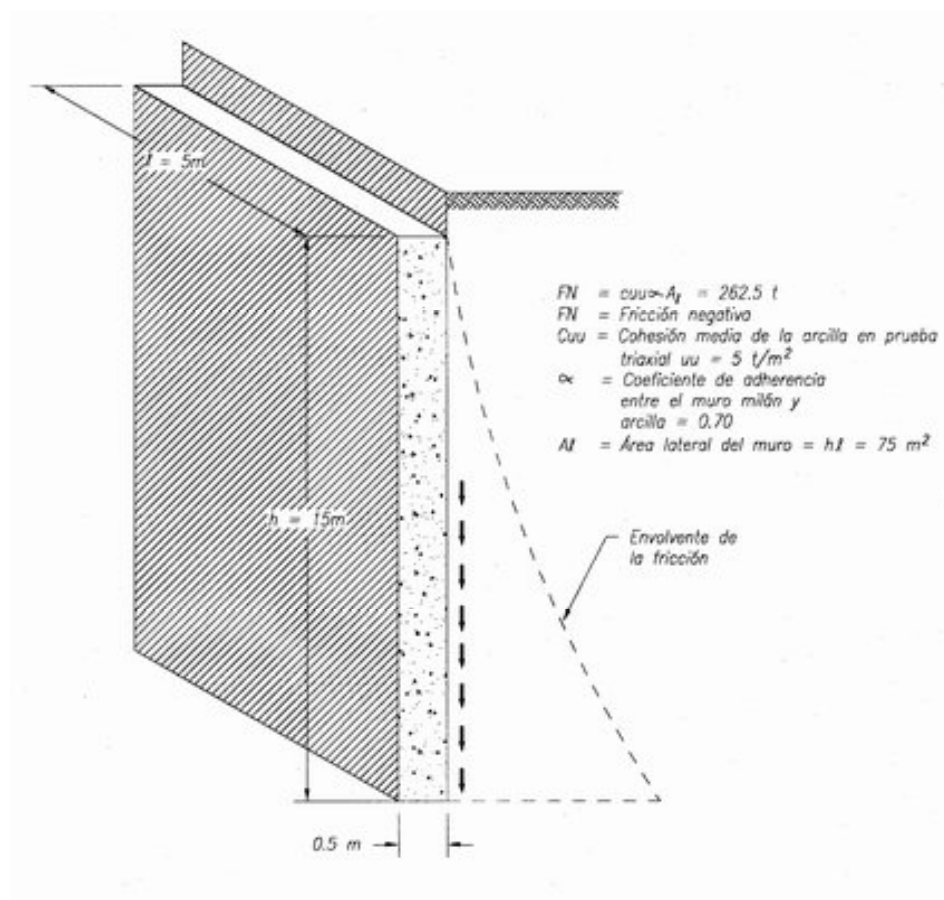


Fig. 3.113, Fricción negativa en el lado exterior del muro milán

Para ilustrar esta expresión considérese un caso típico de la ciudad de México donde: $c_{uu} = 5 \text{ t/m}^2$, $\alpha = 0.70$ y $A_l = 75 \text{ m}^2$. Con estos parámetros resulta una fricción negativa de $FN = 262.5 \text{ ton}$. Este valor resulta tan alto que como se dijo antes, siempre será conveniente tratar de reducir esta fuerza indeseable; para ello se tiene que entrar en un campo experimental peculiar para la ciudad de México.

3.16.3 Membranas y placas de baja fricción

Objetivos experimentales. Con la finalidad de estudiar en que medida se podría reducir la fricción negativa que se desarrolla entre el área lateral exterior del muro milán y el suelo arcilloso que lo confina, se realizaron una serie de experimentos de laboratorio en pruebas de interfaz arcilla-concreto utilizando un equipo de corte directo, el objetivo fue evaluar la efectividad de algunos recubrimientos de polietileno colocados sobre las pastillas de concreto empleados en estos ensayos.

Ensayes de corte directo. El aparato utilizado en las pruebas de corte directo se presenta en la Fig. 3.114, consiste de dos anillos de bronce, el inferior permanece fijo durante la prueba y el superior desliza y efectúa el corte; para medir el cortante en la interfaz se realizaron los siguientes ensayos: (a) entre la arcilla y el concreto para distintos valores del esfuerzo de confinamiento; (b) se evaluó también la reducción del cortante que se puede alcanzar con distintos tipos de membrana separadora y (c) para comparación se midió el cortante cuando la interfaz es arcilla y también cuando ambos lados son de concreto (Cuanalo, 1993).

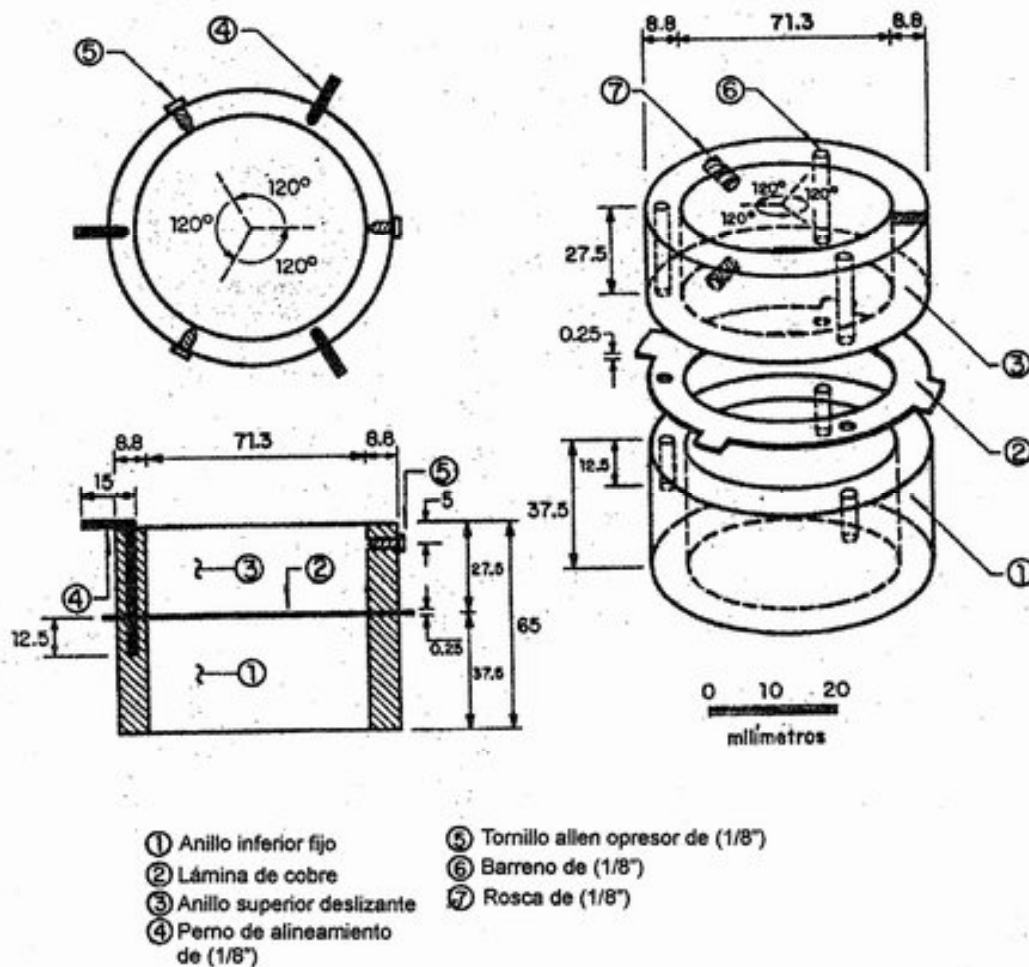


Fig. 3.114, Anillos de corte directo para pruebas de interfaz

Se realizaron 5 series de ensayos, cada una estuvo integrado por tres pruebas con presiones verticales de 0.5, 1.0 y 1.5 kg/cm². La primera se llevó a cabo en arcilla inalterada para conocer su resistencia al corte, ensaye A/A; la segunda, tercera y cuarta series fueron pruebas de interfaz A/C con diversos recubrimientos sobre el concreto. La última serie fue de concreto con concreto, C/C, para tener una idea de la fricción que se desarrolla en este material. En la Fig. 3.115 se presenta un esquema de los materiales utilizados en estos ensayos.

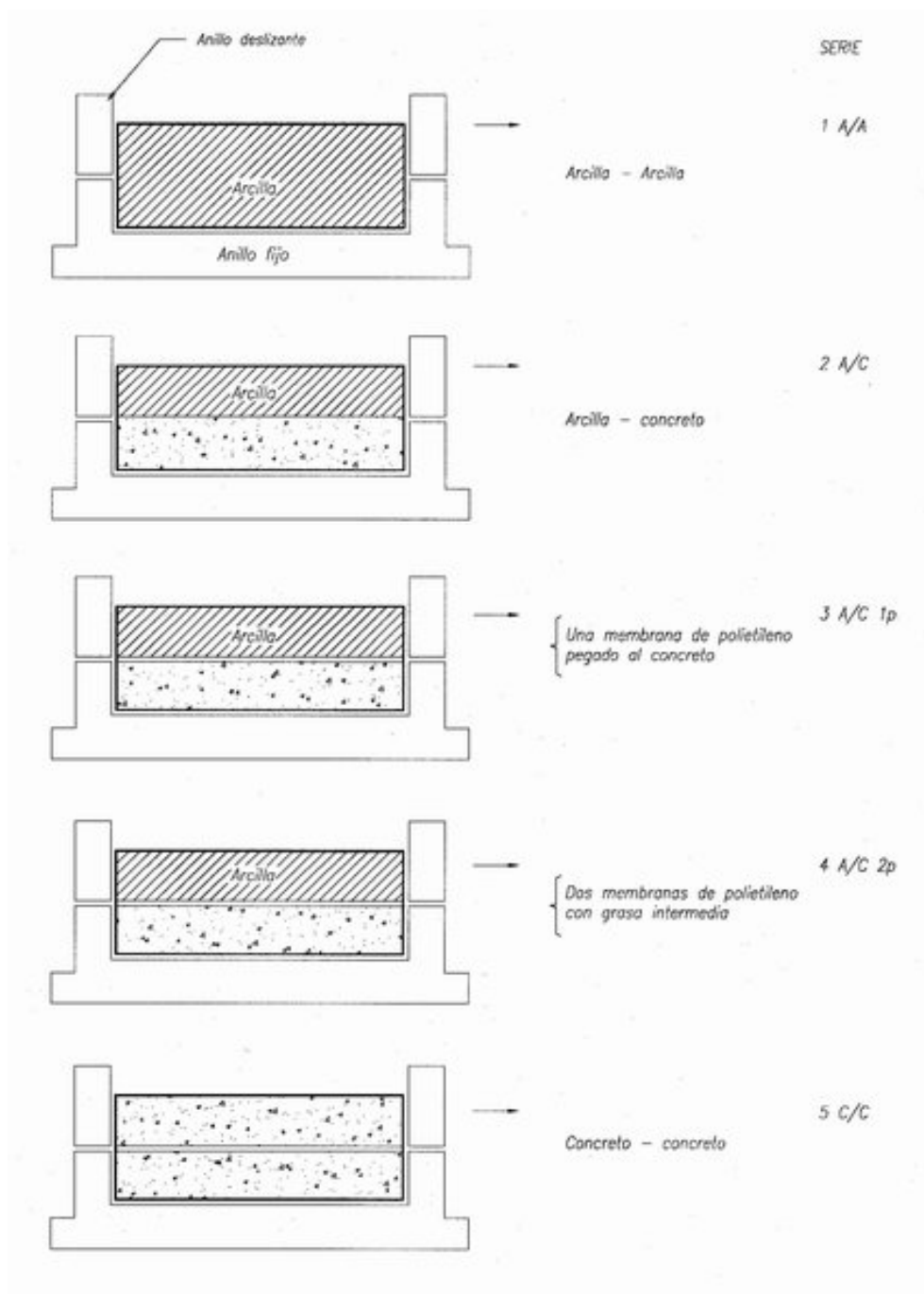


Fig. 3.115, Interfaz arcilla-cemento, estudio de fricción negativa

Las muestras de arcilla se labraron en forma de pastillas circulares con dimensiones promedio de 71 mm de diámetro y espesores de 26 y 14 mm para las pruebas de arcilla sola, ensaye A/A, y de interfaz A/C, respectivamente. La arcilla utilizada era típica de la zona de lago de la ciudad de México con un contenido de agua promedio de 267%, límite líquido de 280% y plástico de 60%; su relación de vacíos inicial fue de 6.2 y su peso volumétrico de 1.2 t/m³. El grado de saturación inicial de las muestras fue casi del 100%.

Las pastillas de concreto para las pruebas de interfaz se fabricaron de 71 mm de diámetro y espesor de 12.55 mm con las siguientes características:

- Seis pastillas de concreto limpio para la serie 2 A/C y la 5 C/C.
- Tres pastillas con recubrimiento en una cara, la que estaría en contacto con el suelo, a base de un plástico polietileno negro de 0.25 mm de espesor, adherido al concreto. Estas pastillas se usaron en la serie 3 A/C-1p.
- Tres pastillas con el mismo recubrimiento que las anteriores inmediatas, más otro plástico polietileno blanco de 0.05 mm de espesor adherido al polietileno negro mediante una capa delgada de grasa. Estas pastillas se usaron para la serie 4 A/C-2p.

Resultados de laboratorio. Los valores del esfuerzo cortante obtenido se graficaron con los correspondiente de la presión vertical aplicada y se obtuvieron las envolventes de falla presentadas en la Fig. 3.116.

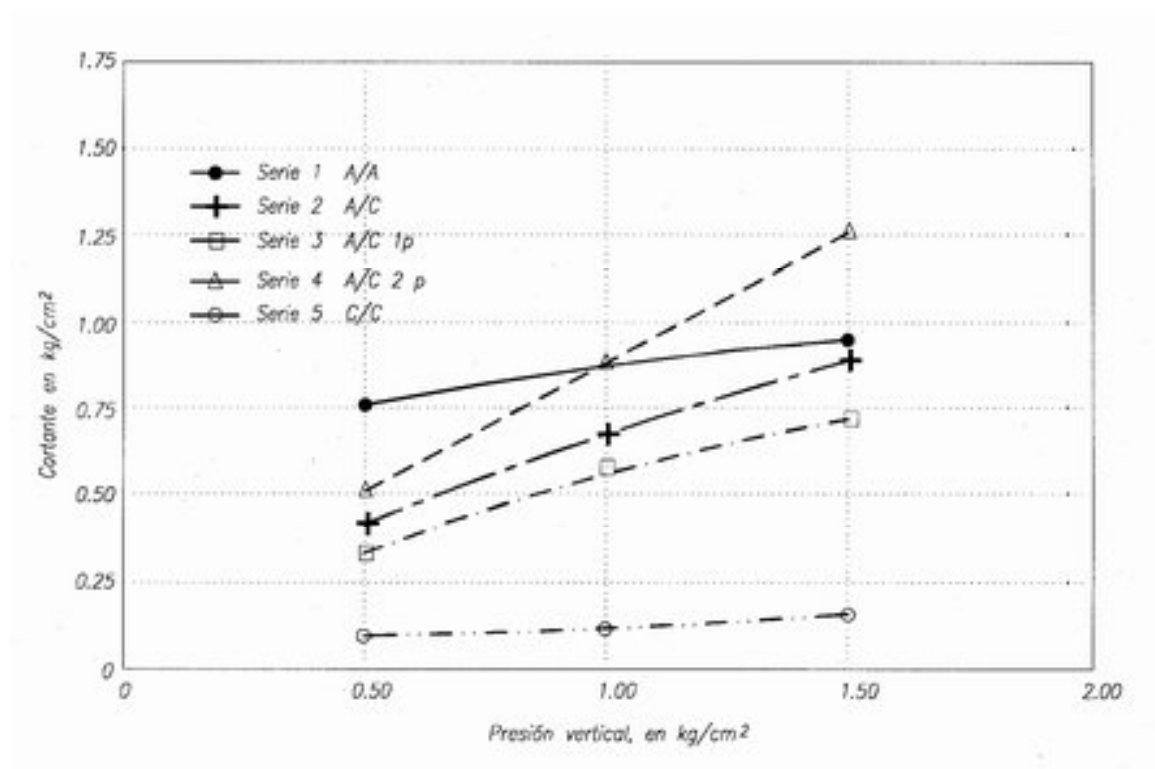


Fig. 3.116, Envolventes de esfuerzo máximo vs. presión vertical

El coeficiente de adherencia se obtuvo de dividir el esfuerzo cortante máximo obtenido en las pruebas de interfaz arcilla-concreto, series 2, 3 y 4 A/C, entre la resistencia al corte de la arcilla inalterada, serie A/A, Fig. 3.117.

Los mínimos valores de esfuerzo cortante y por consiguiente de adherencia se obtuvieron en la serie 4 correspondientes a las pastillas de concreto recubiertas con dos plásticos. Estos últimos esfuerzos fueron en promedio 84% menores que los determinados en la serie 2 sin ningún recubrimiento en el concreto; para las pastillas de concreto con recubrimiento de un plástico los valores resultaron apenas del 18% inferior.

Finalmente se puede concluir que para reducir al máximo la adherencia entre arcilla y concreto, se recomienda colocar una membrana entre estos materiales, integrada por dos plásticos con una capa de grasa intermedia a través de la cual pueda verificarse el deslizamiento. En este caso el coeficiente de adherencia es casi independiente de la presión normal, Fig.3.117.

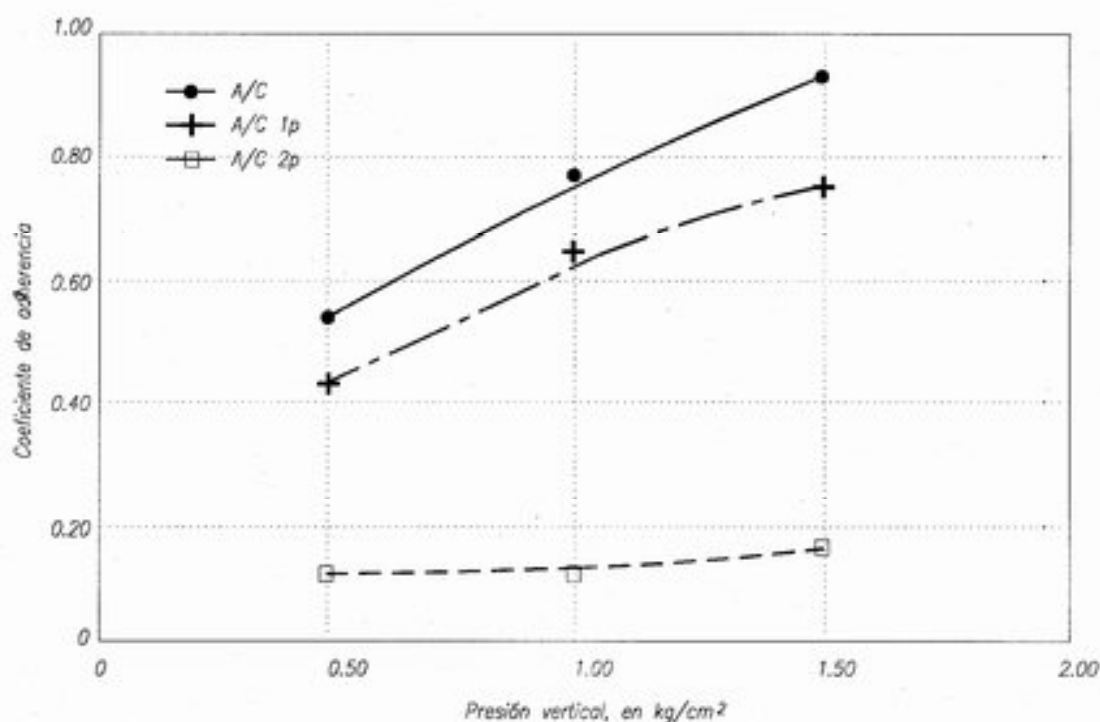


Fig. 3.117, Envoltentes del coeficiente α vs presión vertical

Colocación de membranas antifriccionantes. En una excavación de prueba realizada con la máquina zanjadora *Ginjol* a 16 m de profundidad, se colocaron membranas antifriccionantes en una de las paredes de la excavación; estas membranas estuvieron constituidas por dos polietilenos de 1.70 m de ancho y 16 m de longitud con una capa delgada de grasa intermedia entre ambas. La membrana se colocó en el interior de la zanja estabilizada con lodo bentonítico como se ilustra en la Fig. 3.118, utilizando un rodillo posicionador como el ilustrado en la Fig. 3.119. Hasta el momento no ha habido ningún

proyecto que permita el uso y verificación práctica de estas membranas. Esta técnica se emplea en Europa en las barreras contra la contaminación del subsuelo y emplean membranas de polietileno de alta densidad HDPE de hasta 3 mm de espesor e incluso han desarrollado máquinas de sellado térmico que penetran dentro de la zanja estabilizada con lodo y adhieren verticalmente las membranas.

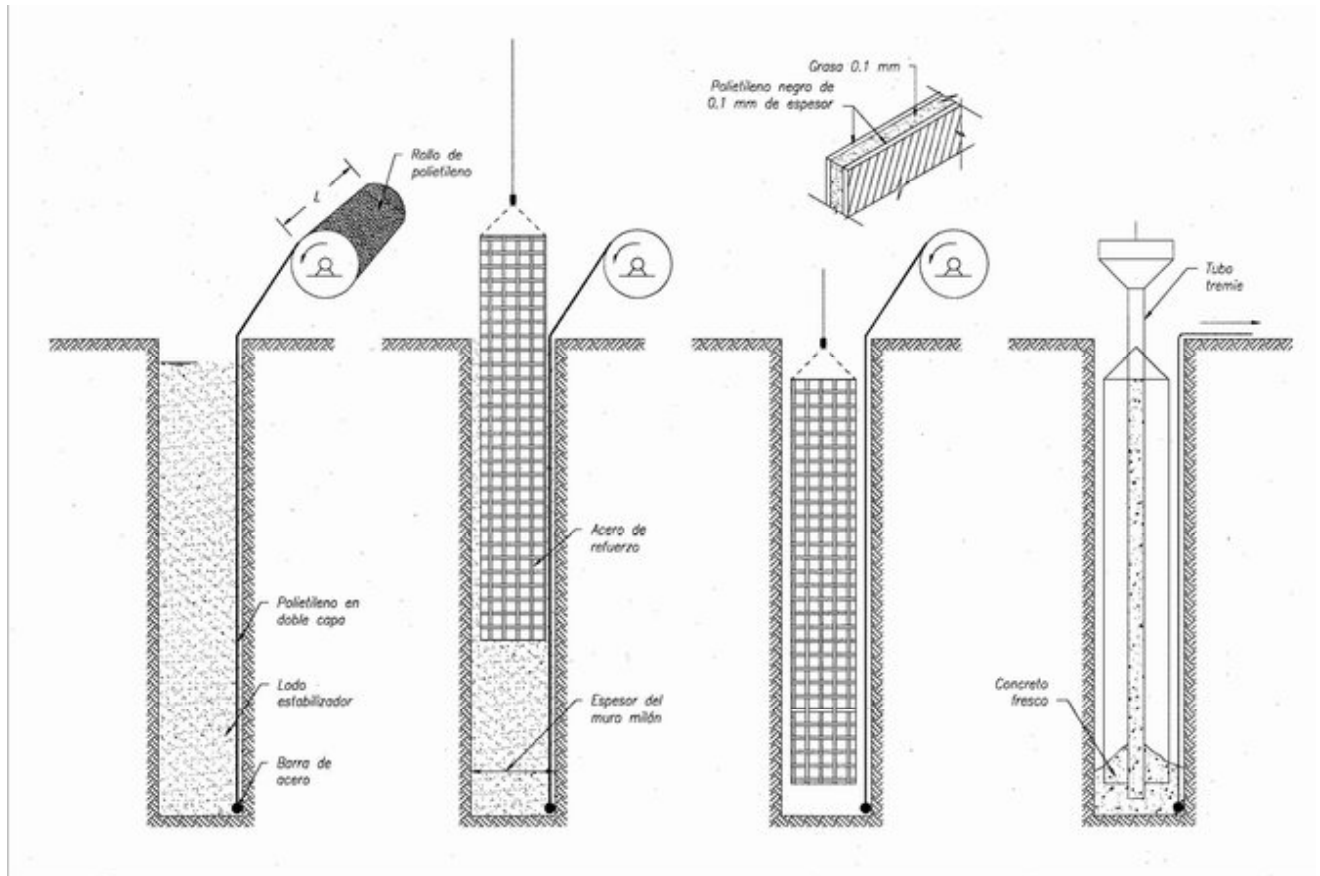


Fig. 3.118, Membrana reductora de la fricción negativa

3.16.5 Inyección de agua

Este ingenio que permite inducir una superficie precortada en la masa de suelo fue desarrollado para separar los comportamientos de la Catedral y la Línea 2 del Metro, en ese caso se logró que la parte norte de la Catedral pudiera descender mientras que el cajón del Metro permaneció en su posición.

La colocación consiste en una línea de perforaciones verticales en las que se instala un tubo de manguitos, la profundidad es igual a la fisura que se intente producir, el número de tubos y su separación van en función de la longitud de la fisura que se requiera inducir y de la resistencia al corte de las arcillas; los orificios del tubo van en cada metro. El análisis de esfuerzos del sitio permite precisar la presión a la que se debe inyectar el agua y la frecuencia de la velocidad de asentamiento regional que exhiba el sitio.

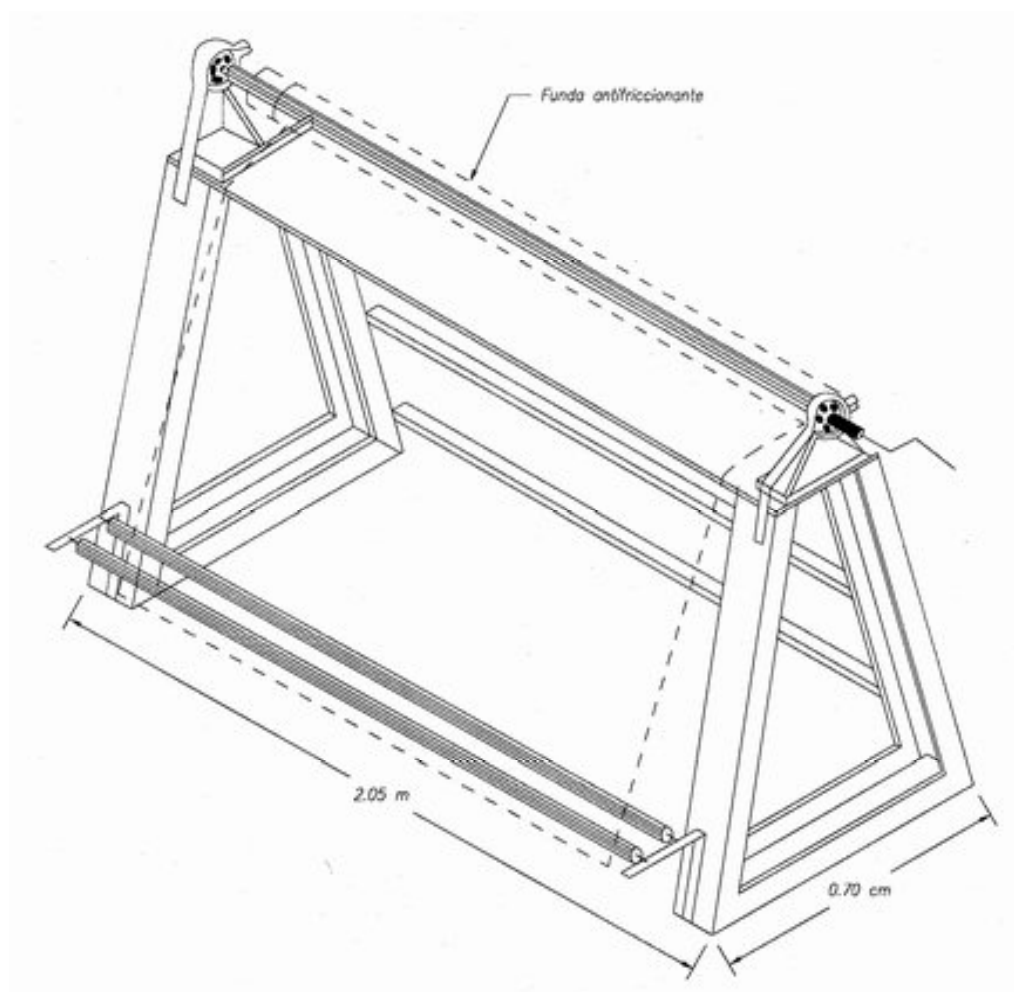


Fig. 3.119, Rodillo posicionado de membrana antifriccionante

3.17 Supervisión e instrumentación de control

3.17.1 Alcance

Supervisión de la construcción de un muro milán. Es una acción de la construcción que requiere conocimiento y experiencia; es un error grave confiarla a técnicos sin el conocimiento básico de todos los detalles de esa técnica especializada. Estas notas podrán ayudar a subsanar en parte este delicado aspecto, que en el pasado se ha acostumbrado a confiarlo a técnicos inexpertos con consecuencias costosas y hasta desastrosas.

Instrumentación de control. Esta ayuda permite verificar que el comportamiento de los muros y comprobar que se cumplen los objetivos del diseño o si se deben introducir correcciones. La instrumentación debe ser adaptada para cada caso particular, tomando en cuenta la precisión y limitaciones de cada instrumento que se decida instalar. En el pasado se ha descuidado este enfoque y hasta se ha desprestigiado la utilidad de los instrumentos. El enfoque que se propone aquí es el mínimo que deberá ser siempre aplicado.

3.17.2 Proceso constructivo

El proceso de construcción de un muro milán se muestra en el esquema de la Fig. 3.120, el cual se puede decir que resume todos los capítulos de estas notas y que el técnico supervisor debe seguir con todo el cuidado y detalle.

3.17.3 Aparatos para el control

En la construcción de muros milán se debe contar todos los aparatos y dispositivos para medir y comprobar que se está realizando el trabajo correctamente, entre los cuales nunca deberán faltar los siguientes:

Aparatos de topografía. Una estación total o al menos un tránsito de precisión 0.5', un nivel de precisión.

Dispositivos para control de lodos. Báscula Baroid, cono Marsh, cronómetro, cinta para medir PH, tubos de ensaye para verificar el contenido de arena.

Control de la zanja. Plomada pesada para verificar la profundidad de la zanja, de ser posible medidor del ancho de la zanja a distintas profundidades.

3.17.4 Inclínómetros

Aparato sensor de la tubería de inclinómetro. Se le puede describir como una plomada electrónica que se hace descender dentro del tubo testigo de aluminio para medir los cambios de verticalidad de una secuencia de puntos a lo largo del tubo, usualmente a cada 50 cm. La medición se hace primero en una dirección y después en la ortogonal, gracias a que el sensor tiene ruedas que lo guían en las ranuras verticales y diametrales del tubo.

El tubo testigo es de aluminio y sus medidas satisfacen un estándar para facilitar que se puedan emplear celdas sensoras de los distintos fabricantes, las cuales las diseñan y construyen para distintas precisiones, congruentes con la magnitud de las deformaciones que se esperan ocurran.

La confianza que se puede tener en las mediciones que se hacen con las inclinómetros se define mediante dos parámetros:

- a) La sensibilidad del aparato, que se puede definir como la medición más pequeña que pueden hacer.
- b) La precisión total que tienen esos aparatos en una profundidad especificada, usualmente de 30 m (100 pies).

En la Tabla 3.24 se anotan la sensibilidad y precisión de los inclinómetros de mayor exactitud; en cuanto a la precisión se interpoló para un muro milán de 20 m de profundidad.

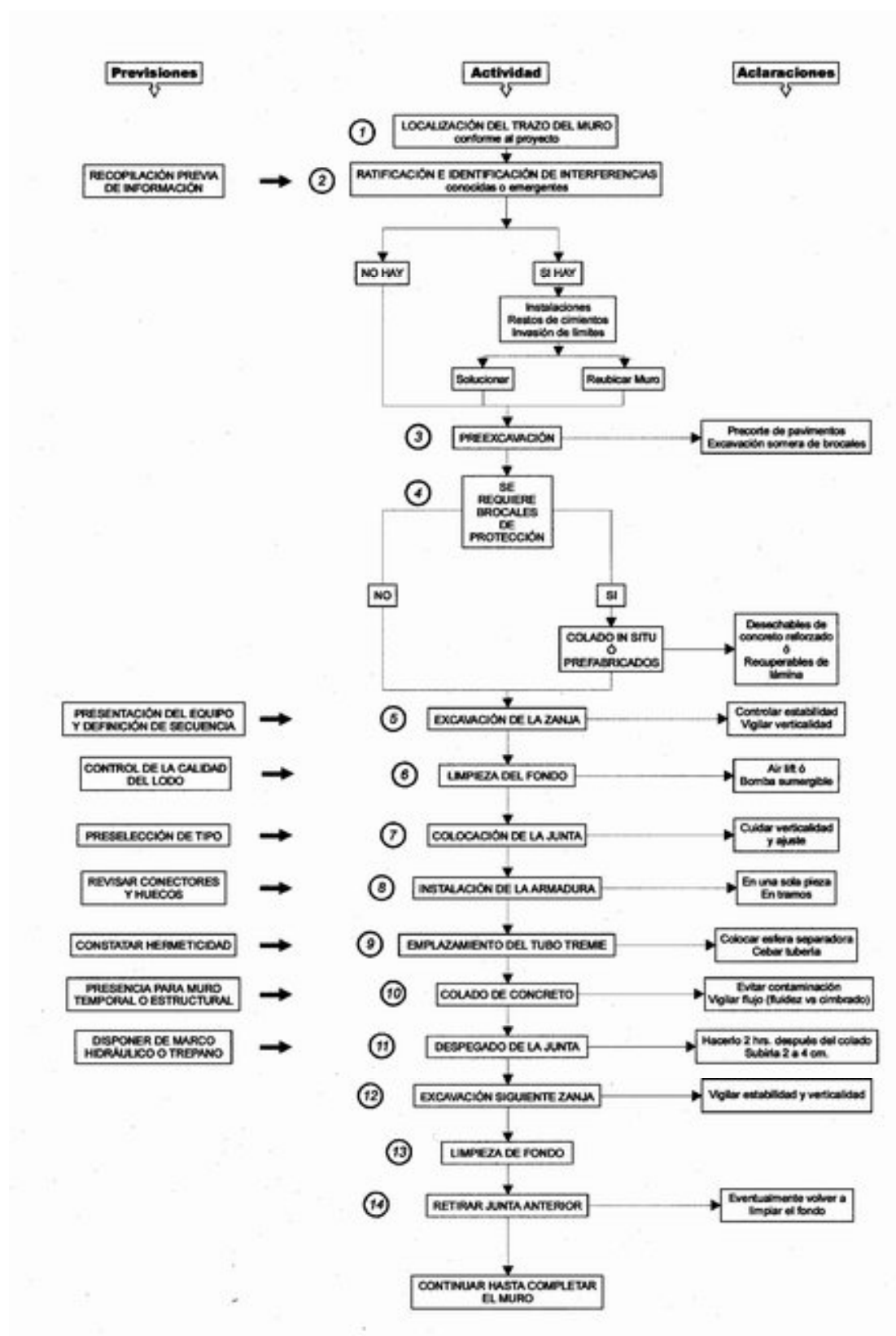


Fig. 3.120, Secuencia de construcción del muro milán

Tabla 3.24 Sensitividad y precisión de inclinómetros

Marca	Modelo	Sensitividad Como relación y en minutos de arco		Precisión total (1)
Geokon	6000	± 0.005 mm en 500 mm	0.034´	± 4.7 mm en 20 m
Sinco	Digitilt	± 0.02 mm en 500 mm	0.137´	± 7.2 mm en 20 m
Metronic	-----	-----	0.84´ (2)	No declarada (3)
Sinco	200 B (4)	1/10-3	3.44´	± 16 mm en 20 m

- (1) Los fabricantes de las marcas *Geokon* y *Sinco* la definen para 100 pies
- (2) Valor estimado de las mediciones proporcionadas y comprobada verbalmente con el fabricante del aparato. En el informe se afirma que es de 1'
- (3) Verbalmente el fabricante del aparato informó que es de ± 44 mm en 20 m
- (4) Este aparato ha caído en desuso por su baja precisión

Los dos primeros inclinómetros, el Geokon y el Sinco Digitilt, son los aparatos de mayor precisión que se construyen actualmente; los sensores electrónicos que tienen en su interior son dos acelerómetros muy estables. El inclinómetro Metronic es de fabricación nacional, cuya precisión en los 20 m de profundidad de una posición muy optimista podría ser de ± 22 mm. El Sinco 200 B tiene dos potenciómetros. Los valores consignados en la Tabla 3.24 demuestran que el inclinómetro Metronic es sensible, pero el de menor precisión.

Es muy importante aclarar que las precisiones que afirman los fabricantes la alcanzan en condiciones óptimas de operación, que casi siempre incluyen ausencia de polvo, temperatura estable, humedad controlada y operadores expertos en el manejo del aparato; estas condiciones casi nunca se pueden lograr en el campo.

Precisión de las mediciones. Independientemente del tipo de inclinómetro, al igual que para cualquier equipo de medición mecánico o electrónico al interpretar las mediciones el experto siempre toma en cuenta la precisión del aparato, por ello una cierta lectura la debe juzgar de la siguiente manera:

$$\text{Magnitud definida} = \text{Lectura del aparato (medición)} \pm \text{Error del aparato}$$

Considerando que los muros milán en su mayoría tienen menos de 20 m de profundidad, la precisión anotada en la Tabla 3.24 es una frontera que debe ser evaluada con rigor y que prácticamente demuestra que sólo los dos primeros inclinómetros, Geokon y Digitilt, tienen la precisión para verificar la magnitud de las deformaciones laterales que sufre un muro a consecuencia de los empujes horizontales y por ello es el indicador de la estabilidad del muro.

El desplome mínimo que detecta un inclinómetro Geokon en un muro de 20 m es de 4.7 mm.

Instalación de la tubería. La tubería del inclinómetro se fija al acero del refuerzo para que quede confinada por el concreto del muro; es una maniobra simple pero debe cuidarse de la hermeticidad de la tubería para evitar que penetre lechada que ocupe parte del tubo o de las ranuras y por ello haga incierto o impida el paso de la celda sensora.

3.17.5 Plomadas electrónicas

Estos aparatos se instalan después de excavado el suelo de la parte interior del muro, así que sólo pueden medir la pérdida de verticalidad posterior a la excavación; sin embargo, su gran precisión las hace necesarias en algunos casos, ya que pueden medir 0.1 mm en la altura total del muro.

El deslome mínimo que detecta uno de estos aparatos es de 0.1 mm en los 20 m del ejemplo.

3.18.6 Líneas de colimación

Esta tradicional técnica de la Topografía sigue siendo la de mayor confianza para advertir los desplazamientos horizontales de la corona de un muro milán; los puntos que se miden suelen estar a cada metro de muro.

3.18 Casos prácticos

3.18.1 Torre JV, ciudad de Puebla

El edificio tiene una altura de casi 100 m, con 25 niveles, y una geometría en planta de 18.4 x 18.4 m, con una relación de esbeltez de alrededor de 5. Está estructurado con sólo nueve columnas, con descargas del orden de 3,000 t cada una, Fig. 3.121.

Los suelos encontrados corresponden a depósitos eólicos de origen volcánico, y superficialmente se encuentran arcillas expansivas; el nivel de aguas freáticas se encontró a 7 m de profundidad. La secuencia estratigráfica se muestra en la Tabla 3.25.

Tomando en cuenta las condiciones anteriores, la cimentación se resolvió con un muro milán, desarrollándose en el perímetro más dos contratraves interiores, Fig. 3.122; el muro se diseñó de 70 cm de ancho, apoyado a 18 m de profundidad; adicionalmente, se construyó un cajón de concreto, de 6 m de altura, que rigidiza el conjunto y sirve como sótano de estacionamiento.

Tabla 3.25, Perfil estratigráfico en la Torre JV

Prof. m		Descripción	Número de golpes SPT	γ t/m ³	S_u t/m ²
0 a 1.8		Arcilla arenosa de consistencia media (CL)	15	1.8	-
1.8 a 7		Arcilla arenosa de consistencia muy firme (CL)	> 50	1.9	89
7 a 15		Arena arcillosa de compacidad media (SC)	15	-	48
15 a 25		Arcilla arenosa de consistencia dura (CL)	> 50	1.9	-

Siendo, γ el peso volumétrico; s_u la resistencia al corte no drenada

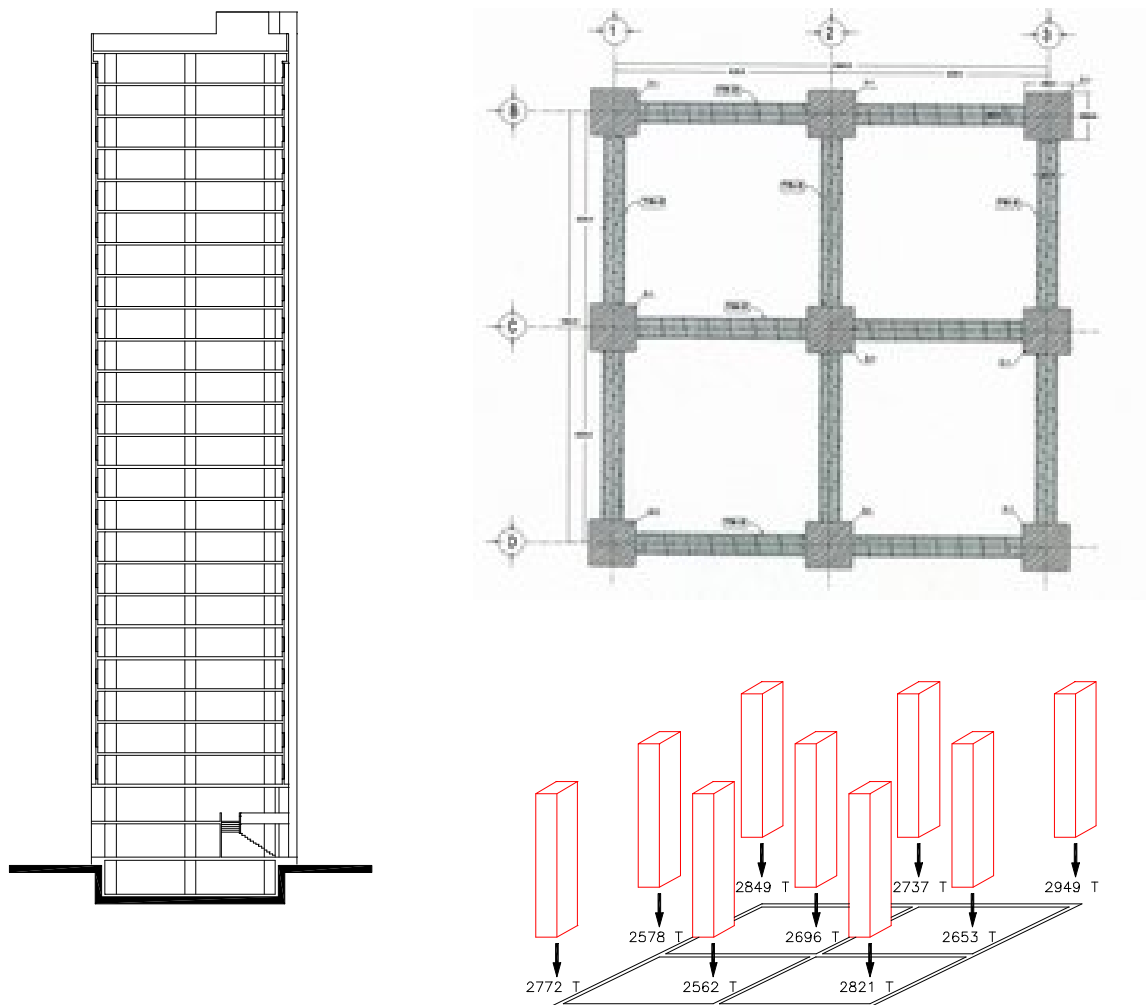


Fig. 3.121, Características geométricas de la Torre JV y descargas a nivel de la cimentación

El diseño geotécnico del muro milán contempló desarrollar la capacidad de carga por fricción y por punta, por lo que los lodos que se utilizaron para la excavación fueron elaborados con polímeros sintéticos.

Debido a la consistencia del suelo en el lugar, además de la presencia de boleas y gravas aisladas, se realizaron perforaciones previas a la excavación del muro, utilizando una perforadora rotaria. Las perforaciones fueron de 70 cm de diámetro y se efectuaron a cada 1.2 m, en toda la planta del muro milán, y hasta la profundidad de desplante del mismo.

La junta entre paneles primarios y secundarios se logró mediante una figura de forma trapezoidal. En los cruces ente cada eje se construyeron los paneles primarios, formando figuras en forma de “L”, “T” o “+”, excavadas en dos posiciones de la herramienta; los paneles secundarios fueron rectos, cubriendo la porción restante entre los paneles primarios.

En la Fig. 3.123 se muestran algunos aspectos del proceso constructivo.

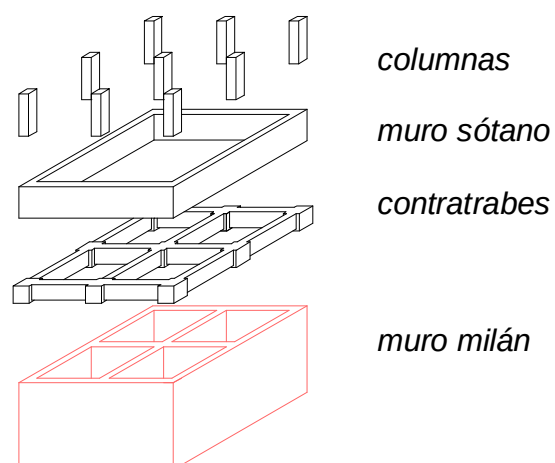


Fig. 3.122, Solución de cimentación en la Torre JV



Fig. 3.123, Aspectos del proceso constructivo del muro milán en la Torre JV

3.18.2 Alcantarilla en una autopista

La necesidad de sustituir una alcantarilla en la carretera Teapa – Cosoleacaque, debido al deterioro causado por la erosión, además de su baja capacidad hidráulica, motivó a su sustitución por medio de un procedimiento constructivo seguro, que no interrumpiera la circulación de la autopista y que a la vez pudiera desarrollarse sin gran daño en el caso de una avenida.

La autopista Teapa – Cosoleacaque es una autopista de peaje de cuatro carriles que cruza las zonas de inundación típicas de la planicie del Golfo de México, su desarrollo es casi recto por lo que el tránsito se desarrolla a altas velocidades. Su tránsito es principalmente de camiones de carga que dan su servicio a la zona industrial de Minatitlán y Coatzacoalcos.

El procedimiento constructivo inicial recomendaba la construcción de la alcantarilla con taludes exteriores, lo que implicaba necesariamente construir dos vialidades alternas que estarían expuestas a sufrir daños en caso de una inundación, además de interrumpir el tránsito sobre la autopista. Se sugirió reemplazar el procedimiento propuesto por el siguiente:

- Construcción de los muros milán en dos etapas; la primera interrumpiendo el tránsito sólo en dos carriles; posterior al colado de los muros, armado y colado de la losa tapa de la alcantarilla sobre el terraplén de la alcantarilla existente.
- Completar la segunda etapa con la construcción muros milán y losa tapa en la vía contraria.
- Demolición por tuneleo de la alcantarilla existente.
- Construcción de los aleros por medio de pilotes colados en el lugar y paneles de concreto colado en el lugar o lanzado dependiendo de su altura; los paneles se anclarían al terraplén con anclas de tensión.

La estratigrafía del sitio se presenta en la Tabla 3.126.

Tabla 3.26, Estratigrafía en el sitio de la alcantarilla

Prof. m	Descripción	γ t/m ³	Resistencia de punta en cono eléctrico, q_c kg/cm ²
0 – 3	Rellenos de arenas finas	1.7	10 – 20
3 > 20	Arenas finas	1.7	10

q_c resistencia de punta en cono eléctrico

El esquema de la secuencia constructiva se muestra en las Figs. 3.124 y 3.125; en la Fig. 3.126 se muestran los aleros anclados.

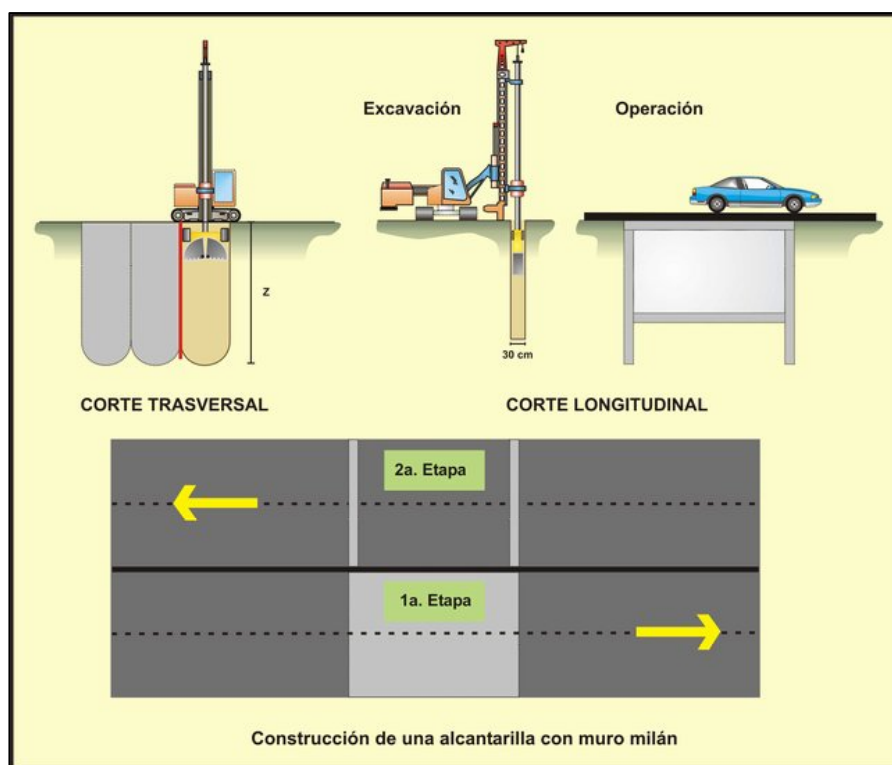


Fig. 3.124, Secuencia constructiva de la alcantarilla



Fig. 3.125, Secuencia del procedimiento constructivo



Fig. 3.126, Aspecto de los aleros anclados

Referencias

Aas, G. (1976) "Stability of Slurry Trench Excavation in Soft Clay", Publicación No. 111, Instituto Geotécnico Noruego.

Alberro, J. (1970) "Notas Sobre Lodos de Perforación Fabricados con Arcilla del Valle de México", Vol. XL No.3 Revista Ingeniería, UNAM.

Alberro, J. y Auvinet, G. (sin fecha) "Construcción de Estaciones del Metro a Gran Profundidad en las Arcillas del Valle de México por el Método de Flotación". Informe del Instituto de Ingeniería.

Begeman, H.K.S. (1953) "Improved Method of Determine Resistence to Adhesion by Sounding Through a Loose Sleeve Placed Behind the Cone", Proc. III Int. Conf. On Soil Mech. And Found. Eng., Suiza.

Boyes, R.G.H. (1975), "Structural and Cut-off Diaphragm Walls", Edit. Applied Science Publishers Ltd.

Castillo, E. (1995) "Muros Prefabricados", Revista Ingeniería Civil No. 311, CICM.

Di Biagio, E. y Myrvoll, F. (1972) "Full Scale Tests with a Slurry Trench Excavation in Soft Clay". Publication No. 90 Instituto Geotécnico Noruego.

Cuanalo, O. (1993) "Estudio Experimental de Interface Arcilla-Concreto", Tesis de Maestría. DEPFI, UNAM.

Fernández Renán, L. (1965) “Empleo de Lodos Tixotrópicos en Obras de Ingeniería Civil”, Laboratorio del Transporte y Mecánica de Suelos, Publicación N° 19 Madrid.

FPS, (1977) “Specification for Cast in Place Concrete Diaphragm Walling”, (Federation of Piling Specialists).

Gerwick, B.C. (1964) “Colocación de Concreto con Trompa”, American Concrete Institute, Special Technical Publication, SP8, 1964 Paper N° 2, Traducción Técnica de Solum 1969.

Gould, J.P. (1990) “Earth Retaining Structures—Develops Trough 1970”, Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication No. 25, ASCE.

ISTME, (1977 y 1986) “Especificaciones de Lodos para Estabilización de las Paredes de las Zanjas de los Muros Milán Colados en el Sitio en los Tramos Subterráneos del Metro”, (Especificaciones 77-MS-3.00-III-36e).

Jones, G. K. (1963) “Chemistry and Flow Properties of Bentonite Grouts”, Artículo del libro *Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice*, Edit Butterworths Co.

LCPC, (1978) “Les Pieux Fores”. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, y también en la traducción del Dr. Lymon Reese, FHWA. (1986). “Bored Piles”. Federal Highway Administration Report FHWA-TS-86-206.

Mac Carthy, D.E. (1977) “Soil Mechanics and Foundation Engineering”, Edit. Reston Pub. Co. A Prentice Hall Co. New York.

Montañez, L., Jaime, A., Santoyo, E. y Arguello, M. (1980) “Proyecto Tamesí. Estudio de los Terraplenes de Prueba y de su Comportamiento”, Informe Interno Instituto de Ingeniería. UNAM.

Morgenstern, N. y Tahmasseb, I.A. (1965) “The Stability of Slurry Trench in Cohesionless Soils”, *Geotechnique*. Vol 15.

Ovando, E. (2001) Comunicación personal.

Palacios Romero, A. (1999) “Diseño y Construcción de Muros Milán”, Centro e Actualización Profesional e Investigación Tecnológica del Colegio de Ingenieros Civiles de México A.C.

Paniagua Espinosa, W., Paniagua Zavala, W.I. y Valle, J.A. (1994) “Construcción de Muros Precolados en el Tramo Cola–Garibaldi de la Línea 8 del Metro”, 2° Simposio Consultores Constructores, SMMS, México.

Romo, M. P. (1985) “Comentarios sobre el Uso de Lodos Arcillosos y Agua Sola para Estabilizar Trincheras”, Informe del Instituto de Ingeniería.

Rubio, L. (1986) Comunicación personal.

Rubio, L. (1986-87) Informes técnicos COVITUR.

Santoyo, E. (1969) “Cambios en la Resistencia al Corte de las Arcillas del Lago Texcoco, Debido a Consolidación y a Explosiones”, Volumen Nabor Carrillo. Nacional Financiera.

Santoyo, E., Rubio, L. y Gutiérrez, C. (1987) “Excavaciones para Muro Milán Empleando Agua Como Fluido Estabilizador”, Pub No. 7, Serie 100 Kilómetros de Metro, COVITUR. Reimpreso en la revista Ingeniería Civil No. 303 y 304, CICM.

Santoyo, E., Rubio, L. y Hanhausen, F. (1988) “Experiencias y Posibilidades del Muro Milán en la Ciudad de México”, Reunión sobre Construcción especializada en Geotecnia. SMMS.

Santoyo, E., Lin, R. y Ovando, E. (1989) “El Cono en la Exploración Geotécnica”, TGC Geotecnia.

Santoyo, E y Cuevas, A. (1992) “Edificio Contiguo a la Estación del Metro Polanco, con Cinco Niveles de Sótano, Construidos con Muro Milán Prefabricado”, XVI Reunión Nacional de la SMMS, Zacatecas.

Soletanche, (1983) Catalogo de la empresa sobre los muros Panasol.

Schneebeli, G. (1971) “Les Parois Moulées dans le Sol”, Edit Eyrolles.

Schneebeli, G. (1974) “Muros Pantalla, Técnicas de Realización y Cálculo”, Editores Técnicos Asociados. España.

Tamaro, G.J. (1990) “Slurry Wall Design and Construction”, Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication No. 25, ASCE.

Tamez, E. (1982). Comunicación personal.

Tamez, E., Santoyo, E., Mooser, F. y Gutiérrez, C. (1985) “Manual de Diseño Geotécnico. Vol. 1, Estudios Geotécnicos”, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, México.

Terzaghi, K. y Peck, R.B.. (1972) “Soil Mechanics in Engineering Practice”, Edit. John Wiley & Sons, New York.

Xanthacos, P.R. (1979) “Slurry Walls”, Edit. McGraw - Hill Book Co., New York.

Xanthacos, P.R. (1994), “Slurry Walls as Structural Systems”, Second Edition, Edit. McGraw-Hill Book Co., New York.

4 Tablestacas

Walter I. Paniagua Zavala
José A. Segovia Pacheco

4.1 Introducción

En condiciones de suelo blando o suelto, cuando no es posible realizar una excavación con taludes verticales, debido a la presencia de edificios o instalaciones colindantes, una de las soluciones es utilizar tablestacas hincadas antes del proceso de excavación; del mismo modo las tablestacas han sido utilizadas para corregir o dar alineamiento a riveras o puertos, para conformar apoyos de puentes o para dar estabilidad a taludes.

Las tablestacas pueden ser de madera, concreto, acero, o coladas en el lugar. Cada opción tendrá sus ventajas y limitaciones, de acuerdo con el problema específico a resolver. Para seleccionar el tipo de tablestaca es necesario tomar en cuenta diversos factores:

- La resistencia estructural de la tablestaca.
- Forma de trabajo.
- El nivel de deformaciones admisible.
- La necesidad de evitar la entrada de agua hacia la excavación.
- La posible utilización de la tablestaca en la estructura definitiva o su reutilización.
- El procedimiento constructivo.
- El tipo y número de niveles de apuntalamiento.

En el diseño y construcción de las tablestacas interviene numerosas disciplinas de la ingeniería, como: la estructural, la geotécnica, la hidráulica, todas relacionadas para poder predecir los impactos ambientales que su hinca puede producir; el proceso involucra desde el diseño, la construcción y la operación de la estructura.

Las condiciones topográficas ayudan a definir el alineamiento, así como las probables obstrucciones que tengan que salvar durante su desarrollo.

Antecedentes históricos. Las tablestacas de madera fueron usadas para la construcción de ataguías, que permitieron construir los apoyos de los puentes sobre ríos, desde tiempos del imperio romano; en la vía Flaminia, al norte de Roma, se utilizó un anillo de tablestacas cerchadas con anillos de hierro.

En la Fig. 4.1 se muestra una tablestaca hecha en 1588 con pilotes de madera machihembrados, para formar una ataguía, dentro de la cual se extrajo el agua y se colocaron cimientos firmes para construir los pilares de un puente (Derry & Williams, 1960). En este tipo de obras se utilizaban martillos para hincar pilotes como el mostrado en la Fig. 4.2, que funcionaban por medio de una rueda impulsada por una corriente de agua.

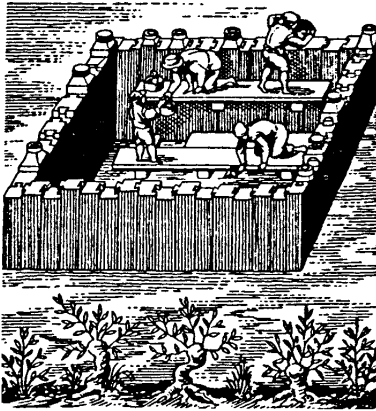


Fig 4.1, Tablestaca de 1588. Ramelli, *Le diverse et artificiose machine*

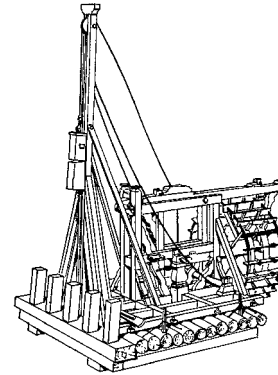
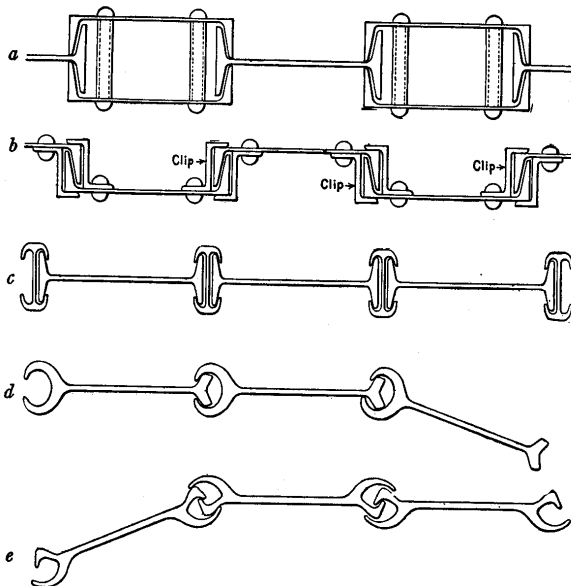


Fig 4.2, Máquina medieval para hincar pilotes, Chellis (1951)

El uso de tablestacas de acero data desde 1822, cuando se presentó una patente inglesa de tablestaca metálica. Posteriormente, la introducción del acero a un nivel comercial, trajo nuevo ímpetu al uso de esta técnica, mejorándose las conexiones entre las piezas y la resistencia del acero utilizado.

A principios del siglo XX, se desarrollaron fundamentalmente dos tipos de tablestaca de acero: (a) las formadas por perfiles estructurales existentes, vigas I, canales, placas, etc. y (b) las roladas especialmente con el propósito de utilizarse como tablestacas. Esta última variante es la que se utiliza actualmente.



En la Fig. 4.3 se muestran algunos perfiles de tablestacas de acero utilizadas a finales del siglo XIX y principios del XX:

- a) Para un puente en Chicago en 1901
- b) Tablestaca *Friestedt*, 1899
- c) "Tablestaca universal" inglesa, 1908
- d) Tablestaca de acero "Estados Unidos"
- e) Tablestaca *Lackawanna*, 1908; actualmente se utiliza una adaptación de éstas

Fig. 4.3, Tablestacas de acero antiguas, Jacoby & Davis (1941)

Con la introducción del concreto reforzado, se extendió el uso de las tablestacas de madera hacia este material, conservándose varios detalles en cuanto a geometría y procedimiento constructivo. Se conoce el uso de las tablestacas de concreto, cuando menos, desde 1914 (Jacoby & Davis, 1941).

4.2 Tablestacas de madera

Las tablestacas de madera se han utilizado ampliamente para trabajos de ataguías, siendo reemplazadas gradualmente por tablestacas de acero, concreto u otras variantes. Sin embargo, cuando se tiene la facilidad de obtener madera, cuentan con algunas ventajas técnicas y económicas.

La tablestaca de madera tiene la ventaja de que forma una barrera impermeable, ya que la madera se hincha al contacto con el agua del suelo, impidiendo filtraciones dentro de la excavación; este tipo de tablestaca es muy flexible, por lo que generalmente se requieren más niveles de apuntalamiento que con otras opciones. Esta solución debe utilizarse solamente en suelos blandos, sin dificultades de hincado (Zeevaert, 1982); en algunos casos, es necesario realizar perforaciones previas.

Existen diversos tipos de tablestacas de madera, formadas por uno a cuatro tablones de madera, aunque la más utilizada es la *Wakefield*, con patentes de 1887 y 1891, que consiste en tres tablones con espesores de 2", 3" o 4", de 30 cm de ancho, formando un machihembrado, Figs. 4.4 y 4.5.



Fig. 4.4, Construcción de tablestacas de madera *Wakefield*, Zeevaert (1982)

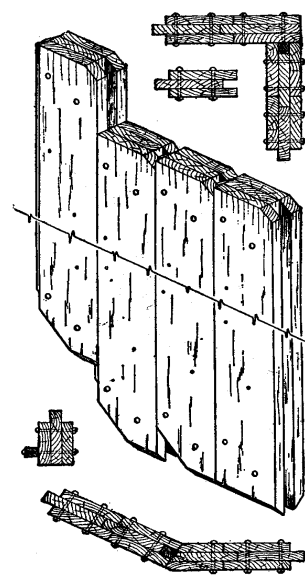


Fig. 4.5, Tablestacado *Wakefield*, Jacoby & Davis (1941)

La madera que se utiliza es de 2ª o 3ª, sin contener nudos flojos, estrellamientos o rajaduras; se requiere que los tablones se cepillen ligeramente, dejándolos sin aristas (CNIC, 1987).

En la Fig. 4.5 se observa como se pueden fabricar los cambios de dirección, ajustando las tres piezas de madera; nótese el corte a 45° en la parte inferior, para ayudar a cerrar la distancia entre las piezas durante el hincado. En esta zona se coloca una lámina de acero calibre 18, para proteger la punta.

La unión de las piezas se realiza en bancos especiales, prensando las piezas, para posteriormente taladrarlas y fijarlas con tornillos de ½" o 5/8", que se colocan en arreglo

triangular, en dos hileras separadas a cada 15 cm en sentido vertical y a cada 30 cm en sentido longitudinal. En los extremos de la tablestaca se colocan dos tornillos, Fig. 4.6.

En una obra con perímetro cerrado, se fabrican piezas de ajuste, que generalmente son más angostas que el resto, pudiendo ser doble macho o doble hembra.

Las piezas de esquina requieren un diseño especial, utilizando el mismo principio de fabricación que el resto; se recomienda colocar una lámina calibre N° 18 entre los tablonos de la esquina, en toda la longitud.

Antes del hincado, es conveniente que las piezas se sumerjan en agua, cuando menos 12 horas, para lograr un mejor prensado con la tornillería, además de que no tener cambios volumétricos al contacto con el agua del suelo.

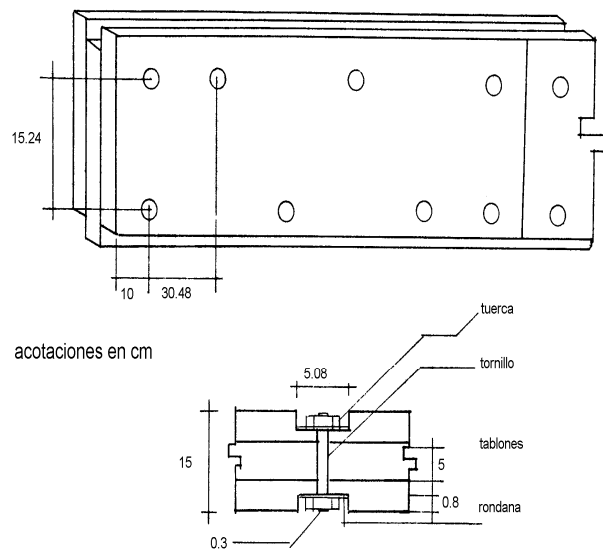


Fig. 4.6, Detalles para la fabricación de tablestacas de madera, CNIC (1987)

Para guiar las tablestacas dentro del suelo es recomendable excavar una zanja que contenga viguetas de acero, como se muestra en la Fig. 4.7. Es importante verificar que la cabeza de los tornillos se encuentre sumida bajo la superficie de la tablestaca, para evitar que se atore en las viguetas guía.

Para el hincado de la tablestaca, se sugiere utilizar martillos de caída libre o con una energía baja, para no romper las tablestacas. Se recomienda iniciar el hincado en una esquina, dentro de una perforación previa, para minimizar el desplome de la misma.

4.3 Tablestacas de concreto

Las tablestacas de concreto reforzado son similares a las de madera, de sección cuadrada o rectangular, que se hincan una seguida de la otra, para formar un muro continuo, que puede construir parte de la estructura definitiva. Para mantener las tablestacas alineadas, se

requiere una llave de cortante en la unión, que generalmente se logra con la figura de un machihembrado entre las piezas.

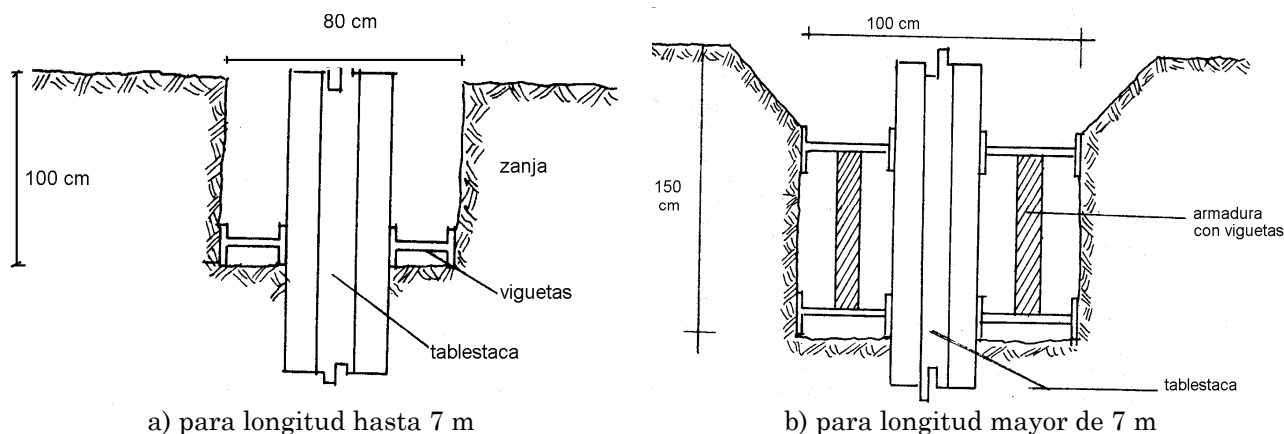


Fig. 4.7, Guía recuperable para el hincado de tablestacas, CNIC (1987)

La fabricación de estas piezas es similar a la de los pilotes de concreto precolados (Paniagua, 2000), utilizando camas de colado y almacenando las piezas para su posterior hincado, aunque es conveniente utilizar cimbras metálicas y curado a vapor, para optimizar el uso de la cimbra y de las camas de colado, Fig. 4.8.



Fig. 4.8, Fabricación de tablestacas de concreto

La sección de la tablestaca generalmente varía entre 20 y 40 cm de espesor, con anchos entre 40 y 70 cm; su longitud puede alcanzar hasta 16 m en una sola pieza. Las puntas generalmente se construyen biseladas entre 30° y 45°, para que durante el hincado se provoque la tendencia a acercarse a la tablestaca previamente colocada. Es importante que la punta de la tablestaca contenga una saliente, que servirá como ayuda para la limpieza de suelo remanente en la pieza contigua, Figs. 4.8, 4.9 y 4.11.

Los puntos para izaje y apoyo durante el acopio de tablestacas son similares a los de los pilotes de concreto (Paniagua, 2000), colocándose a $0.2L$ desde las orillas, siendo L la longitud de la tablestaca.

El procedimiento constructivo es el siguiente:

- Se excava una zanja de 1.2 m de ancho y 1.4 m de profundidad, para alojar la estructura de los brocales formada con vigas metálicas y madera, que servirán como guía en el hincado de los primeros metros, ayudando a lograr una mejor verticalidad y posicionamiento de las tablestacas. En algunos casos, es preferible construir un brocal de concreto, que tiene el mismo propósito, Fig. 4.10.
- Se coloca la primera pieza en una esquina, con geometría casi cuadrada, como se muestra en la Fig. 4.11 y sin bisel en la punta; se sugiere que se hincue a través de una perforación previa, con extracción parcial de material.
- Se hincan las piezas subsecuentes, siguiendo la secuencia indicada en la Fig. 4.12, procurando que el “macho” de la pieza por hincar remueva el suelo que permanece en la “hembra” de la pieza ya hincada, Fig. 4.13.

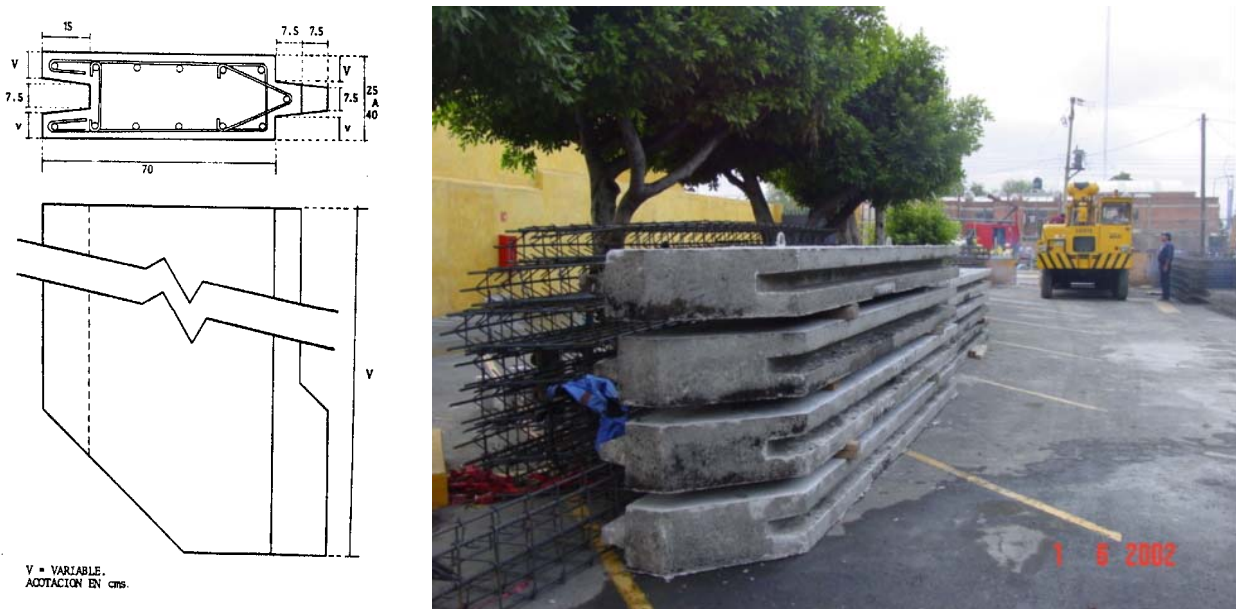
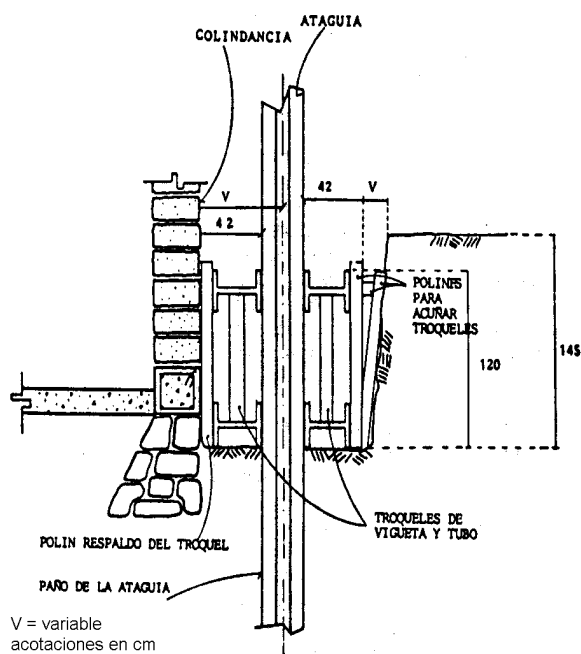


Fig. 4.9, Geometría típica de tablestaca de concreto

El hincado de las piezas puede lograrse con martillos de caída libre, diesel de acción sencilla u otros (Paniagua, 2000) y debe cuidarse la protección en la cabeza de la tablestaca, utilizando los casquetes adecuados, Fig. 4.14.

Es conveniente utilizar guías fijas para el hincado de tablestacas, para lograr una mayor calidad en el posicionamiento de la pieza; dado que el ancho típico de las tablestacas es de 70 cm, generalmente se utilizan guías en las cuales el martillo de hincado se coloca al frente, Fig. 4.14, para que no existan obstrucciones entre la guía y la tablestaca.

Es importante conservar la verticalidad y alineamiento de cada pieza; si es necesario, es posible acercar la tablestaca a una de las anteriores utilizando un cable de acero a tensión. Para lograr el apoyo del cable, se sugiere que sobresalga una pieza 10 o 15 cm, a cada 6 o 7 m.



a) con vigas y madera, Avelar (1994)



b) con brocal de concreto

Fig. 4.10, Guía para el hincado de tablestacas

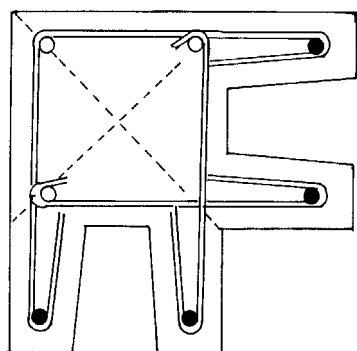


Fig. 4.11, Tablestaca de esquina. CNIC (1987)

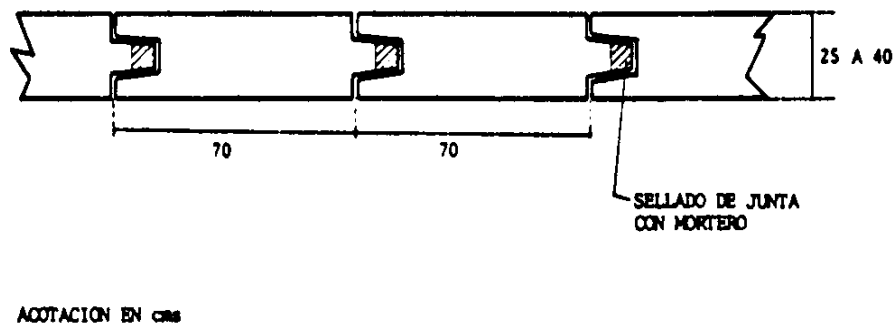
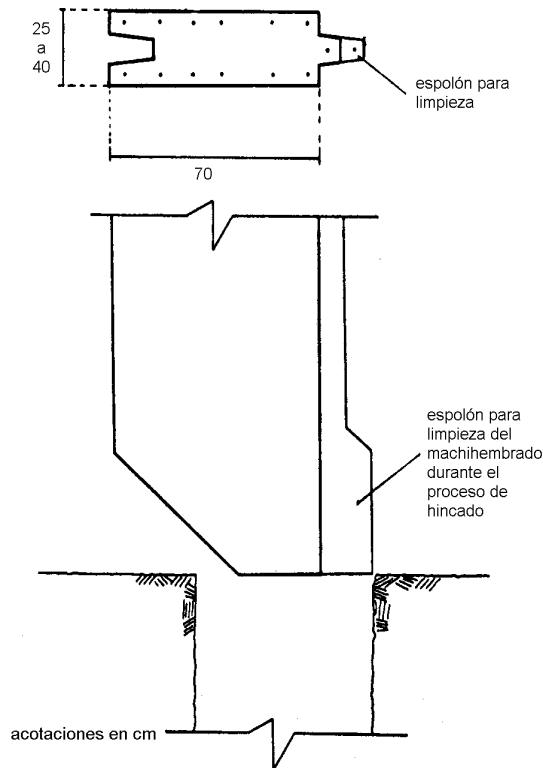


Fig. 4.12, Secuencia de hincado de tablestacas, Avelar (1994)

En algunos casos, es necesario realizar perforaciones previas, para ayudar al hincado de la tablestaca, en caso de existir estratos que dificulten el proceso. Dichas perforaciones se hacen en la zona donde se ubicará la unión entre piezas, aunque es posible espaciarlas o acercarlas de acuerdo con las condiciones locales del suelo.

Para facilitar el hincado de tablestacas en suelos granulares finos, se puede utilizar un chiflón de agua. Los tubos para chiflón se pueden colocar dentro de la pieza, o por fuera de la misma.

Fig. 4.13, Geometría del machihembrado para limpieza durante el hincado



En suelos con cierto contenido de finos, algunas veces es posible abrir una perforación con el chiflón de agua bajo la punta de la tablestaca, aunque esta maniobra requiere de rapidez de ejecución, ya que estas perforaciones no son estables durante mucho tiempo (PCA, 1951).

Se inyecta el espacio que ha quedado en la unión entre cada pieza (Fig. 4.12), utilizando mortero cemento-arena (proporción típica 1:2), además de un aditivo expansor. Se utiliza un tubo equivalente al tremie, para colocar el mortero desde abajo hacia arriba.

En caso de que este espacio contenga residuos de suelo, es posible limpiarlo con ayuda de un chiflón de agua, en toda la longitud de la tablestaca.

Dado que pueden surgir dificultades durante la instalación de las tablestacas, frecuentemente se utilizan piezas para el ajuste de las longitudes del proyecto, al final de un tramo.

Durante el hincado de tablestacas de concreto (aunque también se aplica a las de madera) surgen problemas especiales. La porción superior del tablestacado puede mostrar un alineamiento correcto; sin embargo, al encontrar obstáculos, las tablestacas tienden a desviarse de la vertical durante el hincado.

Al realizar la excavación, es frecuente que la porción inferior de un tablestacado siga una línea ondulada, como se indica en la línea D-D' de la Fig. 4.15. Dado que una línea recta entre los puntos A'-B es más corta que la D-D', la porción inferior D de una tablestaca no mantiene una línea vertical hasta la porción superior B, y al hincar un mayor número de piezas, las tablestacas se inclinan más, como se muestra en A-B-C-D de la Fig. 4.15.

Por este motivo, es necesario fabricar piezas especiales, para ajustar el tablestacado, especialmente si se está formando un circuito cerrado en el perímetro de la obra. Estas piezas pueden ser fabricadas con cualquier combinación de machihembrado: doble hembra, doble macho o hembra y macho.

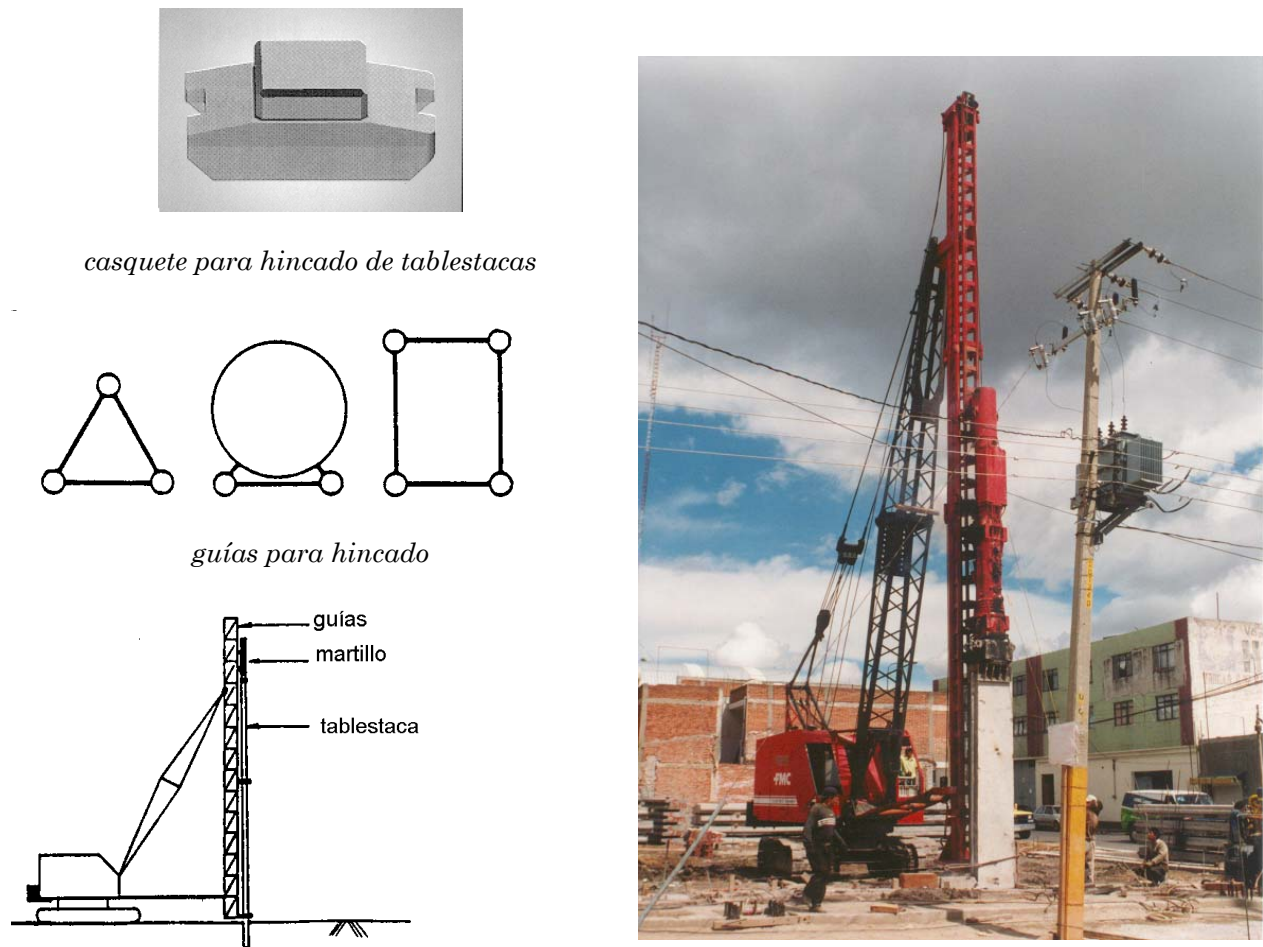


Fig. 4.14 Aspectos del hincado de tablestacas

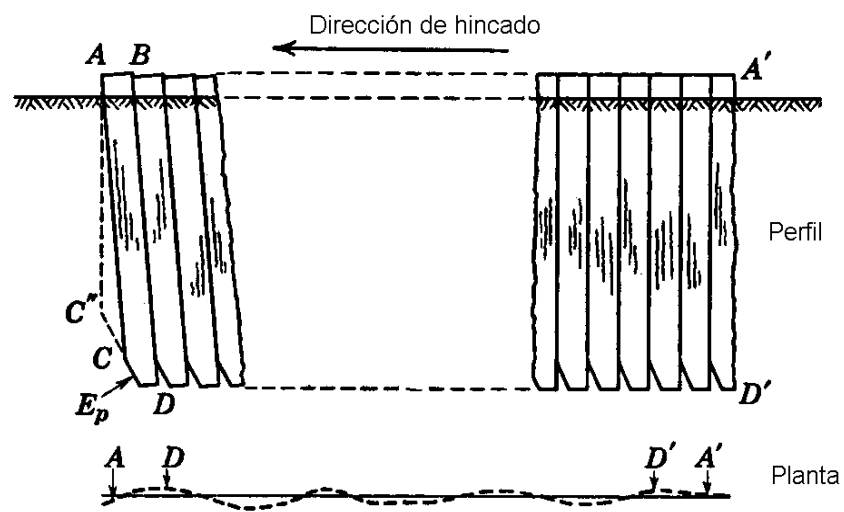


Fig. 4.15, Dificultades durante el hincado de tablestacas, Tschebotarioff (1962)

4.4 Tablestacas de acero

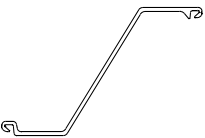
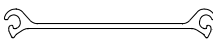
4.4.1 Generalidades

Las tablestacas de acero son las más usadas mundialmente debido a su inherente resistencia, peso ligero y durabilidad. Consisten fundamentalmente de paneles interconectados por perfiles estructurales laminados en caliente o rolados en frío y que cumplen principalmente con los requerimientos de las especificaciones de la ASTM (American Society for testing and Materials), por la BS, (British Standards y por la EN (Eurocode). Actualmente se producen en una variedad de perfiles típicos cuyo uso depende de las solicitaciones y deformabilidad a que vayan a ser sujetos; aunado a lo anterior los requerimientos de durabilidad serán preponderantes en la definición del espesor o calibre de la sección.

4.4.2 Secciones típicas

Los fabricantes de acero tienen tres tipos de perfiles de catálogo, cuyo uso depende de la aplicación constructiva y de los requerimientos estructurales y de deformación. Esencialmente cada uno responde a las propiedades geométricas de su sección; en la Tabla 4.1 se presentan las características de cada uno.

Tabla 4.1, Características de las tablestacas de acero

Perfil	Sección	Aplicación	Uso	Ventajas	Desventajas
Z		Excavaciones Muelles Apoyos de puentes	Cuando los momentos flexionantes gobiernen el diseño	Sección simétrica sobre su eje neutro. Mayor momento de inercia	- -
U				- -	Momento de inercia bajo debido a que el eje neutro coincide en la unión.
Plano		Estructuras celulares circulares Estructuras cerradas	Cuando la resistencia a la tensión de la conexión gobierne el diseño	- -	Momento de inercia nulo

Cada uno de los perfiles, de acuerdo con los fabricantes puede ser producido con las características del acero necesarias para soportar los efectos de deterioro por corrosión. Los fabricantes proporcionan catálogos con las propiedades geométricas necesarias para el diseño. La selección del tipo de perfil dependerá de las condiciones geométricas del proyecto,

escogiéndose las secciones *Z* o *U* en geometrías abiertas y la plana cuando la geometría de la construcción es cerrada.

4.4.3 Equipos de hincado

Las tablestacas pueden ser hincadas por impacto o por medio de martillos vibratorios; la selección del tipo de hincado dependerá del tipo de suelo y del perfil seleccionado, teniendo en cuenta que a mayor superficie expuesta de la tablestaca mayor será la fuerza de hincado requerida.

Martillos diesel. Los martillos diesel pueden ser de simple o doble acción; se emplean tanto en suelos cohesivos como en suelos friccionantes. La relación del peso del martillo al peso de la tablestaca incluyendo la cabeza golpeadora tendrá una relación de 1:2 hasta 1.5:1. Una rechazo durante el hincado de 25 mm en 10 golpes se considera como el límite de golpeo de acuerdo a los fabricantes; es admisible una penetración de 1 mm por golpe, si está ocurre durante un período corto de tiempo.

Martillos de caída. En estos se pueden agrupar los de caída libre, los activados con vapor y los martillos hidráulicos. Sus principales ventajas son las grandes masas de golpeo con grandes alturas de caída, por lo que se obtienen altas energías potenciales del 75 al 89% de la teórica.

Martillos hidráulicos de doble acción. Estos martillos durante el impacto pueden alcanzar aceleraciones de 2 g, con 50 a 60 golpes por minuto. La relación del peso del martillo al peso de la tablestaca usualmente se selecciona entre 1:1 a 1:2. Su principal ventaja es que pueden trabajar con la misma eficiencia en cualquier ángulo e incluso se pueden emplear para la extracción de tablestacas.



Fig. 4.16, Martillo de vapor



Fig. 4.17, Martillo hidráulico doble acción

Martillos vibratorios. Estos martillos transmiten vibraciones a la tablestaca reduciendo la fricción que se genera durante el hincado, entre tablestaca y suelo, produciendo su penetración. Son también de alta eficiencia para la extracción de tablestacas.



Operan en frecuencias de 800 a 1800 RPM. En altas frecuencias desarrolla atenuaciones muy rápidamente, causando pocas alteraciones a las construcciones vecinas. La eficiencia en la penetración depende principalmente del tipo de suelo. Los suelos ideales en la que se pueden emplear estos martillos son los suelos granulares, especialmente si están saturados; en los suelos cohesivos se pueden emplear si estos tienen altos contenidos de agua. En condiciones de abatimiento del nivel freático o suelos no saturados, las vibraciones son poco eficientes.

Fig. 4.18, Martillo vibratorio

La siguiente ecuación puede ser utilizada para estimar el peso del martillo vibratorio:

$$F = 15 \frac{t + 2G}{100} (KN) \quad (\text{ec. 4.1})$$

donde

F fuerza centrífuga
 t profundidad de hincado
 G masa de la tablestaca, en kg

Generalmente es admisible una penetración de 50 cm por minuto, requiriéndose un cuidadoso control si esta velocidad es excedida.

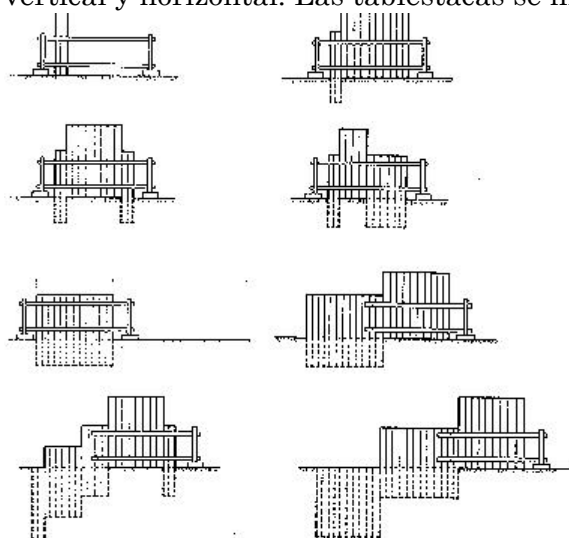
4.4.4 Métodos de hincado

El éxito en el hincado se inicia con la primera tablestaca, que debe estar perfectamente alineada en ambos planos, además se debe permitir una altura suficiente para lograr una interconexión adecuada entre tablestacas. Normalmente los perfiles Z y U se hincan en pares, incluso en los perfiles U se acostumbra hincar 3 de ellos, optimizando el tiempo de hincado.

Existen diferentes técnicas de hincado, la selección de la adecuada dependerá del número de piezas por hincar, de la profundidad de hincado y de posibles obstrucciones:

Hincado secuencial. Consiste en hincar la primera tablestaca hasta la profundidad de diseño y continuar continuamente con las siguientes. Este método es el que mayores riesgos presenta para lograr la alineación y es difícil corregir una desviación.

Hincado por secciones. Se utiliza este método para lograr un perfecto alineamiento vertical y horizontal. Las tablestacas se hincan con una guía o escantillón. Se selecciona una



longitud de sección, colocando el primer par de tablestacas hasta un tercio de su profundidad de hincado, se colocan los demás pares que completan la sección; se hincan el último par hasta un tercio de la profundidad de diseño, procediendo posteriormente a hincar las intermedias. El proceso continúa hasta colocar las tablestacas a la misma profundidad.

Fig. 4.19, Hincado por secciones

Hincado en etapas. En condiciones de suelos difíciles, el hincado en etapas es lo recomendado. Las tablestacas son hincadas con guías o escantillones realizando cortas penetraciones. Se enumeran las tablestacas, hincado primero las impares y posteriormente las pares en dirección inversa, hasta lograr la penetración total de los elementos seleccionados.

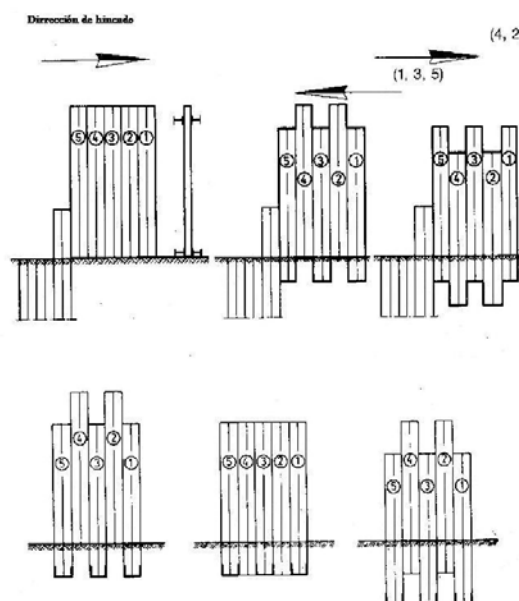


Fig. 4.20, Hincado en etapas

4.4.5 Guías de hincado

Para lograr un correcto alineamiento vertical y horizontal, es necesario utilizar guías o escantillones de hincado. Las guías se fabrican con perfiles estructurales cuyas dimensiones dependerán de las longitudes de hincado y profundidad de diseño. Los diseños adecuados de las guías contemplan la colocación de baleros móviles que permitan el deslizamiento de la tablestaca sin generar fricción contra el perfil. En las Figs. 4.21 y 4.22 se muestran los detalles típicos de las guías de hincado.

Guías superior e inferior

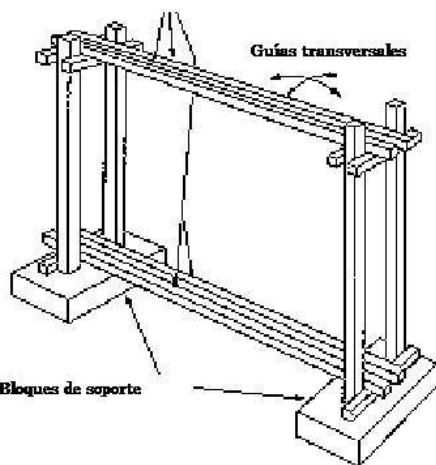


Fig. 4.21, Guía de hincado

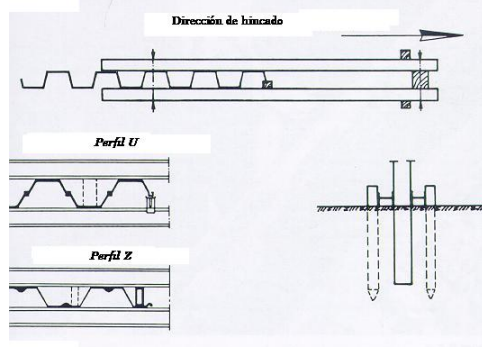


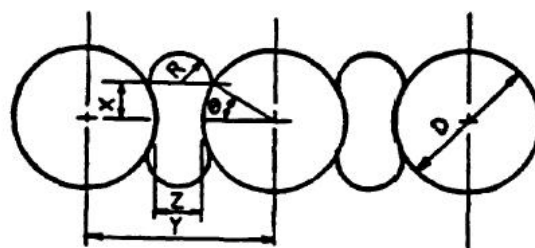
Fig. 4.22, Baleros y soportes de hincado

4.4.6 Perfiles planos

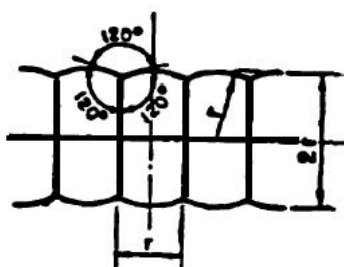
Los perfiles planos son ideales para conformar secciones cerradas en las que se determine que no existen esfuerzos de flexión que soliciten a la tablestaca, los casos típicos son las estructuras celulares o *cofferdams*.

La utilidad de las estructuras celulares ha sido ampliamente demostrada en proyectos donde existen problemas de niveles de agua o posibilidades de inundación. Estos perfiles fueron pensados para retener rellenos artificiales, que generalmente forman estructuras cerradas. Un requerimiento importante de estas estructuras es que deben cimentarse sobre suelos con capacidad de carga adecuada para soportar los esfuerzos generados por el relleno y las acciones exteriores. La principal diferencia de este perfil es que no es capaz de soportar esfuerzos de flexión, la estabilidad de la estructura depende de la fuerza de tensión que sea capaz de desarrollar la interconexión entre tablestacas.

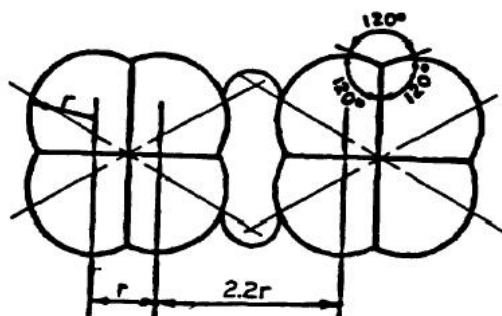
Las posibilidades geométricas son casi infinitas y las soluciones proporcionadas por los fabricantes permiten adoptar casi cualquier forma. En muelles, diques secos o islas artificiales, o donde se busque una barrera impermeable. Los arreglos geométricos para obtener la estabilidad dependerán del peso y resistencia al esfuerzo cortante del relleno. En la Fig. 4.23 se presentan los tres tipos se utilizan:



a. Celdas circulares



b. Celdas en diafragma



b. Celdas en diafragma

Fig. 4.23, Arreglo de estructuras celulares



Para la construcción e hincado de las tablestacas planas se requiere de una estructura auxiliar, formada por perfiles de acero, que sirva de soporte hasta el cierre de la estructura celular. Estas estructuras se soportan sobre pilotes de acero y cuentan con dos plataformas sobre la que se fijan las tablestacas. Su hincado se realiza con el método de etapas, ya que conforme las tablestacas penetran, el suelo que las rodea se va acunando.

Fig. 4.24, Estructura de soporte

4.4.7 Corrosión

Dependiendo de la agresividad del suelo y agua donde se hincó la tablestaca metálica será la protección que se deberá aplicar. Adicionalmente a la protección inicial se deberán considerar programas de mantenimiento que ayuden a mantener en buen estado al acero de las tablestacas. Cuando las tablestacas están expuestas a la atmósfera y en presencia de agua se origina un proceso electroquímico que genera la corrosión del acero. Las tablestacas que normalmente se encuentran sumergidas, no manifiestan este proceso.

Las formas de protección se inician con una limpieza adecuada de la tablestaca con arena; posteriormente se aplica una pintura epóxica cuya base sea el zinc o silicatos de zinc. El galvanizado del perfil es otra forma efectiva de protección, su costo lo aleja de las aplicaciones generales. Un estudio detallado de la agresividad de los materiales conducirá a la selección de la protección adecuada; considerar para propósitos prácticos el doble del espesor del perfil es una buena práctica para conservar la estructura.

4.5 Muros Berlín

Este sistema se utiliza como contención temporal de excavaciones y consiste en una combinación de pilotes metálicos hincados (en inglés, *soldier pile*) y revestimiento horizontal de las paredes de la excavación de madera.

Los pilotes metálicos generalmente son vigas de acero “T” o “H”, aunque también pueden utilizarse otros perfiles combinados, Fig. 4.25. El proceso constructivo es el siguiente:

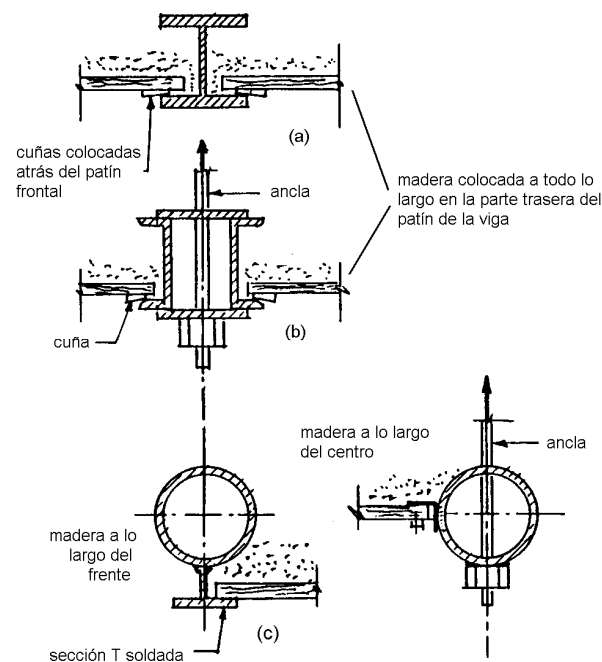


Fig. 4.25, Diversos tipos de pilotes para muro Berlín (a) con viga I o H; (b) sección en canal; (c) con tubo de acero, Xanthakos (1994)

- a) Hincado de vigas de acero, desde el nivel del suelo, hasta entre 1.2 y 1.3 veces la profundidad de la excavación; se colocan con los patines paralelos a los costados de la excavación, como se muestra en la Fig. 4.26. Las vigas se hincan a una distancia que varía entre 1 y 3 m, en planta, a lo largo de la excavación. Las dimensiones típicas para vigas varían entre 6" y 12" de peralte.

Dependiendo de las condiciones del suelo, el hincado puede realizarse con un martillo de caída libre o con martillos diesel de acción sencilla. Cuando se desea evitar vibraciones durante el hincado, o se encuentren estratos de suelo duros, es posible instalar las vigas dentro de perforaciones previas, colocando concreto en el fondo para fijarlas; de ésta última variante surge el nombre de muro Berlín.

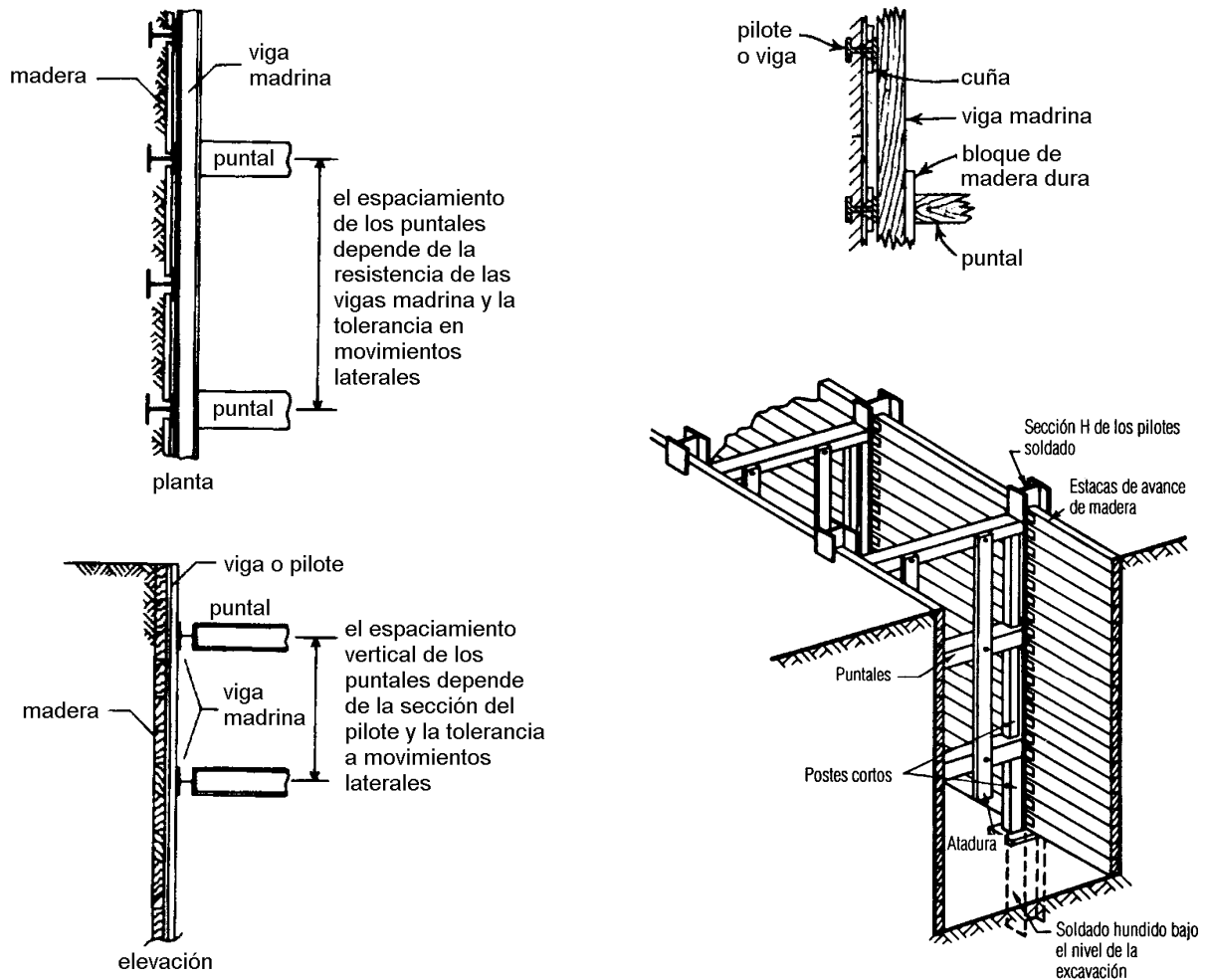


Fig. 4.26, Esquema general de muro Berlín: vigas, madera y puntales

- b) Excavación del suelo, hasta el primer nivel de puntales; al quitar el suelo cercano a las vigas, se introduce madera, usualmente de 50 a 100 mm de espesor, y se acuña contra el suelo que está fuera del corte, Figs. 4.26. En algunas ocasiones, es posible utilizar tabletas de concreto precoladas, que se colocan en lugar de la madera, pero es necesario mantener un control muy estricto en el hincado de las viguetas.

Si se excava bajo el nivel freático, es importante dejar huecos o ranuras entre las tablas para crear drenaje, evitando la formación de presión de agua detrás de la madera. Cuando el agua que fluye hacia la excavación ocasiona erosión o arrastre de partículas de suelo, se pueden colocar taludes temporales de suelo al pie del muro, para alargar el camino de filtración y ubicar una canalización al pie del talud.

En algunos suelos de consistencia dura o con cementantes naturales, es posible omitir la colocación de madera; en estos casos, se sugiere colocar las vigas a una separación menor.

- c) Al avanzar la profundidad de la excavación de un nivel a otro, se colocan vigas madrinas (también conocidas como largueros o vigas de reparto) y puntales o anclas. Este proceso se repite sucesivamente hasta alcanzar la profundidad deseada, Fig. 4.27.

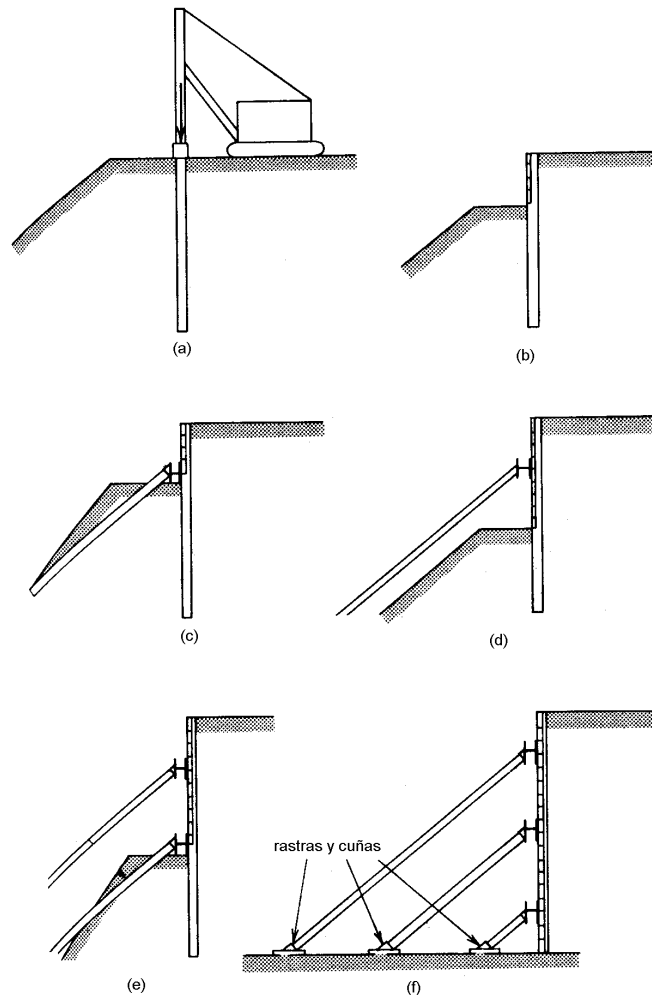


Fig. 4.27, Secuencia de construcción para muro Berlín: (a) Hincado de vigas metálicas; (b) primera etapa de excavación e instalación de madera; (c) colocación de vigas madrinas y puntales 1ª etapa (d) segunda etapa de excavación e instalación de madera; (e) colocación de vigas madrinas y puntales 2ª etapa; (f) repetición del proceso hasta el final de la excavación (Koerner , 1985)

Dependiendo del ancho de la excavación y de las condiciones económicas, los puntales podrán sostener a los muros a través de toda la excavación, o bien deberán usarse puntales inclinados, siempre que exista apoyo adecuado para ellos.

En algunos casos, es posible excavar la porción central a su máxima profundidad y construir parte de la cimentación. Después, la parte terminada de la cimentación servirá de apoyo a los puntales inclinados o rastras que se requieran cuando se excaven los perímetros.

Como alternativa al apuntalamiento transversal o a los puntales inclinados, es posible soportar las tablestacas con anclas, utilizando vigas madrina para reparto.

En el caso del muro Berlín, la totalidad del empuje del suelo es soportada por las vigas, que tienen mayor rigidez que la madera. La redistribución del empuje constituye un arqueo del suelo, y está relacionada con el procedimiento constructivo: dado que se genera una pequeña deformación para que el suelo haga contacto con la madera, se desarrolla el arqueo en los extremos, donde se encuentra la viga de acero.

En la Fig. 4.28 se muestran algunas excavaciones ademadas con muros Berlín.



Fig 4.28, Ejemplos de uso de muros Berlín

Una variante de este método es el muro París (Corbett, 1987), que es similar al Berlín, pero en vez de utilizar vigas de acero, se colocan pilotes precolados de concreto, rellenando la perforación con lodo fraguante, elaborado con una mezcla de cemento-bentonita-agua (ver capítulo 3). Durante el proceso de excavación, se coloca cimbra contra el suelo, para fabricar las tabletas de concreto en el sitio; la continuidad entre los pilotes y las tabletas se logra con varillas de acero horizontales, que se desdoblan para traslape, antes de colocar el concreto.

4.6 Pilas secantes

El procedimiento general se refiere al uso de pilas coladas en sitio para formar una barrera. Las pilas secantes fueron utilizadas en la década de los cincuentas, unos 30 años después de la introducción de la construcción de pilas. La demanda se presentó durante la reconstrucción de Europa después de la Segunda Guerra Mundial, cuando se necesitaron métodos que permitieran construir con edificios colindantes, o en lugares confinados.

Se utilizan particularmente en áreas donde el ruido o las vibraciones al hincar tablestacas en las colindancias son indeseables, o en sitios con acceso o altura restringidos.

Existen diversas variantes:

- Se construyen pilas “primarias”, separadas entre 0.8 y 0.9 veces su diámetro, y son intersectadas por pilas “secundarias”, para formar una estructura cerrada, que actúe como una barrera para el flujo de agua y prevenir la migración de suelo entre los elementos, Fig. 4.29. Cuando las pilas secundarias se encuentran adyacentes a las primarias, se les conoce como *pilas tangentes*.
- Se sigue una secuencia similar a la anterior, pero las pilas secundarias son de menor diámetro y se encuentran fuera del eje de las primarias; este procedimiento puede requerir tratamientos posteriores, como inyecciones, Fig. 4.30.
- Solo se construyen pilas primarias, separadas entre 1 y 2 diámetros; este procedimiento se utiliza en suelos que desarrollen arqueos entre las pilas, Fig 4.31.

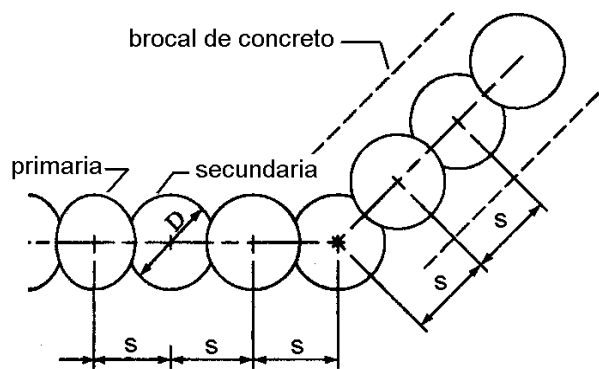


Fig. 4.29, Pilas secantes

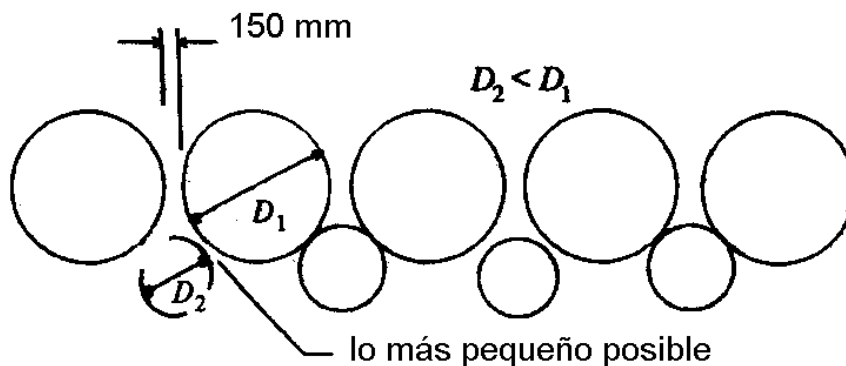


Fig. 4.30, Pilas con diámetros primario y secundario diferentes

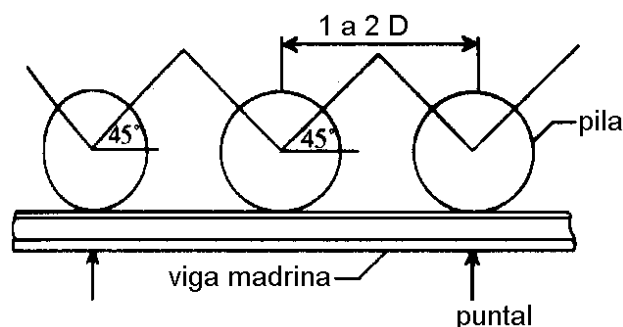


Fig 4.31, Pilas separadas

4.6.1 Perforación

Las pilas secantes evolucionaron en paralelo con los equipos de perforación, ya que una de las principales características del método es que se requiere un gran control en la verticalidad de la perforación. En los suelos en que es necesario colocar un ademe antes de la perforación, en los años treintas, el problema se resolvía perforando con el sistema Benoto y posteriormente se han utilizado osciladoras hidráulicas; también es posible colocar el ademe directamente con una perforadora con par de torsión alto.

En los años cuarentas se empezaron a utilizar perforadoras de hélice continua para construir pilas secantes, con la técnica conocida como *augercast*. Este procedimiento se ha mejorado con el incremento en el par de torsión de los equipos de perforación.

Los procedimientos de construcción se pueden clasificar de acuerdo a la manera en que se construyen las pilas primarias.

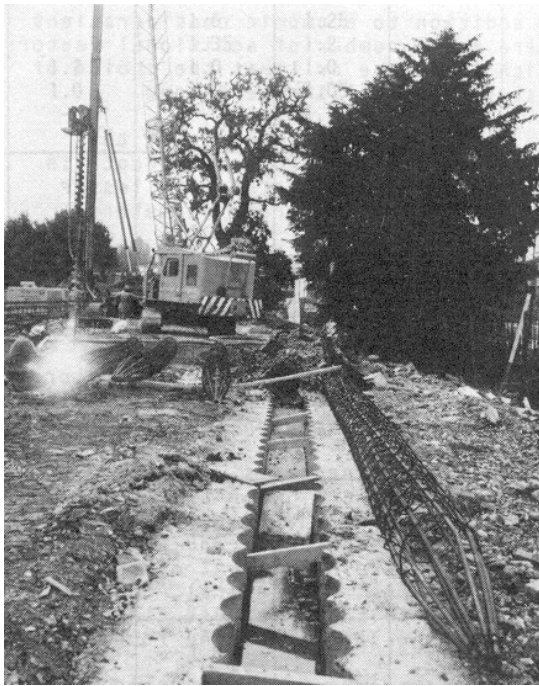
Técnica duro/duro. El desarrollo en Europa de equipos de perforación de pilas con pares de torsión entre 11,000 y 30,000 kg-m permitió que el rango de diámetros para pilas secantes se ubicara entre 60 y 150 cm, ya que las perforadoras tienen capacidad de atacar diversas condiciones de suelo, incluyendo concreto reforzado, sin necesidad de golpear con trépanos.

Con estos equipos, la técnica que se utiliza es la llamada *duro/duro*, en la cual las pilas primarias y secundarias se construyen con concreto reforzado o mortero de alta resistencia (hasta f'_c de 350 kg/cm²) si se utilizan equipos de hélice continua.

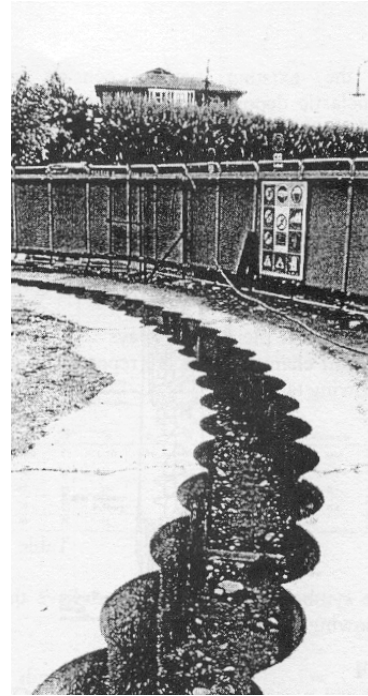
Técnica suave/duro. En este caso, las pilas primarias se construyen con una mezcla de cemento-bentonita, para poder perforar las pilas secundarias con mayor facilidad, utilizando equipos de menor par de torsión.

Esta técnica es de menor costo que la de duro/duro, debido a la menor resistencia de las pilas primarias y solamente las pilas secundarias son de concreto reforzado, por lo que está limitada a excavaciones someras o donde se tengan momentos flexionantes relativamente bajos.

Para la perforación se utiliza un brocal de concreto, que sirve como guía para ubicar las pilas primarias y secundarias, Fig. 4.32. Las pilas se perforan a cada 5ª posición.



a) lineal, Sherwood et al (1989),



b) en forma de arco, Pagliaci y Bertero (2000)

Fig 4.32, Brocales para guía de perforación de pilas secantes

4.6.2 Acero de refuerzo y concreto

El acero de refuerzo y el concreto se colocan de diferente manera, dependiendo del tipo de perforadora utilizada:

Perforadora rotaria. Se coloca después de efectuar la perforación, antes de colocar el concreto con tubería tremie, de manera similar a la construcción de pilas de cimentación (Paniagua, 2000). En la Fig. 4.33 se muestran esquemas típicos del acero de refuerzo.

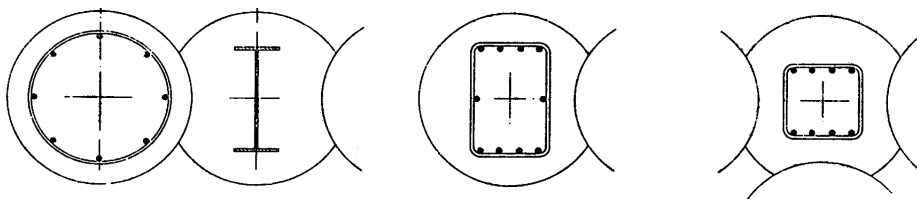


Fig 4.33 Diversas opciones para acero de refuerzo en pilas secantes

Perforadora de hélice continua. En este caso, se coloca el acero de refuerzo después de vaciar el concreto por dentro de la hélice continua, Fig. 4.34; en algunos casos, auxiliándose de un vibrador en la parte superior.

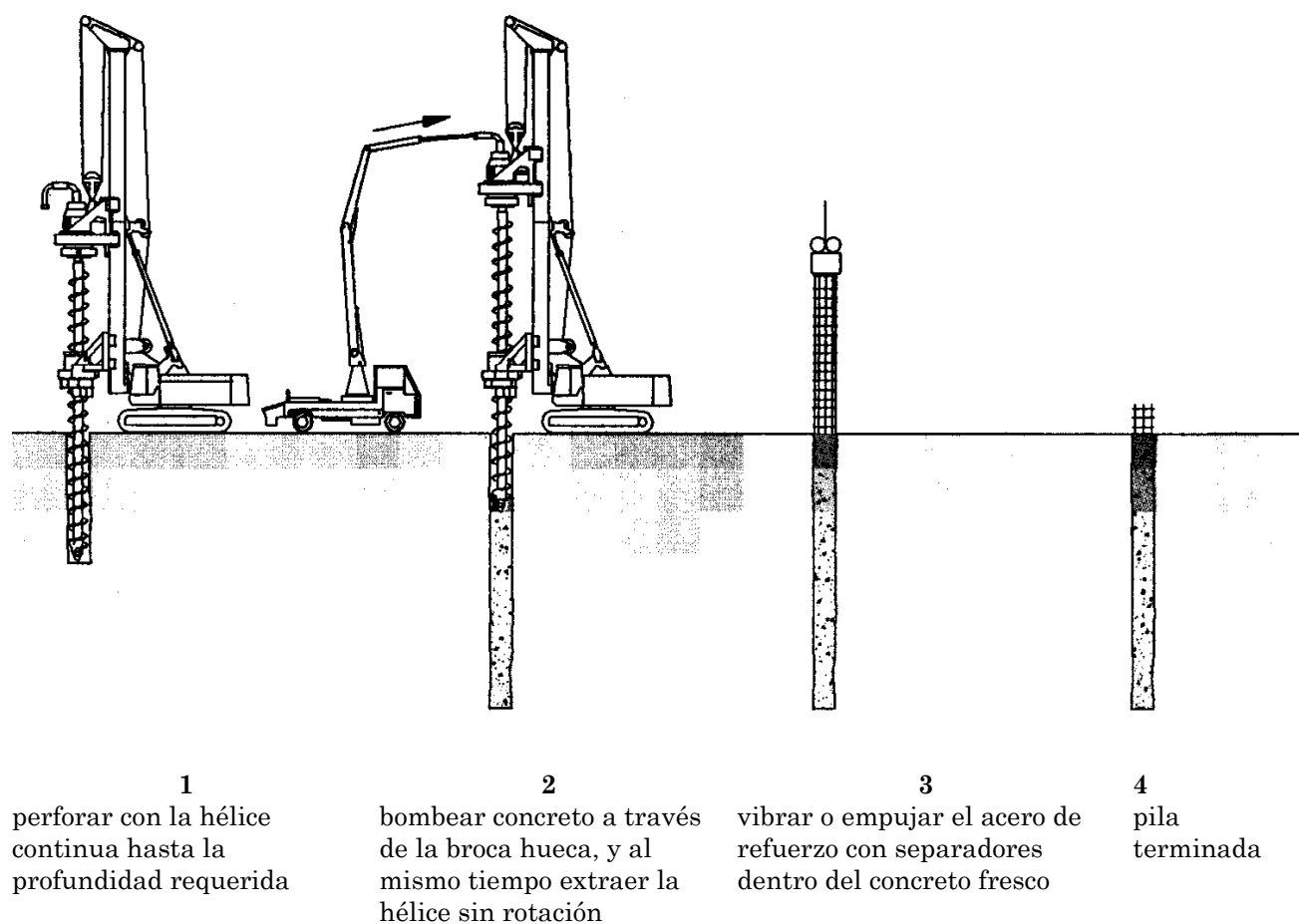


Fig. 4.34, Sistema de hélice continua

En algunos casos, es recomendable el colado de una trabe de concreto reforzado, que una la cabeza de las pilas construidas, para rigidizar y darle continuidad al muro.

4.6.3 Factores que influyen en la selección de la técnica

Además de las consideraciones económicas, existen otros factores que influyen en la selección de la técnica de pilas secantes:

- Los métodos de hélice continua (HC) de par de torsión alto, en la actualidad, están limitados a una profundidad de alrededor de 22 m en diámetros pequeños y menores profundidades para diámetros mayores.

- Los equipos de HC de par de torsión bajo están limitados a profundidades menores de 18 m, y se ven afectados notablemente por las desviaciones de la verticalidad que pudieran presentarse.
- Los métodos con HC son los que generan menor vibración y ruido, en suelos sin obstrucciones.
- Para contenciones temporales, la técnica suave/duro puede satisfacer los requerimientos de la obra. Para estructuras permanentes, se requerirá evaluar las condiciones particulares de cada proyecto.
- Las pilas perforadas con ademe presentan mayor seguridad al perforar suelos granulares, cuando se tienen colindancias cercanas.
- En condiciones adecuadas, un muro de pilas duro/duro puede competir en impermeabilidad con un muro milán; sin embargo, con la profundidad, las pilas secantes tienen el riesgo de sufrir desviaciones, lo cual genera posibles vías de entrada de agua.
- Para muros mayores de 25 m de profundidad, las pilas secantes con ademe y el muro milán son las únicas opciones disponibles y a más de 40 m de profundidad, solamente es posible utilizar muro milán.

4.7 Casos prácticos

4.7.1 Torre Latinoamericana, ciudad de México

Durante la construcción de la cimentación de la Torre Latinoamericana (1949), fue necesario efectuar una excavación de 13.5 m de profundidad, protegiendo los edificios y calles colindantes, por lo que se utilizó una tablestaca *Wakefield* en el perímetro, cuya geometría es casi cuadrada de 33.4 m de lado (Cuevas, 1962).



El edificio, de 139 m de altura, se localiza en el centro de la ciudad de México (Fig. 4.35), en la zona conocida como Lago, en la cual se presenta una costra superficial dura; una secuencia de arcillas muy blandas intercaladas con estratos delgados de arena, vidrio volcánico y fósiles; un estrato resistente de limo arenoso cementado de espesor variable; una segunda secuencia de arcillas y finalmente depósitos aluviales profundos. Las condiciones del suelo se muestran en la Fig. 4.36

Fig 4.35, Torre Latinoamericana, Zeevaert (1982)

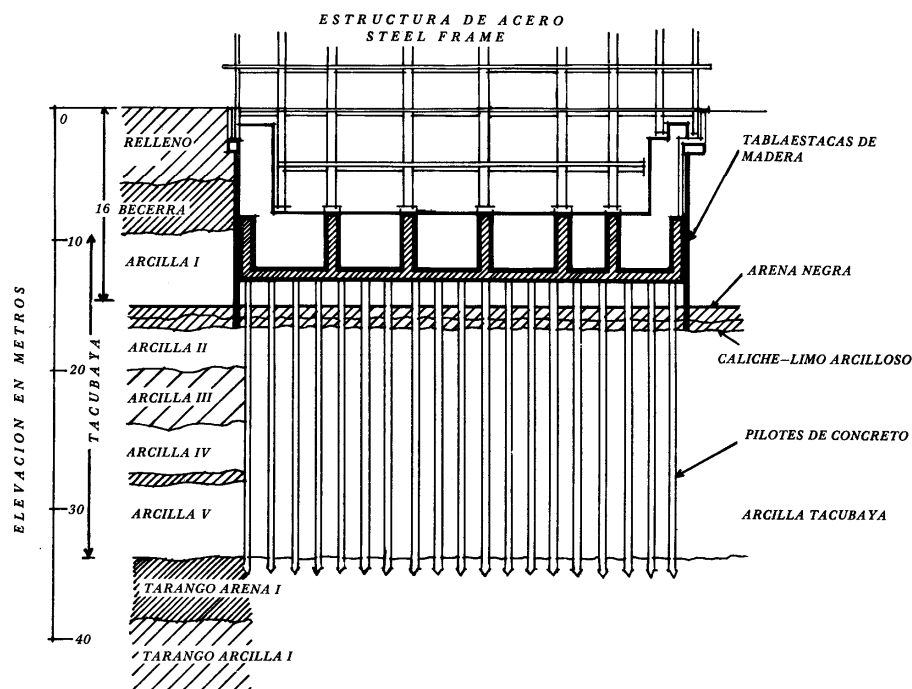


Fig. 4.36, Condiciones estratigráficas en la Torre Latinoamericana, Zeevaert (1988)

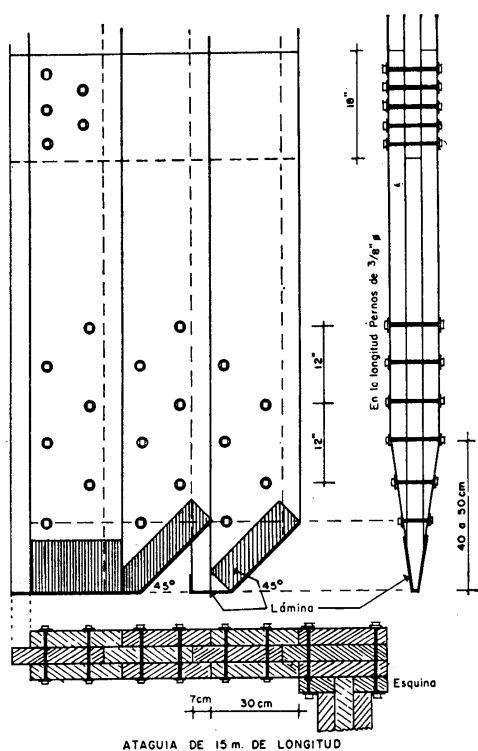


Fig 4.37, Detalles de la tablestaca de madera en la Torre Latinoamericana, Cuevas (1962)

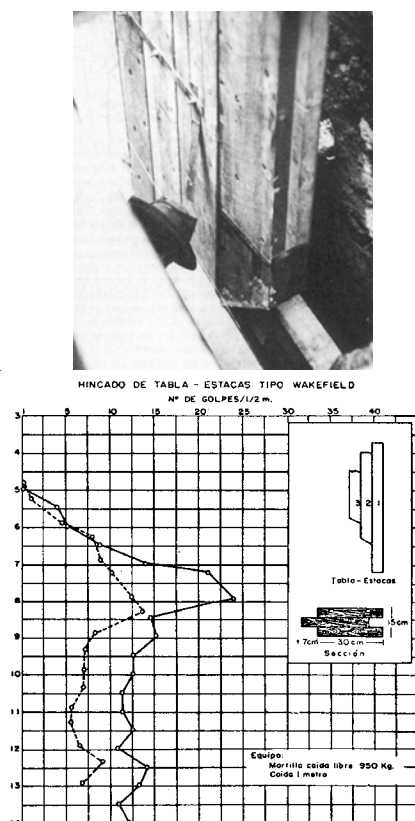


Fig. 4.38, Hincado de la tablestaca en la Torre Latinoamericana, Zeevaert (1982) y Cuevas (1962)

La tablestaca se colocó a 15 m de profundidad, debido a la presencia de lentes de arena hasta 13.5 m. Para evitar que las construcciones vecinas no sufrieran variaciones en la presión hidráulica del suelo, el agua que se extrajo del interior de la excavación se inyectó en el exterior de la tablestaca utilizando cuatro pozos de absorción.

Cada pieza estuvo formada por 3 tablones de madera de 2 ½" x 12", unidos entre sí con dos hileras de pernos de 3/8" (Fig. 4.37).

En la punta fue colocada una protección de lámina de cobre para impedir que se dañara la punta durante el hincado, que se realizó con un martillo de caída libre de 950 kg de peso, desde una altura de 1 m, con una frecuencia de 5 Hz.

En la Fig 4.38 se muestran dos registros de hincado de tablestacas contiguas, así como algunos detalles de la fabricación de las mismas.

4.7.2 Hotel Holiday Inn Express, ciudad de Puebla

Al realizarse la construcción de un hotel en la ciudad de Puebla, se requirió la excavación de una cisterna y cuarto de máquinas hasta 5.5 m de profundidad; las colindancias incluyeron casas habitación y dos calles con instalaciones municipales, por lo que se decidió utilizar una tablestaca de concreto para la contención de la excavación, y que formara parte de la estructura definitiva.

En la Fig. 4.39 se muestra la estratigrafía del predio; se observa la presencia de suelos blandos hasta la profundidad máxima de excavación, además de que el nivel freático se encontró a 2.5 m de profundidad.

La planta general de la excavación se presenta en la Fig. 4.40. La contención perimetral se construyó de concreto reforzado, formada por 119 tablestacas de concreto reforzado de 30 cm de espesor, 70 cm de ancho y 6.5 m de longitud; las piezas se fabricaron en un predio adyacente a la obra, utilizando cimbra metálica y curado a vapor, para hincarlas 3 días después de su fabricación.

Dado que la tablestaca forma parte de la estructura definitiva, se tuvo especial cuidado en el alineamiento vertical y horizontal de las piezas, por lo que se construyó en todo el perímetro un brocal de concreto reforzado, para guiar las piezas con un mayor control de calidad.

Se realizaron perforaciones previas al hincado, de 30 cm de diámetro y 3.5 m de profundidad, a cada 0.7 m, para romper la estructura del estrato de grava con fragmentos de roca travertino que se ubica hasta 3 m de profundidad.

Para el hincado, se utilizó un martillo diesel de acción sencilla de 40,000 lb-ft de energía, Fig. 4.41. Posteriormente, se realizó una inyección para el sellado de las uniones, utilizando mortero cemento-arena y un aditivo expansor de volumen.

La excavación se realizó en dos etapas, cada una con un nivel de apuntalamiento. Posteriormente, la tablestaca se integró a los muros definitivos de la estructura, Fig. 4.42.

De (m)	A (m)	Descripción	N (SPT)
0	2.5	Limo arenoso de consistencia blanda a media y alta compresibilidad (MH)	5
2.5	4.5	Limo orgánico de consistencia muy blanda y alta compresibilidad (OH)	0
4.5	11.0	Limo poco arenoso de consistencia muy blanda y baja compresibilidad (ML)	0
11.0	17.0	Limo poco arenoso de consistencia media a firme y alta compresibilidad (MH)	5-20

NAF: 1.3 m

Fig. 4.39, Estratigrafía en la zona

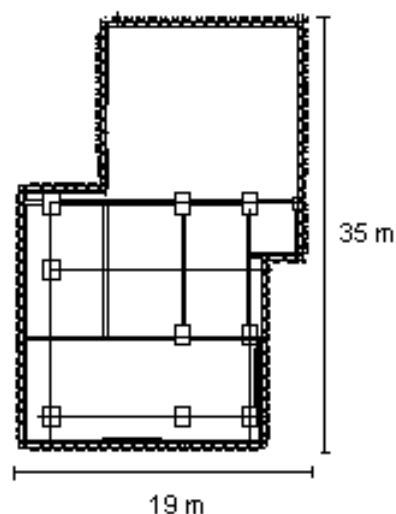


Fig. 4.40, Planta general de la excavación



Fig 4.41, Hincado de tablestaca de concreto



Fig. 4.42, Contención de la excavación y colindancias con tablestaca de concreto

4.7.3 Planta de bombeo, Gran Canal

Características del proyecto. El Gran Canal forma parte de las obras más antiguas del drenaje del valle; para mantenerlo funcionando se le ha dragado y sobrelevado sus bordos en numerosas ocasiones. Antes de la construcción de la planta el agua escurría por gradiente hidráulico, dado que el hundimiento regional dejó a su plantilla en contrapendiente.

La planta de bombeo se proyectó para un gasto de 40 m³/s con 14 bombas; tiene como estructura principal un dique que seccionará el cauce del canal, para formar el cárcamo de bombeo. Sobre el dique se apoyan 8 bombas y las 6 restantes en las márgenes izquierda y derecha. En la margen izquierda se construyeron las estructuras de servicios.

El sitio donde se construyó la planta se localiza en la *Zona de Lago Virgen* que corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, el bombeo profundo y el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie. Debido a la cercanía de la Sierra de Guadalupe es probable que la zona corresponda a una transición.

Estratigrafía. La estratigrafía de la zona se resume a continuación.

Rellenos artificiales. Se encuentran sobre los bordos del canal y su espesor varía de unos centímetros a 2.0 m; están constituidos por material seco producto del desazolve del fondo del canal.

Costra superficial. Formada principalmente por limo arcilloso preconsolidado por secado solar con resistencia q_c entre 25 y 75 kg/cm².

Serie Arcillosa. Corresponde a la secuencia de arcillas de la zona de lago formada por siete estratos que identifican diferentes eventos geológicos separados por lentes duros; el espesor de los estratos arcillosos varía de 1.0 a 7.2 m y el espesor de los lentes duros, entre 0.2 y 1.0 m. Los lentes duros o marcadores están formados por ceniza volcánica, materiales arenosos y delgadas costras de secado solar.

Arenas y limos. Estrato formado por intercalaciones de limos y arenas finas que se identifican a partir de los 29.0 m de profundidad, el espesor medio de este estrato es de 3 m.

Arenas limosas. Su frontera superior se puede encontrar a una profundidad entre 31.0 y 33.0 m hasta la máxima profundidad de exploración y consiste en una serie de depósitos de arena fina limosa gris olivo y el número de golpes (NSPT) en prueba de penetración estándar varía entre 15 a más de 50 golpes.

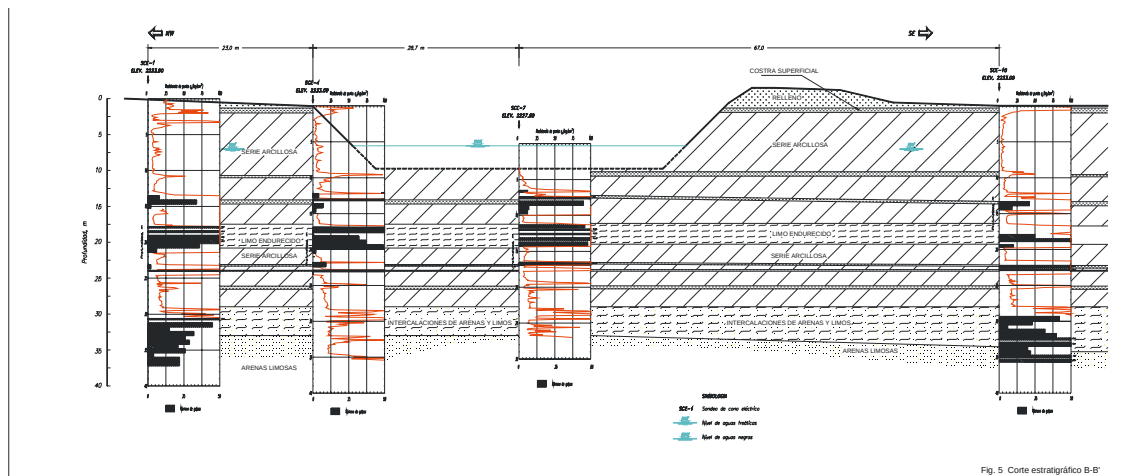


Fig. 4.43, Estratigrafía de la Planta de bombeo Gran Canal

Cárcamo de bombeo. El cárcamo de bombeo se delimita con la estructura de rejillas y el dique, ambos transversales al cauce del canal; en esta zona, el agua se eleva al nivel 27.5 m; la altura de la estructura de rejillas es de 10.0 m y el dique tiene 8.8 m y sobre él se apoyan 8 bombas.

Del proyecto electromecánico se estimó que el peso de la estructura de concreto requerida era 4301 toneladas que representaba un incremento de carga de 9.6 t/m^2 en la zona de bombeo y de 12.6 t/m^2 en la zona de descarga, que por su diferencia en magnitud y la compresibilidad de los suelos inducirán movimientos diferenciales.

El cauce del canal está formado por un espesor de azolve de 3.0 m y debajo arcilla muy blanda cuya resistencia q_c medida con el cono eléctrico alcanza valores máximos de 5 kg/cm^2 , con un espesor de 50 cm, insuficiente para soportar la cimentación requerida para las cargas arriba indicadas. Por lo anterior, la estructura que formó el dique se proyectó con ataguías celulares de tablestaca de acero; se decidió esta opción constructiva, por su congruencia entre la simplicidad que ofrece su instalación y la complejidad de los suelos blandos del sitio donde se ubicará la planta ya que el estrato donde se desplantará se encuentra a 16.5 m de profundidad respecto al hombro del talud de la margen izquierda.

El diseño geotécnico de una estructura celular de este tipo consiste en una revisión de su estabilidad interna y como cuerpo rígido, para lo cual se propone una cierta distribución de estructuras que satisfagan los requerimientos geométricos y se procede con el análisis geotécnico, a partir del cual se obtuvieron dos diámetros de estructuras, uno de 14.1 m y otro de 10.25 m, Figs. 4.44 y 4.45.

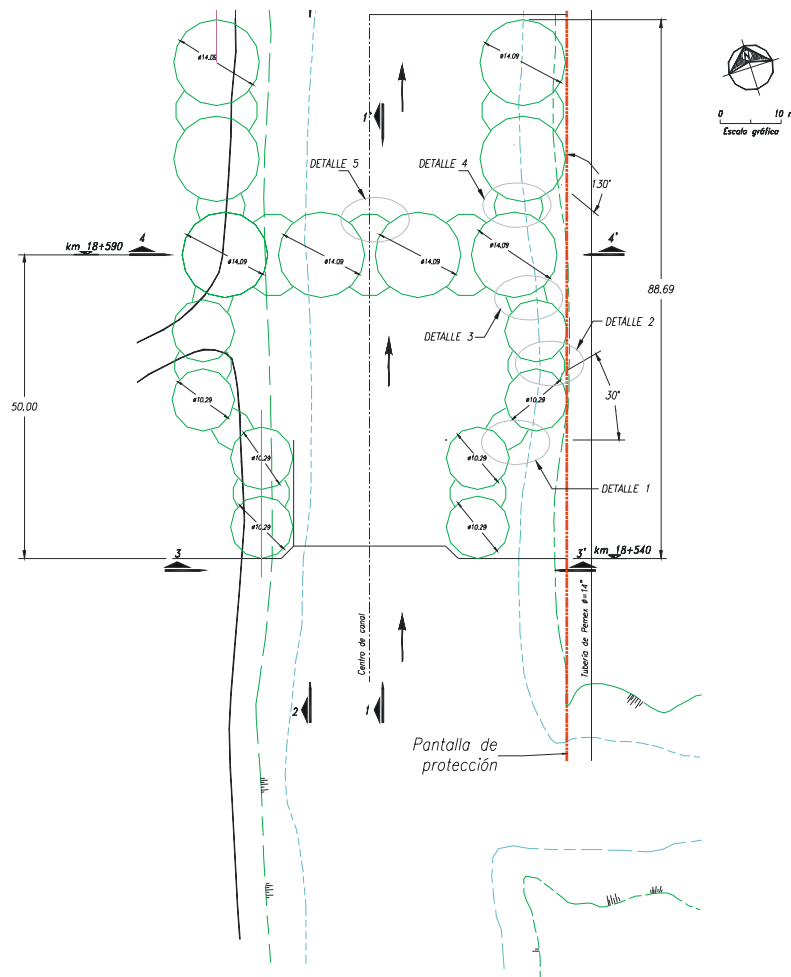


Fig. 4.44, Estructuras celulares de la Planta de Gran Canal



Fig. 4.45, Proceso constructivo de la planta de Gran Canal

4.4.4 Protección marginal Río Coatzacoalcos

Características del proyecto. La obra de protección de la ciudad de Minatitlán, Veracruz; tiene por finalidad proteger a las colonias asentadas en el sector denominado Playón Sur, de las inundaciones provocadas por las avenidas extraordinarias del río Coatzacoalcos.

El proyecto tiene las características necesarias para el hincado de una tablestaca metálica, que se colocó sobre la margen izquierda del río.

El proyecto contempla las siguientes soluciones:

- Construcción de un murete en el malecón entre la Capitanía de Puerto y el cadenamiento 0+240 m.
- Hincado de tablestaca metálica del cadenamiento 0+240 al 1+440 m.
- Construcción del dique de protección entre los cadenamientos 1+440 al 3+600 m

Se revisaron las formas de falla por:

- Giro de la parte empotrada, como resultado de una escasa resistencia pasiva del suelo ubicado en la parte frontal de la tablestaca
- Falla estructural de la sección seleccionada
- Falla del sistema de anclaje

Se realizó el análisis de estabilidad de la tablestaca para la condición de trabajo más desfavorable que corresponde a:

- El nivel del agua en el cauce se encuentra a la elevación $N \pm 0.0$ m.
- En el lado interior de la margen izquierda el relleno que se colocará se saturará hasta el nivel $N + 3.0$ m.
- Además en el lado del cauce la superficie de fondo presenta un talud, lo que reduce el efecto del empotramiento.

Para restringir el movimiento lateral en la parte superior de la tablestaca se instalaron anclas a 2 m por debajo de la corona que se fijaron sobre una viga madrina

Estratigrafía. La estratigrafía de la margen izquierda del río Coatzacoalcos corresponde con la planicie aluvial del Golfo de México y está conformada por intercalaciones de arenas fina con arcillas de diferente resistencia y deformabilidad, con la presencia de arcillas orgánicas y turba. En esta zona es importante reconocer la existencia de las barras costeras

Proceso constructivo. La tablestaca se hincó en secciones de 8 a 10 m, inicialmente se asentaron con un martillo diesel y posteriormente se completó el hincado con un martillo vibratorio. La secuencia constructiva se presenta las Figs. 4.46 y 4.47.



Fig. 4.46, Hincado de tablestacas



Fig.4.47, Secuencia de hincado



Fig. 4.48, Protección marginal

Referencias

Arbed Group, Catálogos de productos.

Avelar, R. (1994) “Contención de excavaciones en el Distrito Federal”. 2° Simposio Consultores-Constructores de Cimentaciones Profundas. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

Chellis, R.D. (1951) “Pile foundations”. McGraw-Hill Book Co., New York.

CNIC (1987) “Manual del Residente de Cimentación Profunda”. Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, México.

Corbett, B.O. (1987) “Exclusion techniques”, Chap. 30 in Ground engineer’s reference book, edited by F.G. Bell, Butterworths, London.

Corus (2000) “The Piling Handbook”, Corus Group, UK.

Cornfield, G.M. (1975) “Sheet Pile Structures”, Foundation Engineering Handbook, Hans F. Winterkorn Hsai-Yang Fang ed., Nueva York, Van Nostrand Reinhold.

Cuevas, L. (1962) “Comportamiento de la estructura de la Torre Latinoamericana de la ciudad de México”. Publicación de La Latinoamericana, Compañía de Seguros, México.

Derry, T.K. and Williams, T.I. (1960) “A short history of technology”. From the earliest times a.d. 1900. Oxford University Press, London.

Jacoby, H.S. and Davis, R.P. (1941) “Foundations of bridges and buildings”. 3rd edition, McGraw-Hill Book Co., New York.

Koerner, R.M. (1985) “Construction and geotechnical methods in foundation engineering”, McGraw Hill Book Co., New York.

Menache, A. (1994) “Proyecto de cimentación de la torre empresarial Villahermosa”, XVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

Pagliaci, F. and Bertero, M. (2000) “An innovative foundation technology for the construction of retaining walls in urban areas”, Proceedings of the 25th annual meeting, Deep Foundation Institute, New Jersey.

Paniagua, W.I. (2000) “Construcción de Cimentaciones Profundas”. Capítulo 5 del Manual de Cimentaciones Profundas, publicado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

PCA (1951) “Concrete piles: design, manufacture, driving”, Portland Cement Association, Chicago Il.

Peck, R.B., Hanson, W.E. and Thornburn, T.H. (1974) "Foundation engineering", John Wiley & Sons, New York.

ProfilArbed (2001) "Installation of Sheet Piles", Arbed Group.

Schroeder, W.L. and Dickenson, S.E. (1996) "Soils in construction", 4th ed., Prentice Hall, New Jersey.

Sherwood, D.E., Harnan, C.N. and Beyer, M.G. (1989) "Recent developments in secant bored pile wall construction", Proceedings of the international conference on piling and deep foundations, A.A. Balkema, Rotterdam.

Tschebotarioff, G.P. (1962) "Retaining Structures". Chap. 5 in Foundation Engineering, ed. G.A. Leonards, McGraw-Hill Book Co., New York.

US Army Corps of Engineers (1994) "Design of Sheet Cellular Structures", Engineering Manual EM-1110-2-2503, Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.

US Army Corps of Engineers (1994) "Design of Sheet Pile Walls", Engineering Manual EM-1110-2-2504, Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.

Xanthakos, P.P. (1994) "Excavation supports methods", Chap. 3 in Ground Control and Improvement, by Petros P. Xanthakos, Lee W. Abramson and Donald A. Bruce, John Wiley & Sons, New York.

Zeevaert, L.(1982) "Foundation engineering for difficult subsoil conditions". 2nd edition, Van Nostrand Reinhold, New York.

Zeevaert, L. (1988) "Sismo-geodinámica de la superficie del suelo y cimentación de edificios en la ciudad de México". Edición privada, México.

5 Sistemas de anclaje en suelos

Efraín Ovando Shelley
Ernesto Holguín

5.1. Introducción

5.1.1 Aspectos generales

Aplicaciones. Los anclajes se utilizan para aplicar fuerzas dentro de una masa de suelo o roca con el objeto de mantener o de restablecer su estabilidad. Los sistemas de anclaje proporcionan fuerzas externas para lograr la estabilidad de taludes o excavaciones a cielo abierto o en túneles y galerías subterráneas. Se utilizan solas o como complemento de otras estructuras tales como muros de contención, tablestacas, muros milán, etc. En muchos países los sistemas de anclaje constituyen la solución preferida para proveer un sistema de soporte estable para muros de retención temporales o permanentes en excavaciones. En estas últimas suelen concebirse como la alternativa al uso de troqueles o puntales, la cual además es eficiente, económicamente competitiva y si se diseña y construye adecuadamente, también es segura.

Los anclajes se pueden utilizar en obras de muy diferente tipo pero es significativo que a nivel mundial, la mayor expansión en su uso se haya dado en la estabilización de excavaciones para cimentaciones en zonas urbanas o industriales. En nuestro país los sistemas de anclaje también han recibido la preferencia de muchos diseñadores geotécnicos para estabilizar excavaciones en este tipo de obras. En el valle de México se han empleado principalmente en la Zona de Lomas del Poniente, donde la presencia de materiales tobáceos o granulares con cementación ha favorecido su uso, aunque también se han utilizado en menor cuantía en las zonas de transición y casi nunca en la del Lago. Asimismo, en las otras grandes ciudades como Monterrey, Acapulco, Guadalajara, Puebla, León y muchas más, estos sistemas de soporte cada vez se utilizan con mayor frecuencia.

Las anclas y los sistemas de anclaje constituyen el sistema idóneo para estabilizar muchos cortes carreteros en rocas y suelos y en las grandes obras hidráulicas o de generación de energía también se han empleado profusamente, al igual que en algunos puertos o en estructuras de contención en las márgenes de ríos.

Algunos aspectos esenciales para el análisis y diseño de anclas suelen soslayarse en los despachos de cálculo, en donde además es común que se ignoren las dificultades constructivas.

Alcance. En este trabajo se abordan los sistemas de anclaje en suelos, haciendo algunas referencias para su uso en rocas, enfatizando los de mayor uso en nuestro país, con el objetivo primordial de atender las necesidades del diseñador geotécnico y las del constructor. En el resto de este capítulo se comentan aspectos relativos a la aplicación de sistemas de anclaje; en el capítulo 5.2 se describen las características de un ancla individual

y de los diferentes sistemas de anclaje. Los objetivos de la información técnica que sirve de base para los métodos para el análisis de cada una de las partes componentes de un sistema de anclaje se describe en el capítulo 5.3. El diseño de anclas debe conducir a factores de seguridad adecuados y además, su trabajo conjunto debe garantizar la estabilidad global del sistema, es decir de la excavación, talud o corte; los otros factores que también debe incluirse en los análisis son el efecto de las fuerzas inerciales producidas por los sismos y la presencia de agua o la existencia de un sistema de drenaje; estos temas se tratan en el capítulo 5.4 y en los anexos 5.A.1, 5.A.2 y 5.A.3, así como en el anexo 5.A.4, donde se ejemplifican requerimientos reglamentarios con base en lo dispuesto para el Distrito Federal. Las técnicas para la habilitación e instalación de anclas se describen en el capítulo 5.5 e involucran una serie de pasos organizados en una secuencia lógica que debe permitir minimizar tanto los riesgos inherentes a este tipo de trabajos como los costos. Finalmente, debido a las incertidumbres en la estimación de la capacidad de un ancla, es importante verificar esta última mediante pruebas de campo; las características de instalación, ejecución e interpretación de las pruebas de carga se describen en el capítulo 5.6.

Necesidad de un sistema de anclaje. En términos muy generales, el objetivo de un sistema de anclaje es restablecer el confinamiento del suelo en la vecindad de un corte y así garantizar la estabilidad de una excavación efectuada para construir el cajón de la cimentación de un edificio, restablecer el equilibrio en taludes inestables o aumentar la seguridad de laderas o cortes preexistentes.

Por otra parte, el uso y aplicación de anclajes se ha visto favorecido por:

- a) el desarrollo de técnicas de perforación e inyección cada vez más eficientes,
- b) las mejoras en la calidad de los aceros con el consecuente aumento de su durabilidad,
- c) la demanda originada por la construcción de excavaciones en grandes áreas y a mayor profundidad, incluso bajo el nivel freático.

Ventajas. El anclaje constituye un sistema constructivo versátil que permite:

- a) adaptarlo a condiciones geotécnicas muy variadas,
- b) utilizar la capacidad del suelo o roca donde se instala como medio de soporte,
- c) ocupar menos espacio durante su instalación, comparado con el que se requiere en sistemas equivalentes (troqueles, puntales, taludes temporales),
- d) mantener la estabilidad de taludes y cortes en situaciones especiales donde constituyen la única solución posible.

Limitaciones. En ocasiones existen restricciones al uso de los sistemas de anclaje en atención a las condiciones del medio donde se instalan, las cuales se deben a:

- a) la forma de trabajo de los sistemas de anclaje,
- b) los procedimientos constructivos empleados para colocarlos y
- c) la existencia de ambientes agresivos.

Los sistemas de anclaje transfieren las fuerzas de tensión en las barras o torones al suelo circundante. Cuando se instalan en suelos arcillosos, la magnitud de las cargas que pueden transferirse está limitada por las propiedades mecánicas de dichos suelos (resistencia al esfuerzo cortante relativamente baja, alta deformabilidad y susceptibilidad de sufrir

deformaciones diferidas o *creep*). Puede ocurrir que las restricciones del proyecto obliguen al uso de anclas en estos materiales aceptando, a cambio, menor eficiencia y mayores costos; en estos casos, el costo unitario por unidad de fuerza puede llegar a elevarse considerablemente, con lo cual el anclaje baja su competitividad desde el punto de vista económico. Sin embargo, en años recientes se han propuesto diversos sistemas para superar estas limitaciones, según se verá en el siguiente capítulo; es de esperarse que en el futuro los sistemas de anclaje en suelos arcillosos poco a poco se vuelvan más competitivos, como ya ocurre en otros países.

Por otra parte, los procedimientos constructivos pueden causar la degradación en estas propiedades por la alteración producida durante la perforación del barreno o por el fracturamiento hidráulico ocasionado durante la inyección del bulbo. Finalmente, la existencia de ambientes agresivos también puede limitar el uso de sistemas de anclaje debido al ataque de agentes químicos naturales o antropogénicos sobre los morteros o los aceros de las barras o tendones. Para evitar o minimizar los efectos de la corrosión en las anclas o el ataque químico a los bulbos inyectados se utilizan aceros, resinas o morteros de inyección especiales, fundas protectoras, etc. Las técnicas para prevenir los efectos de la agresión química sobre los sistemas de anclaje se describen en el capítulo 5.5.

Por otro parte, la aplicación de anclajes impone la necesidad de un conocimiento tan detallado como sea posible de las condiciones estratigráficas locales y de las propiedades ingenieriles de los materiales existentes, lo cual supondría mayores costos de exploración y muestreo así como de experimentación de campo y de laboratorio. En zonas urbanas o en instalaciones industriales, la existencia de ductos, tuberías, túneles u otros obstáculos dentro del subsuelo es otra limitante para el uso y aplicación de las anclas. Asimismo, en ocasiones debe considerarse que la penetración de anclas puede invadir terrenos ajenos para lo cual es necesario contar con la anuencia de vecinos, preferentemente por escrito. Finalmente, debe señalarse que desde el punto de vista constructivo, la instalación de anclajes implica como imperativo el empleo de personal experimentado y especializado, así como el uso de equipo diseñado expresamente para este tipo de trabajos.

5.1.2 Aplicaciones típicas de anclas

Según Xanthakos (1991), en los Estados Unidos más de dos terceras partes de los sistemas de anclaje se han instalado en suelos, mientras que la quinta parte se han empleado en rocas y alrededor del 10 % en ambientes fluviales o marinos. Algunos de los usos más comunes se ilustran en la Fig. 5.1. Dependiendo del material en donde se utilizan, sus aplicaciones se agrupan como sigue:

Anclas en suelos (Figs. 5.2 a 5.7):

- a) como elementos de retención o soporte lateral en excavaciones profundas,
- b) para equilibrar los momentos de volteo en las cimentaciones de estructuras esbeltas como torres de transmisión, tanques, chimeneas o bien en atraques de puentes, cimentaciones de muros de contención, entre otros,

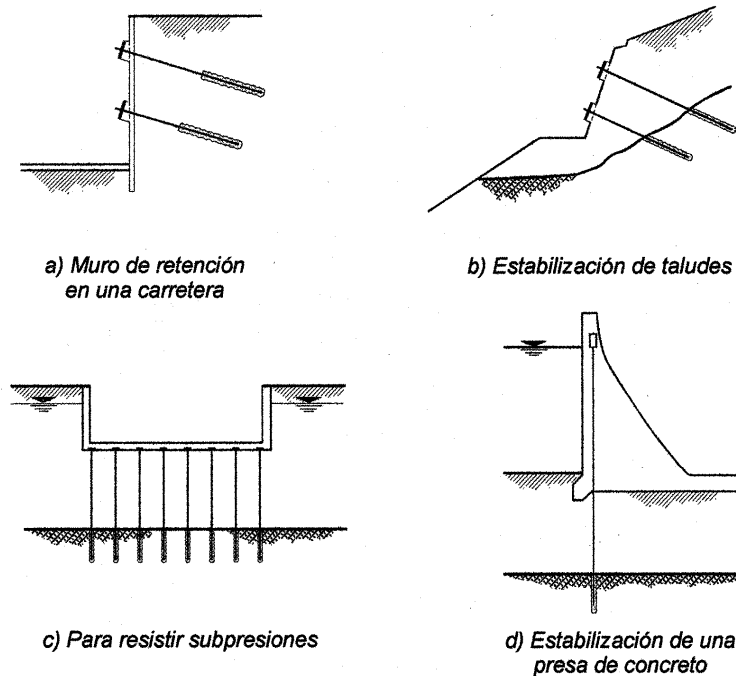


Fig. 5.1, Algunas aplicaciones de anclas y sistemas de anclaje

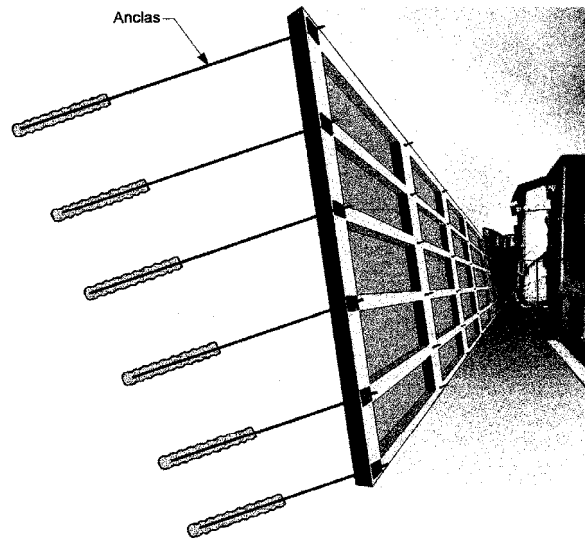
- c) como elementos para prevenir expansiones o para compensar subpresiones en losas de fondo o en piso de excavaciones,
- d) como soporte de túneles,
- e) para proporcionar fuerzas de reacción en pruebas de pilotes y
- f) para preconsolidar suelos inestables e incrementar así su capacidad de carga

Anclas en rocas (Figs. 5.8 a 5.11):

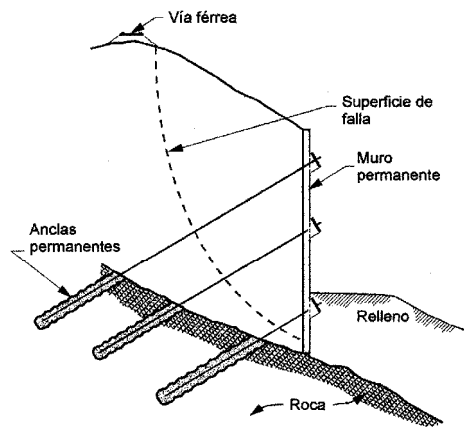
- a) para proteger y estabilizar formaciones rocosas y taludes,
- b) como soporte en galerías, o cavidades en rocas, en sustitución de puntales troqueles o armaduras,
- c) en túneles,
- d) en presas de gravedad o de arco, para compensar los momentos de volteo,
- e) en atraques de puentes y en las cimentaciones de estructuras esbeltas y
- f) para consolidar galerías y socavones en minas.

Anclas en ambientes marinos o fluviales (Figs. 5.12 y 5.13):

- a) para proteger estructuras costeras,
- b) para estabilizar terrenos ganados al mar o a las corrientes fluviales,
- c) para proteger taludes marginales y canales de navegación y
- d) para reforzar instalaciones fluviales o marinas existentes



a) Muro para el control de deslizamientos



b) Sección

Fig. 5.2, Ejemplo de un muro anclado para estabilizar un deslizamiento

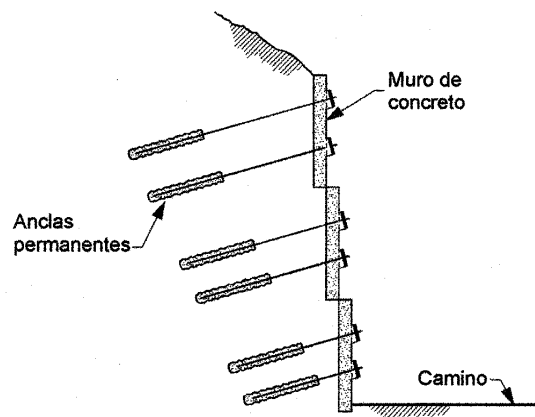


Fig. 5.3, Muro de retención anclado

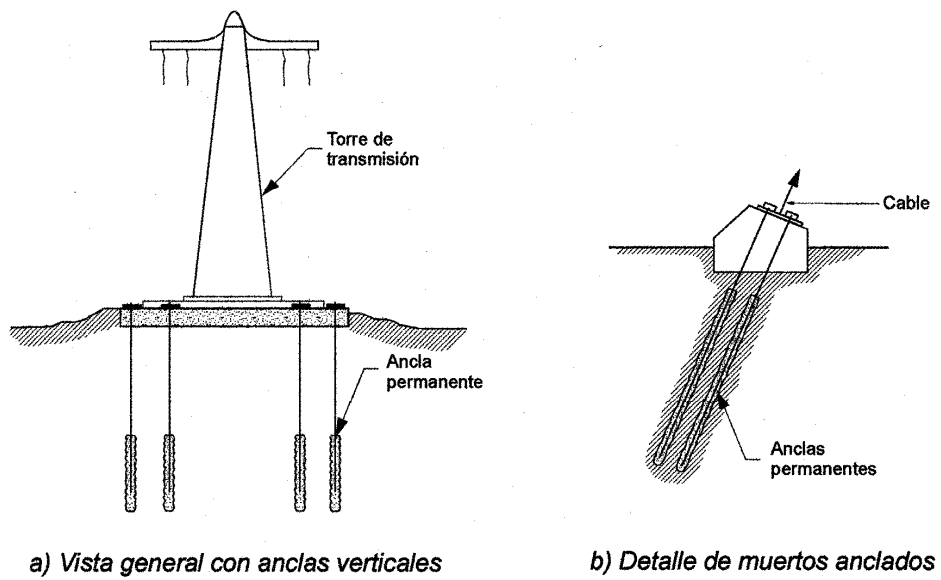


Fig. 5.4 Anclas en las cimentaciones de torres de transmisión

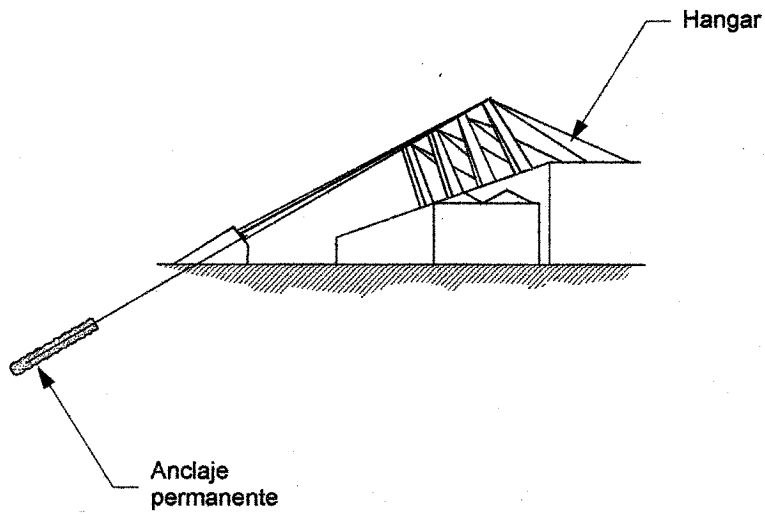
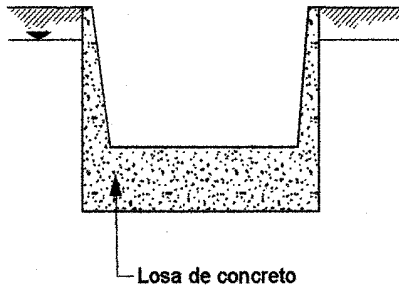
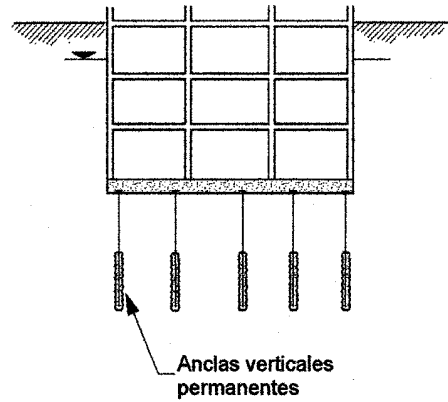


Fig. 5.5, Anclas en la cimentación de estructuras atirantadas



a) Losa de concreto utilizada para contrarrestar las presiones hidrostáticas en el fondo de la excavación

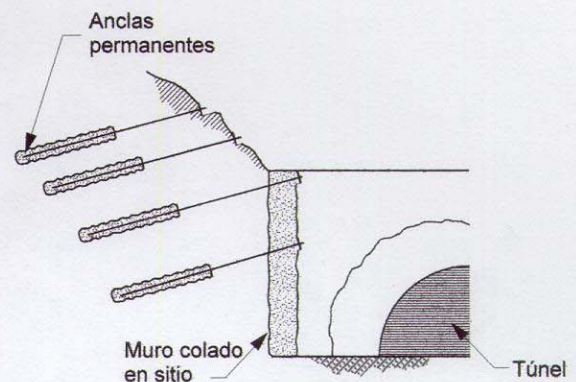


b) Anclaje permanente en la losa de un sótano

Fig. 5.6, Uso de anclas para resistir subpresiones como alternativa favorable al uso de losas masivas de concreto



a) Portal del túnel



b) Sección

Fig. 5.7, Muro anclado para estabilizar el portal de un túnel



Fig. 5.8, Anclas con dados de reacción en un macizo rocoso

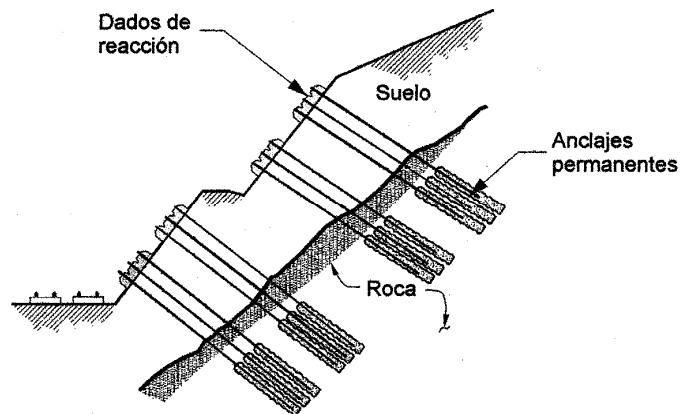


Fig. 5.9, Estabilización de un corte con ancladas embebidas en roca

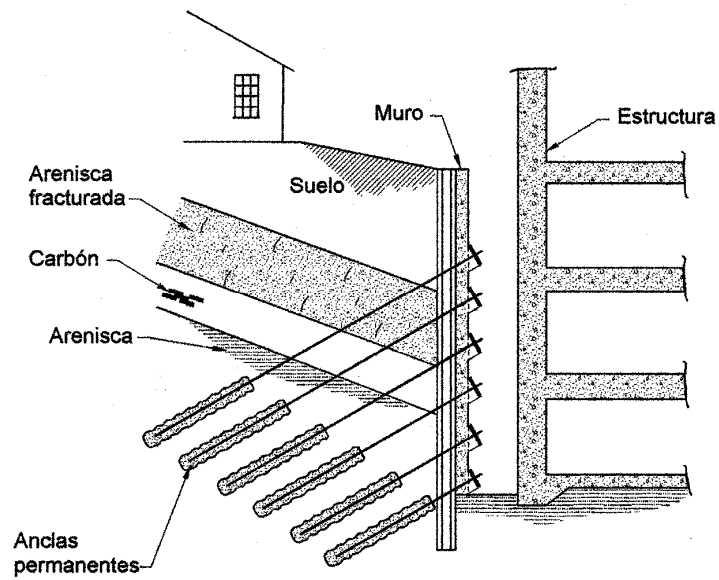


Fig. 5.10, Uso de anclas para estabilizar un corte en rocas estratificadas de diferentes calidades

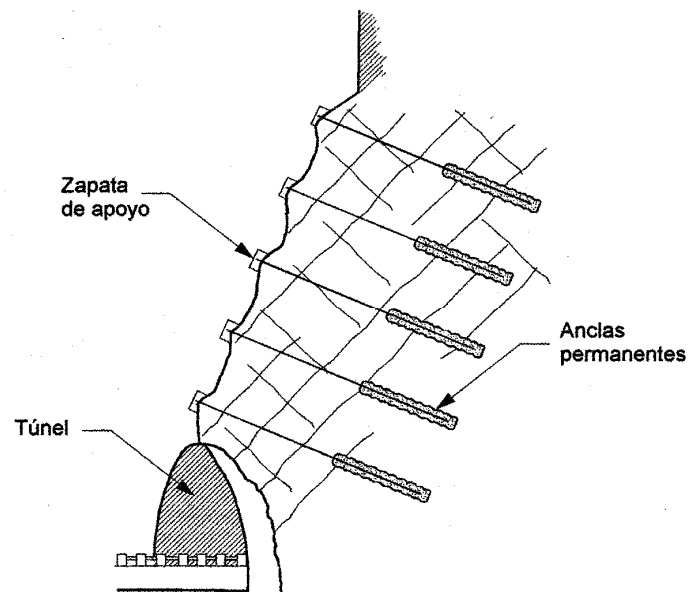


Fig. 5.11, Anclas en roca para estabilizar el portal de un túnel

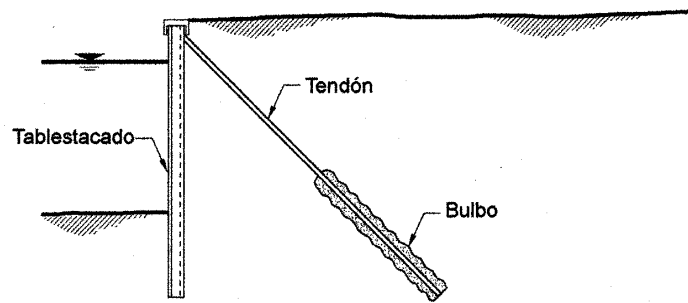


Fig. 5.12, Tablestacado anclado en un muelle

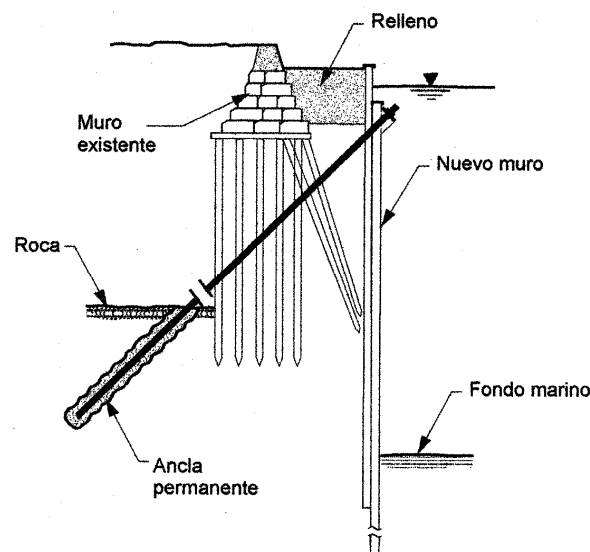


Fig. 5.13, Anclas usadas en la renovación y profundización de un muelle

5.2. Descripción de los sistemas de anclaje

Los sistemas de anclaje se pueden utilizar en una gran variedad de materiales, desde macizos rocosos hasta suelos cohesivos. En casos específicos, el tipo de anclas que debe emplearse depende en buena medida de las características y propiedades del medio donde se instalen, de las particularidades y necesidades de cada proyecto y de consideraciones económicas. Algunos tipos de sistemas o técnicas de anclaje sólo se pueden utilizar en rocas mientras que otros se han concebido y diseñado específicamente para emplearse en materiales blandos como arcillas. Finalmente, existen sistemas que se pueden adaptar para ser usados en una gama muy variada de materiales.

5.2.1 Partes constitutivas de un ancla (Fig. 5.14)

Barreno para alojar el ancla. El barreno se perfora en la cara del talud donde se va a colocar el ancla. Debe tener el diámetro suficiente para que penetren libremente y con facilidad las varillas o torones, además de permitir la entrada del mortero que circunda al

ancla. Debe existir un espacio suficiente entre las varillas o torones y la pared del barreno para permitir que se desarrollen las fuerzas de adherencia entre el mortero y las varillas o torones y para permitir que se desarrollen las fuerzas de fricción entre el mortero y el terreno circundante.

Partes de un ancla. Un ancla de tensión consta de tres partes principales (Figs. 5.14 y 5.15):

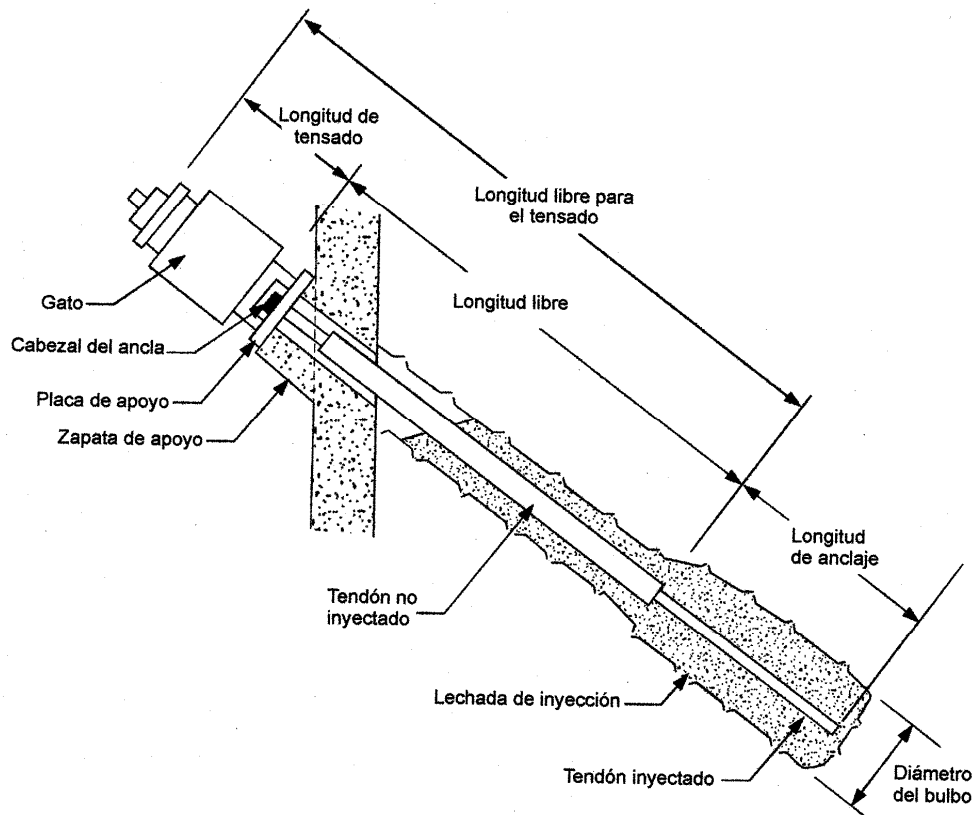


Fig. 5.14, Principales componentes de un ancla

- 1) **Bulbo de inyección** (define la longitud de anclaje). Queda en el fondo del barreno y se extiende una longitud suficiente para que se desarrollen las fuerzas de diseño; el terreno que circunda al bulbo está sometido a esfuerzos cortantes en la interfaz bulbo-suelo que equilibran a las fuerzas de tensión en torón o barra. Dentro de este bulbo se inyecta mortero a presión (lechada principal), con objeto de incrementar los esfuerzos dentro del mismo y en el terreno circundante. El bulbo de inyección queda cerrado por un obturador que permite la presurización y, al mismo tiempo, lo aísla de la parte exterior del barreno.
- 2) **Longitud libre.** Es la longitud del barreno en la cual no se aplica mortero o lechada a presión, por lo cual también se le denomina lechada secundaria. La longitud libre se puede rellenar con mortero de menor calidad que el que se utiliza en el bulbo de inyección; suele colocarse vaciándolo por gravedad. En la zona comprendida por la longitud libre no hay transferencia de cargas entre el ancla y el terreno circundante.

- 3) Longitud de tensado. Es la longitud expuesta que se requiere para tensar el ancla o para efectuar pruebas de carga.

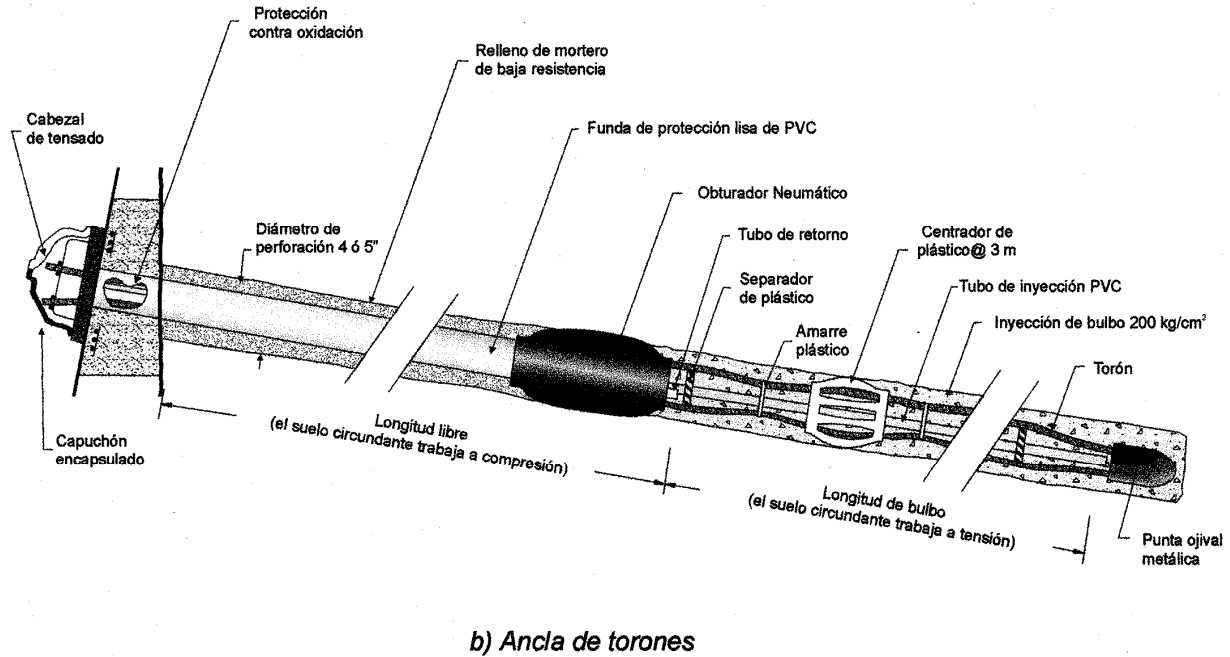
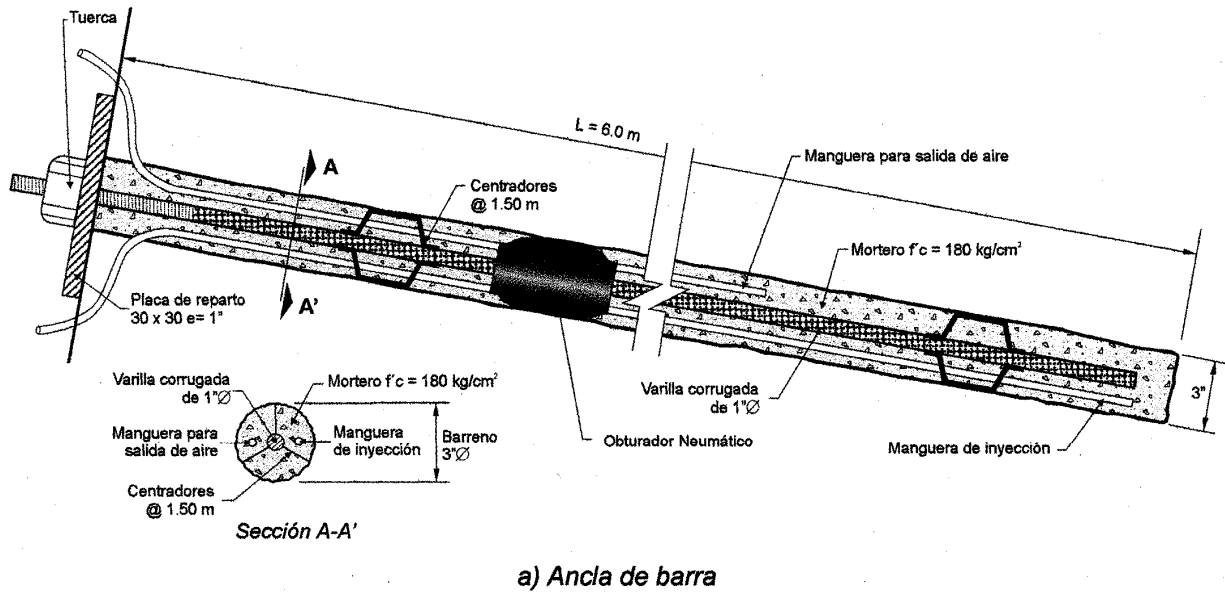


Fig. 5.15, Anclas de barra de acero y de torones

La función de la lechada principal es transferir la fuerza de anclaje al medio circundante; la lechada secundaria se coloca después del tensionado para proteger el ancla contra la corrosión. En la Fig. 5.15 se muestran las anclas de barra de acero y de torones con los dispositivos necesarios para su instalación, algunos de los cuales también se pueden ver en las Figs. 5.16 a 5.21.

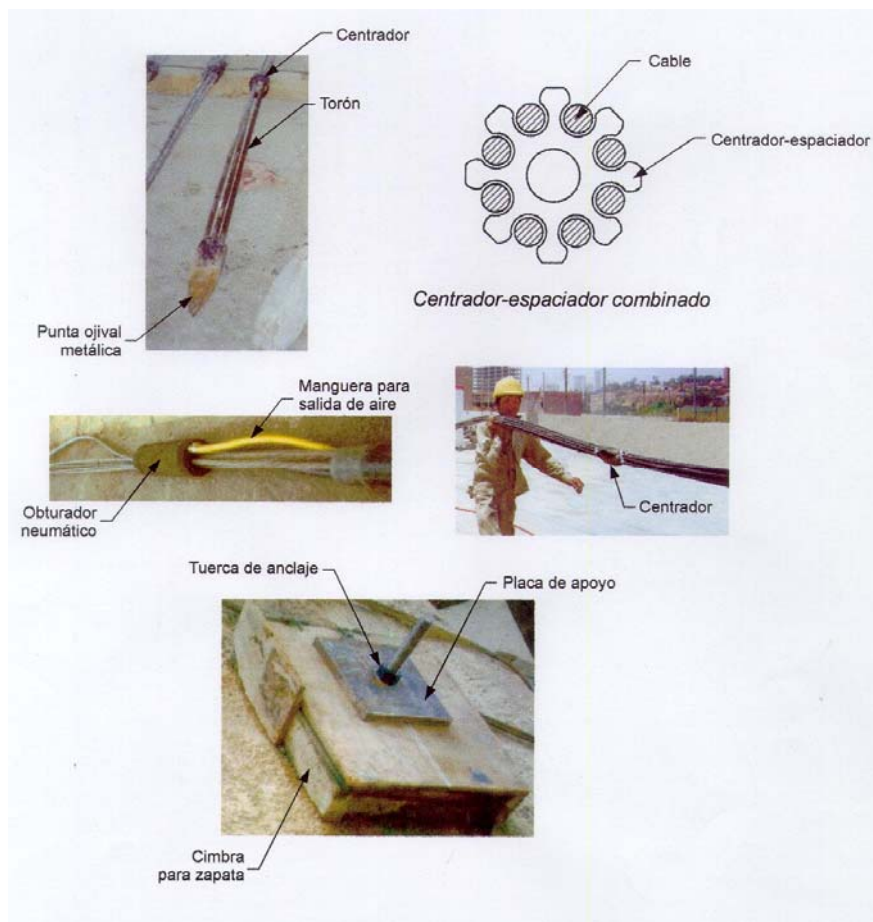


Fig. 5.16, Diversos dispositivos auxiliares en sistemas de anclaje

Dispositivos auxiliares. Los torones, cables o barras requieren de los siguientes dispositivos auxiliares para protegerlos y para lograr que su trabajo sea eficiente:

- 1) Funda de protección. Es un tubo liso, comúnmente de PVC, dentro del cual se alojan los torones o las barras, en la longitud libre del barreno, según se ilustra en la Fig. 5.15. Esta funda comienza en la boca del barreno y termina conectada firmemente al obturador; se rellena con lechada secundaria o bien, con grasa, para evitar la corrosión de las barras o los torones.
- 2) Tubo de inyección. Es un tubo provisto de manguitos (una serie de agujeros cubiertos por bandas de hule), como se ve en las Fig. 5.15; el tubo de inyección se coloca en el centro del barreno y la lechada de inyección sale a través de esos agujeros. Los torones o barras de acero se instalan alrededor del tubo de inyección, el cual abarca toda la longitud del barreno, desde su boca hasta el fondo del mismo.

- 3) Obturador. Su función es sellar y aislar al bulbo de inyección del resto del barreno. Está constituido por un tapón de hule por el cual pasa el tubo de inyección (Figs. 5.16 y 5.18). El obturador se infla con aire para lograr un sello adecuado, lo cual se puede complementar inyectando el tramo superior del bulbo.
- 4) Separadores. Se trata de placas de material plástico con perforaciones circulares de sección circular o sección tipo “estrella” (Figs. 5.15 a 5.17). El tubo de manguitos pasa por la perforación central de los separadores y las barras o torones por las perforaciones a su alrededor. Se colocan dentro del bulbo de inyección, a distancias suficientes para evitar que las barras se toquen entre sí durante su manejo y para evitar que toquen al tubo de inyección.
- 5) Opresores. Su función es oprimir los cables o torones para evitar movimientos no deseados durante la instalación (Fig. 5.15).



Fig. 5.17, Colocación de centradores y espaciadores

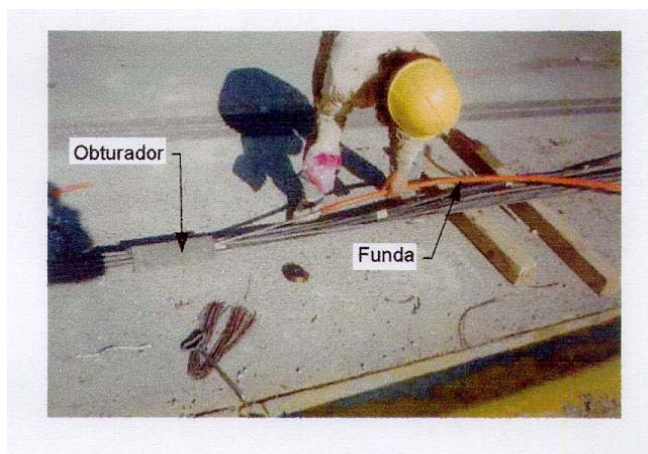


Fig. 5.18, Colocación de la funda en la longitud libre (se aprecia el obturador)

5.2.1 Clasificación general

a) Según su vida útil

Un primer criterio de clasificación de los sistemas de anclaje se basa en **su vida útil**; así, pueden clasificarse como temporales o permanentes. En las Figs. 5.22 a 5.24 se ilustran comparativamente varias soluciones de anclajes temporales y permanentes para diferentes problemas geotécnicos.

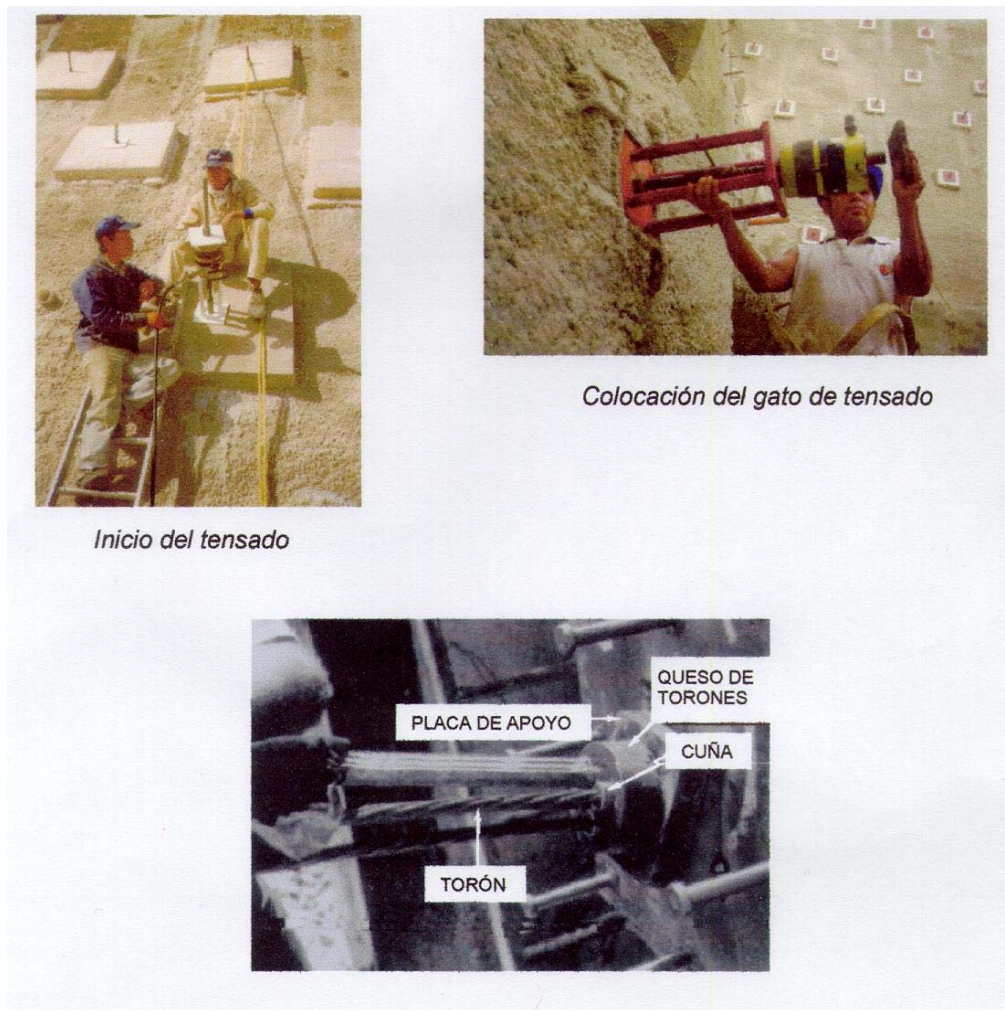


Fig. 5.19, Detalles del tensado de un ancla y de su apoyo

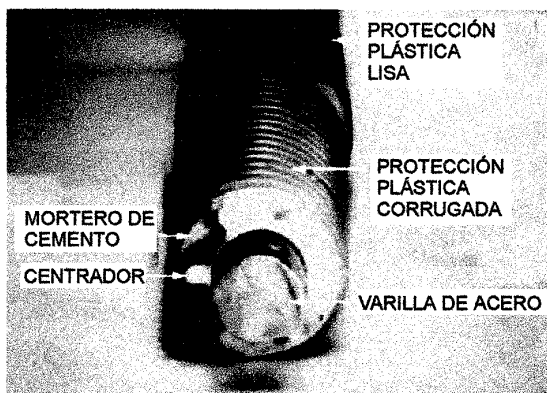


Fig. 5.20, Vista en corte de una barra de tensión

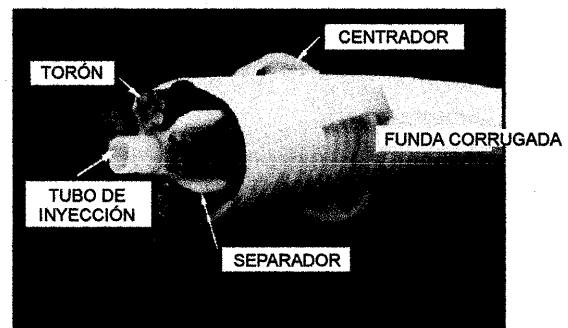


Fig. 5.21, Detalle de un ancla de torones con funda corrugada en el bulbo de inyección

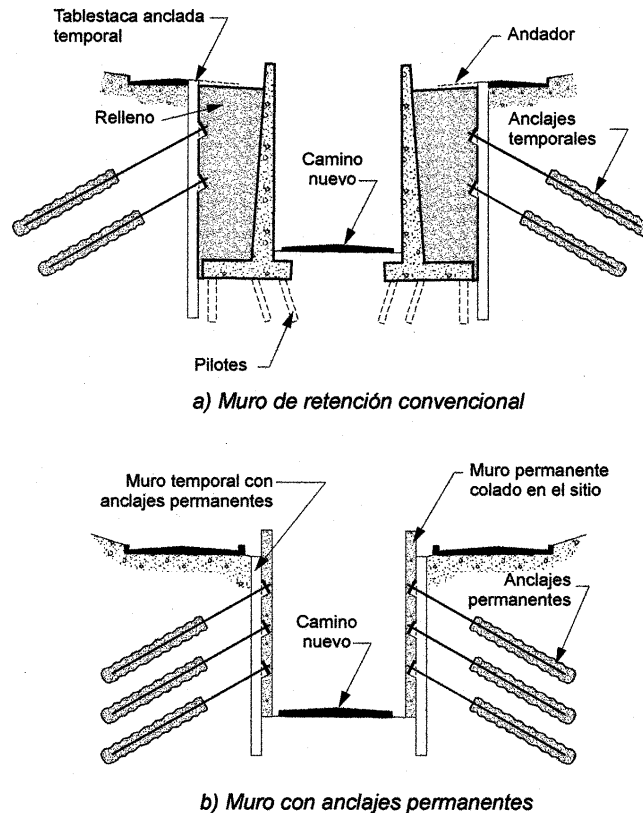


Fig. 5.22, Comparación entre dos soluciones posibles a la construcción de una nueva vialidad (anclas temporales o permanentes)

Anclajes temporales. Se utilizan para estabilizar taludes o cortes verticales en excavaciones que después se cierran o bien que después se sostienen con otras estructuras de carácter permanente. En el caso de excavaciones para cimentaciones de edificios, el anclaje ofrece una solución en donde las deformaciones del corte son, en general, menores que las que se obtienen con troqueles o puntales. La vida útil de una ancla temporal es de algunos meses, cuando mucho un par de años.

Anclajes permanentes. La permanencia de un sistema de anclaje debe garantizarse protegiendo los elementos degradables (aceros y morteros o lechadas de inyección) contra el ataque de agentes agresivos, como se verá en el capítulo 5.5 referente a los cuidados contra la corrosión. En algunos proyectos su permanencia depende de las previsiones que se tomen para darles mantenimiento, incluido en este rubro la posibilidad de ajustar las cargas de tensión en las anclas.

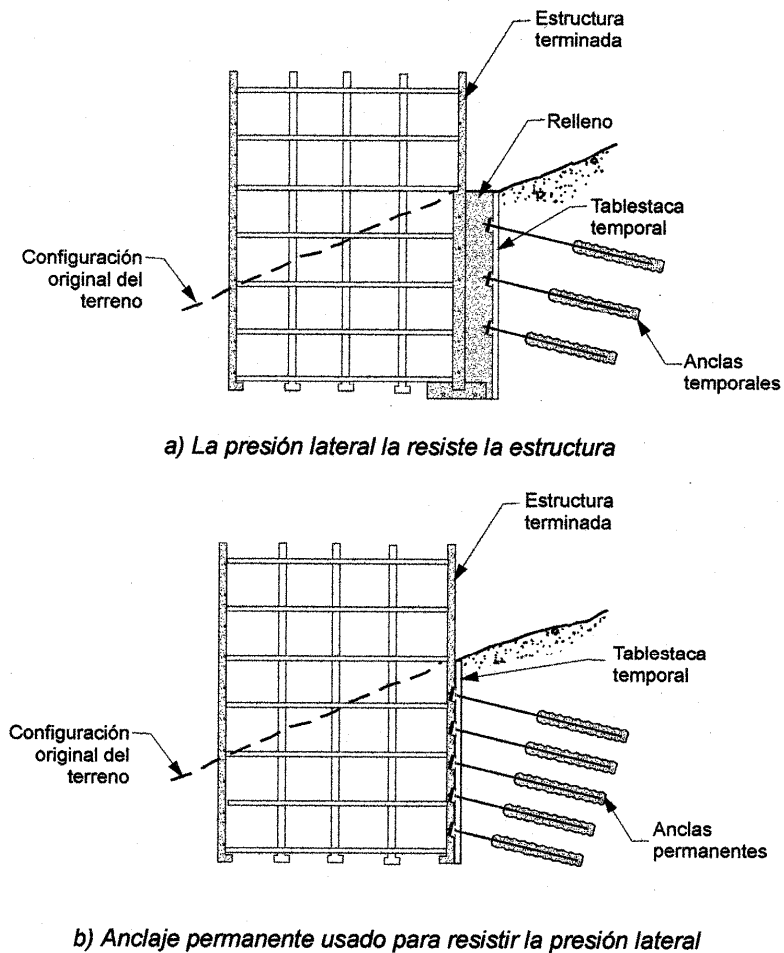


Fig. 5.23, Figura comparativa entre dos posibles soluciones de anclaje en edificaciones

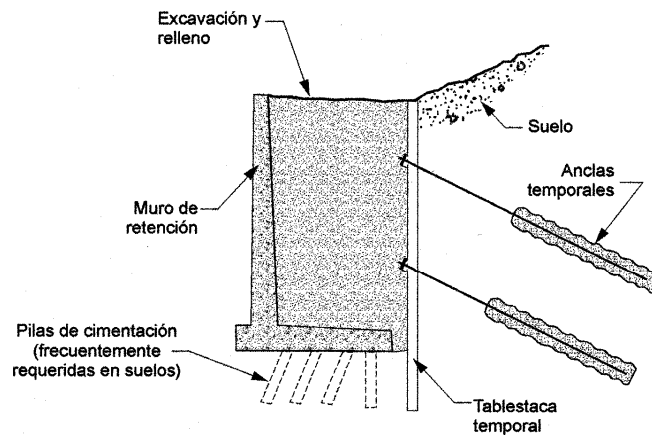
b) Según su funcionamiento

Desde el punto de vista de su **funcionamiento**, las anclas se pueden clasificar en activas o pasivas. Las primeras se conocen comúnmente como anclas de tensión y las segundas como anclas de fricción. Las diferencias de funcionamiento deben reconocerse explícitamente en el diseño pues mientras las anclas de tensión son fuerzas actuantes, cuya proyección a lo largo de la superficie de deslizamiento es de sentido contrario a las que provocan el deslizamiento, las de fricción contribuyen a aumentar las fuerzas resistentes.

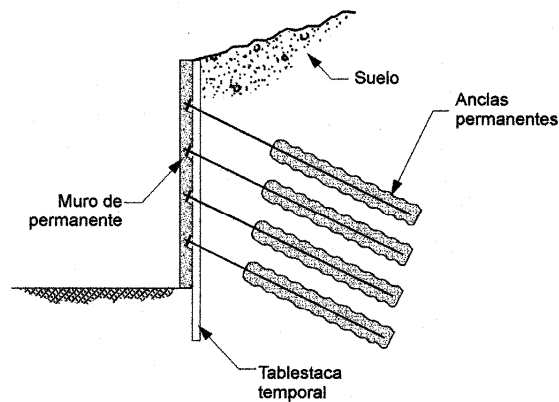
Anclas de fricción. Son elementos pasivos que proporcionan fuerzas externas para lograr la estabilidad de taludes. Las anclas de fricción trabajan cuando el suelo o roca que las circunda sufre desplazamientos o deformaciones, no antes; de ahí que se les clasifique como elementos pasivos de refuerzo.

Anclas de tensión. Proporcionan activamente fuerzas externas para lograr la estabilidad de taludes o excavaciones. Las anclas de tensión comienzan a trabajar cuando se aplican

fuerzas axiales mediante dispositivos especiales, por lo que se les clasifica como elementos activos de refuerzo.



a) Muro de retención convencional



b) Muro anclado permanente

Fig. 5.24, Soluciones de retención empleando anclas temporales o permanentes

c) Según la presión de inyección

La **presión de inyección** que se aplica en el bulbo depende del tipo de material en el que se perfora el barreno y constituye el factor limitante de su magnitud. De ahí que las anclas también puedan clasificarse como de presión alta, intermedia o baja. Algunas de éstas se ilustran en la Fig. 5.25.

Anclas de alta presión. Se utilizan en rocas, gravas o en suelos arenosos compactos. La presión de inyección excede 10 kg/cm^2 con objeto de lograr optimizar la transferencia de carga del ancla al medio circundante. Este efecto se logra por el incremento de esfuerzos normales en la vecindad del bulbo inyectado y por el incremento de diámetro producido en el

mismo. Los barrenos pueden no requerir ademe y suelen perforarse con brocas helicoidales o con ademes del mismo tipo. La inyección se efectúa con el sistema de manguitos (*tubes à manchette*).

Anclas de baja presión con bulbo recto. Se instalan en rocas, suelos cohesivos o bien en materiales arenosos o con gravas. La barrenación se puede efectuar empleando una diversidad de técnicas de perforación e inyección; la presión generalmente no excede de 10 kg/cm² y se requiere de un obturador. Se utilizan en prácticamente cualquier tipo de suelo o roca fisurada.

El barreno puede requerir ademe, dependiendo de las condiciones del medio. La lechada inyectada en el bulbo aumenta y mejora la transferencia de carga pues la fuerza máxima de anclaje depende básicamente de la resistencia friccionante que se moviliza en la interfaz entre la lechada y el medio circundante.

Anclas con inyección posterior. En estas anclas se efectúa una primera etapa de inyección por gravedad; posteriormente, se reinyecta el bulbo sucesivamente, dejando de uno a dos días entre cada etapa de reinyección. Las reinyecciones se llevan a cabo con un tubo sellado instalado junto con el tendón. El tubo está provisto de válvulas *check* a lo largo de la longitud del bulbo de inyección. La lechada reinyectada fractura la lechada inicial vaciada por gravedad para ensanchar el bulbo. El tubo de inyección suele estar provisto de obturadores para aislar cada válvula. Alternativamente se puede emplear un sistema de tubos de manguitos para efectuar las reinyecciones.

Anclas con reinyección posterior. Se usan en suelos cohesivos de baja plasticidad. En suelos granulares o en rocas las reinyecciones se aplican para mejorar la transferencia de carga entre el bulbo inyectado y el material circundante.

d) Según la forma del fuste

Las anclas con ensanchamientos en el fondo o a lo largo del barreno tienen por objeto aumentar su capacidad; sin embargo, su uso está limitado por su dificultad constructiva que requiere un nivel elevado de especialización y supervisión.

Anclas con campana en el fondo. En los Estados Unidos se utilizan para anclar suelos cohesivos firmes o muy consistentes (Weatherby et al, 1982). Los barrenos, generalmente de gran diámetro y sin ademe, se rellenan con lechadas de arena y cemento o bien con concreto colado por gravedad.

Anclas con campanas múltiples. Se utilizan en suelos cohesivos rígidos o en rocas débiles. El espaciamiento entre las campanas se selecciona para minimizar la posibilidad de fallas por cortante a lo largo de la superficie perimetral de las campanas.

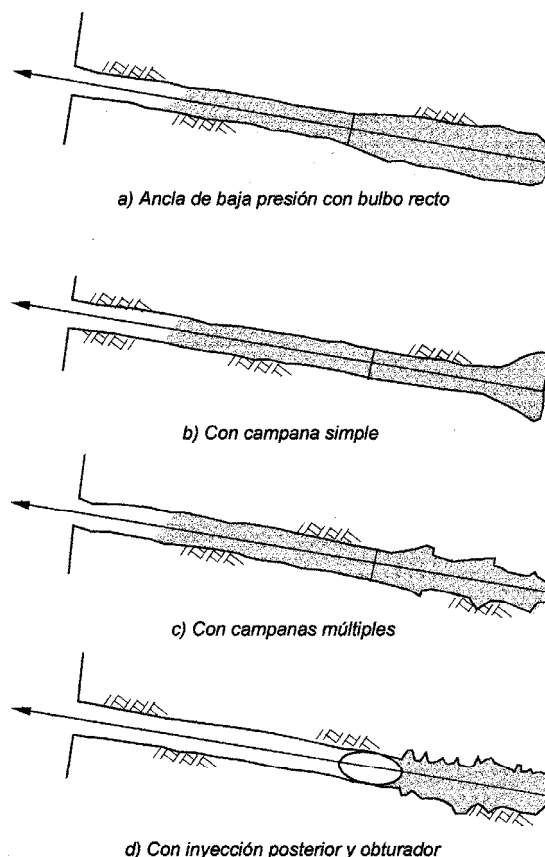


Fig. 25 Ancas de presión y con campana

Fig. 5.25, Ancas de presión y con campana

5.2.3 Sistemas de anclaje en suelos blandos

Según la práctica tradicional, los sistemas de anclaje no pueden aplicarse en suelos arcillosos de alta plasticidad. Sin embargo, se han desarrollado sistemas especiales, algunos de ellos patentados, con los cuales es posible colocar anclas en estos suelos, algunos de los cuales se describen a continuación.

a) Ancas con atraque o anclas con muerto de concreto

Se utilizan para retener rellenos compactados a profundidades que rara vez exceden 3 m (Fig. 5.26). Aprovechan la resistencia pasiva delante del muerto de concreto para tensionar el ancla; el ancla queda embebida dentro del muerto de concreto o bien ligada a él mediante un dispositivo mecánico. Cuando el material retenido es un suelo natural debe efectuarse una excavación para instalar el muerto con su ancla, lo cual constituye su principal limitante. Se han utilizado en muros marinos y en muelles, lo cual requiere proteger las anclas mismas, los conectores y otros elementos de acero de la oxidación provocada por las fluctuaciones del nivel del agua.

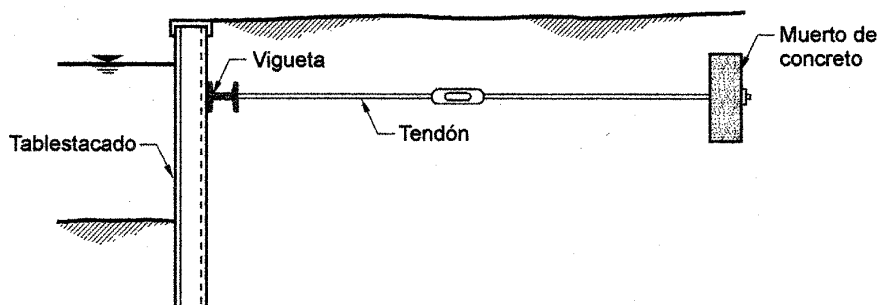


Fig. 5.26, Tablestacado anclado con un muerto de concreto

b) Anclas con membrana expandible confinada

Se utilizan en suelos cohesivos para aumentar la transferencia de carga entre el ancla y el suelo. La lechada inyectada se confina dentro de una membrana que evita la migración de la lechada al suelo circundante. Pueden utilizarse en arcillas blandas como lo demuestra el éxito que han tenido en las arcillas sensitivas escandinavas. En la Fig. 5.27 se muestra esquemáticamente el sistema *Soilex*, en el cual la membrana está formada por una delgada lámina de acero que se expande al inyectar concreto y que además está provista de soleras de acero retraíbles; al inflarse, el cuerpo expandido ocupa un volumen varias veces mayor que el inicial. Se pueden emplear como anclas temporales o permanentes. Una de las ventajas de este sistema es que permite conocer con mucha precisión el volumen inyectado así como la presión de inyección. Como la forma de la membrana expandida también se conoce, se reducen muchas de las incertidumbres normalmente implícitas en el diseño de sistemas de anclaje inyectados. Al tensionar una de estas anclas se comprime el suelo frente a la membrana con lo cual su funcionamiento se asemeja al de un muerto de concreto anclado, en el cual la resistencia pasiva del suelo localizado frente a la membrana expandida equilibra a la fuerza de tensión en el tendón del ancla.

c) Anclas de fijación mecánica (expansores mecánicos)

Existen varias versiones de estos dispositivos, uno de los cuales, el sistema mantarraya (*Manta Ray system*), que se ilustra en la Fig. 5.28. Como se aprecia, este sistema consta de una placa articulada que se hince dentro del terreno con equipos convencionales, hidráulicos o neumáticos. La placa cuenta con un gozne en el cual se conecta el tendón de anclaje. Cuando se tensa el tendón, la placa gira hasta quedar en una dirección perpendicular al tendón y después se aplica la carga de tensión requerida. Este sistema también emplea la resistencia pasiva del terreno frente a la placa para equilibrar a la fuerza de anclaje.

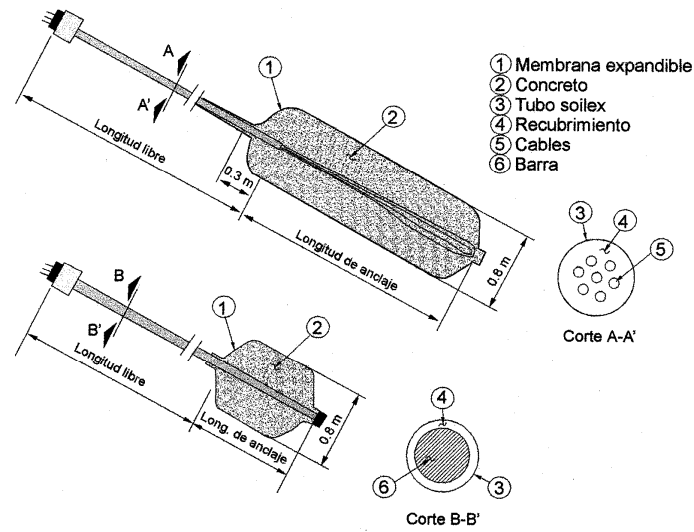


Fig. 5.27, Ancla con membrana expansible confinada

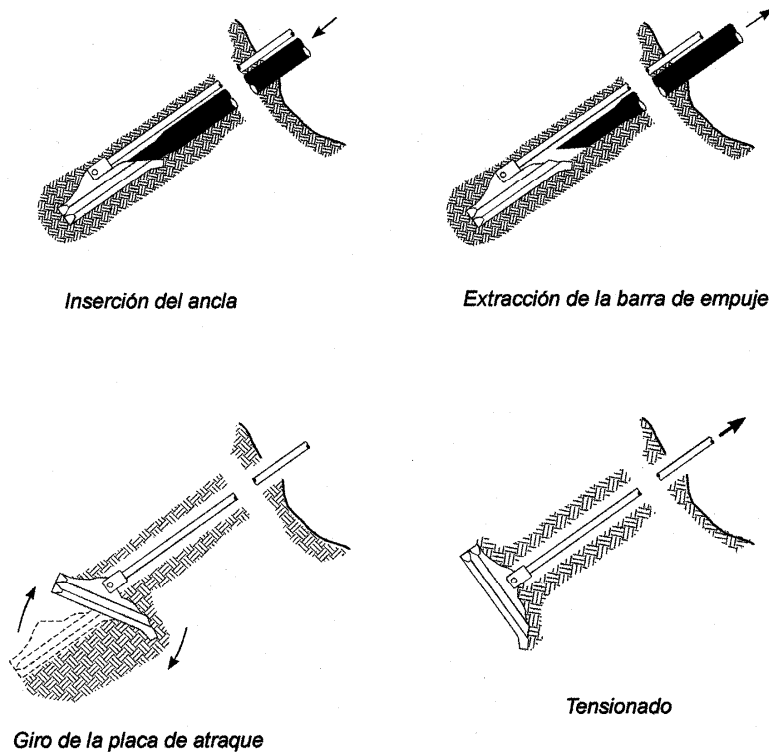


Fig. 5.28, Ancla de fijación mecánica para suelos blandos (sistema *Manta Ray*)

d) Anclas de tornillo helicoidal

Están formadas por barras de acero en las cuales se intercalan aletas helicoidales (Fig. 5.29). Las barras se hincan en el terreno haciendo penetrar las barras por rotación. El

diámetro de las barras, así como el número y el espaciamiento de las aletas, se determinan en función de las condiciones locales del suelo y de los requerimientos de carga. Las anclas de tornillo helicoidal se han utilizado en Estados Unidos en muros de retención o como clavos de anclaje. También han resultado prácticas para anclar tuberías sumergidas, torres de transmisión sujetas a momentos de volteo importantes y en estructuras marinas o ribereñas en donde existen suelos superficiales de poca resistencia.

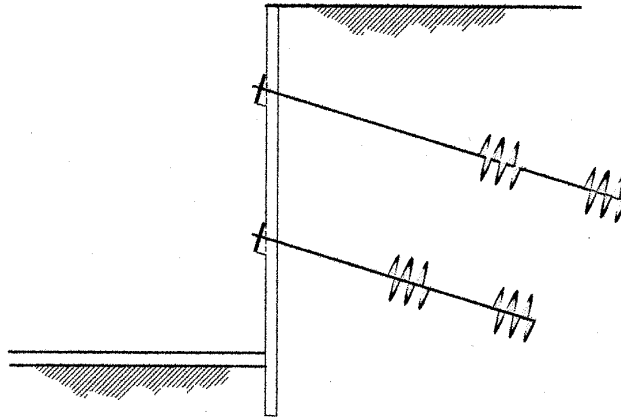


Fig. 5.29, Anclas de tornillo helicoidal

5.2.4 Sistemas para refuerzo interno

Como ya se dijo, los sistemas de anclaje suministran fuerzas externas a la masa deslizante para conservar o recuperar o mantener su equilibrio. Existen otros sistemas cuya función es proveer refuerzo interno a un cierto volumen de suelo. Los refuerzos que se introducen en el suelo trabajan de manera análoga a las anclas descritas arriba aunque su trabajo de conjunto puede ser diferente. El suelo reforzado internamente se comporta de una manera tal que puede aprovecharse para fines de ingeniería geotécnica. A continuación se describen dos sistemas para lograr el refuerzo de masas de suelo.

a) Clavos de anclaje (soil nailing)

Estas son anclas cortas, de diámetro pequeño, constituidas generalmente por varillas de acero encapsuladas en mortero inyectado. Se colocan dentro del suelo para reforzarlo, usualmente por arriba del nivel freático. El espacio entre clavo y clavo también es relativamente pequeño (típicamente de 0.25 a 2 m) con lo cual la masa de suelo así tratada se convierte en un bloque que permite estabilizar, por gravedad, al suelo retenido. Las anclas-clavo son elementos pasivos de refuerzo y se pueden concebir como anclas de fricción de tamaño reducido (en el capítulo 7 se presenta este concepto con detalle). La secuencia para su colocación se muestra en la Fig. 5.30; como ahí se aprecia, los clavos de anclaje se colocan por etapas, conforme avanza la excavación. Al diseñar uno de estos sistemas suele hacerse la hipótesis de que durante el avance del corte o excavación se producen desplazamientos de magnitud tal que se moviliza la totalidad de la resistencia friccionante de los clavos de anclaje a lo largo de su longitud. Los suelos más aptos para estabilizarse con clavos de anclaje son (Byrne *et al.*, 1996):

- a) suelos residuales y roca intemperizada con echados que no contribuyan a la inestabilidad del corte;
- b) arcillas o limos arcillosos poco plásticos, en general suelos rígidos no propensos a sufrir deformaciones diferidas (*creep*);
- c) arenas naturalmente cementadas o arenas con gravas densas con alguna cohesión y
- d) arenas finas o medias con cohesiones inducidas por capilaridad de unos 0.05 kg/cm^2 ; debe tenerse en cuenta que la cara del corte en estos materiales puede tener problemas de inestabilidad debido al secado solar.

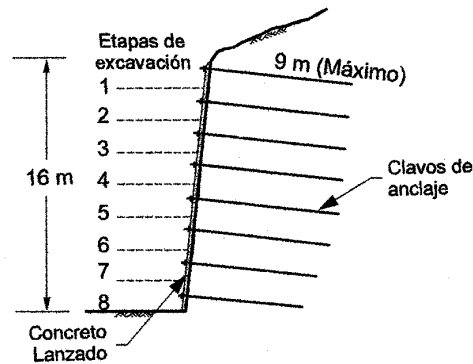


Fig. 5.30, Ejemplo esquemático del uso de clavos de anclaje (*soil nailing*)

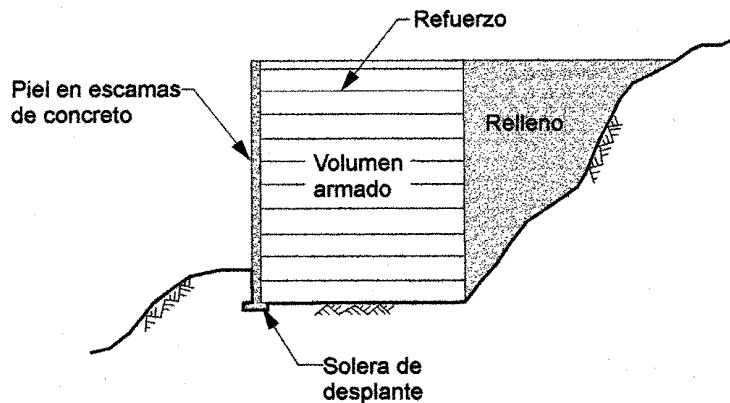


Fig. 5.31, Diagrama esquemático de un sistema de retención formado con tierra armada

b) Tierra armada

Se utiliza para reforzar rellenos compactados (Fig. 5.31). En su versión original se utilizaron bandas o soleras de acero con las cuales se generan esfuerzos de corte para estabilizar muros de contención, diafragmas de retención, tablestacados, etc. (Schlosser, 1997). Su uso se limita a rellenos constituidos por materiales granulares con tamaño máximo de 250 mm o con contenidos de finos que no rebasan 15 % (este procedimiento se describe con detalle en el capítulo 6). Algunas versiones de este sistema utilizan soleras de materiales sintéticos y en ocasiones la tierra armada se constituye con una retícula con refuerzo en dos sentidos, como los llamados muros *Hilfiker* (Fig. 5.32). Existen varias patentes que se explotan comercialmente en nuestro país, las cuales incluyen conectores y el uso de la “piel” o

diafragma exterior del sistema donde se conectan los refuerzos. En México se han empleado exitosamente en taludes de acercamiento de puentes o pasos a desnivel y para estabilizar cortes en taludes, algunos de gran altura. Su principio de operación es similar al de las anclas-clavo en tanto que su finalidad es crear un bloque de suelo reforzado que funciona como un elemento de retención. En algunas aplicaciones (por ejemplo, en taludes de acercamiento a puentes) los elementos de refuerzo están ligados en sus dos extremos a los muros o parapetos exteriores.

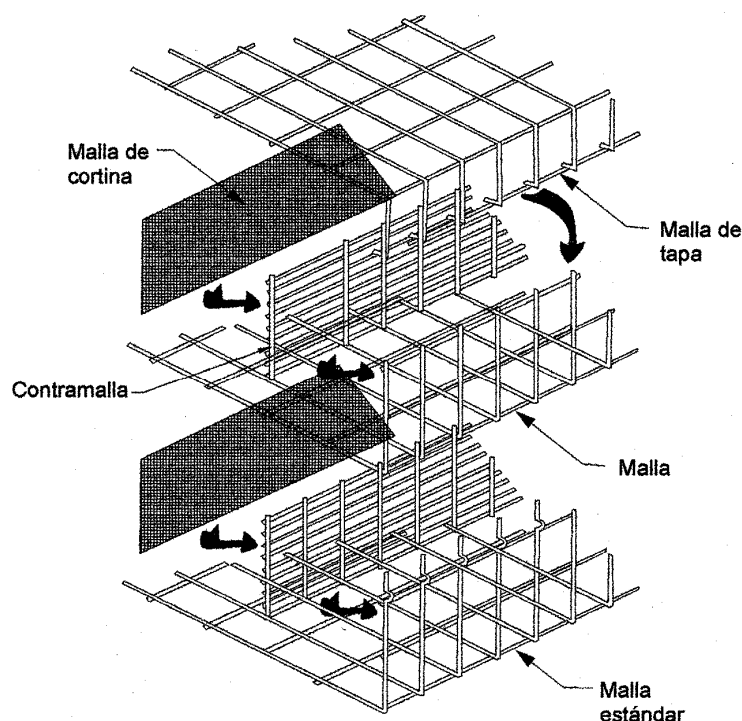


Fig. 5.32, Esquema de los componentes principales de un muro *Hilfiker*

5.3. Información básica de diseño

Antes de emprender un proyecto de anclaje se requieren una serie de estudios previos de diferente índole. En este capítulo se señalan los objetivos generales y los alcances de esos estudios; los detalles para su ejecución pueden encontrarse en el *Manual de Obras Civiles* de la CFE.

5.3.1 Estudio topográfico

Como antecedente de esta actividad se pueden consultar las cartas del INEGI o fotografías aéreas de la zona. Sin embargo, todo proyecto de anclaje debe contar con levantamientos de detalle con el fin de precisar las condiciones geométricas del talud para lo cual, además de planos con curvas de nivel, los trabajos deben incluir perfiles del terreno. A partir de estos trabajos se pueden planear las maniobras para transportar y operar el equipo de perforación necesario para efectuar la exploración geotécnica. De requerirse efectuar cortes en el talud, el conocimiento de la topografía es indispensable en la cuantificación de los volúmenes de obra.

Los resultados de estos estudios también son útiles en la planeación de la construcción de caminos de acceso y la habilitación de obras temporales accesorias como andamios para el personal o para el equipo mecánico o para la implantación de sistemas para el transporte y suministro local de materiales. Incluso, decisiones tan importantes como la selección del equipo para perforar los barrenos de anclaje dependen en buena medida del estudio topográfico. Finalmente, los análisis de estabilidad también se apoyan en los resultados de estos estudios.

5.3.2 Estudio geotécnico

Es necesario llevar a cabo un estudio geotécnico con el fin de conocer las condiciones geotécnicas del sitio relevantes para el proyecto. El estudio geotécnico debe abordar los siguientes aspectos:

Antecedentes. Deben conocerse los usos anteriores del predio, la existencia o no de problemas de inestabilidad previos o de construcciones anteriores. En esta actividad resultan útiles las fotografías aéreas. Para el caso de la ciudad de México y sus alrededores, por ejemplo, existen fotografías por lo menos desde la década de los años treinta, las cuales suelen ser de mucha utilidad para estos fines.

Visitas de inspección. A partir de una o varias de estas visitas, tanto proyectistas como constructores podrán planear más eficientemente la secuencia y el desarrollo de las actividades posteriores. En estas visitas debe recorrerse e inspeccionarse no sólo el sitio o el predio del proyecto sino también sus alrededores. Conviene entrevistar a los lugareños para conocer problemas similares en la zona de trabajo así como las soluciones aplicadas y su efectividad.

Geología regional. En algunos proyectos será necesario contratar a ingenieros geólogos para abundar sobre este aspecto, pero en ocasiones bastará revisar las cartas geológicas existentes, así como la bibliografía sobre el tema.

Geología local. Al igual que en el punto anterior, en algunos proyectos ubicados en zonas bien estudiadas, como en ciudades importantes del país, la colaboración de especialistas en geología puede no requerirse. No obstante, en ocasiones la colaboración del geólogo aun en estas zonas puede aprovecharse para conocer acerca del origen de los materiales en la zona y acerca de los procesos geológicos que la afectan. En proyectos de gran envergadura la colaboración de los especialistas en geología es indispensable.

Geología estructural. En muchos proyectos de anclaje, sobre todo en aquellos en donde existen rocas con discontinuidades, fracturas, grietas o diaclasas, deben llevarse a cabo estudios de geología estructural; estos trabajos permiten identificar bloques potencialmente inestables y los diferentes mecanismos de falla factibles, lo cual es fundamental para proponer soluciones.

Estratigrafía. El conocimiento de la estratigrafía constituye, junto con el punto anterior, la base para la identificación y comprensión de muchos problemas de inestabilidad que deben resolver los sistemas de anclaje. En algunas ocasiones, la estratigrafía puede conocerse a partir de visitas de campo, pero en un gran número de casos debe recurrirse a la exploración directa mediante sondeos de diferentes tipos para conocer la secuencia de las formaciones

térreas o rocosas presentes en el sitio del proyecto. En estos trabajos deberá prestarse especial atención a los que Terzaghi denominó “pequeños detalles estratigráficos”, ya que en muchas ocasiones son el origen de los problemas de inestabilidad.

Propiedades índice. Es indispensable llevar a cabo pruebas de clasificación e identificación de los materiales así como determinaciones de su granulometría, densidad, contenido de agua y límites de consistencia. En su conjunto, las propiedades índice permiten al especialista predecir cualitativamente el tipo de comportamiento que tendrán los materiales, suelos o rocas, en cada caso particular.

Propiedades mecánicas. La que más interesa en problemas de inestabilidad es la resistencia. Para obtener valores significativos de este parámetro deben tomarse en cuenta las condiciones de carga reales que operan en cada problema. Es decir, debe ponderarse si se trata un problema de corto plazo, en cuyo caso opera la resistencia no drenada, o si se trata de uno de largo plazo, en el que la resistencia operante sea la drenada, como en una excavación o como en un talud donde exista un flujo de agua establecido. También es importante determinar si la resistencia movilizada es la residual, la cual rige el comportamiento de taludes en donde hayan ocurrido desplazamientos previos. Finalmente, en algunas situaciones la inestabilidad sobreviene por deformaciones diferidas (*creep*) en suelos arcillosos; esta condición aparece cuando los esfuerzos cortantes actuantes sobre la superficie de deslizamiento son altos, comparados con la resistencia no drenada. Cuando estos suelos arcillosos se encuentran en discontinuidades naturales es necesario realizar pruebas de corte directo de campo para obtener parámetros de resistencia representativos.

Condiciones hidráulicas. El exceso de humedad es el principal detonador de muchos deslizamientos y por ello debe conocerse cuál es el régimen de lluvias en la zona. Con base en las inspecciones visuales y en los resultados de los otros estudios geotécnicos habrá de estimarse cómo fluye o se almacena el agua o la humedad en el talud tanto interna como superficialmente. A partir de estas consideraciones se puede planear la instalación de instrumentación de campo para determinar en detalle las condiciones hidráulicas dentro del talud y posteriormente, para diseñar el sistema de drenaje idóneo. Asimismo, debe examinarse la posibilidad de que existan aportaciones de humedad por riego, por fugas en tanques o cisternas, fugas domésticas o fugas en las redes de drenaje y suministro de agua. Finalmente, debe considerarse la posible presencia de contaminantes como hidrocarburos, gases explosivos, etc. En ocasiones pueden requerirse pruebas de campo para determinar valores de la permeabilidad.

Sismicidad. En regiones de alta sismicidad, como lo es una gran parte de nuestro país, éste es un factor que no puede soslayarse en el diseño de sistemas de anclaje. En muchas zonas urbanas puede recurrirse a disposiciones reglamentarias para definir los coeficientes sísmicos de diseño o bien a las recomendaciones de manuales de aplicación más general como el de la Comisión Federal de Electricidad. En casos excepcionales se justifica la realización de estudios de riesgo sísmico especiales.

5.4. Análisis y diseño

El análisis de sistemas de anclaje debe llevarse a cabo haciendo referencia a los modos de falla que se pueden presentar en cada caso. Consecuentemente, el objetivo del diseño es

lograr que la estructura sea segura ante todos los modos potenciales de falla. El resultado final debe resultar en un proyecto que, además de lo anterior, sea realizable dentro de las restricciones económicas y operativas que normalmente existen en toda obra de Ingeniería Civil.

5.4.1 Modos de falla

Los modos de falla a los que se verá expuesto un sistema de anclaje dependen de las características propias del sistema mismo así como las del medio circundante. Para ilustrarlos se presenta la Fig. 5.33, en la cual se toma como ejemplo una tablestaca anclada; por su naturaleza, los tablestacados anclados pueden sufrir una gran variedad de modos de falla, algunos de los cuales no estarán presentes en otros casos.

a) Fallas locales por falta de resistencia del suelo

Falla rotacional del elemento de retención hacia la excavación antes de la instalación del ancla (Fig. 5.33a). Este tipo de falla ocurre cuando la primera etapa de excavación no se planea adecuadamente, es decir, cuando la profundidad del corte es mayor que la mínima necesaria para conservar su estabilidad. También puede presentarse cuando una excavación se deja abierta, sin las fuerzas estabilizadoras de anclaje, por periodos de tiempo suficientes para que ocurra una redistribución de presiones de poro que desestabilice a toda la excavación o bien, para que se generen deformaciones diferidas (*creep*) en la masa de suelo no retenida.

Falla en la masa de suelo. Se refiere a la falla que resulta por la aplicación de fuerzas excesivas en el ancla o tendón como las que ocurren durante un deslizamiento y no a la que resulta por fuerzas externas. Este tipo de falla es el que se presenta en anclas de poca profundidad y se caracteriza por el levantamiento del suelo frente al ancla. Eventualmente se forma una superficie de falla frente al ancla hasta que se moviliza la resistencia pasiva del suelo. En general, para fines prácticos, este tipo de falla no es un factor que suela ser importante en anclas colocadas a más de unos 4 a 5 m de profundidad.

Falla por extracción del bulbo (Fig. 5.33b). Ocurre cuando se excede la resistencia friccionante en la interfaz entre el bulbo inyectado y el suelo circundante. En anclas acampanadas (campana única o campanas múltiples, inciso 5.2.1a), esta resistencia se moviliza en el perímetro del área aumentada por la campana. En un suelo uniforme, la resistencia se moviliza progresivamente conforme se aplican las cargas, dependiendo de las elongaciones que sufra el tendón; una vez que los esfuerzos que resultan de estas elongaciones llegan al extremo del ancla, puede excederse la resistencia friccionante en la interfaz suelo-mortero o suelo-lechada.

Este mecanismo ha sido verificado mediante pruebas de campo en anclajes instrumentados e implica que la distribución de cargas a lo largo del bulbo inyectado dista de ser uniforme. Como la resistencia de la interfaz se moviliza progresivamente desde el extremo superior hasta el inferior del bulbo inyectado, puede ocurrir que las zonas cercanas al punto de aplicación de la carga sufran deformaciones de magnitud suficiente como para exceder la resistencia máxima en la interfaz y que trabajen con la resistencia residual (inciso 5.4.3a, Fig. 5.38).

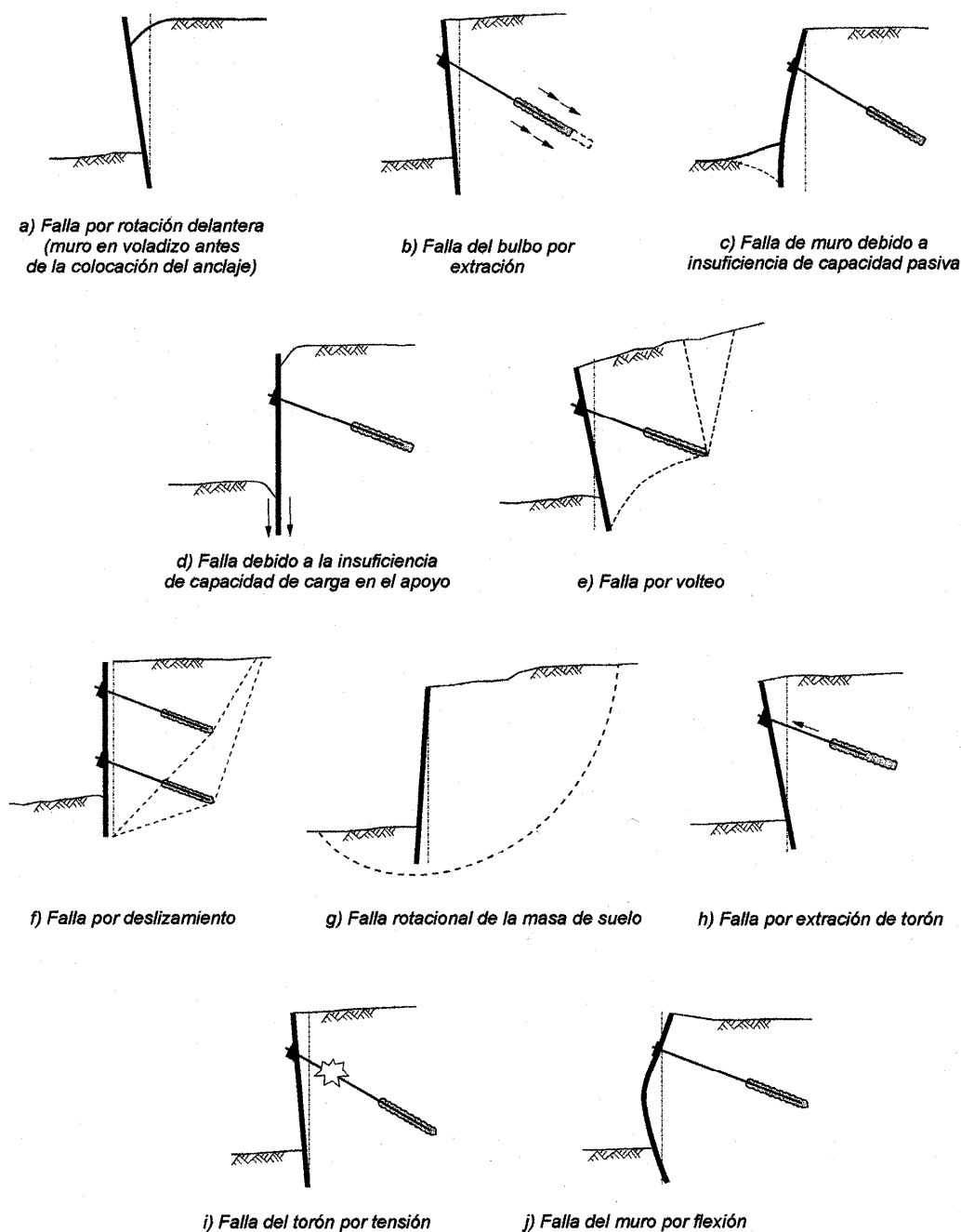


Fig. 5.33, Modos de falla en un tablestacado con anclaje

Por otra parte, las elongaciones del ancla pueden producir la falla progresiva en la interfaz acero-mortero. Todo esto limita la longitud de los bulbos inyectados que efectivamente trabaja, la cual de acuerdo con Sabatini *et al.* (1999) varía entre 9 y 12 m en anclajes en suelos. Este mecanismo de falla también ocurre cuando se presentan deformaciones diferidas (*creep*) las cuales son más severas en suelos orgánicos o cohesivos de alta plasticidad (inciso 5.2.3).

Falla rotacional del elemento de retención por falta de resistencia pasiva (Fig. 5.33c). La estabilidad de muchos sistemas de retención anclados requiere de la movilización de la resistencia pasiva del suelo localizado frente al empotramiento. En general debe revisarse que ocurran las condiciones para que se movilice esta resistencia pasiva con un factor de seguridad adecuado que garantice que las deformaciones del suelo se mantengan dentro de límites aceptables.

Falla por falta de capacidad de carga en la base del elemento de retención (Fig. 5.33d). En este caso deben considerarse la resultante de los empujes actuando en el extremo inferior del elemento de retención, el cual debe estar apoyado sobre un material suficientemente resistente.

b) Mecanismos de falla general

Erróneamente, la revisión de estos mecanismos suele pasarse por alto, pues las superficies potenciales de deslizamiento pasan por fuera de los bulbos de inyección.

Falla generalizada por volteo (Fig. 5.33e). En este caso se deben tomar en cuenta todas las fuerzas que actúan sobre el elemento de retención. De ser necesario se debe analizar la posibilidad de que el volteo ocurra a diferentes profundidades, alrededor de uno o más puntos de giro.

Falla generalizada por deslizamiento (Fig. 5.33f). Para prevenir este modo de falla se efectúan análisis convencionales en la base de la estructura de retención en los que intervengan todas las fuerzas actuantes. En este caso resulta crítico contar con estimaciones razonables de la resistencia del suelo involucrado.

Falla generalizada rotacional (Fig. 5.33g). Aquí pueden aplicarse los métodos convencionales para el análisis de la estabilidad global del sistema, como se discute posteriormente (Anexo 5.A.3). Conviene revisar la estabilidad antes y después de la instalación de las anclas.

c) Fallas estructurales

Falla de adherencia entre el tendón y el mortero de inyección (Fig. 5.33h). Ocurre cuando se presentan desplazamientos relativos entre el acero del ancla y el mortero inyectado en el bulbo. Involucra tres factores: la adherencia, la fricción y la trabazón mecánica. El primero depende de la coalescencia microscópica entre el acero y el mortero; se requieren deformaciones muy pequeñas para movilizarla. Una vez que se ha vencido la resistencia por adherencia, se moviliza la fricción entre el acero y el mortero; sin embargo, puede ocurrir que la falla se presente a lo largo de una superficie de deslizamiento dentro del mortero únicamente. La trabazón mecánica impide el deslizamiento relativo entre el mortero y el ancla debido a la rugosidad microscópica y macroscópica de la superficie potencial de deslizamiento. En sistemas de anclaje instalados en suelo, este modo de falla normalmente no es el más crítico pero en anclajes embebidos en materiales rocosos de buena calidad o en suelos cementados muy competentes su probabilidad de ocurrencia es mayor. Para evitarlo se procura que la fuerza de anclaje no exceda un cierto porcentaje de la resistencia al esfuerzo cortante del mortero.

Falla por tensión en el ancla o tendón (Fig 5.33i). Ocurre cuando se excede la capacidad estructural del tendón. Usualmente se recomienda que la carga de diseño final, a largo plazo, no sea mayor que el 60% de la resistencia nominal mínima; para condiciones de carga temporal (por ejemplo, durante pruebas de carga) esta carga puede ser del 80 % de la resistencia nominal mínima.

Falla por flexión en la tablestaca (Fig 5.33j). Este es un problema estructural cuyo análisis depende fundamentalmente de la distribución de presiones supuestas. Las envolventes de empuje del Anexo 5.A.2 proporcionan bases semiempíricas para la obtención de los elementos mecánicos de sistemas de retención, la cual se puede revisar planteando el problema como uno de interacción suelo-estructura y resolviéndolo numéricamente con programas de elementos finitos, algunos de ellos de uso rutinario en empresas de consultoría geotécnica; este último método de análisis es indispensable en obras de importancia.

5.4.2. Secuencia de cálculo para diseño

El diseño de las anclas debe seguir una secuencia con el fin de obtener valores realistas de las fuerzas actuantes, según se muestra en el esquema de la Fig. 5.34. Los elementos que deben diseñarse se detallan a continuación; todos ellos deben contar con factores de seguridad adecuados y además, su trabajo conjunto debe garantizar la estabilidad global de la excavación, talud o corte.

Diseño geotécnico

- a) **Análisis de estabilidad.** El diseño inicia con el cálculo del factor de seguridad (FS) del talud sin anclaje; si el FS resulta escaso se determina la fuerza de anclaje necesaria para llevarlo a valores adecuados (comúnmente mayor que 1.5 en taludes temporales y mayor que 2 en taludes permanentes). Dependiendo de la geometría y las condiciones estratigráficas se propone un número de niveles de anclaje; la capacidad del ancla se determina dividiendo la fuerza total de anclaje necesaria entre el número de niveles, que se divide a su vez entre la separación entre anclas propuesta.
- b) **Empujes sobre elementos de retención.** Para estabilizar excavaciones verticales, la fuerza de anclaje necesaria se determina a partir de diagramas de empujes semiempíricos que dependen del tipo de suelo y del tiempo de permanencia del corte.
- c) **Longitud del bulbo inyectado.** Esta longitud debe garantizar que las fuerzas de fricción en el contacto entre el medio circundante y el bulbo inyectado sean las requeridas. En estos cálculos se debe tener presente que las fuerzas de fricción dependen de la presión del mortero inyectado.

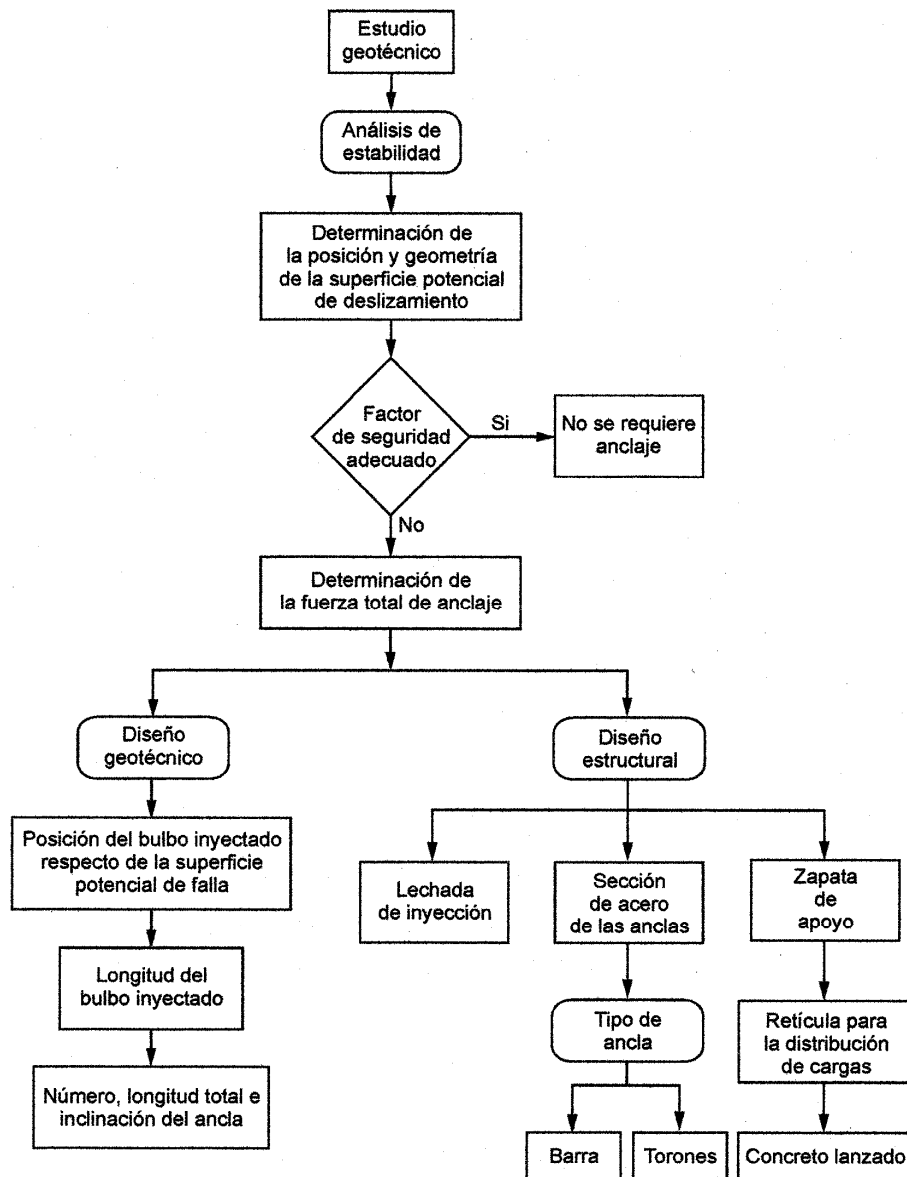


Fig. 5.34, Secuencia de cálculo para diseño de un sistema de anclaje

- d) **Posición del bulbo inyectado respecto de la superficie de falla potencial.** La instalación de anclas sólo tiene sentido cuando las fuerzas que proporcionan se aplican fuera de la masa que potencialmente puede deslizarse.
- e) **Estabilidad de las zapatas de apoyo.** Debe comprobarse que la capacidad de carga en la cara del talud sea suficiente para soportar la presión transmitida por el ancla; asimismo, se revisará que la componente tangencial de la fuerza de anclaje pueda ser soportada por la fricción entre la capa de concreto y la superficie del talud.

- f) **Apoyo del elemento de retención.** Debe verificarse la capacidad de carga en el desplante de la estructura de soporte para evitar la penetración en el estrato de apoyo.

Diseño estructural

- g) **Barras, cables o torones de acero.** Se debe determinar su sección y su número, en función de la calidad y características del acero disponible.
- h) **Morteros con los cuales se rellena el barreno.** Debe garantizarse que la adherencia entre las anclas y el mortero sea suficiente.
- i) **Zapatas de apoyo.** Las fuerzas de tensión que transmite el ancla implican reacciones a compresión que deben ser resistidas por estas zapatas de apoyo.
- j) **Estructuras para la distribución de cargas.** En algunos proyectos conviene ligar las zapatas de apoyo a una retícula de trabes de concreto reforzado con las cuales se logra una mejor distribución de las cargas transmitidas por las anclas en la cara expuesta del talud. En tablestacados suelen colocarse vigas hincadas a las que llegan los extremos de los tendones o torones.
- k) **Estructura de retención propiamente dicha.** En el caso de tablestacados o muros armados en cantilever debe conocerse la distribución de elementos mecánicos a lo largo de toda su altura. Asimismo, en suelos es común colocar una **corteza de concreto lanzado** a manera de diafragma que debe ser capaz de soportar el empuje para transmitirlo a las anclas; en este caso, la liga estructural se hace mediante las zapatas y/o placas de apoyo.

Protección contra el intemperismo

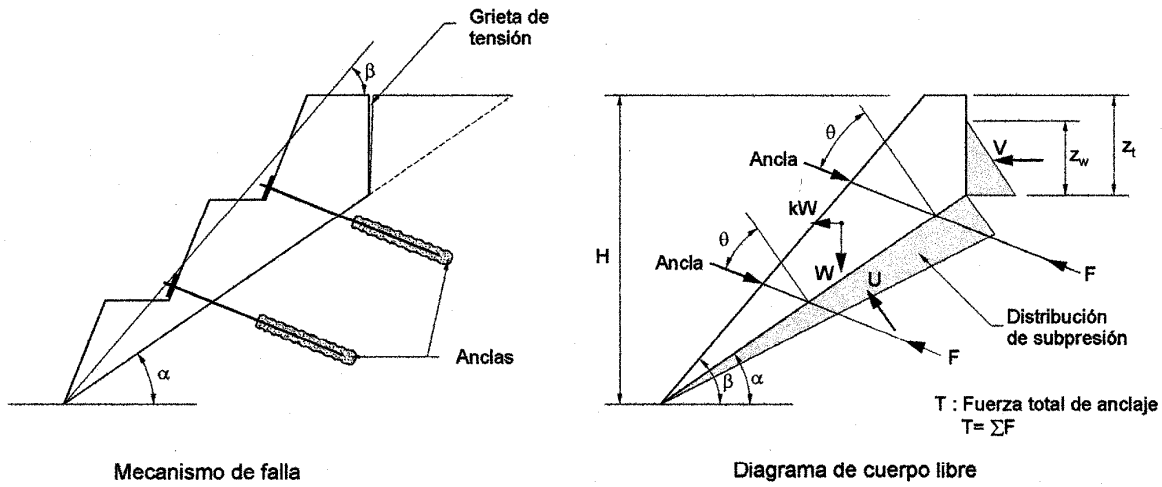
- l) **Revestimiento de concreto lanzado.** Muchos taludes se protegen con concreto lanzado para evitar el ataque del intemperismo y para evitar caídos de material superficial. En estos casos debe garantizarse que la capa de protección no se agriete por los cambios de temperatura y humedad.
- m) **Capa vegetal.** Ciertos taludes deben protegerse con una capa vegetal cuyas funciones son evitar la erosión y la penetración de humedad en el cuerpo del talud.

5.4.3 Análisis y diseño de los elementos componentes de un ancla

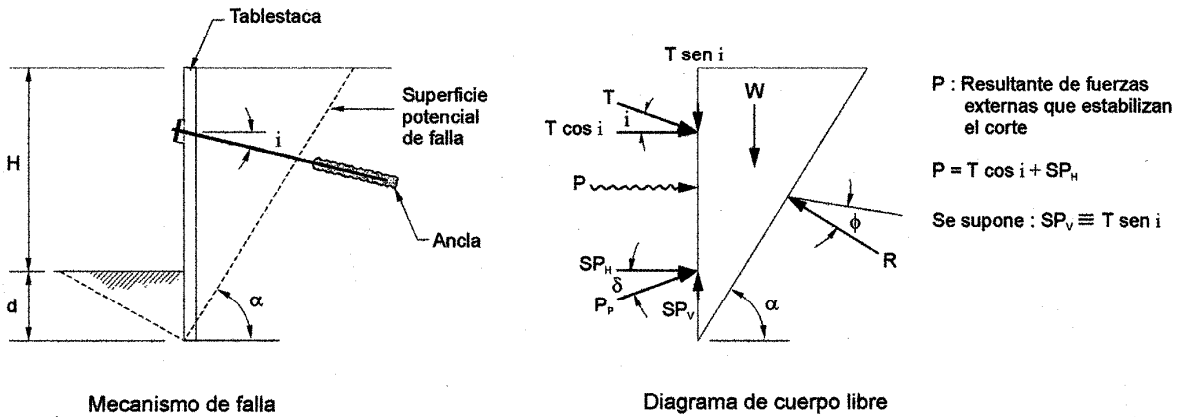
a) Diseño geotécnico

Análisis de estabilidad. El **método de cuñas** suele emplearse para determinar la carga externa (fuerza de anclaje) requerida para mantener el equilibrio de la excavación o corte. En estos análisis se supone que a lo largo de la superficie de deslizamiento se moviliza la totalidad de la resistencia al corte, factorizada de acuerdo con el nivel de seguridad deseado. La inclinación de la superficie crítica de deslizamiento se determina por aproximaciones sucesivas y es la que proporciona la fuerza de anclaje máxima.

El factor de seguridad de un talud se determina mediante la siguiente expresión, de acuerdo con el sistema de fuerzas representado en la Fig. 5.35.a (Hoek, 2000):



a) Talud anclado



b) Tablestacado anclado

Fig. 5.35, Geometría considerada para analizar una superficie plana de deslizamiento

$$FS = \frac{c' \frac{H - z_t}{\sin \beta} + [W \cos \alpha - U + T \cos \theta - (V + kW) \sin \alpha] \tan \phi'}{W \sin \alpha + (V + kW) \cos \alpha - T \sin \theta} \quad (\text{ec. 5.1})$$

donde

c' parámetro de cohesión del suelo (en términos de esfuerzos efectivos)

ϕ'	ángulo de fricción del suelo (en términos de esfuerzos efectivos)
H	altura del talud
β	ángulo de inclinación del talud
z_t	profundidad de la grieta de tensión
α	inclinación de la superficie potencial de deslizamiento
W	peso total de la cuña de suelo que potencialmente puede deslizarse
U	fuerza de subpresión en la superficie de falla
V	empuje de agua en la grieta de tensión
T	fuerza total de anclaje por unidad de longitud
θ	inclinación de las anclas respecto de la normal a la superficie potencial de deslizamiento
k	coeficiente sísmico

El análisis tiene por objeto determinar la fuerza de anclaje T necesaria para alcanzar un factor de seguridad FS adecuado, usualmente de 1.5 a 2, en condiciones estáticas de corto y largo plazo, respectivamente; en condiciones sísmicas, el FS mínimo comúnmente es de 1.3.

La geometría de la masa deslizante no necesariamente es triangular, se pueden encontrar soluciones en las que se tengan cuñas con otras formas. En la Fig. 5.35 también se muestra una grieta de tensión por donde penetra el agua, así como la distribución de subpresiones a lo largo de la superficie de deslizamiento. Como se aprecia, la distribución supuesta es lineal, lo cual generalmente conduce a estimaciones conservadoras de los empujes de agua. Alternativamente, la distribución de presiones de poro a lo largo de la superficie de deslizamiento se puede obtener a partir de una red de flujo. La resultante del empuje hidrostático originado por la grieta es V y la debida a la subpresión a lo largo de la superficie de deslizamiento, U .

También se indica la fuerza inercial debida a sismos. En el caso ilustrado no se toma en cuenta la masa del muro; sin embargo, debe recordarse que en otras estructuras de retención, principalmente muros de gravedad, las fuerzas inerciales debidas al muro no pueden soslayarse. Cuando el terreno o el relleno detrás del muro es friccionante, algunos autores han adaptado el método de Mononobe-Okabe para el análisis sísmico de muros anclados.

Cuando se trata de elementos de retención verticales, se supone que el empotramiento del muro o tablestaca contribuye a la estabilidad del sistema movilizandole un empuje pasivo. El método se basa en el equilibrio de fuerzas externas a la cuña, como se indica en la Fig. 5.35.b para el caso de una estructura de retención (muro o tablestaca) estabilizado con un nivel de anclaje; como se observa en la figura:

W	peso total de la cuña de suelo que potencialmente puede deslizarse
R	componente friccionante de la resistencia del suelo
PP	resultante de las fuerzas pasivas
SPH	resistencia lateral debida al empuje pasivo de la parte embebida del muro
SPV	resistencia vertical provista por el muro
T	fuerza total de anclaje por unidad de longitud

El empuje total que debe proporcionar el ancla se calcula con la siguiente expresión:

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{(1 + \xi)^2}{\operatorname{tg} \alpha} - K_P \xi^2 \left(\operatorname{sen} \delta + \frac{\cos \delta}{\operatorname{tg} (\alpha - \phi')} \right) \right] \operatorname{tg} (\alpha - \phi') \quad (\text{ec. 5.2})$$

donde

γ	peso volumétrico total del suelo limitado por la superficie de falla
H	altura de la parte expuesta del corte
d	profundidad de empotramiento del elemento de retención
ξ	es igual al cociente d/H
K_P	coeficiente de empuje pasivo ($K_P = \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2)$)
ϕ	ángulo de fricción interna expresado en términos de esfuerzos efectivos
δ	ángulo de fricción entre el suelo retenido y el muro
α	inclinación de la superficie potencial de deslizamiento

En este análisis, el empuje P es la fuerza horizontal externa que estabiliza al corte y representa la resistencia combinada que proporciona la componente horizontal de la fuerza de anclaje ($T \cos i$) así como la resistencia lateral suministrada por la parte empotrada del muro, SPH . El supuesto de que la dirección de P es horizontal implica que la resistencia vertical provista por el elemento de retención, SPV , es igual en magnitud y en sentido opuesto a la componente vertical de la fuerza de anclaje ($T \operatorname{sen} i$).

Debe tenerse presente que en estos análisis el ángulo de fricción interna se obtiene de pruebas drenadas CD.

Empujes sobre elementos de retención. La magnitud y distribución de los empujes de tierra que actúan sobre elementos de retención en excavaciones verticales depende tanto de las características geométricas y propiedades estructurales del muro o tablestaca, como de las propiedades mecánicas del material retenido. El procedimiento constructivo, las condiciones de drenaje así como otros factores ambientales como los sismos, también contribuyen a modificar dichos empujes. La estimación de la fuerza de anclaje requerida se realiza a partir de envolventes aparentes de presiones obtenidas semiempíricamente, que se reparten entre cada uno de los niveles de anclaje; es importante señalar que las envolventes de presiones sólo son aplicables en medios homogéneos. Cuando se tienen medios estratificados las envolventes de presiones no deben emplearse y deberá recurrirse a análisis al límite para revisar la estabilidad del sistema, como se discute posteriormente. En estos últimos casos también puede recurrirse a los análisis numéricos con el método de los elementos finitos.

A continuación se presentan envolventes usuales para suelos arenosos y arcillosos; sin embargo, el diseñador debe tomar en cuenta las consideraciones del Anexo 5.A.2 para su aplicación en un caso particular.

Envolvente de empujes para arenas. Las envolventes sugeridas se muestran en la Fig. 5.36 y como ahí se aprecia, se expresan en función del coeficiente de empujes activos de tierra, K_A :

$$K_A = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{ec. 5.3})$$

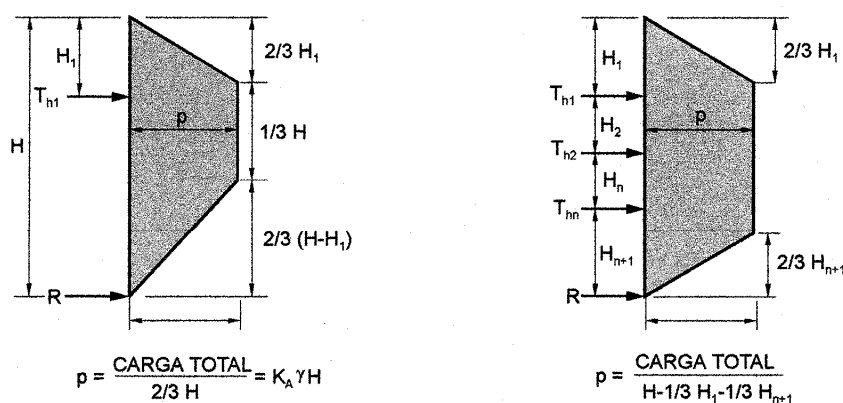
en esta conocida expresión es conveniente recalcar que el ángulo de fricción interna ϕ' se expresa en términos de esfuerzos efectivos. La presión máxima está dada por:

$$p_{max} = 0.65 K_A \gamma H \quad (\text{ec. 5.4})$$

La envolvente de presiones para muros anclados con un solo nivel de anclas es rectangular mientras que la de los muros con varios niveles de anclaje resulta trapezoidal, como se muestra en la Fig. 5.36. Obsérvese que para construir el diagrama trapezoidal de presiones es necesario conocer la posición del ancla más profunda y la de la más somera.

Estos diagramas se pueden utilizar tanto para condiciones de corto como de largo plazo. Las presiones de agua o las que resultan de sobrecargas externas se pueden superponer para obtener la carga lateral total actuante. Con relación al diagrama trapezoidal, puede decirse que elimina parte del conservadurismo que implica el uso de los diagramas convencionalmente usados (distribuciones rectangulares) para el diseño de tablestacas ancladas en suelos arenosos.

Envolvente de empujes para arcillas duras fisuradas. En *anclajes temporales*, cuya vida útil se extiende desde unas cuantas semanas hasta unos dos años como máximo, puede emplearse la distribución de presiones trapezoidal recomendada por la Dirección Federal de Carreteras de E. U., la FHWA (Sabatini *et al.*, 1999), mostradas en la Fig. 5.37.



a) Muro con un solo nivel de anclaje

b) Muro con múltiples niveles de anclaje

H_1 = Distancia desde la superficie del terreno natural hasta el primer anclaje

H_{n+1} = Distancia desde el fondo de la excavación hasta el último anclaje

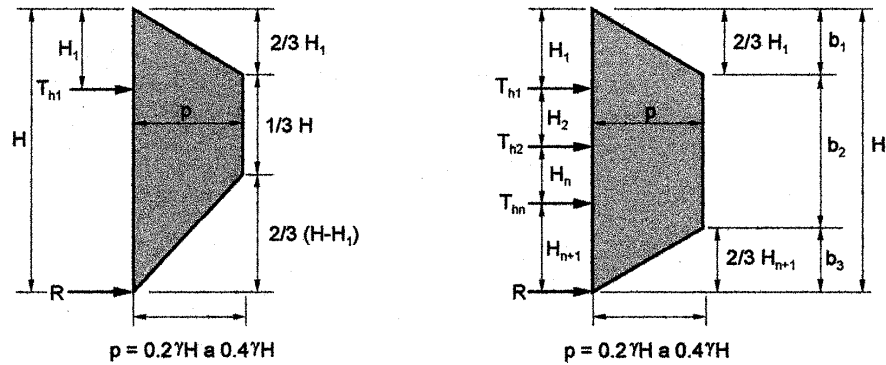
T_{h1} = Carga horizontal en el ancla 1

R = Fuerza de reacción a ser resistida por el suelo (por debajo de la superficie de la excavación)

p = Ordenada máxima del diagrama

$$\text{CARGA TOTAL} = 0.65 K_A \gamma H^2$$

Fig. 5.36, Envoltentes de presiones para arenas



a) Muro con un solo nivel de anclaje

b) Muro con múltiples niveles de anclaje

- H_1 = Distancia desde la superficie del terreno natural hasta el primer nivel de anclaje
 H_{n+1} = Distancia desde el último nivel de anclaje hasta el fondo de la excavación
 T_{h1} = Carga horizontal en el ancla 1
 R = Fuerza de reacción a ser resistida por el suelo (por debajo del fondo de la excavación)
 p = Ordenada máxima del diagrama
 H, b_1, b_2, b_3 = Distancia en la Tabla A.2.1

Fig. 5.37, Envoltentes de empuje para arcillas duras fisuradas

En *anclajes permanentes*, las condiciones de diseño de largo plazo deben basarse en parámetros de resistencia obtenidos bajo condiciones drenadas o bien, expresados en términos de esfuerzos efectivos; en general, la magnitud de los empujes aumentará con el tiempo por lo cual se recomienda emplear una envolvente de presiones con una ordenada máxima cercana a $0.4H$. La FHWA (Sabatini *et al.*, 1999) sugiere la envolvente que resulte mayor entre esta última y otra en la cual el empuje total sea igual a $0.65K_A H^2$.

Envolvente de empujes para arcillas de consistencia media a suave. Para estos materiales se recomienda emplear los coeficientes de empuje de tierras de Henkel (1971) para tomar en cuenta la estabilidad en la base de la excavación, la cual influye notablemente en el comportamiento de muros flexibles o tablestacas ancladas en este tipo de materiales. El coeficiente de empuje de tierras activo de Henkel para condiciones no drenadas (esfuerzos totales) es:

$$K_A = 1 - \frac{4c_u}{\gamma H} + 2\sqrt{2} \frac{d}{H} \left(1 - \frac{(2+\pi)c_{ub}}{\gamma H} \right) \quad (\text{ec. 5.5})$$

en donde d es la profundidad de la superficie de falla bajo el corte y H la profundidad de este último; c_u es la resistencia no drenada del suelo en donde se efectúa la excavación; c_{ub} es la resistencia no drenada del estrato de apoyo.

De acuerdo con la ecuación de Henkel, el empuje de tierras es constante; es decir se trata de una distribución rectangular de empujes de tierra.

Consideraciones básicas para la estimación de la capacidad del ancla. La capacidad de un ancla se expresa en función de la carga última que puede soportar, P_u . Normalmente

la magnitud de P_u está dada por la fuerza última que se moviliza en la superficie del bulbo inyectado; consecuentemente, P_u es una función que depende fundamentalmente de las **propiedades mecánicas de la interfaz bulbo-suelo**. En la Fig. 5.38 se ilustran las diferencias entre los tipos de resistencias que deben utilizarse en el diseño de sistemas de anclaje.

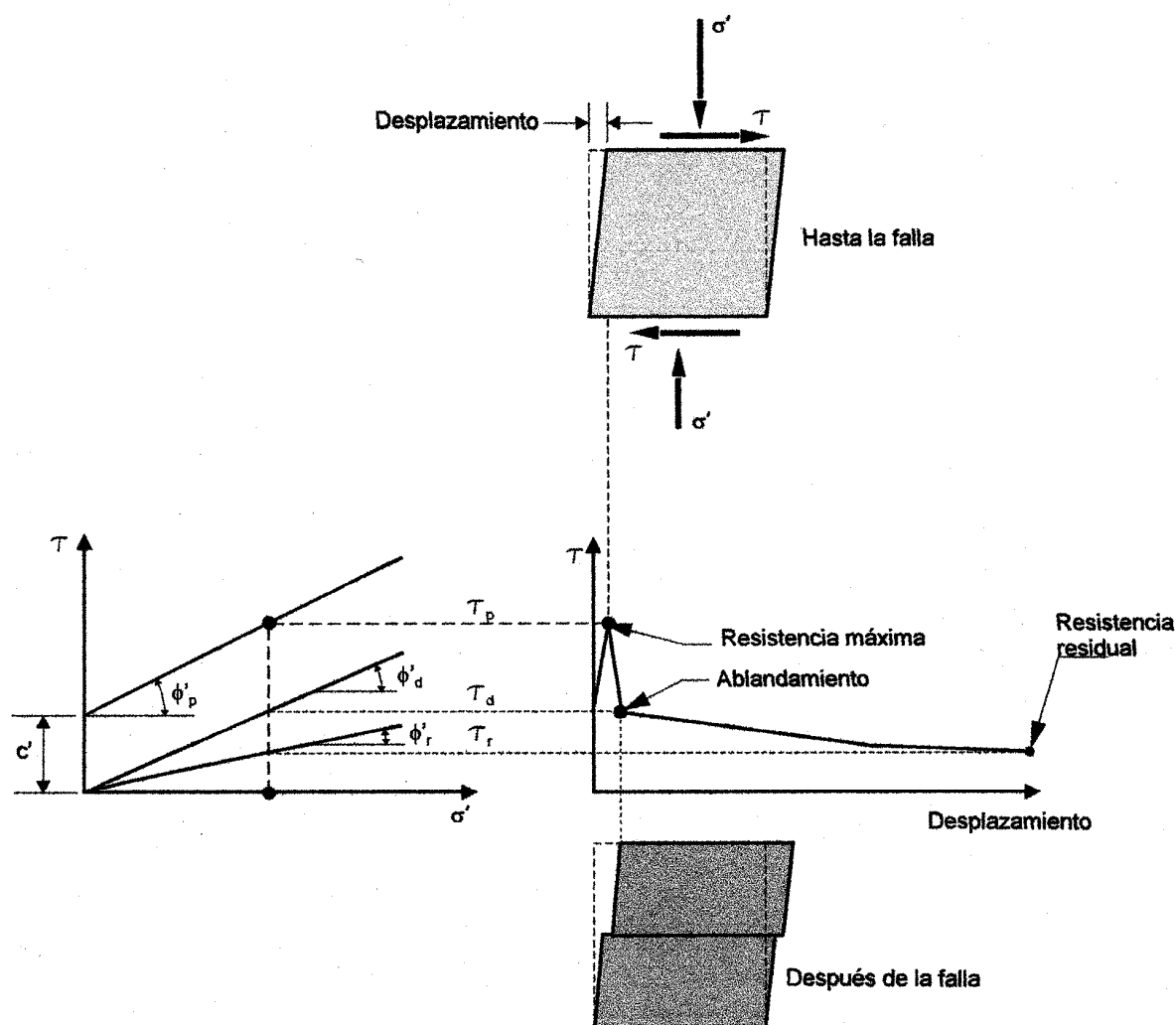


Fig. 5.38, Relaciones entre las condiciones de falla y las envolventes de resistencia que se deben considerar al revisar la estabilidad de un corte o talud

Sin embargo, estas propiedades dependen, a su vez, de otros factores: a) la geometría del bulbo inyectado (longitud, diámetro, forma), b) el tipo de ancla, c) el método de perforación y d) la profundidad del ancla. En cada caso particular se dificulta saber cómo influye cada uno de estos factores en las propiedades mecánicas de dicha interfaz y por ello debe reconocerse que la estimación de P_u conlleva un alto grado de incertidumbre.

A lo anterior debe agregarse que los **mecanismos de transferencia de carga** entre el bulbo y el medio circundante tampoco se conocen suficientemente. No obstante, a partir de un número limitado de ensayos de campo con anclas instrumentadas se ha establecido que

las fuerzas de fricción a lo largo del bulbo no se distribuyen uniformemente, como se muestra en las Figs. 5.39 y 5.40. Del análisis de estas figuras se concluye que:

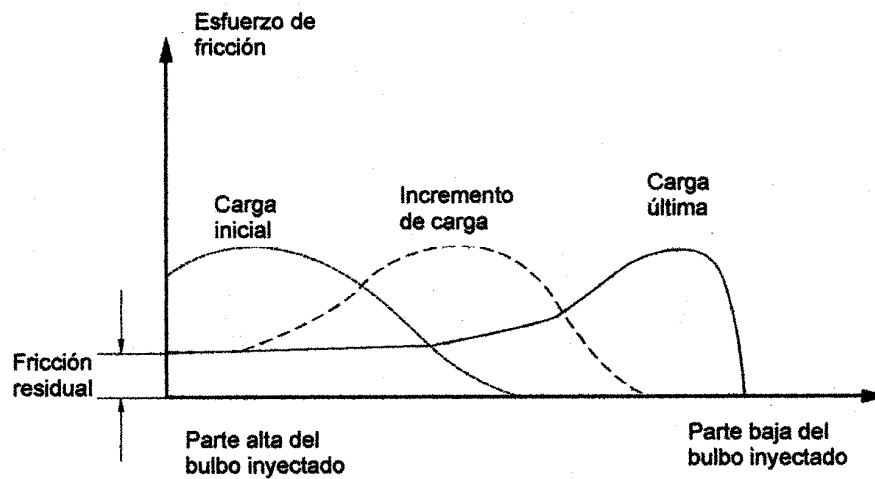


Fig. 5.39, Mecanismo de transferencia de carga a lo largo del bulbo inyectado de un ancla

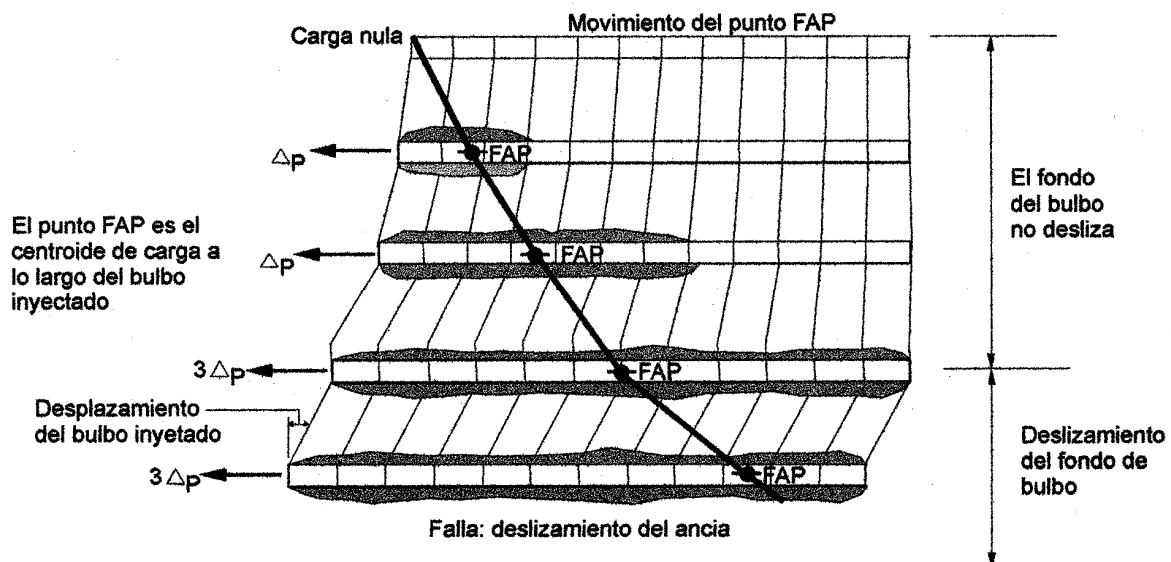


Fig. 5.40, Corrimiento del centroide de carga de acuerdo con la magnitud de la fuerza aplicada en el bulbo inyectado de un ancla

- a) La fuerza de anclaje se concentra en la parte superior del bulbo y ésta disminuye rápidamente hacia su porción inferior. Si la fuerza de anclaje es suficientemente pequeña, existirá una cierta longitud del bulbo (hacia el fondo del barreno) que no soportará ninguna carga.

- b) Conforme aumenta la magnitud de la fuerza de anclaje, aumenta la longitud de la zona de concentración de carga.
- c) Si la fuerza de anclaje continúa aumentando, finalmente se movilizará la resistencia al esfuerzo cortante en la interfaz bulbo-suelo en la zona de concentración de carga y eventualmente podría moverse la resistencia residual de dicha interfaz, lo cual implica que se presentarán desplazamientos relativos entre el bulbo y el suelo.
- d) Si se movilizan las resistencias máximas o residuales en la parte superior del bulbo, cualquier incremento de la fuerza de anclaje provoca una redistribución de la misma, hacia el fondo del barreno. El proceso continúa hasta que sobreviene la falla total del ancla.

La consecuencia práctica más importante de este mecanismo es que la longitud aprovechable de los bulbos no puede crecer indefinidamente. De acuerdo con algunos autores, la longitud efectiva de los bulbos inyectados varía de 9 a 12 m; es decir, la capacidad y la eficiencia del ancla aumentan poco si se exceden estas longitudes.

En el Anexo 5.A.1 se presentan algunas de las expresiones comúnmente empleadas para estimar la capacidad de las anclas dependiendo de su tipo y de las características del material en el cual se instalen, aunque no está de más enfatizar que, en última instancia, dicha capacidad sólo puede verificarse mediante ensayos de campo.

Longitud del bulbo inyectado. Los factores que la determinan son: a) la posición y geometría de la superficie potencial de deslizamiento, b) la magnitud de la fuerza de anclaje, c) la presión de inyección, d) la resistencia al esfuerzo cortante en el contacto entre el barreno inyectado y el medio circundante y e) el diámetro del barreno. Todos los anteriores se pueden ver afectados por las técnicas de perforación e inyección y, finalmente, por el tipo de mecanismo de transferencia de cargas.

La longitud del bulbo inyectado, l_a , debe ser la suficiente para generar y transmitir la fuerza de anclaje al medio circundante, con un factor de seguridad adecuado. En términos generales, la longitud requerida se calcula con la siguiente expresión:

$$l_a = \frac{T}{\pi D(\alpha c + p_i \tan \phi)} \quad (\text{ec. 5.6})$$

en donde T necesariamente debe ser menor que la capacidad del ancla P_u , pues está afectada por el factor de seguridad global que se le asignó al sistema durante el análisis de estabilidad; p_i es el esfuerzo normal actuante en la superficie del bulbo, D es el diámetro efectivo del bulbo, αc y ϕ son los parámetros de resistencia representativos de la interfaz entre el medio circundante y el barreno inyectado. En el Anexo 5.A.1 se presentan recomendaciones de cálculo dependiendo del tipo de ancla.

Posición del bulbo inyectado respecto de la superficie potencial de falla. El bulbo inyectado debe colocarse fuera de la masa de suelo que potencialmente pueda deslizar. Para decidir dónde colocar el ancla debe analizarse la estabilidad global del talud, con lo cual se

identificará la superficie potencial de deslizamiento más crítica (ver inciso 5.4.1b). La longitud total del ancla y su inclinación dependen de su posición respecto de la superficie de falla. La secuencia para determinarlas es la siguiente: a) realizar un análisis global de la estabilidad del talud, corte o muro de retención, sin considerar la presencia de las anclas, b) a partir de ello, identificar la superficie potencial de deslizamiento más crítica y c) estimar las fuerzas de anclaje necesarias para lograr la estabilidad del talud con un factor de seguridad adecuado. Las fuerzas de anclaje se reparten entre las anclas dependiendo del tipo y número de anclas disponibles. Enseguida se determina la inclinación del ancla, la cual normalmente depende del equipo con que se cuente para la perforación y la instalación, de las condiciones geológicas y geotécnicas del caso y, finalmente, de la geometría del corte, excavación o talud. En buena medida, la eficiencia de un sistema de anclaje depende de su inclinación la cual determina la forma en que actúan las componentes de la fuerzas de anclaje sobre la superficie de deslizamiento. El objetivo del diseño es buscar la inclinación que maximice las fuerzas normales y tangenciales en la superficie de falla; las primeras aumentan la resistencia friccionante y las segundas reducen las fuerzas actuantes, como se discute en el Anexo 5.A.3. Las anclas se deben extender más allá de la superficie de deslizamiento, por lo cual el bulbo inyectado debe comenzar entre 1.0 y 2.0 m después de la superficie potencial de falla crítica. Una vez ubicadas las anclas, debe revisarse la estabilidad del talud pero ahora considerando superficies de falla que pasen por afuera de las puntas de las anclas.

Estabilidad global de un talud anclado. Para estudiarla existen varios métodos. En taludes o cortes efectuados en suelos en donde la superficie potencial de falla es circular, los métodos más usados en nuestro país son los de Fellenius, Bishop simplificado o Janbú, los cuales pueden aplicarse empleando programas de computadora o bien cartas o gráficas de diseño. Cuando la superficie potencial de falla sea plana, también pueden usarse algunas adaptaciones de estos métodos, pero el más comúnmente empleado es el de cuñas, en especial cuando se estudia la estabilidad de taludes en tobas constituidas por materiales cementados o en rocas con discontinuidades. Todos estos métodos permiten introducir las fuerzas de anclaje dentro de los cálculos.

Independientemente del método empleado, el factor de seguridad se puede expresar como:

$$FS = \frac{\Sigma \text{Momentos resistentes}}{\Sigma \text{Momentos actuantes}} \quad (\text{ec. 5.7})$$

Como es sabido, debe buscarse la superficie potencial de deslizamiento que haga mínimo a FS y cuando este último resulta menor o igual a la unidad, el sistema es inestable. En taludes o cortes anclados, las fuerzas y momentos necesarios para lograr la estabilidad con factores de seguridad adecuados deben proporcionarlas total o parcialmente las fuerzas de anclaje. En la expresión anterior, las fuerzas de anclaje se agregan al numerador:

$$FS = \frac{\Sigma \text{Momentos resistentes} + T d}{\Sigma \text{Momentos actuantes}} \quad (\text{ec. 5.8})$$

en donde T es la resultante de las fuerzas de anclaje y d su brazo de palanca. Como se explica en el Anexo 5.A.3, se recomienda aplicar esta expresión siempre, independientemente de si se trata de anclas de fricción o tensadas.

La estabilidad global de la excavación se revisa con alguno de estos métodos sin considerar la presencia de las anclas, con lo cual se encuentra la superficie potencial de deslizamiento más crítica, es decir, aquella en la que el factor de seguridad es el mínimo. Es conveniente tener presente cuáles son los modos potenciales de falla en cada caso, para lo cual es indispensable conocer con detalle las condiciones estratigráficas y las propiedades mecánicas de los materiales que conforman al talud, las cuales determinan la geometría y ubicación de las superficies de falla más probables, así como las condiciones a corto y largo plazo; por tanto, los taludes constituidos por suelos finos con cohesión deben revisarse con el enfoque de esfuerzos totales en el corto plazo y con el de esfuerzos efectivos en el de largo plazo. Los otros factores que también debe incluirse en los análisis son el efecto de las fuerzas inerciales producidas por los sismos y la presencia de agua o la existencia de un sistema de drenaje.

En el Anexo 5.A.3 se describen los procedimientos de cálculo más comúnmente empleados para el cálculo de la estabilidad global de un talud considerando mecanismos de falla rotacionales.

Estabilización de taludes previamente fallados. En taludes o excavaciones que hayan sufrido desplazamiento previos, las propiedades mecánicas que operan a lo largo de las superficies de deslizamiento son las residuales. En estos casos los trabajos de exploración deben enfocarse a ubicar la posición de la superficie de deslizamiento y las condiciones de presión de poro, mientras que los de laboratorio a la obtención de los parámetros de resistencia residuales. Posteriormente se analiza la estabilidad de la superficie crítica, pero ahora introduciendo las fuerzas de anclaje necesarias para que el sistema alcance un factor de seguridad adecuado. Finalmente, una vez que se ha determinado la posición de las anclas así como sus longitudes e inclinaciones, conviene revisar la estabilidad de las superficies potenciales de deslizamiento fuera de la zona anclada.

b) Diseño estructural

Barras, cables o torones de acero. Se diseñan considerando que soportan la totalidad de las fuerzas de tensión. Dicha fuerza se reparte entre el área de la sección transversal total del conjunto de barras, cables o torones. El área de acero se obtiene con:

$$A_s = \frac{T}{0.6f'_y} \quad (\text{ec. 5.9})$$

en donde f'_y es el límite de fluencia del acero de las barras o torones. En estos cálculos debe tomarse en cuenta la acción de los agentes erosivos que atacan al acero. Asimismo, debe preverse la instalación de fundas protectoras, pintura anticorrosiva, grasas, etc., para tomar en cuenta el efecto de la corrosión, según se describe en el inciso 5.5.2. En la tabla 5.4.1 se presentan las características de torones formados por cables de acero de siete hilos de ½ pulg.

Tabla 5.4.1 Capacidad de torones formados por cables de siete hilos de ½ pulg.

Número de cables	Resistencia t	Capacidad de diseño t	Area transversal cm ²	Peso kg/m
1	18.75	11.26	0.99	0.78
2	37.50	22.52	1.97	1.56
3	56.25	33.78	2.96	2.35
4	75.00	45.04	3.95	3.13
5	93.75	56.30	4.94	3.91
6	112.50	67.55	5.92	4.69
7	131.25	78.81	6.91	5.47
8	150.00	90.07	7.90	6.26
9	168.75	101.33	8.88	7.04
10	187.50	112.59	9.87	7.82
11	206.25	123.85	10.86	8.60
12	225.00	135.11	11.84	9.38
13	243.75	146.37	12.83	10.17
14	262.50	157.63	13.82	10.95
15	281.25	168.89	14.81	11.73

La resistencia corresponde al esfuerzo de fluencia f_y . La capacidad de diseño corresponde al esfuerzo de trabajo de $0.6 f_y$.

Lechadas y morteros de inyección. El diseño tiene por objeto que la lechada principal tenga las propiedades necesarias para lograr que la adherencia entre ésta y las anclas sea suficiente y que las fuerzas de fricción entre las paredes del bulbo y el medio circundante sean las requeridas. Las lechadas de inyección deben ser bombeables, es decir, su fluidez debe ser tal que permita su flujo a través de un sistema de bombeo para formar el bulbo dentro del barreno. Otra importante función del mortero inyectado es la de proteger a los tendones del ataque de la erosión tanto en el bulbo como en la longitud libre. A este respecto, según se describe en el inciso 5.5.1, debe evitarse que los agregados o el agua con la que se fabrica la lechada contengan agentes corrosivos.

El diseño de morteros debe apoyarse con ensayos de laboratorio y la calidad del mortero utilizado en la obra debe controlarse rigurosamente. Los aspectos que deben sujetarse al control de calidad son: a) el proporcionamiento, b) la fluidez, c) el sangrado y d) la resistencia a diferentes edades.

Zapatas de apoyo. Se diseñan como zapatas convencionales; sus dimensiones se determinan en función de la magnitud de las fuerzas de anclaje, la capacidad de carga del terreno y los esfuerzos cortantes inducidos en las secciones críticas, mismos que determinan el espesor de la zapata y las características de las placas de reacción de las anclas; los esfuerzos por flexión no suelen ser de importancia.

Muros o tablestacados anclados. En el análisis y diseño estructural de estos sistemas se debe considerar que la distribución de los empujes de tierra es cambiante durante la construcción y la vida útil del tablestacado. La secuencia constructiva, incluida en ella los

tiempos de excavación y los lapsos entre la aplicación de las fuerzas de anclaje, es uno de los factores que más influyen en la magnitud y la distribución de los empujes sobre el tablestacado. Por otro lado, la relajación de esfuerzos producida por las deformaciones diferidas (*creep*) también modifica en el largo plazo las distribuciones de esfuerzo. Es difícil evaluar los empujes que actúan sobre un tablestacado, aunque vale decir que existen programas de elementos finitos, algunos de ellos de uso rutinario en empresas de consultoría geotécnica, que simulan cada vez con más realismo las condiciones de trabajo (incluyendo las diferentes etapas de excavación) y producen resultados comparables con los que se han obtenido a partir de mediciones de campo. Sin embargo, en la mayoría de los despachos de cálculo las incertidumbres respecto de la distribución de los empujes de tierra se toman en cuenta haciendo hipótesis conservadoras.

Es común que los tablestacados anclados en la práctica se diseñen con base en análisis de estabilidad al límite. En el inciso 5.4.3.a se da una solución práctica para analizar la estabilidad de tablestacados con un nivel de anclaje así como algunos otros aspectos de los análisis al límite para este tipo de aplicaciones. Otra opción para analizarlos, menos difundida en nuestro país, es el uso de las teorías clásicas de empuje de tierra o bien procedimientos empíricos o semiempíricos como los de Terzaghi (1954), Terzaghi y Peck (1967), desarrollados originalmente para tablestacas o muros troquelados. En la actualidad, estos procedimientos han sido modificados o puestos al día, de acuerdo con los resultados de simulaciones numéricas y de experimentos en modelos físicos y en prototipos de campo (Sabatini *et al.*, 1999); en ellos se considera la posición de las anclas y la magnitud de la fuerzas de anclaje, así como el hecho de que existen concentraciones de esfuerzo en y alrededor de las anclas. Las incertidumbres respecto de la magnitud y forma de la distribución de empujes de tierra se toman en cuenta considerando una envolvente que conduce a diseños más o menos conservadores. Al emplearlos debe tenerse presente que no permiten estimar la magnitud real de las fuerzas de anclaje sino que proporcionan valores que representan estimaciones de los máximos que podrían alcanzar durante la vida útil de la obra. En el inciso 5.4.3.a y el Anexo 5.A.3 se dan los procedimientos recomendados por la Dirección Federal de Carreteras de E. U., la FHWA (Sabatini *et al.*, 1999), para el diseño de sistemas de retención anclados usando envolventes de presión equivalentes. Las envolventes sugeridas se basan en las que propusieron Terzaghi y Peck modificadas, como ya se dijo, para tomar en cuenta observaciones instrumentales de campo. Las recomendaciones también se valen de desarrollos posteriores para adecuarlas a otras situaciones no consideradas originalmente (Henkel, 1971).

c) Protección contra el intemperismo

Sistema de drenaje. La presencia de agua dentro de la masa de suelo siempre actúa en detrimento de la estabilidad del talud y en muchos casos es indispensable un sistema de drenaje para obtener un buen comportamiento. Es importante tener presente que en excavaciones el factor de seguridad disminuye con el tiempo debido a la redistribución de la humedad y que la condición más crítica ocurre en el largo plazo. Para que un sistema de drenaje sea efectivo debe interceptar las líneas de flujo, por lo cual se requiere conocer las condiciones hidráulicas en el talud, en lo cual influyen:

- a) el régimen de lluvias en la zona,
- b) la presencia de cuerpos de agua permanentes en la vecindad del proyecto (ríos, arroyos, lagunas, lagos),

- c) la posibilidad de contribuciones de agua por fugas domésticas o de las redes de drenaje o suministro o por riego en las partes altas del talud,
- d) el tipo de materiales que conforman al talud (tipo de suelo o roca),
- e) la existencia de discontinuidades o fisuras en el talud y
- f) la estratigrafía.

Existen diferentes maneras de lograr la remoción de agua en un talud. El drenaje superficial tiene por objeto evitar la entrada de agua al cuerpo del talud y para tal fin se construyen cunetas, contracunetas o lavaderos. En excavaciones suele ser necesario instalar sistemas de bombeo temporales para desalojar el agua existente dentro de la masa de suelo o roca. El drenaje interno debe considerarse como permanente y se instala o se construye con el mismo propósito, mediante los diversos métodos o sistemas que se ilustran en la Fig. 5.43 y se enumeran a continuación:

- a) drenes verticales,
- b) zanjas horizontales,
- c) lloraderos,
- d) drenes hincados y
- e) galerías drenantes.

d) Anclas de prueba

La construcción y ensaye de anclas prototipo se justifica en proyectos de importancia, cuando se prevé un gran número de anclas y cuando se tienen incertidumbres en la respuesta del anclaje a las sollicitaciones previstas; estas pruebas permiten además ensayar las técnicas de construcción (capítulo 5.5). Las pruebas se especifican siguiendo uno de los métodos que se detallan en el capítulo 5.6, a partir de un diseño preliminar que prevea lo más posible el comportamiento del ancla en condiciones de trabajo y a la falla.

5.5. Aspectos de construcción

5.5.1 Procedimientos constructivos

Las operaciones de anclaje deben planearse tomando en cuenta las dificultades de acceso, la necesidad de habilitar andamios, malacates y sistemas para el suministro de refacciones y materiales, así como los movimientos del equipo entre los puntos de barrenación. Es muy importante tener presente que todas estas actividades deben condicionarse a la seguridad del personal.

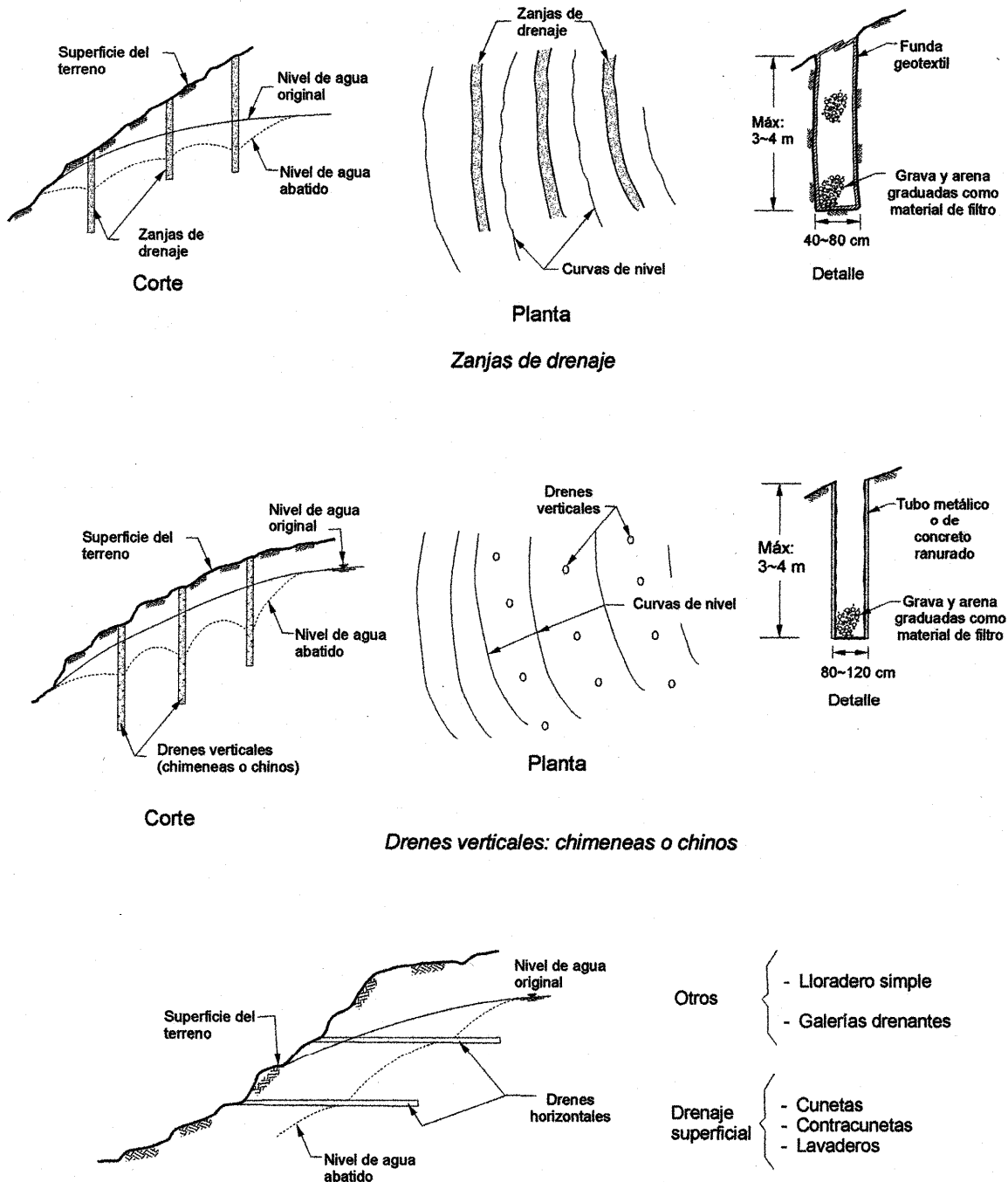


Fig. 5.41, Algunas técnicas para el drenaje de taludes y cortes

En nuestro país y en particular, en la ciudad de México, la fabricación de sistemas de anclaje con torones se lleva a cabo con criterios de calidad muy diversos, por lo cual pueden encontrarse anclas baratas y anclas de costo más alto. Las primeras siempre son de menor seguridad y poco protegidas contra la corrosión, lo cual termina por generar graves conflictos. Por ello, la fabricación de las anclas debe satisfacer con rigor todos los requisitos técnicos, desde la perforación hasta el tensado del ancla. En la Fig. 5.42 se presenta un

diagrama con la secuencia de actividades para la construcción de un sistema de anclaje, las cuales se describen brevemente a continuación.

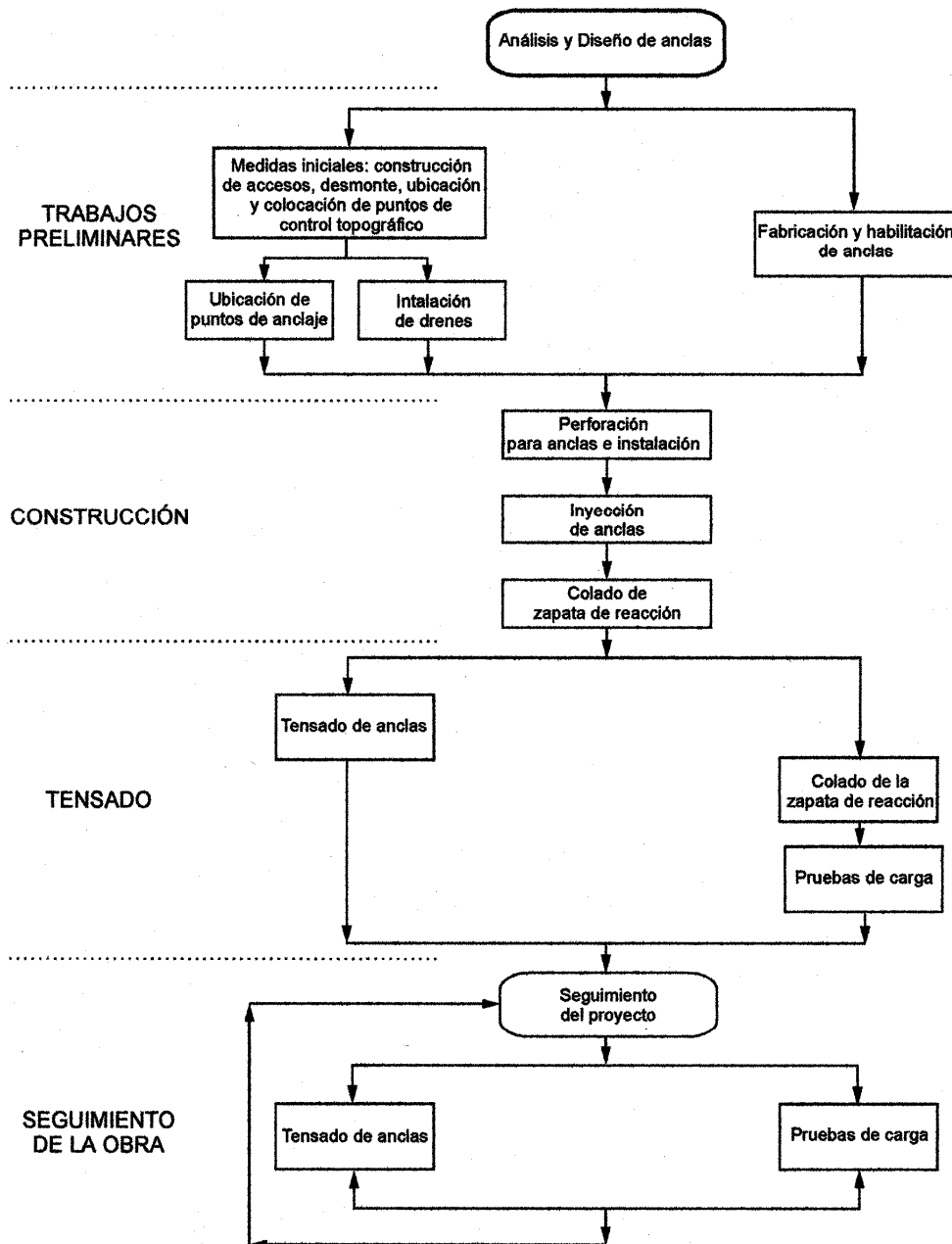


Fig. 5.42, Secuencia para la construcción de un sistema de anclaje

a) Trabajos preliminares

Medidas iniciales. Son todas aquellas actividades que deben efectuarse antes de iniciar un proyecto de anclaje y sin las cuales no es posible realizarlo. Incluye la construcción de

accesos al sitio del proyecto y el desmonte del predio, así como la ubicación y colocación de puntos de control topográfico.

Ubicación de puntos de anclaje y de bancos de nivel para el control topográfico.

Para ello se requiere la participación de topógrafos con el objeto de alcanzar la precisión requerida. Los puntos de anclaje se señalan en el terreno mediante estacas metálicas y los bancos de nivel con mojoneras debidamente empotradas dentro del terreno. Para la construcción de mojoneras se recomienda emplear mampostería o concreto.

Cortes previos en taludes o excavaciones. Antes de la instalación del sistema de anclaje puede requerirse efectuar cortes para perfilar el talud de acuerdo con el proyecto. La secuencia de los cortes, así como las dimensiones de los mismos, deben ajustarse rigurosamente a las indicaciones y recomendaciones del estudio geotécnico. Cualquier cambio en la secuencia y geometría de los cortes deberá consultarse con los asesores geotécnicos del proyecto.

Instalación de drenes. Esta actividad depende de la secuencia de otras actividades como la ejecución de cortes previos o la construcción de estructuras de retención. Asimismo, el tipo, cantidad y distribución de los drenes individuales influyen en la selección del procedimiento constructivo idóneo.

b) Habilitación de anclas

La secuencia para habilitar un ancla depende de su tipo. Antes de su habilitación es necesario disponer en la obra de todos los elementos constitutivos del ancla. Como ejemplo, a continuación se presenta la secuencia recomendada para instalar anclas constituidas por torones:

- 1) **Puntas ojivales de acero (*cabezas de bala*).** Los extremos de los torones o barras se unen a la cabeza mediante resinas expóxicas. Para tal efecto las ojivas deben estar provistas de barrenos para introducir en ellos los extremos de los torones o barras. Posteriormente se vierte resina epóxica con lo cual los torones o barras quedan sólidamente unidos a las puntas ojivales. En anclas permanentes deben evitarse las uniones con soldadura pues los efectos térmicos reducen la capacidad de los torones. Los diámetros de estas puntas varían entre 4 y 6 pulg; las puntas de acero no deben tener óxido y para garantizarlo, deberán limpiarse y pulirse con esmeril. Después de la limpieza se aplicará antioxidante tipo primer. Las cabezas de bala permiten la instalación del cuerpo del ancla en cualquier tipo de suelo, incluyendo materiales granulares o roca fracturada, garantizando que el torón esté libre de partículas de suelo antes de la inyección de morteros.
- 2) **Habilitación de torones.** Normalmente se utilizan conjuntos de seis y, en diseños especiales, hasta doce torones. Usualmente cada cable está formado por siete hilos con alma de acero. Los cortes deben hacerse con discos cortadores, nunca con soplete.
- 3) **Limpieza de los torones.** También deben estar libres de óxido por lo cual también deberán limpiarse con cepillos de alambre o, de ser necesario, con esmeril.

- 4) **Fijación de los torones a las puntas de acero.** Una vez terminada la limpieza, se podrán unir a las puntas cónicas.
- 5) **Colocación de separadores.** Los torones ya ligados a la punta cónica se extienden en toda su longitud sobre una superficie preferentemente plana. Los separadores se hacen pasar entre los torones hasta las posiciones preestablecidas y se fijan con alambazón.
- 6) **Colocación de la manguera de inyección primaria.** El tubo de inyección se pasa por en medio de los torones atravesando los separadores. Esta manguera está provista de manguitos a través de los cuales se aplica la lechada de inyección primaria. Está constituido por manguera de poliducto de $\frac{3}{4}$ pulg. de diámetro y debe llegar hasta el fondo del bulbo, a unos 10 cm de separación del extremo superior de la punta ojival. Si se prevén reinyecciones se utilizará un tubo de manguitos de PVC de 1 pulg. de diámetro.
- 7) **Colocación del obturador.** El obturador se inserta por el extremo libre y se lleva hasta la distancia prevista, es decir, hasta alcanzar la longitud libre del ancla. En su extremo inferior se fija la manguera de retorno de la inyección primaria, la cual permite el desalojo de aire e impurezas del bulbo inyectado.
- 8) **Colocación de la manguera de inyección secundaria.** También pasa a través del centro de los separadores, desde el extremo libre de los torones hasta el extremo inferior del obturador.
- 9) **Engrasado de torones.** La longitud libre de los torones dentro de la funda de protección debe engrasarse, garantizando que la película de grasa grafitada sea de 0.25 mm, cuando menos (ver inciso 5.5.2.c).
- 10) **Colocación de la funda de protección.** Abarca la longitud libre del ancla y está constituida por un tubo liso de PVC. Su diámetro debe ser suficiente para contener los torones, la manguera de inyección y la manguera de retorno. Su extremo inferior debe quedar firmemente ligado al obturador y su extremo superior atraviesa la placa de apoyo.

c) Perforación e instalación

Perforación. La selección de la perforadora depende del tipo de materiales que se encuentren en el sitio y de las condiciones locales en la obra; por ejemplo, en el caso de los materiales tobáceos del poniente de la ciudad de México, las perforaciones se realizan en diámetros de 4 ó 5 pulg. con broca drag ó tricónica; el fluido de perforación es aire a presión para la limpieza del barreno, aunque frecuentemente se utiliza agua, lo cual es inadmisibles para lograr una buena calidad del anclaje en materiales que alteren sus propiedades de resistencia al humedecerse. Eventualmente puede ser necesario perforar localmente a través de boleos, lo cual se realiza con martillo neumático a rotoperusión, desplazando con aire los detritus hacia la boca del barreno. Si el medio circundante está constituido por rellenos inestables, éstos deberán cementarse con una lechada gruesa de baja resistencia para reperforar posteriormente. Sólo se admite agua con polímero cuando se compruebe que el daño al suelo es tolerable.

Instalación de anclas. El ancla habilitada se transporta a la boca del barreno y se inserta manualmente dentro del mismo. Esta operación debe llevarse a cabo cuidadosamente,

evitando en todo momento daños a las componentes del ancla habilitada. Para llevarla a cabo es necesario que el barreno esté limpio y seco.

Inyección del bulbo. Para realizar la inyección del bulbo es necesario inflar el obturador y garantizar que realiza el sello entre la longitud libre y el bulbo mismo. Se introduce el mortero controlando la inyección con un manómetro en la boca del barreno. Como se indicó en el capítulo 5.4, la presión de inyección influye directamente en la capacidad del ancla; por ejemplo, en los materiales tobáceos del poniente de la ciudad de México se utilizan presiones de inyección de alrededor de 5 kg/cm². La resistencia del mortero varía entre 120 y 220 kg/cm².

Habilitación del cabezal del ancla. Incluye el colado de la zapata de apoyo y/o el colado o instalación de la viga madrina, la colocación de la placa de apoyo, de cuñas de alineamiento, del “queso” de torones y de cuñas de sujeción y/o tuercas.

Tensado inicial. Para tensar un ancla se utiliza un gato hidráulico que sujeta los extremos de los cables y, apoyado sobre el cabezal, permite aplicar controladamente la fuerza de tensión requerida. El tensado se lleva a cabo después de que ha ocurrido el fraguado del bulbo. Primero se aplica la carga de asiento, colocando un gato en el cabezal del ancla; después se aplica la carga de trabajo, normalmente 1.2 veces la carga de diseño, siguiendo la secuencia de una prueba de carga simple (ver capítulo 5.6).

Inyección secundaria. Es un mortero de menor calidad y resistencia pero de mayor deformabilidad que el de la inyección primaria. Su función es proteger la longitud libre, ocupando el espacio entre la funda lisa y las paredes del barreno. Se cuela por gravedad después del tensado.

d) Protección y mantenimiento

Protección externa. Los componentes del cabezal de tensado se pintan con pintura epóxica anticorrosiva y además se engrasan con productos grafitados. Todo el conjunto queda encapsulado por un capuchón de PVC.

Mantenimiento. Este tipo de habilitado de anclas permite la revisión de la tensión del elemento. En caso de contar con tubos de manguitos también es posible post-inyectarlas. Su mantenimiento se reduce únicamente a la revisión periódica del capuchón y del cabezal de reacción.

5.5.2 *Protección contra corrosión*

Todo sistema de anclaje debe protegerse contra la corrosión cuando estará expuesto a acciones o ambientes dañinos. El tipo, la calidad y la extensión de las medidas contra la corrosión deben basarse en la permanencia o temporalidad de las anclas, en la naturaleza del medio ambiente y en las consecuencias de una falla del sistema de anclaje. De manera errónea, en México casi sistemáticamente se ha soslayado esta protección.

a) Consideraciones y recomendaciones generales

Agentes promotores de la corrosión. La agresividad del medio circundante sólo puede evaluarse objetivamente mediante la ejecución de pruebas que permitan detectar la presencia de agentes corrosivos o de corrientes eléctricas dentro del subsuelo. Las más comunes son las que se efectúan para medir el potencial de hidrógeno del suelo (pH) y para determinar la existencia de sulfatos, cloruros y sulfitos, así como la resistividad del entorno. En la Tabla 5.5.1 se indican los valores críticos de algunas de las variables que deben vigilarse.

Tabla 5.5.1 Valores críticos de algunos agentes promotores de la corrosión

Prueba	Valores críticos
Resistividad	Menos de 2000 Ω/cm
Ph	Menos de 5.0
Sulfitos y cloruros	Su presencia en cualquier cantidad se considera crítica
Sulfatos	Más de 1000 ppm

Existen otras sustancias y elementos que también pueden ser agresivos con los aceros, como los nitratos, ante cuya presencia las anclas de tipo permanente deben encapsularse en su totalidad.

Recomendaciones para el manejo. La precauciones para evitar el ataque de agentes agresivos comienzan en el almacenaje, la habilitación y el manejo de las anclas y todas sus componentes, antes de su inserción en el barreno. Deben evitarse la exposición prolongada a la intemperie y los daños mecánicos o físicos, pues estos últimos pueden reducir la capacidad de los aceros para resistir futuras condiciones adversas. De ser necesario, los tendones y sus componentes accesorios deben limpiarse con esmeriles. En cualquier caso, el ingeniero de campo deberá rechazar los tendones o torones que presenten oxidación superficial en exceso. Asimismo, debe minimizarse el tiempo que permanezca el tendón dentro del barreno antes de la inyección y, en todo caso, las condiciones dentro de la perforación deben valorarse para prever la eventualidad de ataques de agentes corrosivos.

b) Materiales

Existe una gran diversidad de materiales que solos o combinadamente pueden utilizarse para prevenir la corrosión. A continuación se enlistan algunos de ellos:

- a) lechadas de cemento Pórtland,
- b) tubos o ductos de materiales plásticos o de PVC,
- c) tubos o ductos de acero de pared gruesa, pero sólo en combinación con otros elementos de protección,
- d) grasas para elementos de acero postensado,
- e) resinas epóxicas o poliéster.

Actualmente se considera que el galvanizado o la protección catódica no garantizan la debida protección en el largo plazo.

Los elementos de protección contra la corrosión deben prevenir la entrada de agentes agresivos. Los materiales con los que están fabricados estos elementos deben tener las siguientes características:

- a) que sean estables ante la pérdida de grasa u otros lubricantes,
- b) que no sean frágiles ni susceptibles de agrietarse o bien que no se fluidifiquen en el intervalo de temperaturas de trabajo,
- c) que sean químicamente estables durante la vida útil del tendón o torón,
- d) que no reaccionen con los materiales que los rodean (mortero o lechada, acero o fundas protectoras),
- e) que inhiban la corrosión,
- f) que sean impermeables a la humedad.

En el caso de que penetre agua ácida dentro del barreno antes de la inserción de las anclas deben introducirse agentes químicos neutralizantes. En este caso se recomienda que el pH mínimo sea de 9. Si el aporte de agua ácida es permanente deben considerarse el tratamiento químico del subsuelo, así como la verificación periódica de su pH. En casos extremos se habrá de recurrir a la neutralización de la masa de suelo, para lo cual existen diversos compuestos como el hidróxido de calcio y el hidróxido de sodio.

c) Sistemas de protección

Protección del bulbo inyectado (Figs. 5.43 y 5.44). Los morteros o lechadas constituyen el primer elemento de defensa contra la corrosión y por ello las operaciones de inyección deben realizarse con el cuidado debido. La inyección del bulbo siempre debe efectuarse comenzando en su parte más profunda, con objeto de lograr el encapsulado del tendón. La cobertura mínima que debe proporcionar la lechada de inyección es de 15 mm; el uso de centradores como los descritos en el inciso 5.2.1 es absolutamente indispensable.

Como medida de protección adicional se puede usar una funda corrugada de plástico o acero dentro de la cual corre el tendón. Preferentemente, el espacio entre el tendón y la funda deberá inyectarse con la lechada primaria antes de inyectar el espacio exterior.

Finalmente, las lechadas usuales pueden sustituirse por lechadas epóxicas anticorrosivas que deben tener la capacidad de transferir las cargas al medio circundante. El espesor del recubrimiento se determina con base en las recomendaciones de los fabricantes.

Protección de la interfaz entre la longitud libre y el bulbo inyectado. En el caso de anclas sin obturador, la lechada de inyección primaria debe extenderse dentro de la longitud libre un poco más de medio metro; además, la funda lisa de la longitud libre debe pegarse a la funda corrugada del bulbo. Finalmente, debe recordarse que la parte superior del bulbo normalmente es una zona débil porque ahí se acumulan impurezas, agua o burbujas las cuales deben extraerse antes de aplicar la lechada secundaria. Por esta razón es indispensable contar con mangueras de alivio o de retorno.

Protección de la longitud libre. La porción del tendón que corresponde a la longitud libre debe protegerse contra la corrosión, tenga funda protectora o no. Si se usan tendones sin funda, la protección contra la corrosión únicamente la proporciona la lechada secundaria de inyección, por lo cual deben extremarse las precauciones acerca de las condiciones de acidez del barreno y las que se refieren al colado de los morteros. Bajo ninguna circunstancia se puede considerar que este tipo de anclas sea permanente.

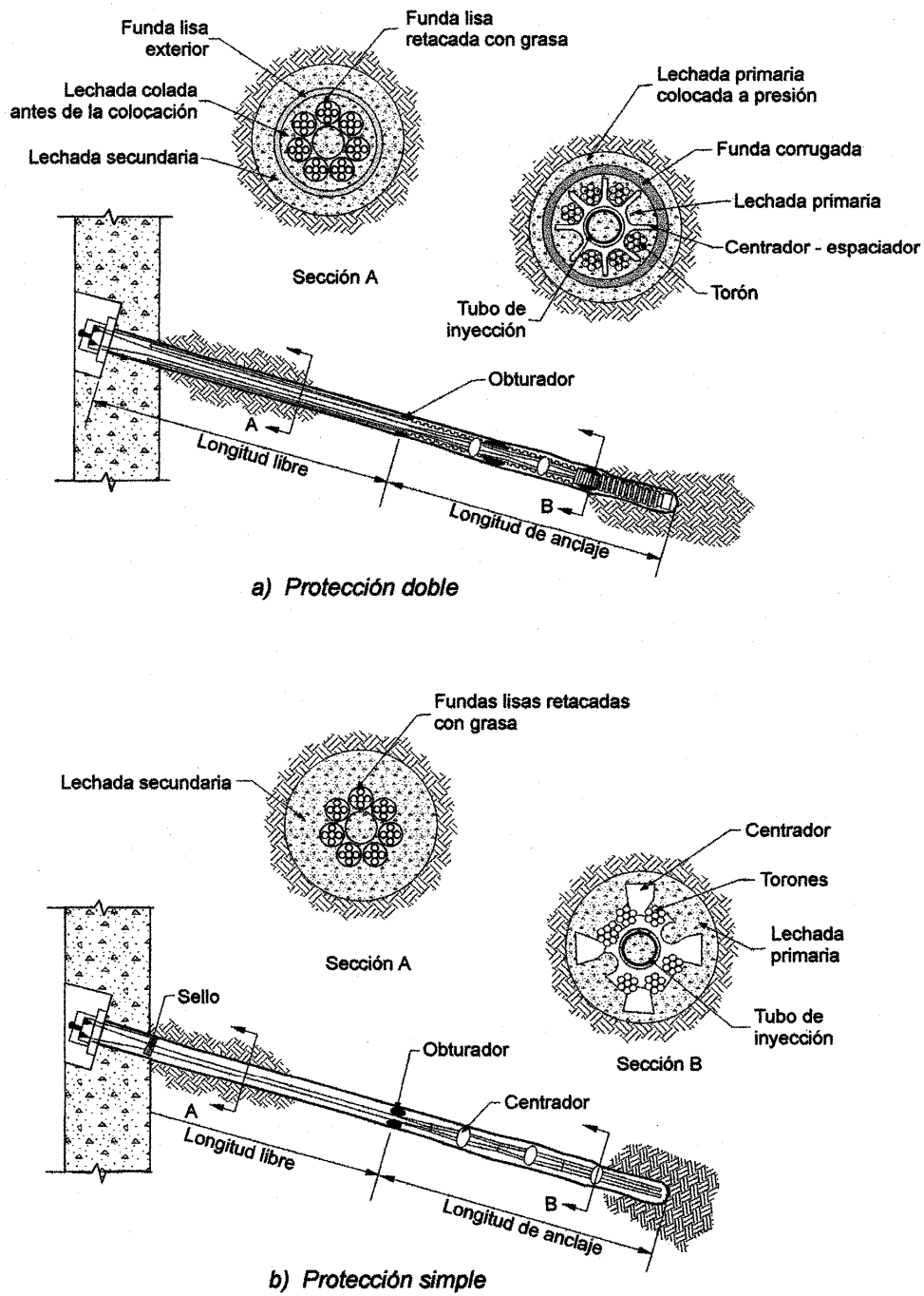
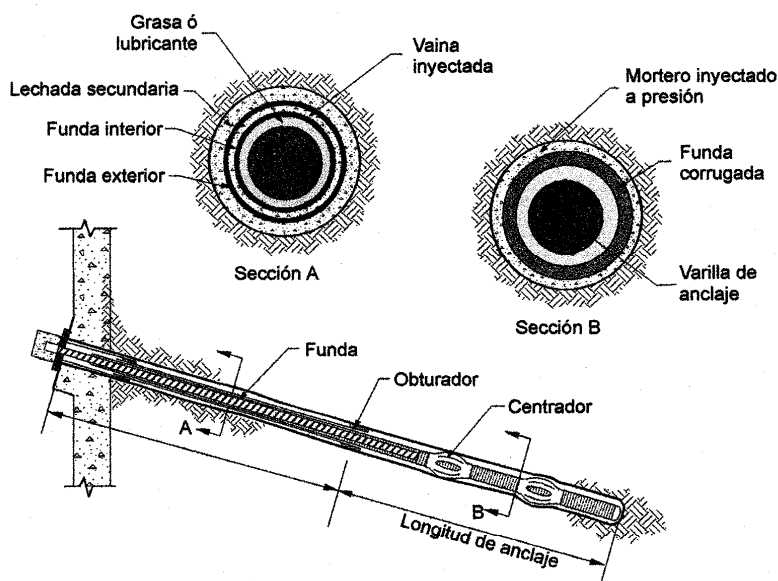
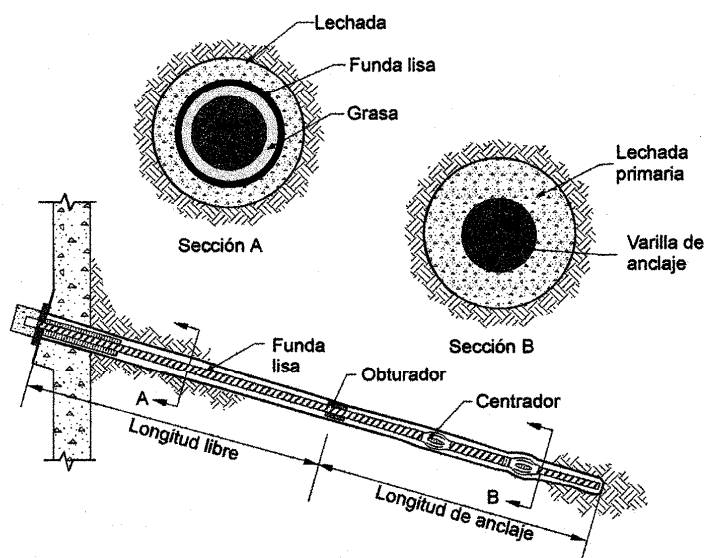


Fig. 5.43, Dos tipos de protección contra corrosión en anclas con tendones



a) Protección doble



a) Protección simple

Fig. 5.44, Protección contra la corrosión en anclas con varilla

Cuando se usan tendones con funda pero sin lechada secundaria, necesariamente debe aplicarse grasa anticorrosiva entre el tendón y la funda. La película de grasa debe tener un espesor mínimo de 0.25 mm. Si no se satisface este requisito, el ancla no se podrá considerar como permanente y deberá considerarse como ancla temporal.

Además de las recomendaciones anteriores, en anclas permanentes habrá de prestarse atención especial a la porción del ancla aireada naturalmente. Se trata de la parte más

superficial del suelo en donde puede penetrar agua percolada con oxígeno o cloruros o sulfatos en solución. En este caso se recomienda colar la lechada secundaria hasta que rebose el brocal del barreno. Además, deben instalarse diversos dispositivos para evitar la entrada de los agentes corrosivos tales como tubos de ademe, trompetas, etc.

Cabeza del ancla (Fig. 5.45). Incluye tuercas, placas de apoyo, el “queso de los torones”, etc. En algunos proyectos estos elementos quedan embebidos en concreto o mortero. En algunos otros deben tomarse previsiones para ajustar o verificar periódicamente la carga en las anclas, por lo cual deben protegerse con barriles o cápsulas, usualmente de plástico o PVC, retacados con grasa o productos bituminosos. Si se prevé que el sistema de anclaje sufra desplazamientos (en un tablestacado flexible, por ejemplo), los barriles o cápsulas deberán ajustarse y rengrasarse periódicamente. La mayoría de las anclas temporales no ameritan estas precauciones.

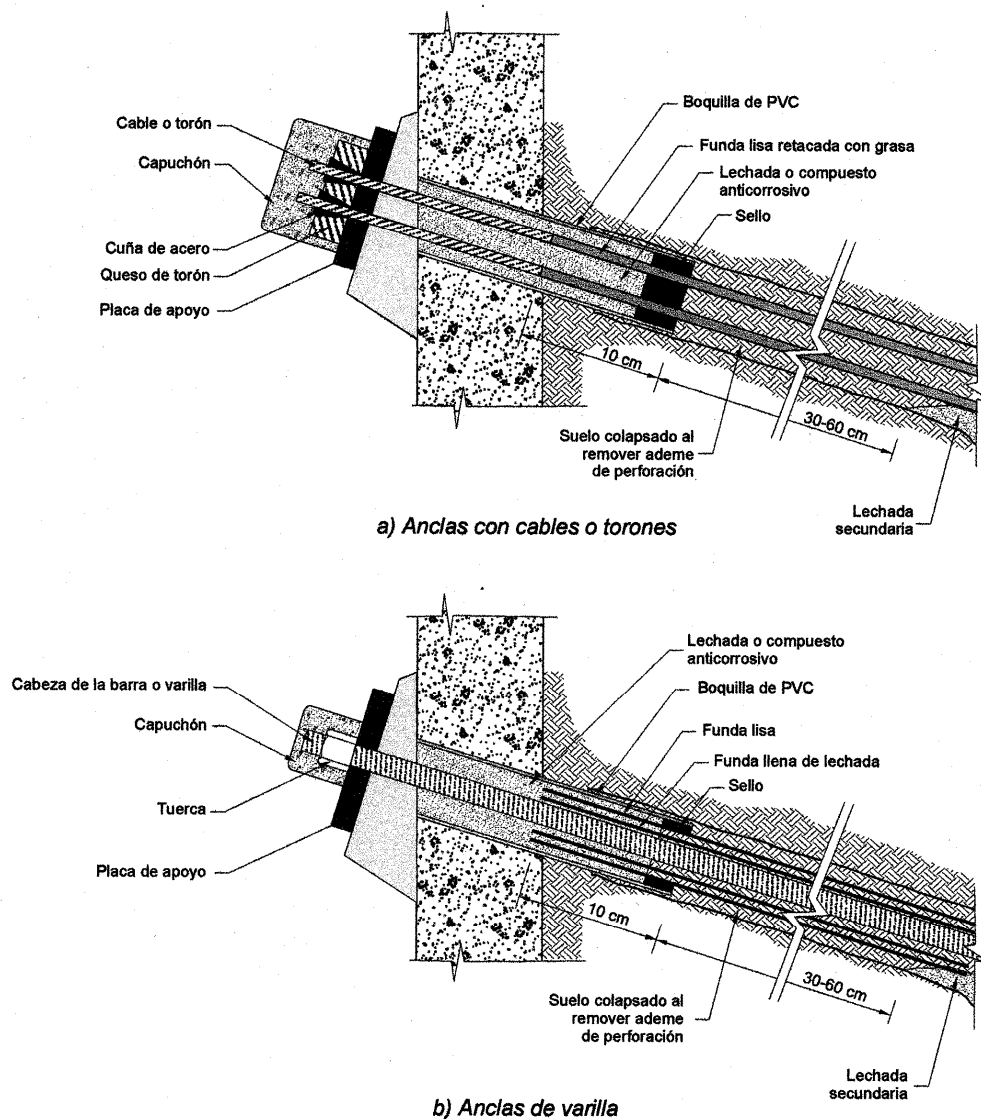


Fig. 5.45, Dispositivos y elementos de protección en la cabeza de sistemas de anclaje

5.6. Pruebas de carga

5.6.1 Consideraciones generales

Como quedó de manifiesto en los capítulos anteriores, las incertidumbres respecto de la estimación de la capacidad de un ancla pueden ser grandes y por ello, en muchas ocasiones la manera más confiable de verificar su funcionamiento es mediante pruebas de carga en el campo; su ejecución debe preverse desde la etapa de proyecto, especificando el número mínimo de ellas en congruencia con la importancia y la magnitud de la obra.

Durante una prueba de carga no deberá excederse el esfuerzo de fluencia del acero de las barras o tendones. Típicamente, la carga máxima aplicada en una prueba de carga será de 75 a 80 % del esfuerzo último del acero garantizado por el fabricante. Por otra parte, las pruebas deben realizarse después de que haya ocurrido el fraguado inicial del mortero de inyección. Si se usan cementos tipos I y II, por ejemplo, la prueba de carga se podrá efectuar siete días después de la inyección, mientras que cuando se usa cemento tipo III, la prueba puede llevarse a cabo tres días después de la inyección. Estos tiempos de espera pueden variar cuando los morteros de inyección contienen aditivos especiales o cuando se utilizan resinas, de acuerdo con las especificaciones de los fabricantes y, preferentemente, con base en los resultados de ensayos de resistencia efectuados a diferentes tiempos.

Existen varios procedimientos y métodos para efectuar pruebas de carga, algunos de los cuales se pueden llevar a cabo rutinariamente, durante la instalación del anclaje. Otros requieren más tiempo y en ocasiones justifican el empleo de equipo e instrumentos de medición especiales. Los principales tipos de prueba son:

- a) pruebas de carga simple,
- b) pruebas de funcionamiento y
- c) pruebas de deformación diferida (pruebas de *creep*).

5.6.2 Pruebas de carga simple

Objetivo. Verificar la capacidad del ancla; también se utiliza como parte de los procedimientos de carga en anclas pretensadas. Su principal ventaja es la rapidez y la economía. En esta prueba, las cargas se aplican incrementalmente hasta llegar a la carga de diseño, P , o más. Es el tipo de prueba más empleado en nuestro país y las cargas máximas suelen llegar a valores de entre $1.2P$ y $1.33P$.

Equipo de medición (Figs. 5.46 y 5.47). Para medir las deformaciones se puede usar un micrómetro de 0.025 mm (una milésima de pulgada) de resolución, sostenido por un marco de referencia fijo. Debe evitarse medir las elongaciones con flexómetros apoyados en marcas de gis o de pintura como referencias en los tendones o torones. Las cargas se aplican mediante gatos hidráulicos o bombas eléctricas. Las presiones se miden con manómetros calibrados, con una resolución del 5 % de la carga máxima de prueba.

Resultados. Se presentan mediante gráficas como la mostrada en la Fig. 5.48.

Pruebas de extracción. Una variante es la prueba de extracción en la cual se aplican incrementos de carga como se indicó anteriormente, pero hasta provocar la falla total del ancla. En estas pruebas no sólo se debe revisar la magnitud de la carga de falla, también se debe verificar que el modo de falla sea el previsto en el diseño. Es claro que el ancla ensayada a la falla no podrá formar parte del sistema de anclaje de la obra.



Fig. 5.46, Equipo para la medición de deformaciones durante una prueba de carga

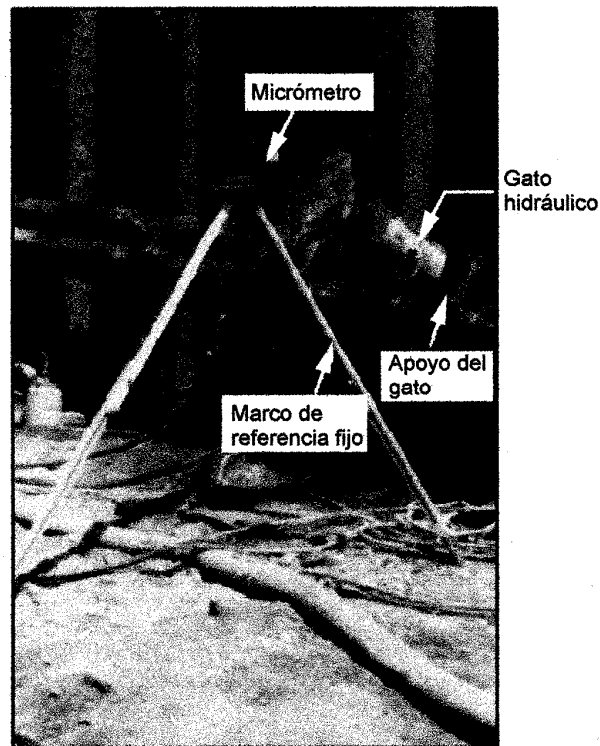


Fig. 5.47, Otra vista de los dispositivos necesarios para efectuar una prueba de carga

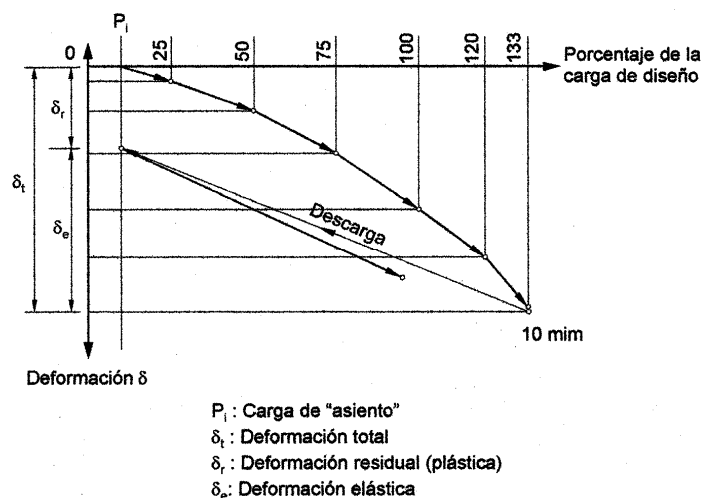


Fig. 5.48, Curvas fuerza-desplazamiento obtenidas de una prueba de carga simple

5.6.3 Pruebas de funcionamiento

Objetivo. Determinar: *a)* si la capacidad del ancla es la requerida, *b)* si se estableció la longitud libre de diseño y *c)* cuál es la deformación residual del ancla. Este tipo de prueba es especialmente útil en excavaciones estabilizadas con tablestacados, donde las anclas sufren procesos de carga-descarga en las diferentes etapas del proceso de construcción (capítulo 4), las cuales pueden inducir deformaciones residuales difíciles de estimar en el diseño. Por otra parte, durante la ejecución de estas pruebas también pueden evidenciarse otros defectos no sólo en los tendones o torones sino en los bulbos inyectados.

Equipo de medición. En estas pruebas las cargas se aplican por incrementos, cargando y descargando el ancla. En cada incremento de carga los desplazamientos del tendón con respecto a una referencia fija se miden con una aproximación mínima de 0.025 mm (una milésima de pulgada). Los movimientos del tendón se refieren a un cero arbitrario que se obtiene después de aplicar la carga de asiento. Las cargas aplicadas se miden con un manómetro de presión calibrado, con una resolución del 5 % de la carga máxima de prueba. El gato o la bomba de suministro de presión, normalmente de unas 100 t de capacidad, debe aplicar los incrementos de carga en tiempos relativamente cortos (un minuto o menos); debe vigilarse que el nivel de carga se mantenga constante en cada incremento.

Procedimiento de ensaye. En una prueba de deformación diferida se aplican incrementalmente ciclos de carga-descarga siguiendo la secuencia que se indica a continuación:

- Una vez aplicada la carga de asiento se aplica un incremento de carga igual al 25 % de la carga de trabajo de diseño ($0.25P$). Cuando se estabilizan las lecturas del micrómetro, se toma una lectura y se remueve el incremento aplicado, regresando a la carga de asiento donde nuevamente se toma otra lectura con el micrómetro.

- b) En el siguiente ciclo de carga se aplican incrementos de 25 y 50 % de P . Después de cada incremento se siguen tomando lecturas con el micrómetro. Al alcanzar el 50 % de P nuevamente se retira toda la carga aplicada para regresar a la carga de asiento.
- c) En el tercer ciclo de carga se aplican cargas iguales a 25, 50 y 75 % de la carga de trabajo de diseño, tomando lecturas después de cada uno de ellos y nuevamente regresando a la carga de asiento al finalizar el ciclo.
- d) En el cuarto ciclo de carga se alcanza el 100 % de la carga de diseño en cuatro incrementos, tomando lecturas y descargando como en los ciclos anteriores.
- e) Los cuatro primeros incrementos durante el quinto ciclo de carga son 25, 50, 75 y 100 % de la carga de trabajo de diseño; al aplicar el quinto y último incremento, la carga se lleva 20 % por arriba de la carga alcanzada previamente ($1.2P$).
- f) En el último ciclo de carga los incrementos son 0.25, 0.5, 0.75, 1.00, 1.2 y 1.33 P . La carga máxima se sostiene al menos por 10 minutos, registrando las elongaciones del ancla a intervalos convenientes (unas cinco lecturas en total). Si después de estos 10 min la deformación del ancla excede 1 mm, se recomienda sostener la carga otros 50 minutos, registrando las deformaciones inducidas.
- g) Al finalizar el último ciclo de carga, la fuerza se regresa a la carga de trabajo de diseño y se fija el ancla.

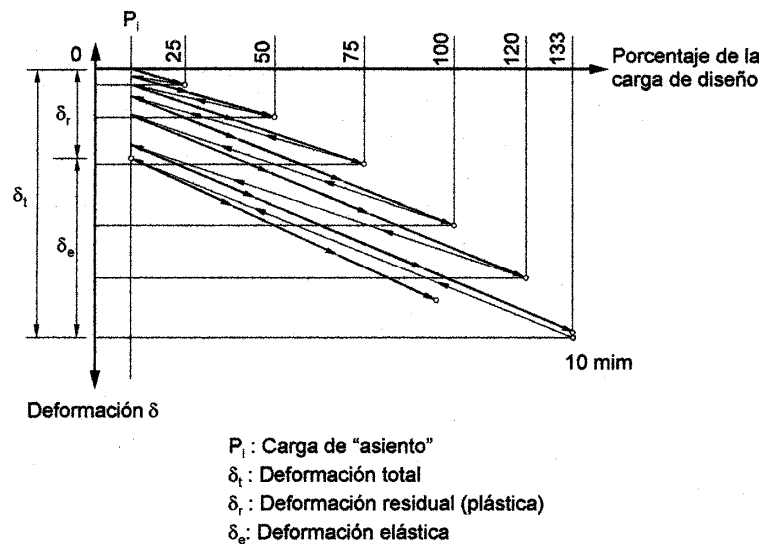


Fig. 5.49, Gráfica fuerza-deformación de una prueba de funcionamiento

Resultados. Los datos fuerza-deformación se grafican para obtener curvas como la mostrada en la Fig. 5.49. En cada ciclo de carga-descarga será posible identificar las deformaciones elásticas y las deformaciones residuales del ancla, así como sus deformaciones totales. También conviene llevar un registro de las deformaciones residuales como el de la Fig. 5.50.

5.6.4 Pruebas de deformación diferida

Objetivo. Se utilizan para verificar la capacidad de anclas instaladas en rocas de mala calidad o en suelos plásticos con cohesión susceptibles de sufrir deformaciones diferidas (*creep*). Típicamente, las anclas instaladas en suelos con índice de plasticidad mayores que 20% deberán someterse a pruebas de deformación diferida. Por otro lado, este tipo de pruebas no proporcionan ninguna información útil cuando las anclas se instalan en rocas de buena calidad, en materiales tobáceos o en suelos granulares cementados muy compactos no expuestos al intemperismo.

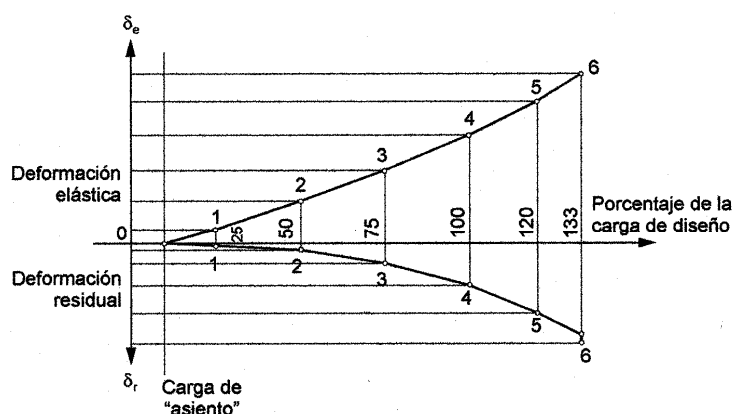


Fig. 5.50, Deformaciones elásticas y deformaciones plásticas (no recuperables) determinadas en una prueba de funcionamiento

Equipo de medición. Es el mismo que en una prueba de funcionamiento.

Procedimiento de ensaye. En una prueba de deformación diferida se aplican incrementalmente ciclos de carga-descarga; la carga máxima de cada ciclo se sostiene durante diferentes periodos de tiempo durante los cuales se lleva un registro de elongación contra tiempo. En la Tabla 5.6.1 se indican las magnitudes de las cargas máximas en cada ciclo, así como los tiempos durante los cuales se recomienda sostener las cargas. Como ahí se aprecia, el programa de cargas es enteramente igual al que se usa en las pruebas de funcionamiento y lo único que difiere son los tiempos de observación de las elongaciones.

Resultados. De los resultados de estas pruebas se obtienen curvas de deformación diferida contra tiempo (este último en escala logarítmica), como la que se muestra en la Fig. 5.51.

La velocidad de deformación se obtiene de la pendiente del último ciclo logarítmico de cada gráfica (mm/ciclo logarítmico de tiempo). En el caso de una prueba en un ancla permanente, por ejemplo, la velocidad de deformación durante el segundo ciclo de carga es la pendiente de la gráfica deformación contra logaritmo de tiempo entre los tiempos $t = 3$ min y $t = 30$ min. Las velocidades de deformación se pueden graficar contra la magnitud de la carga, como se muestra en la Fig. 5.52, con el objeto de identificar a la carga crítica de *creep*.

Tabla 5.6.1 Programa de cargas y de observaciones en pruebas de deformación diferida

Carga máxima aplicada en cada ciclo de carga	Periodo de observación en minutos	
	Anclas temporales	Anclas permanentes
0.25P	10	10
0.50P	30	10
0.75P	30	15
1.00P	45	30
1.20P	60	30
1.33P	300	100

Nota: P es la carga trabajo de diseño

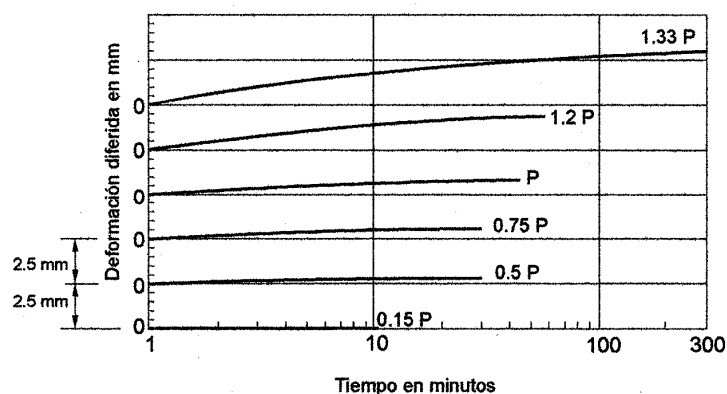


Fig. 5.51, Información obtenida durante una prueba de deformación diferida

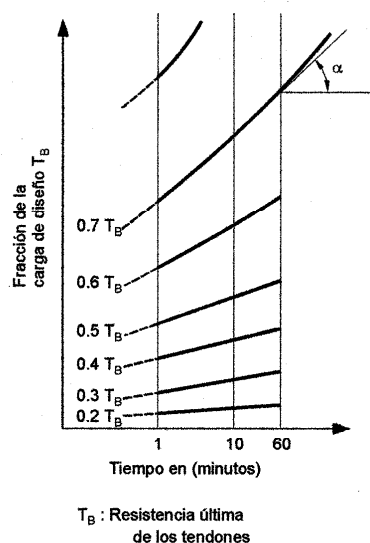
De la observación de las curvas deformación-tiempo, el ingeniero deberá juzgar si las deformaciones medidas son aceptables o no y si las deformaciones esperadas después del periodo de observación son tolerables. Asimismo, con estas curvas se pueden analizar la eventualidad de situaciones de falla a partir de la carga crítica de *creep* (Fig. 5.52).

5.6.5 Criterios de aceptación

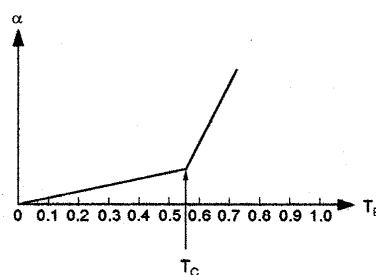
Longitud libre aparente. El ingeniero responsable de la obra analizará los resultados de los ensayos para determinar si un ancla es aceptable o no. Los criterios de aceptación se basan en el concepto de longitud libre aparente, L_a , la cual es la longitud que, con base en las mediciones efectuadas, no está ligada al medio circundante; es decir, se trata de la longitud libre inferida a partir de dichas mediciones:

$$L_a = \frac{A_T E_T}{P} \delta \quad (\text{ec. 5.10})$$

En esta expresión A_T es el área de la sección transversal del tendón y E_T su módulo de Young; P y δ son la carga aplicada en algún momento de la prueba y su deformación correspondiente (medida con el micrómetro).



a) Gráfica de deformación diferida (creep)



a) Carga crítica de creep

Fig. 5.52, Obtención de la velocidad de deformación y de la carga crítica de creep

Pruebas de carga simple. Debe verificarse que L_a sea mayor que el 80 % de la longitud libre real, incluyendo la longitud de tensado, para cargas entre $0.5P$ y P . Debe notarse que la deformación medida puede ser mayor que este límite si el bulbo inyectado se encuentra en roca de mala calidad o en suelos plásticos.

Pruebas de funcionamiento. En cualquier etapa de una de estas pruebas debe verificarse que la magnitud de L_a sea mayor que el 80 % de la longitud libre y menor esta misma longitud libre sumada al 50 % de la longitud del bulbo inyectado (longitud de anclaje), es decir:

$$0.8L_l < L_a < (0.8L_l + 0.5l_a) \quad (\text{ec. 5.11})$$

en donde L_l y l_a son las longitudes libre y la del bulbo inyectado, respectivamente.

Cuando no se satisface este criterio, la carga de anclaje se transfiere al medio a través de la longitud libre real y, consecuentemente, dentro de la superficie potencial de deslizamiento. Alternativamente, puede significar que las componentes del sistema están desalineadas, generando fuerzas de fricción no previstas.

Pruebas de deformación diferida. En una curva de deformación contra tiempo en escala logarítmica, la deformación durante el último ciclo logarítmico de tiempo no debe exceder 2 mm, independientemente de la magnitud de la carga aplicada o de la longitud del tendón. Esto quiere decir, por ejemplo, que entre el minuto 10 y el minuto 100 después de la

aplicación de la carga máxima ($1.33P$), un ancla temporal sólo deberá deformarse 2 mm o menos para que se considere aceptable.

Medidas correctivas. Con base en los resultados de estos ensayos se puede llegar a la conclusión de que no es posible aplicar la totalidad de la carga de diseño. En tal caso deberá revisarse el diseño y reducir la carga aplicada en cada ancla aumentando el número de ellas.

Reconocimientos

La elaboración de este capítulo fue patrocinado por el Grupo TGC. En particular se agradecen los comentarios, observaciones y discusiones de Enrique Santoyo Villa y de José A. Segovia. La edición final fue posible gracias a la entusiasta participación de Oscar López Velázquez. La elaboración de las figuras e ilustraciones estuvo a cargo de Rubén Torres Ortiz.

Referencias

Bachy, SIF (1978) "Criteria to define the choice between TMD and TMS ground anchors", Citado en Weatherby (1982).

Basset R. M. (1978), "Unreamed anchors", *Revue Francais de Geotechnique*, No 3, 11-17.

Bishop (1955), "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", *Geotechnique*, Vol. 5.

Byrne, R.J., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlag, C., and Ueblacker, G. (1998) "Manual for design and construction monitoring of soil nail walls", Report FHWA-DP-96-69R, Federal Highway Administration, Washington D.C.

Fellenius, W. (1936) "Calculations of the stability of earth dams", *Transactions, 2nd Int. Congress on Large Dams*, Washington D. C., Vol. 4.

FHWA (1986) "Recommendations for monitoring applied load during permanent anchor testing", *Geotechnical Engineering Notebook*, Washington, D.C. Geotechnical Guideline No. 12, Federal Highway Administration.

Henkel, D. J. (1971) "The Calculation of Earth Pressures in Open Cuts in Soft Clays", *The Arup Journal*, Vol. 6, No. 4, pp. 14-15.

Hoek, E. (2000) "A slope stability problem in Hong Kong", Practical Rock Engineering, www.rockeng.utoronto.ca/roc/Hoek/Hoek.htm.

Janbu (1954) "Stability analysis of slopes with dimensional parameters", Harvard University, Harvard Soil Mechanics Series, No. 46.

Littlejohn, G.S., and Bruce, D.A. (1977) "Rock anchors - state-of-the art", *Foundation Publications Ltd.*, Brentwood, Essex, Inglaterra.

Littlejohn, G.S. (1990) "Ground anchorage practice", *Proceedings of the Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Ithaca, Nueva York, ASCE, pp. 692-733.

Mononobe, N. (1929) "Earthquake-proof construction of masonry dams", *Proceedings of the World Engineering Conference*, Vol. 9.

Ostermayer, H. (1974) "Construction, carrying behavior and creep characteristics of ground anchors", *Proceedings of the Conference on Diaphragm Walls and Anchorages*, Institution of Civil Engineers, Londres, pp. 141-151.

PTI (1996) "Recommendations for prestressed rock and soil anchors", Phoenix, Arizona, 3a ed. Post-Tensioning Institute.

Sabatini, P.J., Pass D.G. y Bachus R.C. (1999) "Ground anchors and anchored systems", *Geotechnical engineering*, circular No. 4, Federal Highway Administration, Report FHWA-IF-99-015E.

Schlosser, F. (1997) "Soil improvement and reinforcement", *Proceedings XIV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburgo, Vol. 4, 2445-2484.

Schnabel, H.J. (1982) "Tiebacks in foundation engineering and construction", Nueva York, McGraw-Hill Book Company, Inc.

Terzaghi, K. (1954) "Anchored bulkheads", *Transactions, ASCE*, Vol. 119.

Terzaghi, K. y Peck, R.G. (1967) "Soil mechanics in engineering practice", New York, N.Y., John Wiley & Sons, Inc.

Ulrich, E.J. Jr. (1989) "Tieback supported cuts in overconsolidated soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 4, pp. 521-545.

Weatherby, D.E. (1982) "Tiebacks", McLean, VA, Federal Highway Administration, Report FHWA-RD-82-047.

Weatherby, D.E., (1998) "Design manual for permanent ground anchor walls", McLean, Virginia, Report FHWA-RD-97-130, Federal Highway Administration.

Winter, D.G. (1990) "Pacific first center performance of the Tie-Back shoring wall" *Proceedings of the Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, ASCE, Ithaca, New York, pp. 764-777.

Xanthakos, P.P. (1991) "Ground anchors and anchored structures", Nueva York, John Wiley & Sons, Inc.

Anexo 5.A.1 Estimación de la capacidad de un ancla

5.A.1.1 Consideraciones generales

La estimación de la capacidad de un ancla involucra incertidumbres que siempre estarán presentes en mayor o menor medida. Por un lado, la capacidad de las anclas depende de las propiedades del medio en el cual se instalan; para disminuir el grado de incertidumbre, en este caso se requiere un cuidadoso programa de exploración geotécnica, acompañado de ensayos de laboratorio cuyo objetivo fundamental debe ser determinar las propiedades en la interfaz entre el medio circundante y el bulbo inyectado. Sin embargo, debe reconocerse que la perforación para la instalación de anclas altera dichas propiedades en formas que normalmente no es posible conocer y en las que inciden preponderantemente las técnicas de perforación e incluso la secuencia con la que se efectúen estos trabajos; la implantación de sistemas rigurosos de supervisión y control durante los trabajos de campo contribuye a disminuir estas alteraciones.

Por otra parte, después de la perforación, la instalación y el tensado (en su caso) de un ancla operan complejos mecanismos de transferencia de cargas entre el tendón o torón y entre el mortero del bulbo y entre este último y el suelo o roca circundante. La distribución de fuerzas a lo largo del bulbo no sólo no es uniforme sino que evoluciona con el tiempo, con lo cual se introducen elementos de incertidumbre adicionales, las cuales se toman en cuenta en la práctica adoptando factores de seguridad adecuados. Es así que, en estricto rigor, la capacidad de un ancla o de un sistema de anclaje sólo puede determinarse confiablemente mediante pruebas de campo. Debido a las salvedades ya comentadas, las expresiones que se presentan a continuación pueden emplearse únicamente para estimar en forma aproximada la capacidad de anclas; no obstante, la aplicación de muchas de ellas está muy extendida en la práctica.

5.A.1.2 Anclas con bulbo recto embebido en roca

La capacidad de estas anclas se estima con:

$$P_u = \pi D l_a \tau_{ult} \quad (\text{ec. 5.A.1.1})$$

en donde D es el diámetro del bulbo, l_a su longitud y τ_{ult} la resistencia al esfuerzo cortante en la interfaz bulbo-roca. La longitud l_a es la del bulbo inyectado, es decir la longitud a lo largo de la cual las fuerzas axiales en los torones se transmiten al medio circundante; la resistencia al corte se calcula con:

$$\tau_{ult} = \frac{\sigma_{ult}}{2\sqrt{N_\phi}} \quad (\text{ec. 5.A.1.2})$$

$$N_\phi = \frac{1 + \sen \phi'}{1 - \sen \phi'} \quad (\text{ec. 5.A.1.3})$$

en donde σ_{ult} es la resistencia a la compresión simple de la roca en cuestión y ϕ' es su ángulo de fricción interna. Nótese que para muchas rocas los valores de σ_{ult} y ϕ' que se obtienen de los ensayos de laboratorio usuales deben ponderarse para tomar en cuenta la condición real del macizo rocoso en el campo (alteración, intemperismo, existencia de discontinuidades, fracturas, grietas, fisuras, efectos de escala, etc.).

5.A.1.3 Capacidad de anclas en suelos granulares

Anclas inyectadas a baja presión en suelos no cohesivos. Se trata de anclajes en suelos friccionantes (arenas finas a gruesas sueltas o medianamente compactas) en las que las presiones de inyección no exceden 10 kg/cm². La FHWA (Weatherby *et al.*, 1982) presentó dos expresiones para estimar P_u , ambas con un alto grado de empirismo. La primera es:

$$P_u = l_a n \operatorname{tg} \phi' \quad (\text{ec. 5.A.1.4})$$

en donde n es un factor empírico que depende de la permeabilidad. Los valores de n se indican en la Tabla 5.A.1.1. Nótese que esta fórmula no involucra explícitamente el diámetro del bulbo inyectado.

Tabla 5.A.1.1 Valores del factor empírico n de la ecuación (5.A.1.4)

Tipo de suelo	Permeabilidad, k cm/s	Factor n t/m
Arenas gruesas	> 10-1	40 a 60
Arenas finas	10-1 a 10-3	13 a 16.5

La segunda expresión se expresa en términos de la presión efectiva de inyección, p_i :

$$P_u = p_i \pi D l_a \operatorname{tg} \phi' \quad (\text{ec. 5.A.1.5})$$

que es una forma muy usada para estimar la capacidad de anclas, donde D es el diámetro del bulbo.

Debido a las limitaciones de las fórmulas (5.A.1.4) y (5.A.1.5), su utilización debe restringirse al cálculo preliminar del orden de magnitud de la fuerza de anclaje en terrenos arenosos sueltos o medianamente compactos. Algunos autores como Weatherby (1982) o Sabatini *et al.* (1999) señalan que es preferible hacer esta estimación preliminar con base en experiencias previas. El primero propone utilizar “tasas de transferencia” que es la resistencia del ancla por unidad de longitud del bulbo; por ejemplo, en el caso de arenas finas o medias utiliza de 7.3 a 11.5 t/m y en arenas gruesas o gravas, de 19 a 36 t/m. Este enfoque supone que el diseñador cuenta con una amplia base de datos; sin embargo, estos valores siempre deben revisarse con alguna de las expresiones teóricas para justificar su aplicación.

Anclas en suelos granulares con barreno inyectado a presiones intermedias. Se trata de anclas en barrenos inyectados a presiones en exceso de 10 kg/cm². Al igual que en los casos anteriores, la capacidad del ancla, P_u , se estima empíricamente, para lo cual existen curvas de diseño como la que se muestra en la Fig. 5.A.1.1, debida a Ostermayer (1974). Como ahí se aprecia, P_u depende de la longitud del bulbo inyectado. En esta gráfica se confirma que, al menos para este tipo de anclas y para un diámetro fijo de las mismas (en

el caso de las utilizadas para elaborar la Fig. 5.A.1.1, de 10 a 15 cm), la capacidad del ancla es aproximadamente constante cuando la longitud del bulbo alcanza cerca de 10 m.

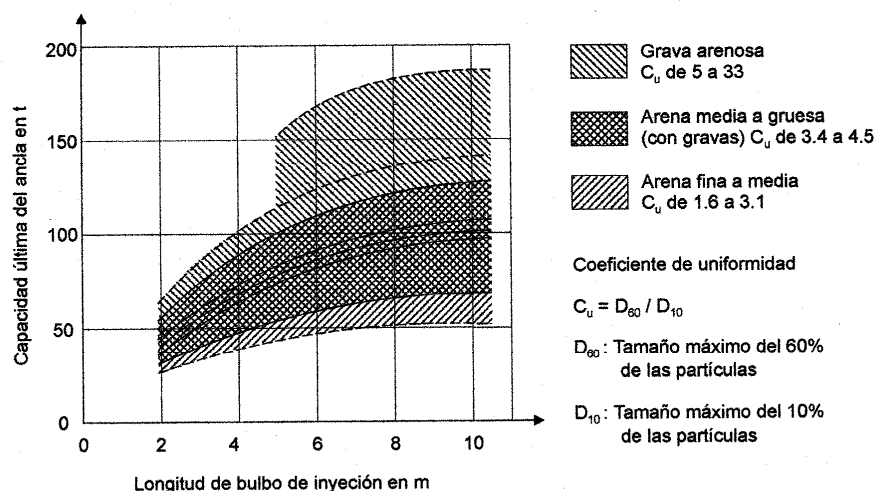


Fig. 5.A.1.1, Capacidad de anclas en materiales granulares como función la longitud del bulbo inyectado (curvas construidas a partir de resultados de pruebas de campo)

Anclas en suelos granulares con barreno reinyectado a altas presiones. En este caso los barrenos se perforan con brocas rotatorias y se inyectan por etapas. En la primera etapa la lechada se coloca a baja presión o por gravedad. La inyección en la segunda etapa se efectúa a través de un tubo de manguitos colocado en el centro del barreno. Se requieren presiones de más de 15 kg/cm² para que la lechada a alta presión fracture hidráulicamente la vaina formada en la primera etapa. La reinyección se puede repetir varias veces.

La capacidad de estas anclas se obtiene, también, con base en consideraciones empíricas. La curva de diseño de la Fig. 5.A.1.2 muestra que en las anclas reinyectadas la capacidad del ancla, P_u , depende principalmente de la presión de inyección y no del diámetro del barreno. Los datos que se presentan en la Tabla 5.A.1.2 se pueden tomar como indicadores de los valores que puede alcanzar P_u para diferentes tipos de materiales granulares.

Es importante señalar que en las anclas con inyecciones múltiples de alta presión es indispensable contar con un obturador confiable para sellar el bulbo de inyección.

Tabla 5.A.1.2 Capacidad de anclas en suelos granulares (Bachy, 1978)

Tipo de suelo	Método de inyección	Capacidad última, t
Arena densa y grava bien graduada entre 0.4 y 20mm	Inyección simple y reinyecciones múltiples	Más de 150 t
Arena y grava bien graduada entre 0.2 y 5 mm	Inyección simple y reinyecciones múltiples	Entre 80 y 100 t
Arena fina a arena limosa (20% limo), $N_{SPT} = 36$	Reinyecciones múltiples	De 90 a 110 t
Arena fina o muy fina, muy suelta,	Reinyecciones	80 t

uniforme (de 0.2 a 0.5mm)	múltiples	

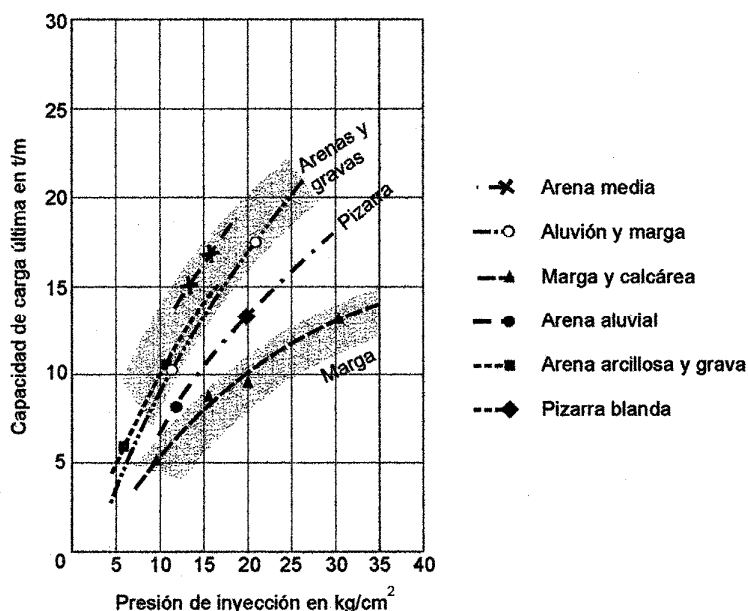


Fig. 5.A.1.2, Capacidad de anclas instaladas en suelos granulares con barreno reinyectado a altas presiones

Anclas en barrenos perforados con ademe helicoidal hueco. Esta técnica de perforación para la instalación de anclas, aunque muy común en Estados Unidos, es poco utilizada en Europa y en nuestro país. Se utiliza en arenas limosas, suelos residuales arenosos, arenas con interestratificaciones de arcilla o arenas limpias. Los estadounidenses recurren exclusivamente al empirismo para estimar la capacidad de las anclas así instaladas.

5.A.1.4 Capacidad de anclas en suelos cohesivos

Restricciones para su uso. Según la práctica tradicional, los sistemas de anclaje no pueden aplicarse en suelos arcillosos de alta plasticidad. En algunas normas, manuales o reglamentos esta limitante se expresa cuantitativamente en términos del índice de liquidez del suelo, IL , y de sus límites de consistencia:

$$IL = \frac{w - LP}{LL - LP} = \frac{w - LP}{IP} \quad (\text{ec. 5.A.1.6})$$

en donde w es el contenido natural de agua, LP y LL son los límites plástico y líquido del suelo e IP es el índice de plasticidad.

Algunos autores señalan que no podrán emplearse anclas en suelos con $LL > 50\%$ e $IL > 0.2$. Por otro lado, si el índice plástico $IP > 20\%$, entonces se deberá prever que las

deformaciones diferidas (*creep*) pueden producir relajaciones significativas de las fuerzas de anclaje a largo plazo (Weatherby *et al.*, 1982; Sabatini *et al.*, 1999).

En muchas ocasiones no puede prescindirse de un sistema de anclaje aun tratándose de suelos blandos. En tal caso, los sistemas de anclaje descritos anteriormente pueden resultar inadecuados o bien, pueden conducir a soluciones poco competitivas en lo económico. Sin embargo, se han desarrollado sistemas especiales, algunos de ellos patentados, con los cuales es posible colocar anclas en suelos arcillosos que no satisfacen los criterios señalados anteriormente (ver inciso 5.2.3).

Anclas inyectadas a baja presión. En este caso se trata de sistemas de anclaje en los cuales la presión de inyección no rebasa 10 kg/cm². Al inyectar a presión un barreno en un material cohesivo puede fracturarse hidráulicamente, por lo cual el límite práctico de la presión de inyección está dado por la presión de fracturamiento. Si ocurre el fracturamiento, la lechada migra y puede perderse descontroladamente; en la mayoría de los casos este tipo de anclas utilizan bulbos rectos. Los sistemas de anclaje con bulbos confinados por fundas geotextiles o membranas de diferente tipo eliminan la posibilidad de que la lechada migre.

En anclas con bulbo recto, el enfoque para estimar P_u es similar al que se sigue para calcular la capacidad última de pilotes de fricción y en principio podría utilizarse cualquiera de los métodos disponibles para tal efecto. Sin embargo, al igual que en el caso de las anclas en suelos granulares, las incertidumbres respecto de las alteraciones producidas por la barrenación en las propiedades mecánicas del suelo en su interfaz con el mortero o lechada del bulbo son las mismas. Igualmente, existen otras incertidumbres relacionadas con la geometría real del bulbo después de la inyección.

Una de las fórmulas más empleadas para estimar la capacidad de un ancla instalada en un suelo cohesivo es:

$$P_u = \pi D l_a \alpha c_u \quad (\text{ec. 5.A.1.7})$$

en donde c_u es la resistencia no drenada del suelo y α es el factor de adhesión. Con base en experiencias sobre el comportamiento de pilotes de fricción, se sabe que varía entre 0.3 para arcillas preconsolidadas y 1.0 para arcillas muy plásticas normalmente consolidadas como la de la ciudad de México. Como regla general, entre mayor sea la resistencia no drenada del suelo menor será el valor de α , es decir, más próximo estará a su límite inferior de 0.3. En la aplicación de la fórmula anterior debe recordarse que el mecanismo de transferencia de carga entre el bulbo inyectado y la arcilla circundante puede diferir del que se presenta en un pilote de fricción convencional.

Anclas con campana simple. Se han usado en Estados Unidos para aumentar la capacidad de anclas, como medio para lograr diseños más eficientes en vista de las limitaciones que ya se discutieron respecto a los anclajes instalados en arcillas. La siguiente fórmula toma en cuenta la fricción a lo largo de la totalidad de la parte recta del bulbo, así como la capacidad de carga de la zona acampanada:

$$P_u = \pi D_s l_s \alpha c_u + \frac{\pi}{4} (D_u^2 - D_s^2) N_c c_u \quad (\text{ec. 5.A.1.8})$$

donde l_s es la longitud de la parte recta del bulbo y D_s su diámetro; D_u es el diámetro exterior de la campana; N_c es un factor de capacidad de carga ($N_c = 9$).

Anclas con campanas múltiples. Estas anclas se desarrollaron para utilizarse en arcillas preconsolidadas rígidas de plasticidad baja a media. Se ha supuesto que contribuyen a su capacidad: a) la adhesión a lo largo de las porciones rectas del bulbo, b) la capacidad de carga movilizada por la base de las campanas y c) la fricción a lo largo del cilindro que pasa por las puntas de las zonas acampanadas, como se establece en la siguiente expresión:

$$P_u = \pi D_s l_s \alpha c_u + \frac{\pi}{4} (D_u^2 - D_s^2) N_c c_u + f_u c_u l_u \pi D_u \quad (\text{ec. 5.A.1.9})$$

en donde los términos no definidos antes son el factor de reducción, f_u , así como la longitud y el diámetro de las campanas, l_u y D_u . Los valores de esta ecuación son similares a los de la ecuación (5.A.1.8) mientras que el factor de capacidad de carga N_c puede variar entre 6 y 13. En cuanto al factor de reducción, sus valores se han determinado a partir de ensayos de campo para herramientas y métodos de perforación específicos. Para la arcilla de Londres, por ejemplo, f_u varía entre 0.75 y 1 (Basset, 1978; Littlejohn, 1977). Finalmente, en estos anclajes es necesario determinar el espaciamiento de las campanas y se ha establecido que la separación entre las campanas varía entre 1.5 y 2.5 veces el diámetro de las mismas. Cuando el espaciamiento es grande, la superficie de falla delante de la zona acampanada intersecta al bulbo recto y cuando se tienen espaciamientos pequeños, la falla se presenta a lo largo de la superficie cilíndrica definida por las puntas de las campanas.

Anclas inyectadas a alta presión. Se refiere a presiones de inyección mayores de 10 kg/cm², las cuales sólo se pueden alcanzar en arcillas cuando se utilizan etapas de reinyecciones sucesivas, siguiendo el procedimiento que ya se explicó. No se tienen expresiones teóricas para estimar la capacidad de estas anclas, por lo cual la única recomendación para evaluar P_u es que se haga con base en los resultados de pruebas de campo. La opinión generalizada es que las reinyecciones sucesivas aumentan la capacidad del anclaje. Dependiendo de las condiciones geotécnicas locales, de las técnicas de perforación y de inyección, estos incrementos pueden ser relativamente modestos, del orden de 25 %, pero eventualmente podrían alcanzar hasta 300 %.

5.A.1.5 Comentarios finales

Como quedó de manifiesto, el uso de las expresiones mostradas y discutidas en este Anexo implica incertidumbres que, como en muchas otras aplicaciones geotécnicas, se toman en cuenta empleando factores de seguridad generosos. En el caso de los anclajes, además de las incertidumbres naturales originadas por la no homogeneidad en las propiedades y características de los materiales presentes en el subsuelo, también se tienen las que se producen por los trabajos necesarios para instalar las anclas, principalmente las operaciones de barrenación. La capacidad última depende fundamentalmente de la resistencia en la interfaz suelo-lechada o suelo-mortero a lo largo del bulbo de inyección. Dicha resistencia es una variable difícil de estimar y además cambia y evoluciona con el tiempo. Los valores que se presentan en la Tabla 5.A.1.3 se pueden utilizar como indicadores para estimarla en análisis y diseños preliminares.

Anexo 5.A.2. Envolventes de presiones para diseño de muros flexibles o tablestacados anclados

5.A.2.1 Aspectos básicos

La Fig. 5.A.2.1 muestra en su parte superior (Fig. 5.A.2.1.a) el estado de esfuerzos y deformaciones dentro de un elemento de suelo localizado en la vecindad del plano vertical donde se va a llevar a cabo una excavación. Como se ve, el suelo está sometido a un esfuerzo vertical dado por

$$\sigma'_v = \gamma h - u \quad (\text{ec. 5.A.2.1})$$

y a uno horizontal proporcional al anterior:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v = K_0 (\gamma h - u) \quad (\text{ec. 5.A.2.2})$$

donde σ'_v esfuerzo vertical efectivo de campo
 γ peso volumétrico natural del suelo donde se efectúa la excavación
 h profundidad del elemento de suelo analizado
 u presión de poro dentro del terreno
 σ'_h esfuerzo horizontal efectivo antes de la excavación
 K_0 coeficiente de empuje de tierras en reposo ($K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$)

En esta condición inicial el esfuerzo efectivo medio, p' , y el esfuerzo desviador, q , son:

$$p' = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} \quad (\text{ec. 5.A.2.3})$$

$$q = \sigma'_v - \sigma'_h$$

Tabla 5.A.1.3 Resistencias aproximadas en la interfaz suelo-lechada o suelo-mortero a lo largo del bulbo de inyección (PTI, 1996)

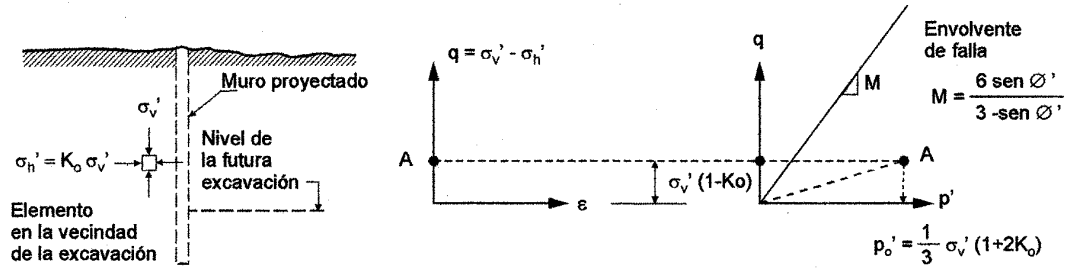
Roca		Anclas en suelos cohesivos		Anclas en suelos granulares	
Tipo de roca donde queda embebida el ancla	Resistencia última en la interfaz, kg/cm ²	Tipo de ancla	Resistencia última en la interfaz, kg/cm ²	Tipo de ancla	Resistencia última en la interfaz, kg/cm ²
Granito y basalto	17 a 31	Anclas rectas inyectadas por gravedad	0.3 a 0.7	Anclas rectas inyectadas por gravedad	0.7 a 1.4
Caliza dolomítica	14 a 21	Anclas rectas inyectadas a presión en:		Anclas rectas inyectadas a presión en:	
Caliza suave	10 a 14	Arcilla limosa suave	0.3 a 0.7	Arena media a fina de comp. media a densa	0.8 a 3.8

Esquistos y pizarras duras	8 a 14	Arcilla limosa	0.3 a 0.7	Arena media a gruesa (c/grava), comp. media a densa	1.1 a 6.6
Esquistos suaves	2 a 8	Arcilla rígida de plasticidad media a alta	0.3 a 1.0	Arena media a gruesa (c/grava), comp. densa a muy densa	2.5 a 9.7
Areniscas	8 a 17	Arcilla muy rígida de plasticidad media a alta	0.7 a 1.7	Arenas limosas	1.7 a 4.1
Areniscas intemperizadas	7 a 8	Arcilla rígida de plasticidad media	1.0 a 2.5	Morrena glacial densa	3.0 a 5.2
Gis	2 a 11	Arcilla muy rígida de plasticidad media	1.4 a 3.5	Grava arenosa de comp. media a densa	2.1 a 3.8
Marga intemperizada	1.5 a 2.5	Limo arenoso muy rígido de plasticidad media	2.8 a 3.8	Arena con gravas de comp. densa a muy densa	2.8 a 13.8

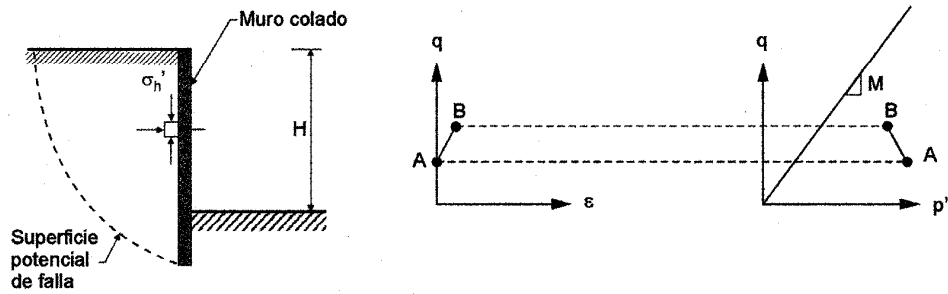
Por facilidad, considérese que el suelo excavado se encuentra seco por lo cual $u = 0$. Los estados iniciales del elemento se muestran en el diagrama esfuerzo deformación y en las trayectorias de esfuerzos del diagrama $p' - q$.

Con buena aproximación puede suponerse que durante la excavación los esfuerzos verticales del elemento analizado no se modifican. Sin embargo, conforme avanza la remoción de materiales, los esfuerzos horizontales del elemento disminuyen, con lo cual el esfuerzo desviador aumenta y eventualmente puede conducir a la falla del elemento, como se aprecia en la trayectoria de esfuerzos de la parte derecha de la Fig. 5.A.2.1.b.

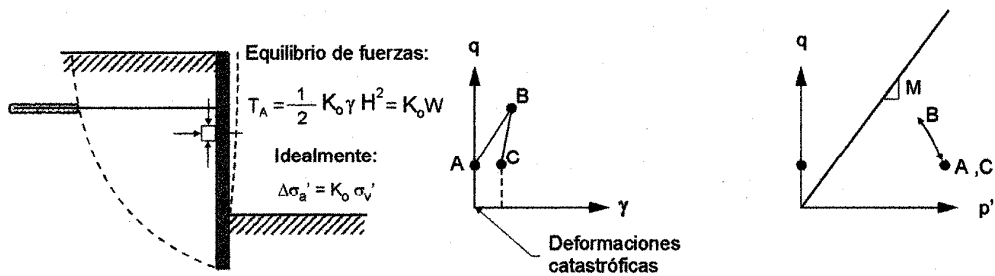
Si en el corto plazo el incremento de esfuerzos cortantes producido por la excavación no es suficiente para producir un estado de falla, la superficie expuesta sufrirá desplazamientos no catastróficos. Para evitar la acumulación de deformaciones se puede introducir un ancla cuyo objetivo sea restablecer el estado de esfuerzos dentro del terreno.



a) Estado inicial



b) Incremento de esfuerzos cortantes producido por la excavación



c) Remoción de esfuerzos con el anclaje

Fig. 5.A.2.1, Justificación de un sistema de anclaje

Idealmente, las deformaciones hacia el corte se minimizan si el incremento de esfuerzos producido por el ancla, $\Delta \sigma_A$, es (Fig. 5.A.2.1.c):

$$\Delta \sigma_A = K_0 \sigma_v' = K_0 \gamma h \quad (\text{ec. 5.A.2.4})$$

Dado que las anclas aplican cargas concentradas, en la práctica no es posible lograr una distribución uniforme de $\Delta\sigma_A$. Sin embargo, sí es posible restablecer el equilibrio global de fuerzas, para lo cual se requiere que la fuerza de anclaje, T_A , sea:

$$T_A = K_0 \int_0^H \gamma h dh = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2 \quad (\text{ec. 5.A.2.5})$$

en donde H es la profundidad total de la excavación y T_A representa la fuerza en el ancla por unidad de longitud.

La expresión anterior conduce a la conclusión de que la fuerza de anclaje debe ser capaz de soportar el peso total del material desplazado por la excavación (por unidad de longitud), afectado por un factor menor que la unidad:

$$T_A = K_0 W \quad (\text{ec. 5.A.2.6})$$

En lo anterior implícitamente se supone que, además de las consideraciones sobre el equilibrio global de la excavación, el sistema de anclaje debe limitar los desplazamientos del corte lo cual obliga a tensar el ancla tan pronto como sea posible.

Si la secuencia de excavación no se planea adecuadamente puede darse el caso de que aparezcan desplazamientos hacia el corte o la cara del talud y, en el límite, la fuerza de tensión en el ancla podría reducirse a:

$$T_A = K_A W \quad (\text{ec. 5.A.2.7})$$

en donde K_A es el coeficiente de empuje de tierras para falla activa. Debe recordarse que al presentarse un estado de falla activa, se genera una cuña de material fallado que tiende a desplazarse hacia el corte, como se muestra en la Fig. 5.A.2.2, situación que suele no ser aceptable, en especial en zonas urbanas. En la práctica es imposible eliminar por completo los desplazamientos hacia la cara de la excavación por lo cual los límites permisibles dependen de las condiciones locales.

5.A.2.2 Envoltentes de presiones para diseño

Consideraciones generales. La magnitud y distribución de los empujes de tierra que actúan sobre elementos de retención depende tanto de las características geométrica y propiedades estructurales del muro o tablestaca, como de las propiedades mecánicas del material retenido. El procedimiento constructivo, las condiciones de drenaje así como otros factores ambientales como los sismos, contribuyen a modificar dichos empujes. En realidad se trata de un complejo problema de interacción entre la estructura de retención y el suelo retenido en donde la distribución y evolución temporal de los desplazamientos del muro son los factores que determinan la magnitud de los empujes. Cuando se trata de muros anclados o troquelados, las teorías clásicas de empuje de tierra deben modificarse ya que, según se ha observado experimentalmente en prototipos y modelos, las distribuciones de empujes de tierra que se obtienen de ellas difieren notablemente de las reales. En las Figs. 5.A.2.3 y

5.A.2.4 se ilustra cómo cambia la distribución de presiones conforme avanza una excavación estabilizada con una tablestaca anclada.

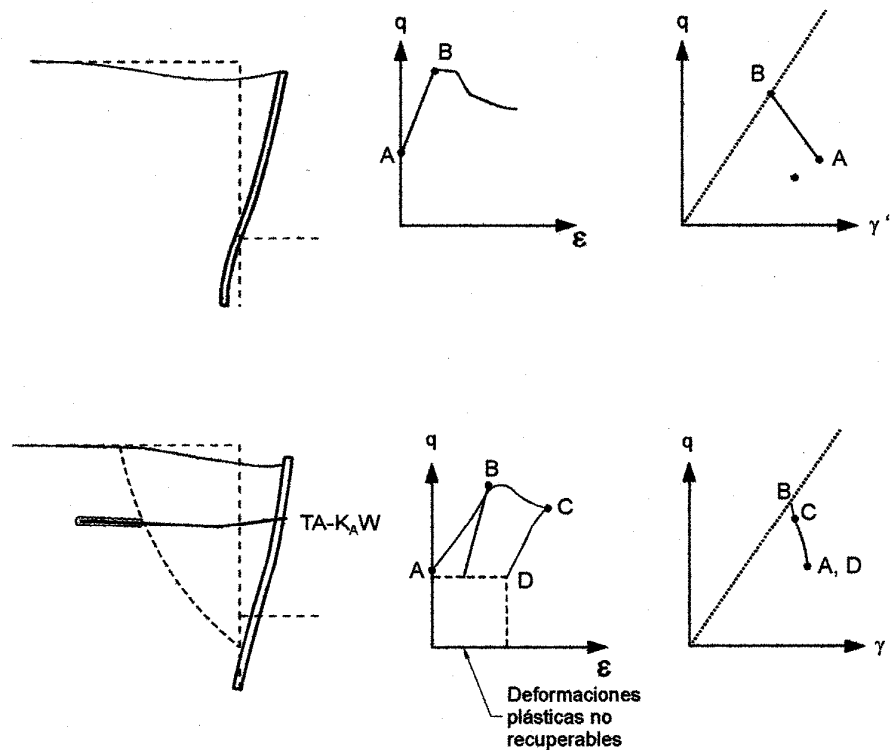


Fig. 5.A.2.2, Desplazamientos excesivos hacia la excavación

Para el caso de estructuras de retención troqueladas, Terzaghi y Peck (1967) propusieron distribuciones de empujes de tierra con base en los resultados de mediciones de campo en troqueles usados en excavaciones instrumentadas y en modelos a escala reducida. Con el tiempo, estas distribuciones se utilizaron para analizar estructuras de retención ancladas utilizando el concepto de la envolvente de esfuerzos. Así, las fórmulas propuestas conducen a distribuciones de empujes de tierra que constituyen envolventes de las distribuciones reales observadas experimentalmente. Estas envolventes se expresan como funciones de los coeficientes clásicos de empuje de tierras, del peso volumétrico de los materiales y de factores geométricos. Como resultado de investigaciones posteriores, las propuestas originales de Terzaghi y Peck sufrieron modificaciones, nuevamente a partir de la investigación experimental en muros instrumentados, incluyendo sistemas de retención anclados. En este anexo se presentan algunas de las envolventes de empuje de tierras que pueden emplearse para diseñar sistemas de retención anclados.

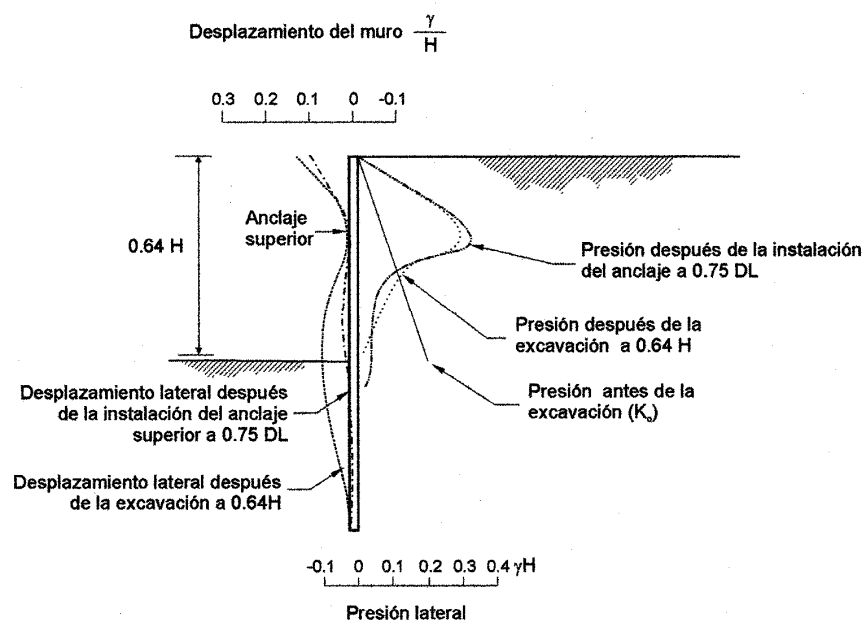


Fig. 5.A.2.3, Distribución de presiones de tierra en una excavación frente a un tablestacado al llegar al primer nivel de anclaje

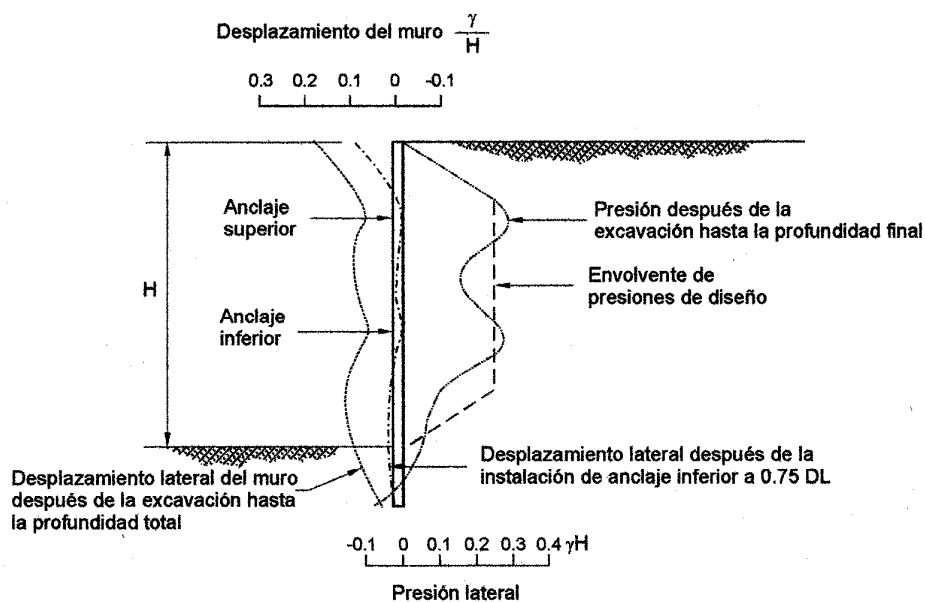


Fig. 5.A.2.4, Distribución de presiones de tierra cuando la excavación alcanza su profundidad de diseño con dos niveles de anclaje

Limitaciones. En estricto rigor, las envolventes de empuje de tierra solamente pueden emplearse cuando el material retenido es homogéneo. Cuando se tienen materiales estratificados, las envolventes que aquí se presentan pueden conducir a resultados poco

confiables. En tal caso es preferible recurrir a análisis al límite para estimar las fuerzas de anclaje.

5.A.2.3 Envolvente de empujes para arenas

Los diagramas de presiones aplicables se presentan el inciso 5.4.3.a los cuales son menos conservadores que los que normalmente se utilizan en las oficinas de cálculo sobre todo en lo que se refiere a los valores de la presiones en la parte inferior de la estructura de retención. La práctica usual se basa en el uso de las envolventes de Terzaghi y Peck (1967) las cuales se desarrollaron para estructuras de retención troqueladas. Las del inciso 5.4.3.a se obtuvieron a partir de experimentos de campo en prototipos reales y ensayos de laboratorio en modelos a escala reducida, en ambos casos instrumentados. También debe tenerse presente que se trata de envolventes de las distribuciones reales de esfuerzo y que estas distribuciones dependen del procedimiento constructivo, de la rigidez de la estructura de retención y de la rigidez del terreno.

5.A.2.4 Envolvente para arcillas duras fisuradas

Anclajes temporales. Como se mencionó en el capítulo 2, la vida útil de estos anclajes se extiende desde unas cuantas semanas hasta unos dos años como máximo. Las experiencias previas juegan un papel muy importante al diseñarlos. La distribución de presiones recomendada por la dirección federal de carreteras de E. U., la FHWA (Sabatini *et al.*, 1999), es trapezoidal. Sin embargo, conviene referirse a los datos proporcionados en la Tabla 5.A.2.1 y en la Figs. 5.A.2.5 y 5.A.2.6, pues proporcionan elementos de orientación para el diseñador.

Tabla 5.A.2.1 Algunas envolventes de presión propuestas para anclajes temporales en arcillas duras fisuradas

Referencia	b ₁	b ₂	b ₃	Intervalo de valores de la presión máxima, p	Carga total
Terzaghi y Peck (1967)	0.25	0.50	0.25	$0.2 \gamma H - 0.4 \gamma H$	$0.15 \gamma H^2 - 0.3 \gamma H^2$
Schnabel (1982)	0.2	0.6	0.2	$0.2 \gamma H$	$0.16 \gamma H^2$
Winter (1990)	0.2	0.6	0.2	$0.2 \gamma H - 0.32 \gamma H$	$0.16 \gamma H^2 - 0.26 \gamma H^2$
Ulrich (1989)	0.25	0.5	0.25	$0.2 \gamma H - 0.4 \gamma H$	$0.15 \gamma H^2 - 0.3 \gamma H^2$
FHWA (1976)	0.0	1.0	0.0	$0.15 \gamma H - 0.4 \gamma H$	$0.15 \gamma H^2 - 0.33 \gamma H^2$
Sabatini <i>et al.</i> (1999)	0.17	0.66	0.17	$0.2 \gamma H - 0.4 \gamma H$	$0.17 \gamma H^2 - 0.33 \gamma H^2$

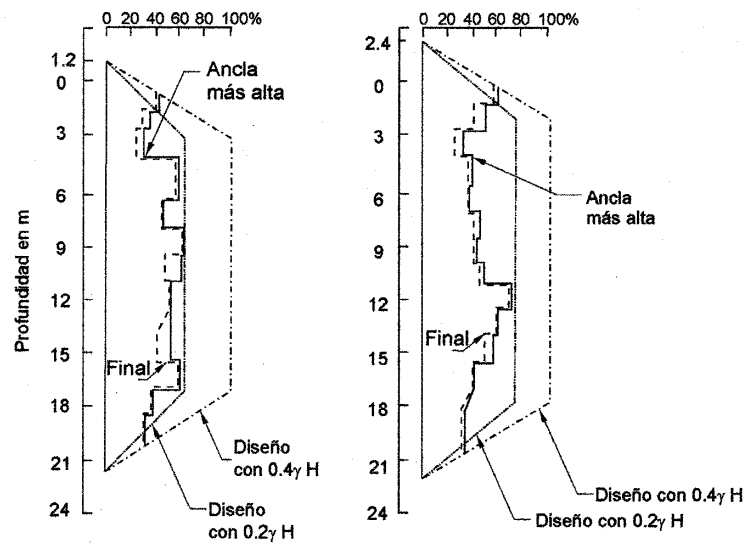


Fig. 5.A.2.5, Envolventes de presión obtenidas en un sistema de anclajes instrumentado (Winter, 1990)

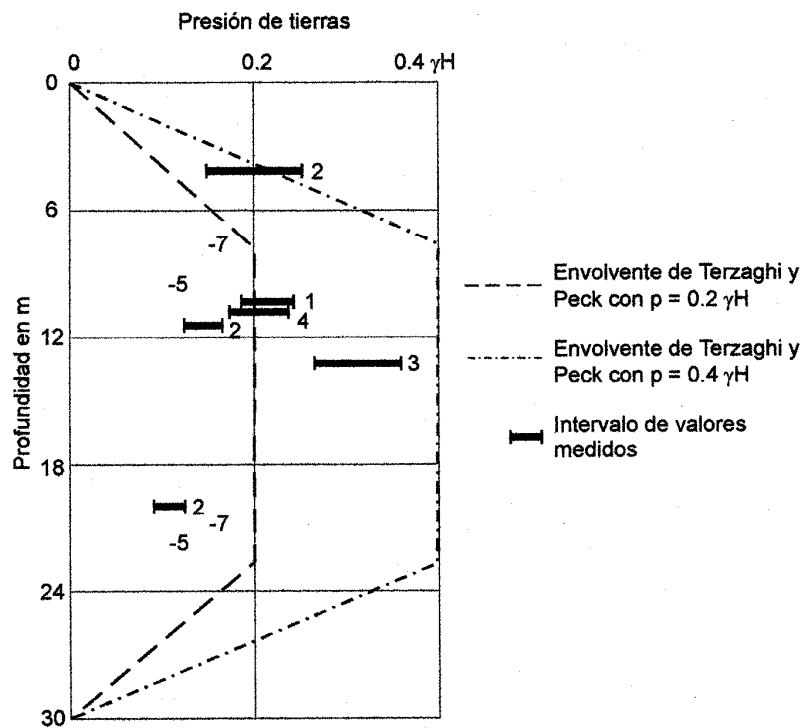


Fig. 5.A.2.6, Distribuciones de presiones de tierra en un tablestacado anclado en una arcilla preconsolidada (Ulrich, 1989)

De acuerdo con los resultados de mediciones efectuadas en prototipos instrumentados, la ordenada máxima de la envolvente de presiones se aproxima a $0.2H$, según se ilustra en la Fig. 5.A.2.5, por lo cual los valores cercanos a $0.4H$ son conservadores, aunque su uso podría justificarse en atención a las incertidumbres que frecuentemente existen en estos proyectos, como se muestra en la Fig. 5.A.2.6.

Anclajes permanentes. Al efectuar una excavación en arcillas duras fisuradas se generan presiones de poro negativas, las cuales inducen un incremento temporal de los esfuerzos efectivos y, consecuentemente, de su resistencia al esfuerzo cortante. Con el tiempo, la redistribución de presiones de poro reducirá los esfuerzos efectivos y la resistencia del suelo. De acuerdo con lo anterior, las condiciones de diseño de largo plazo deben basarse en parámetros de resistencia obtenidos bajo condiciones drenadas o bien, expresados en términos de esfuerzos efectivos, pero considerando también que el suelo sufrirá deformaciones relativamente grandes; consecuentemente, el ángulo de fricción interna que debe utilizarse para el diseño es el ángulo post-pico. En general la magnitud de los empujes aumentará con el tiempo, por lo cual se recomienda emplear una envolvente de presiones con una ordenada máxima cercana a $0.4H$. La FHWA (Sabatini *et al.*, 1999) sugiere la envolvente que resulte mayor entre esta última y otra en la cual el empuje total sea igual a $0.65K_A H^2$.

5.A.2.5 Envolvente para arcillas de consistencia media a suave

Se recomienda emplear los coeficientes de empuje de tierras de Henkel (1971) pues las distribuciones de empuje de Terzaghi y Peck (1967) no toman en cuenta la estabilidad en la base de la excavación, la cual influye notablemente en el comportamiento de muros flexibles o tablestacas ancladas en este tipo de materiales. El diagrama recomendable es rectangular, aplicando el coeficiente de empuje de tierras activo de Henkel para condiciones no drenadas (esfuerzos totales):

$$K_A = 1 - \frac{4c_u}{\gamma H} + 2\sqrt{2} \frac{d}{H} \left(1 - \frac{(2 + \pi)c_{ub}}{\gamma H} \right) \quad (\text{ec. 5.A.2.8})$$

donde

d profundidad de la superficie de falla bajo el corte

H profundidad de este último

c_u resistencia no drenada del suelo en donde se efectúa la excavación

c_{ub} resistencia no drenada del estrato de apoyo

Debe notarse que cuando $H/c_u < \pi$, la expresión anterior da valores que no son realistas y de hecho deja de ser válida. En tal caso se recomienda adoptar un valor constante para K_A igual a:

$$K_A = 0.22 \quad \text{si} \quad \frac{\gamma H}{c_u} \leq \pi \quad (\text{ec. 5.A.2.9})$$

Anexo 5.A.3 Análisis de estabilidad general

Para estudiar la estabilidad global de un talud anclado existen varios métodos. En taludes o cortes efectuados en suelos en donde la superficie potencial de falla es circular, los más usados en nuestro país son los métodos de dovelas, principalmente el de Fellenius (1936), el de Bishop simplificado (1955) y el de Janbú (1954). Cuando la superficie potencial de falla sea plana, también pueden usarse algunas adaptaciones de estos métodos, pero el más comúnmente empleado es el de cuñas, como se detalla en el inciso 5.4.3.a, en especial cuando se estudia la estabilidad de taludes en tobas constituidas por materiales cementados o en rocas con discontinuidades. Todos estos métodos permiten introducir las fuerzas de anclaje dentro de los cálculos.

El mecanismo de falla rotacional debe revisarse al analizar la estabilidad de muchos sistemas de anclaje, con y sin estructuras de retención. En todos ellos el efecto de las anclas se introduce mediante fuerzas externas que contribuyen a aumentar el factor de seguridad del corte, excavación o talud. Independientemente del método empleado, el factor de seguridad se puede expresar como:

$$FS = \frac{\Sigma \text{Momentos resistente } s}{\Sigma \text{Momentos actuantes}} \quad (\text{ec. 5.A.3.1})$$

Como es sabido, debe buscarse la superficie potencial de deslizamiento que haga mínimo a FS y cuando este último resulta menor o igual a la unidad, el sistema es inestable. En taludes o cortes anclados, las fuerzas y momentos necesarios para lograr la estabilidad con factores de seguridad adecuados deben proporcionarlas total o parcialmente las fuerzas de anclaje. En muchos despachos de cálculo, las fuerzas de anclaje se agregan al numerador de la expresión anterior:

$$FS = \frac{\Sigma \text{Momentos resistente } s + Td}{\Sigma \text{Momentos actuantes}} \quad (\text{ec. 5.A.3.2})$$

donde T es la resultante de las fuerzas de anclaje y d su brazo de palanca.

La suma de los momentos debidos al anclaje a los momentos resistentes ha sido cuestionada pues, evidentemente, también cabe la posibilidad de deducirlos a los momentos actuantes del denominador. De acuerdo con Hoek y Brown (1985), la decisión de dónde aplicar las fuerzas de anclaje depende de cómo funcionen las anclas. Según estos autores las anclas pasivas o de fricción aumentan las fuerzas resistentes pero, como ya se dijo, sólo comenzarán a trabajar cuando existan desplazamientos relativos entre la superficie del bulbo inyectado y el material que lo circunda. Es decir, la ec. 5.A.3.2 corresponde a cuando las anclas no sean pretensadas. Por otro lado, las anclas de tensión proporcionan fuerzas y momentos que contribuyen a la estabilidad del sistema desde que se tensan los torones. Es decir,

$$FS = \frac{\Sigma \text{Momentos resistente } s}{\Sigma \text{Momentos actuantes} - Td} \quad (\text{ec. 5.A.3.3})$$

Las diferencias entre ambas expresiones se ilustran en la Fig. 5.A.3.1, en la cual se aprecia que la eficiencia de las anclas activas, las de tensión, es considerablemente mayor que la de

los anclajes pasivos de fricción. Con relación a estas últimas también debe tenerse muy presente que las fuerzas que proporcionan dependen de las elongaciones que sufran los tendones y que, en ocasiones, por defectos de instalación las anclas no quedan debidamente tensadas. En casos extremos esa deformación equivale a decenas de centímetros, con lo cual su efectividad se puede llegar a nulificar, para fines prácticos.

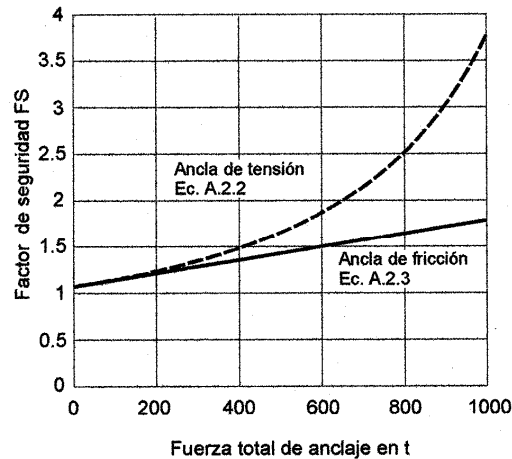


Fig. 5.A.3.1, Comparación entre los factores de seguridad obtenidos con las ecs. 5.A.3.2 y 5.A.3.3

Aunque los razonamientos anteriores explican el empleo de la ec. 5.A.3.3 para el caso de anclas pretensadas, las incertidumbres asociadas a su forma real de trabajo justifican que siempre se consideren como fuerzas resistentes. Por tanto, independientemente de la forma de trabajo de las anclas, siempre se recomienda efectuar el análisis aplicando la ec. 5.A.3.2, es decir, con la fuerza de anclaje en el numerador.

En general, los taludes constituidos por suelos finos con cohesión deben analizarse tanto para condiciones de corto como de largo plazo. Es decir, deben revisarse con el enfoque de esfuerzos totales en el corto plazo y con el de esfuerzos efectivos en el de largo plazo. En estos últimos deben tomarse en cuenta las condiciones de flujo existentes.

En ocasiones las fuerzas de anclaje se distribuyen a lo largo de la superficie potencial de falla, contribuyendo al equilibrio de cada dovela. Sin embargo, al introducir la resultante de las fuerzas de anclaje como una fuerza externa se evita la ambigüedad respecto de su forma de funcionamiento, según se ilustra en la Fig. 5.A.3.2. Es decir, la práctica de introducir las fuerzas de anclaje como fuerzas resistentes es conservadora y recomendable, dadas las otras incertidumbres respecto al funcionamiento de las anclas, sobre todo en el largo plazo (deformaciones diferidas, ataque de agentes corrosivos, etc).

Existen otras muchas otras superficies potenciales de deslizamiento que involucran a sistemas de anclaje. En la Fig. 5.A.3.3 se ilustran algunas de ellas y, como ahí se aprecia, algunas de éstas distan de ser circulares.

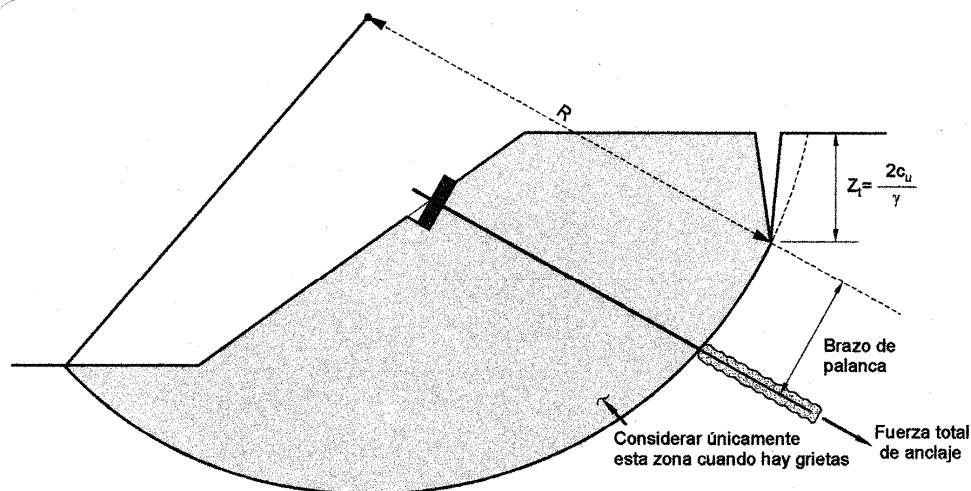


Fig. 5.A.3.2, Mecanismo de falla circular con fuerza de anclaje externa

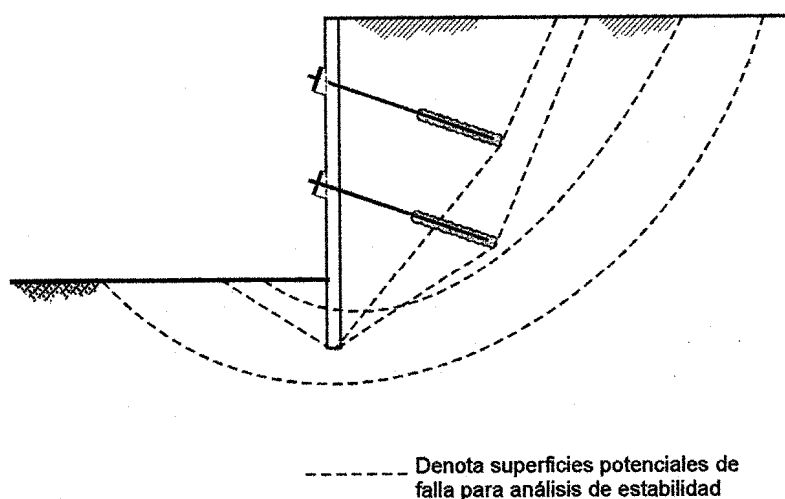


Fig. 5.A.3.3, Algunas superficies potenciales de deslizamiento en un tablestacado anclado

Es muy común que en los despachos de cálculo se empleen programas de computadora para el análisis de la estabilidad de taludes. En taludes u otras estructuras ancladas, es importante verificar qué hipótesis asume el programa de cómputo respecto de la aplicación y distribución de las fuerzas de anclaje, así como respecto de su modo de funcionamiento.

Otra manera de incluir el efecto de las fuerzas de anclaje consiste en considerarlas individualmente, como fuerzas externas actuando sobre la superficie de deslizamiento, teniendo presente, además, que la resultante de las fuerzas de anclaje rara vez resultará normal a la superficie potencial de deslizamiento y que, en general, ésta tiene componentes normal y tangencial a dicha superficie:

$$FS = \frac{\Sigma MR + \Sigma (T_i \cos \theta_i \operatorname{tg} \phi' R)}{\Sigma MA - \Sigma \{T_i \operatorname{sen} \theta_i R\}} \quad (\text{ec. 5.A.3.4})$$

donde ΣMR es la suma de momentos resistentes; ΣMA es la suma de momentos actuantes; θ_i es el ángulo que forma la dirección de la fuerza proporcionada por un ancla respecto de la dirección normal a la superficie de deslizamiento en su punto de aplicación; R es el radio del círculo de falla considerado.

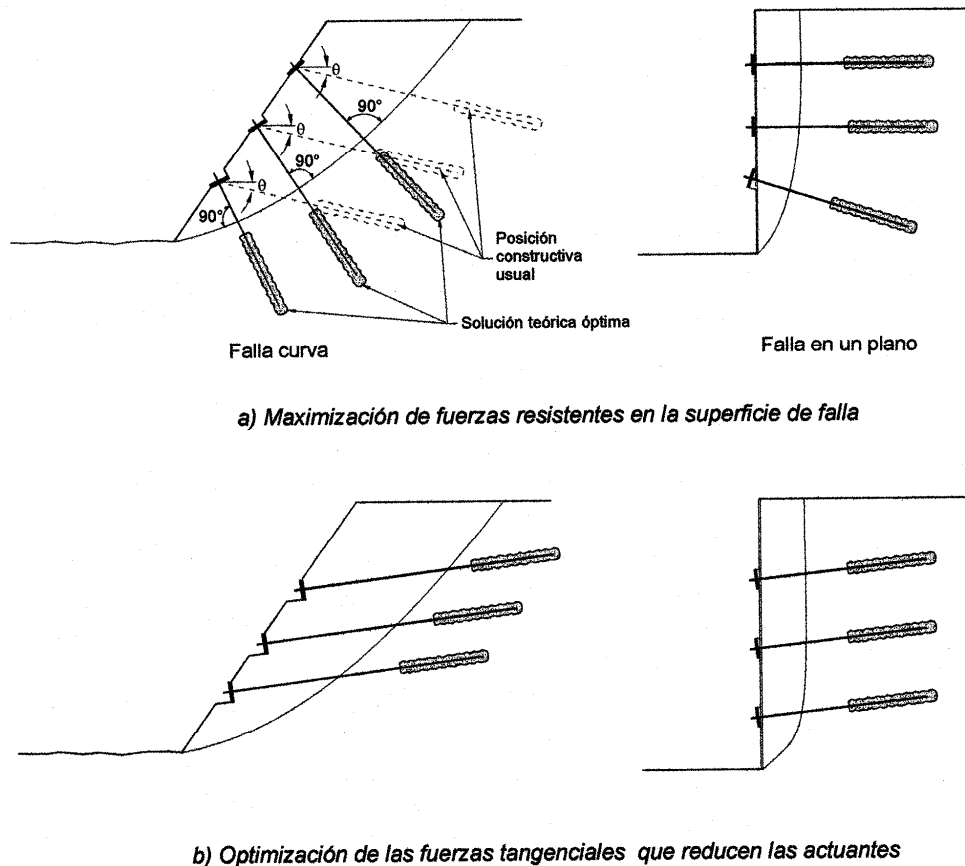


Fig. 5.A.3.4, Criterios de optimización de colocación de anclas (Según E. Santoyo)

En la expresión (5.A.3.4) el término entre los paréntesis del numerador representa las fuerzas de fricción originadas por las fuerzas normales debidas al anclaje, las cuales incrementan los momentos resistentes; en el denominador, las fuerzas tangenciales originadas por el anclaje, también dentro de un paréntesis, contribuyen a disminuir los momentos actuantes. De acuerdo con la discusión sobre la aplicación de las ecs. A.3.2 y A.3.3, la componente tangencial de las fuerzas de anclaje es más eficiente para incrementar el factor de seguridad que la componente normal debido a dos cuestiones: primeramente, la función que define al factor de seguridad es hiperbólica, por lo cual las reducciones en el denominador de la expresión (5.A.3.4) tienen un efecto mucho más pronunciado en los valores de FS; en segundo lugar, la componente normal está afectada por $\operatorname{tg} \phi'$ el cual, para la gran mayoría de los casos resulta inferior a la unidad.

Al examinar la ecuación (5.A.3.4) se llega a la conclusión de que la eficiencia de las fuerzas de anclaje, además de todos los factores discutidos en este anexo y en el Capítulo 5.4, también depende de su inclinación respecto de la superficie potencial de falla. Tradicionalmente se ha considerado que la máxima eficiencia de un sistema de anclaje se obtiene cuando las fuerzas que éste proporciona son perpendiculares a la superficie de deslizamiento; cuando se logra eso, $\theta = 0^\circ$ y se maximizan las fuerzas normales a la superficie. Sin embargo, esa inclinación no necesariamente es la óptima en términos de la eficiencia de un sistema de anclaje, ya que, en cada caso particular deben tomarse en cuenta las dos componentes de las fuerzas de las anclas.

En muchos casos la inclinación de las anclas no la determinan los factores técnicos sino las prácticas o costumbres constructivas. En la Fig. 5.A.3.4 se ilustran situaciones típicas en las cuáles se presentan las inclinaciones usuales y las óptimas, de acuerdo con la discusión anterior.

Anexo 5.A.4 Aspectos reglamentarios para el Distrito Federal

En este anexo se presentan las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones de Distrito Federal relativas a anclas o sistemas estructurales con anclajes en suelos o rocas, en su nueva versión presentada a las autoridades competentes en el año 2001.

Se incluye una copia fiel de todos los capítulos, apartados o párrafos en donde se hace referencia a sistemas de anclaje o anclas. La numeración de los capítulos o incisos corresponde a la que se presentó en dichas normas. Se indican con cursivas los párrafos o frases donde se hace referencia a anclas.

5. Análisis y diseño de excavaciones

5.1.4 Estabilidad de estructuras vecinas

En caso de usar *anclas temporales* para el soporte de ademes deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas y/o servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse con el objetivo de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla por resistencia del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor-lechada, de la adherencia lechada-terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla. La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de las mismas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Los anclajes temporales instalados en terrenos agresivos podrán requerir una protección especial contra corrosión.

6. Muros de contención

Las presentes Normas se aplicarán a los muros de gravedad (de mampostería, de piezas naturales o artificiales, o de concreto simple), cuya estabilidad se debe a su peso propio, así como a los muros de concreto reforzado, *con o sin anclas* o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo.

7. Procedimiento constructivo

7.2 Excavaciones

7.2.1 Consideraciones generales

Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones podrán delimitarse con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con el Capítulo 5.

Si por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte a base de ademes, tablaestacas o muros colados en el lugar *apuntalados o retenidos con anclas*. *En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua en el subsuelo y seguirse una secuela de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas y servicios públicos.*

7.2.3 Tablaestacas y muros colados en el lugar

Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablaestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados in situ o prefabricados. Las tablaestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en el Capítulo 5. *El sistema de apuntalamiento podrá también ser a base de anclas horizontales* o muros perpendiculares colados en el lugar o prefabricados.

En caso de usar *anclas para la estabilización del talud* deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las construcciones vecinas y/o en los servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse con el objetivo de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla por resistencia del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor-lechada, de la adherencia lechada-terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla. La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de las mismas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Por otra parte, se tomarán las precauciones necesarias para proteger las anclas contra corrosión, con base en pruebas que permitan evaluar la agresividad del terreno, principalmente en cuanto a resistividad eléctrica, pH, cantidad de sulfuros, sulfatos y cloruros. Se prestará particular atención a la protección de los elementos que no se encuentran dentro del barreno y en especial en la zona del brocal (placas de apoyo, cuñas, tuercas, zona terminal del elemento tensor, etc.).

6 Tierra armada

Alejandrina Guerrero

6.1 Antecedentes históricos

La tierra armada fue inventada por el ingeniero francés Henri Vidal en los años 1960's, durante unas vacaciones en las islas Baleares del Mediterráneo, cuando jugando con la arena de la playa con sus hijos, se le ocurrió la idea de reforzar la arena con varitas de pasto, fig 6.1.

El fruto de su intuición combinada con un cuidadoso y metódico análisis científico dió como resultado lo que es ahora tierra armada, y se basó en la simple idea de combinar los trabajos de manipulación de tierras con bandas de refuerzo creando un material compuesto, nuevo y dotado de una gran resistencia.



Fig. 6.1, Concepción original de la tierra armada

Tras un periodo inicial de escepticismo, las primeras obras significativas se realizaron a partir de 1967, la utilización de la tierra armada comenzó entonces a desarrollarse rápidamente y a principios de los años 70's, numerosas obras de gran tamaño se encontraban ya en servicio en diferentes países.

Vidal realiza la primera obra importante en 1968, en la autopista A53 de Francia, pero en 1970 lanza los primeros muros con escamas de concreto reforzado.

Pueden citarse, entre otras obras importantes, el muro de Peyronnet de 23 metros de altura en la autopista Niza-Mentón y los parques de almacenamiento de productos pesados en Dunquerque (Francia), los importantes muros construidos en la autopista 39 de California y en la carretera interestatal 70 de Vail Pass en las montañas rocosas (Estados Unidos), el cruce de las carreteras a distintos niveles de Henri Bourassa en Quebec (Canadá), las obras de la autopista Bilbao-Behobia en España y el muro de once kilómetros de la carretera litoral de St. Denis en la Isla de la Reunión.

En 1977 se crea la primera obra con paramento inclinado en los Estados Unidos, para 1979 se publican las recomendaciones y directrices para obras de tierra armada en Francia.

Posteriormente, la tierra armada ha sido aceptada en todos los grandes países industriales y su utilización se ha diversificado muchísimo.

Las tareas de investigación desarrolladas, no solo hicieron posible probar las numerosas ventajas de esta tecnología sino que también permitieron acumular gran cantidad de datos a relativos al comportamiento de este material.

Por lo tanto, la tierra armada puede ser considerada una de las innovaciones tecnológicas más importantes en el campo de la investigación geotécnica. La solución es aceptada, reconocida y recomendada en muchos proyectos importantes, ya que ofrece una importante aplicación de las normas (AASHTO, DOC, ASTM) y códigos para el refuerzo de tierras.

Debido a su considerable experiencia, ha sido capaz de desarrollar tecnologías complementarias adicionales, como es el caso de las bóvedas prefabricadas. Con estas tecnologías se ofrece múltiples ventajas con respecto a los materiales tradicionales utilizados en la Ingeniería Civil, especialmente:

- Flexibilidad, que permite realizar obras levantadas directamente sobre terrenos de cimentación compresibles o sobre pendientes poco estables.
- Gran resistencia a los esfuerzos estáticos y dinámicos.
- Rapidez de ejecución, merced al empleo de elementos totalmente prefabricados.
- Estética de las obras cuyo paramento se presta a tratamientos arquitectónicos diversos.
- Economía considerable.
- Capacidad de reacción ante situaciones complejas de la ingeniería.

Actualmente goza de gran aceptación porque su comportamiento y sus mecanismos de funcionamiento son bien conocidos, para lo que ha sido preciso realizar numerosas investigaciones, examinar, inspeccionar o analizar centenares de obras, para dimensionar con toda seguridad, elegir los materiales y las disposiciones constructivas más adecuadas y optimizar los costos.

Ha sido necesario reunir, clasificar y verificar exhaustivamente todos los conocimientos y todas las afirmaciones prematuras relativas al comportamiento a largo plazo de los materiales sometidos a esfuerzos permanentes de tracción. Las tierras utilizadas tienen características físicas y electroquímicas extremadamente variadas; no es posible extrapolar los resultados obtenidos en laboratorio o *in situ* tras algunos años de ensayo con algunos terrenos tipo. En este campo es necesario combinar un planteamiento empírico basado en utilidades análogas de larga duración con investigaciones realizadas pacientemente e interpretadas con gran rigor y prudencia para efectuar extrapolaciones.

6.2 Principio de la tierra armada

La fricción generada entre el suelo y los elementos de refuerzo es el fenómeno fundamental de la tierra armada: las fuerzas de tensión desarrolladas dentro de la masa se transmiten a los refuerzos por medio de la fricción producida en las interfases. Los refuerzos son puestos a trabajar por las fuerzas de tensión y la masa en conjunto se comporta como si tuviera a lo largo de la dirección de los refuerzos una cohesión proporcional a la resistencia a la tensión de dichos refuerzos.

En diferentes estudios efectuados en modelos a escala reducida o en prototipos de Tierra armada se han hecho mediciones y se ha observado que para un cierto refuerzo, la fuerza de tensión varía de un extremo a otro. En el extremo libre del refuerzo, esta fuerza de tensión es cero, mientras que en el punto de fijación del refuerzo al tablero exterior, dicha fuerza depende sobre todo de la calidad de refuerzos por unidad de longitud. Entonces si los refuerzos estuviesen muy cercanos entre sí, la tensión en los tableros sería cero y los

elementos exteriores nos serían necesarios; por otra parte si los refuerzos están muy separados, las fuerzas de tensión en el punto de fijación pueden resultar muy importantes. Por lo tanto los elementos básicos son el suelo y el refuerzo, mientras que el acabado exterior es de menor importancia. El equilibrio local del refuerzo indica que la variación de la fuerza de tensión induce esfuerzos cortantes en ambos lados del refuerzo y dentro del mismo suelo en la vecindad del refuerzo.

Este esfuerzo cortante se puede expresar como sigue, suponiendo que es igual en ambos lados del refuerzo:

$$\tau = 1/2b * dT/d\mathcal{L} \quad (\text{ec. 6.1})$$

donde

T fuerza de tensión en el punto considerado del refuerzo
 $\mathcal{L}$ abscisa del punto en cuestión
 B ancho del refuerzo

La movilización del esfuerzo cortante τ implica un desplazamiento relativo del refuerzo con respecto al suelo; esto demuestra que la deformabilidad del refuerzo juega un papel importante en la distribución de las fuerzas de tensión a lo largo del refuerzo. La relación fundamental entre esfuerzos y deformaciones en la interfase suelo – refuerzos ha sido objeto de diferentes estudios. Una primera aproximación se puede obtener con una prueba de corte simple entre el suelo y el refuerzo realizado con un aparato de corte directo.

Por otro lado, el esfuerzo cortante τ esta relacionado con el esfuerzo normal σ aplicado al refuerzo, a través del valor del coeficiente de fricción entre suelo y refuerzo, el cual por su parte depende de muchos factores como se observa a continuación:

$$\tau/\sigma < \phi(\sigma, D_r, \rho) \quad (\text{ec. 6.2})$$

donde

D_r compacidad relativa del suelo
 ρ coeficiente del grado de rugosidad de la superficie de refuerzo

Como se observa, los esfuerzos cortantes en ambos lados del refuerzo no son iguales, a menos de que exista simetría en la geometría de la masa y de las cargas aplicadas, con respecto al plano de refuerzo.

El principio de operación de la tierra armada es lograr que una masa granular que no puede soportar fuerzas de tensión, forme un medio coherente debido a la flexibilidad de los refuerzos que sí pueden trabajar a tensión.

6.3 Métodos de diseño de estructuras de tierra armada

Como resultado de las investigaciones realizadas en modelos a diferentes escalas, se proponen dos métodos:

a) Método de esfuerzos de trabajo

Está basado esencialmente en los resultados de experimentos a escala natural en estructuras reales bajo condiciones alejadas de la falla.

Con este método se pueden determinar separadamente las fuerzas máximas de tensión en las tiras de refuerzo y la longitud necesaria de adherencia para los refuerzos. El diseño preliminar involucra una masa de geometría rectangular con un ancho B igual a $0.7H$, siendo H la altura total de la estructura, fig 6.2.

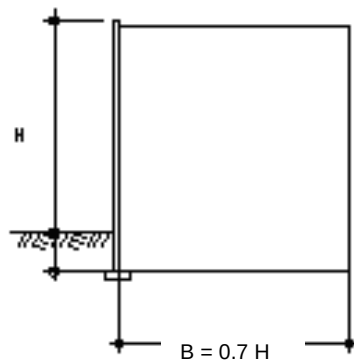


Fig. 6.2, Análisis preliminar de una estructura de tierra armada

El valor de $T_{\text{máx}}$ se calcula considerando el equilibrio de un prisma de altura ΔH (considerando la separación vertical entre dos lechos de refuerzos) formado por la capa reforzada y limitado en un extremo por el paramento exterior y en el otro por el punto M localizado sobre el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión.

En el punto M no existen esfuerzos cortantes aplicados sobre el refuerzo por el suelo ($\tau = dT/dz = 0$) y los refuerzos verticales en este punto resultan verticales (σ_v) y los horizontales (σ_h).

Además por razones de simetría, se puede suponer que no hay esfuerzos cortantes actuando sobre las caras horizontales del prisma. El equilibrio del prisma (1 m de ancho) muestra que los esfuerzos σ_h aplicados en la superficie del respaldo están balanceados por las fuerzas máximas de tensión ($T_{\text{máx}}$) actuando en las n tiras de refuerzo por metro lineal. De ahí se obtiene que:

$$T_{\text{máx}} = 1/n (\Delta H \cdot \sigma_h) \quad (\text{ec. 6.3})$$

La determinación del valor del esfuerzo horizontal σ_h es semi-empírica. El esfuerzo vertical σ_v se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$\sigma_h = K \sigma_v \quad (\text{ec. 6.4})$$

K es un coeficiente experimental deducido a partir de ensayos a escala natural y se puede expresar como sigue:

$$\begin{aligned} \text{Para } z \leq z_0 & \quad K = K_0 (1 - z/z_0) + K_a z/z_0 \\ \text{Para } z > z_0 & \quad K = K_a \end{aligned} \quad (\text{ec. 6.5})$$

donde

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (\text{ec. 6.6})$$

$$K_a = \tan^2 (\pi / 4 - \phi / 2) \quad (\text{ec. 6.7})$$

z profundidad abajo del borde superior del paramento

z_0 profundidad crítica = 6.0 m

σ_v esfuerzo vertical total

El esfuerzo vertical σ_v se calcula con la distribución de Meyerhof, suponiendo en equilibrio los momentos de las fuerzas aplicadas en la porción de la masa de tierra reforzada arriba de las tiras de refuerzo. Por tanto, resulta mayor que la presión por sobrecarga $\gamma z + q$. En consecuencia, para el caso de un muro de contención con superficie libre horizontal, el valor de σ_v está dado por la expresión:

$$\sigma_v = \gamma z [1 + K_a (z/L)^2] \quad (\text{ec. 6.8})$$

donde

L longitud de los refuerzos

Para el caso de un estribo para puente, el valor del refuerzo σ_v se calcula aplicando el principio de superposición, fig 6.3, ec. 6.9.

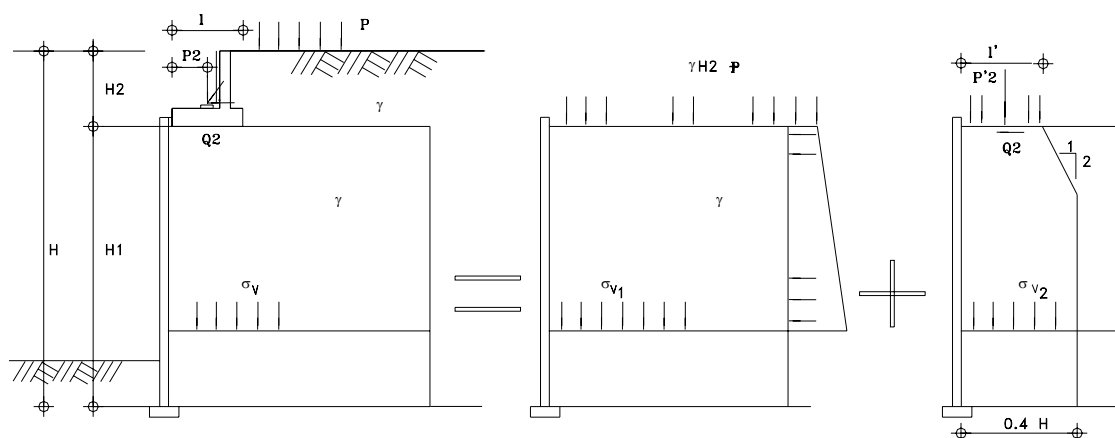


Fig. 6.3, Cálculo de los esfuerzos verticales en el estribo de un puente

$$P'_2 = P_2 - (\gamma H_2 + P) l \quad (\text{ec. 6.9})$$

Este método de diseño a partir de esfuerzos de trabajo toma en cuenta el hecho de que en la parte superior del muro, el estado de esfuerzos dentro del suelo se acerca más a la condición de reposo y no al estado de falla.

Ante esfuerzos relativamente bajos, el estado del suelo entre las capas de refuerzo se acerca a la condición K_0 y sólo a medida que los esfuerzos cortantes aumentan alrededor de los refuerzos, el suelo se acerca progresivamente a la condición de falla.

El procedimiento de cálculo de σ_h que se ha descrito, toma en cuenta exclusivamente las fuerzas verticales aplicadas en la parte superior de la estructura. Sin embargo las fuerzas σ_h pueden variar debido al efecto de una fuerza horizontal Q_2 transmitida por una superestructura. En presencia de condiciones hidráulicas, se deberán tomar en cuenta las fuerzas de filtración y los empujes hidrostáticos inducidos por una diferencia de niveles de la superficie de agua dentro y fuera de la masa.

Cálculo de la longitud de adherencia. Para determinar la longitud de refuerzo, se necesita conocer el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión que divide la zona “activa” de la zona “resistente”, ya que la longitud total L esta dada por:

$$L = L_o + L_a \quad (\text{ec. 6.10})$$

donde

L_o longitud de la porción del refuerzo localizada dentro de la zona activa
 L_a longitud de adherencia correspondiente al tramo del refuerzo que cae dentro de la zona resistente

El lugar geométrico teórico de la fuerzas máximas de tensión adoptado para el diseño de muros y estribos para puentes está horizontalmente a $0.3h$ y verticalmente a $H/2$, fig 4.4.

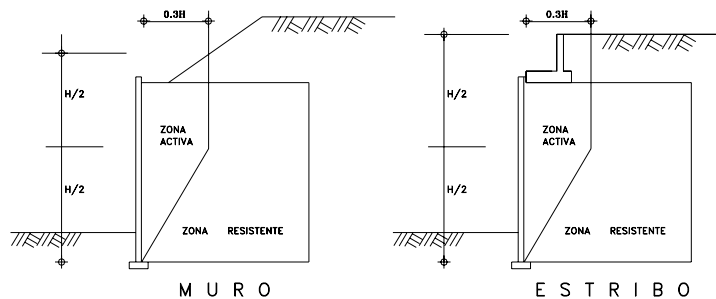


Fig. 6.4, Lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión

Para un suelo friccionante, el valor del coeficiente f^* puede llegar a ser mayor que el valor del coeficiente real de fricción f , medido directo en una prueba de material de relleno (ec. 6.11).

$$f^* = \tau / \gamma h \quad (\text{ec. 6.11})$$

El coeficiente de fricción aparente considerando la presión por sobrecarga γz del suelo localizado arriba de las tiras de refuerzo consideradas. Este valor varía en función de la rugosidad de la superficie de los refuerzos.

Tomando en cuenta la influencia de la presión por sobrecarga, se supone que este coeficiente no toma en cuenta el valor real del refuerzo normal actuando sobre el refuerzo, sino más bien el valor medio de la presión por sobrecarga γh ; se supone que f^* varía conforme a la profundidad z de la tira considerada, de acuerdo a las siguientes expresiones, fig 6.5:

$$\begin{aligned} \text{Para } z < z_o : f^* &= f^*_o (1 - z/z_o) + z/z_o \tan \phi \\ \text{Para } z > z_o : f^* &= \tan \phi \end{aligned} \quad (\text{ec. 6.12})$$

Siendo z_o la profundidad crítica ($z_o = 6.0$ m) y f^* el coeficiente de fricción en la superficie, dado a su vez por la ecuación:

$$f^*_o = 1.2 \log C_u \quad (\text{ec. 6.13})$$

Donde C_u es el coeficiente de uniformidad del material de relleno ($C_u = D_{60}/D_{10}$).

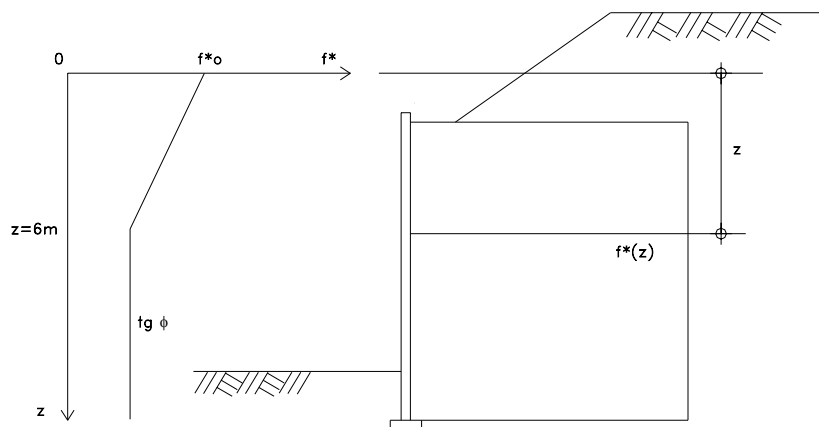


Fig. 6.5, Variación de f^* con la profundidad en las tiras corrugadas

b) Método de los planos de falla

Está basado en el concepto de superficies potenciales de falla y abarca tanto la falla debida a la rotura del refuerzo, como la producida por el deslizamiento de los refuerzos.

Principios. Este método considera el equilibrio de una cuña limitada por el paramento exterior y por una cierta superficie potencial de falla.

Cualquier cuña analizada está sometida a la acción de las siguientes fuerzas (fig 6.6):

- Peso, W
- Componentes vertical y horizontal de las cargas, Q_v y Q_h .
- Empuje pasivo con sus componentes horizontal, P_h y vertical, P_v .
- Reacción del suelo R actuando sobre el plano potencial de falla, formando un ángulo con, respecto a la normal a este plano.
- Suma de las fuerzas de tensión (ΣT_i) movilizadas en los refuerzos que pasan a través del plano potencial de falla.

Resulta posible con este método verificar así la estabilidad de las distintas cuñas limitadas por los planos potenciales de falla considerados y diseñar la estructura (número de tiras de refuerzo por metro lineal y longitud de los refuerzos) analizando primero los planos que pasan por el extremo superior del paramento y después los planos que pasan por puntos cada vez más abajo del paramento exterior.

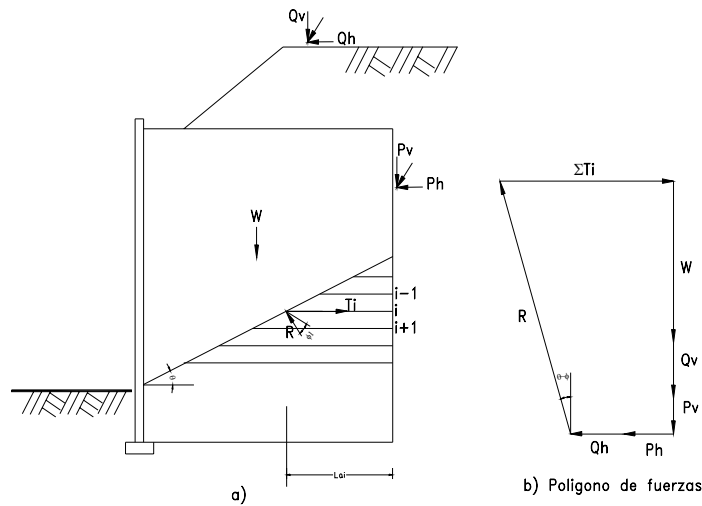


Fig. 6.6, Equilibrio de una cuña de falla potencial

6.4 Consideraciones de análisis y diseño

Las consideraciones básicas para la estabilidad interna estriban en la seguridad de los refuerzos, tanto en los modelos a escala natural, así como los análisis con distintos enfoques, entre ellos el método de elemento finito, han establecido las geometrías relevantes y las variaciones a esperar en los paramentos necesarios para un diseño práctico. Estos aspectos comprenden:

1. Las zonas de empuje activo y pasivo definidas como el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión.
2. Variación del coeficiente de empuje horizontal, K , con la profundidad conforme a la ec. 6.5.
3. La variación del coeficiente de fricción aparente entre el suelo y los refuerzos según las ecs. 6.12 y 13.

El cálculo de un muro simple se puede hacer manualmente, aplicando las relaciones anteriores, tomando en cuenta las zonas de fuerzas máximas de tensión, que el paramento del muro está empotrado hasta una profundidad de $0.1 H$, al pie de los rellenos horizontales y hasta $0.2 H$ si se trata de un relleno semi-infinito. La especificación actual para que un relleno sea aceptable, es que el índice de plasticidad sea menor a 6%, que haya menos del 15 % de finos que pasen por la malla 200, y que el ángulo de fricción sea mayor a 32° . Los factores de seguridad recomendados se muestran en la tabla 6.1.

Se considera aceptable un factor de seguridad de 2.0 contra falla por capacidad de carga en el pie, en vez del valor usual de 3.0, debido a la naturaleza deformable de los muros de tierra armada.

Tabla 6.1 Factores de seguridad recomendados para muros de tierra armada

Condición	Factor de seguridad recomendado
Volteo	≥ 2.0
Deslizamiento	≥ 1.5
Capacidad de Carga	≥ 2.0

La presión vertical de soporte a cualquier altura del muro se toma igual a:

$$\sigma_v = \Sigma V / (B - 2e) \quad (\text{ec. 6.14})$$

donde

ΣV suma de fuerzas verticales a esa profundidad
 B ancho de la zona reforzada
 e excentricidad de la resultante, dada a su vez por:

$$e = \Sigma M_o / V \leq B/6 \quad (\text{ec. 6.15})$$

La longitud efectiva de los refuerzos l_e es la longitud del refuerzo a la derecha de la zona en estado activo. Se necesita aplicar un factor de seguridad mínimo de 1.5 contra extracción de las tiras, y el esfuerzo máximo de tensión en el refuerzo debe ser menor que, el permisible para el tipo de material usado.

$$(2b \times f^* \times l_e \times \sigma'_v) / (\sigma_h (A_{\text{tab1}} \div N)) \geq 1.5 \quad (\text{ec. 6.16})$$

donde

B ancho de la tira
 γ peso volumétrico efectivo del relleno
 h profundidad de la tira en cuestión, y

$$\begin{aligned} \sigma'_v &= \gamma h \\ \sigma_h &= K \sigma_v, A_{\text{tab1}} \end{aligned} \quad (\text{ec. 6.17})$$

4.5 Proceso constructivo

Colocación de escamas. El montaje de las escamas se efectúa por capas horizontales sucesivas, generalmente sobre toda la longitud de la obra.

Estas capas horizontales están espaciadas a cada 0.75 m; el relleno detrás de las escamas se efectúa también por capas horizontales (paralelas a la solera) de desplante.

El montaje de cada capa no debe de empezarse sin que la capa inferior este terminada en toda su altura. Las escamas de la primera fila (fig. 6.7) se apoyan directamente sobre el concreto de la solera.

Su colocación empieza con las "medias escamas" (tipo "C") entre las cuales se machihembran las escamas enteras tipo "A".

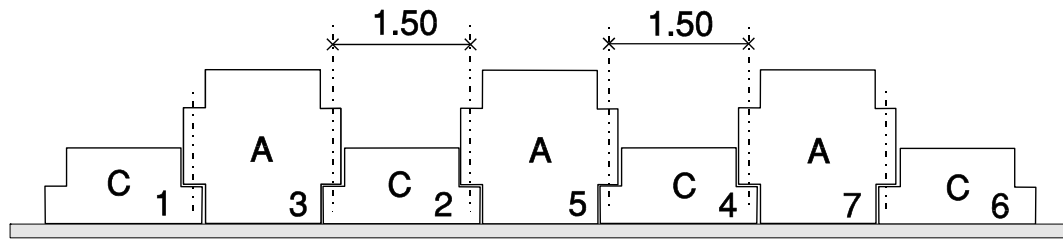


Fig. 6.7, Secuencia de colocación de escamas

Después de la colocación de cada escama, conviene verificar con un escantillón (1.50 m) la distancia entre "barra -tubo" de las escamas contiguas, a la izquierda y a la derecha. Así como también darle un desplome hacia adentro de 1 cm a las escamas enteras y 1/2 cm a las escamas medias (mitades).

Mientras se espera a la colocación de las armaduras, las escamas son sujetas por medio de unos sargentos colocados en la parte alta de la escama "C", fig 6.8.

Después se quitan los sargentos cuando se haya llegado con el relleno a la parte alta de las escamas "C". Si se desea se pueden dejar apuntaladas las escamas hasta llegar a este nivel.

Colocación de escamas de filas intermedias, en las almenas constituidas por las escamas de la fila inferior (o sea una escama cada 3.00 m).

Siempre que se pone una escama, debe verificarse la distancia entre barra - tubo de las escamas contiguas con el escantillón de colocación. Las escamas son sostenidas mientras las armaduras son colocadas por medio de los sargentos (elementos de fijación, de madera).

Nivelación y plomeo de escamas. Después de la colocación de cada escama, es necesario nivelarla y plomearla con la ayuda de pequeñas cuñas de madera (fig. 6.8); la verificación de esta operación es de vital importancia.

Conforme se va avanzando en altura, las cuñas y los sargentos son utilizados sucesivamente.

Colocación de armaduras. Se colocan las armaduras perpendicularmente al paramento en capas horizontales. Cada armadura está sujeta al arranque correspondiente con un tornillo de 1/2" x 1 1/4".

El reglaje del relleno se hace con cuidado para que la armadura se apoye completamente en el terreno.

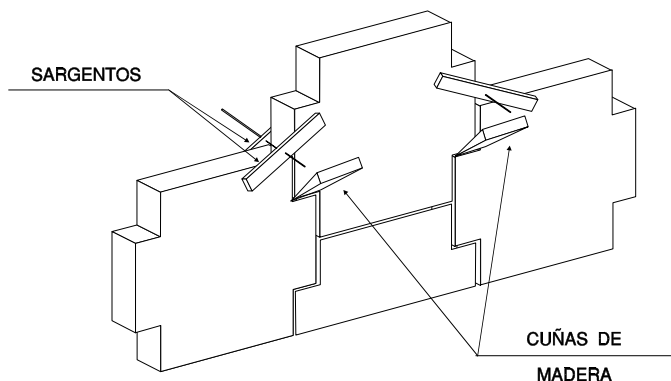
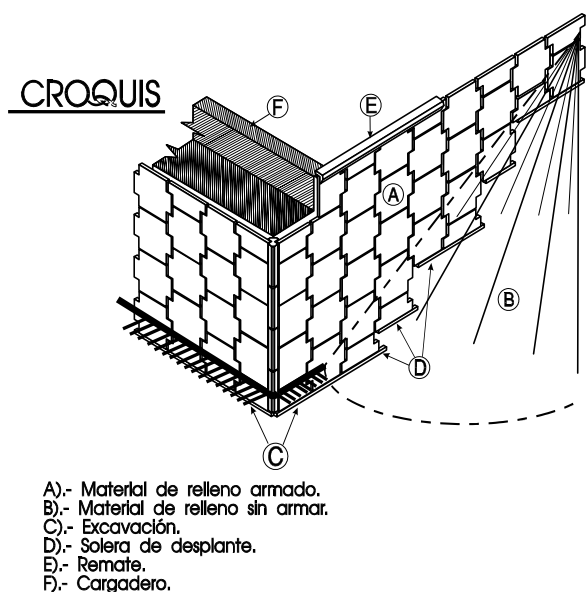


Fig 6.8, Colocación de "sargentos"

Ejecución de relleno y compactado. El relleno será ejecutado en capas de 37.5 cm, cuyos niveles corresponden al nivel de los arranques, consecuentemente al de las armaduras y a las partes altas de las escamas. La nivelación de las capas debe de ser ejecutado paralelamente al paramento, para que el empuje de la maquina y el movimiento de tierra no lo transmita directamente a las escamas.



- A).- Material de relleno armado.
 B).- Material de relleno sin armar.
 C).- Excavación.
 D).- Solera de desplante.
 E).- Remate.
 F).- Cargadero.

Fig. 6.9, Elementos de un muro de tierra armada

Los camiones con el material de relleno no deben de circular a menos de 2 m del paramento para evitar cualquier desplazamiento de las escamas no terraplenadas del todo.

No es permisible el empleo de maquinaria de orugas en contacto directo con las armaduras.

El compactado necesario esta determinado por la utilización futura de la obra. Si los asentamientos ulteriores del relleno pueden ser admitidos sin daño, basta un leve compactado del terreno; en cambio, en todas las obras en las cuales estos asentamientos

deben de evitarse, el grado de compactado debe de ser igual al del relleno tradicional correspondiente para que las escamas no se desplacen en el curso del relleno, conviene limitar los compactadores pesados a una distancia de 1 m del paramento. El complemento del compactado será efectuado con maquinas manuales ligeras de compactado y eventualmente vibratorias.

6.6 Aplicaciones de tierra armada

Carreteras. La tierra armada es empleada con mayor frecuencia en la construcción de grandes muros en montaña o cuando las condiciones de cimentación son difíciles, o en obras urbanas que presentan condiciones de espacio muy restringido para su ejecución.

Una variante de los estribos es el estribo mixto, que está diseñado de tal manera que soportan el tablero del puente por medio de pilas embebidas dentro del terraplén.



Fig. 6.10, Aplicaciones de tierra armada en carreteras y autopistas

Los estribos de tierra armada son una solución muy usada para enlaces en autopistas y *Techspan* es el medio empleado en la construcción de pasos subterráneos y obras de drenaje.

La flexibilidad que ofrece este sistema posibilita el diseño y construcción de muros curvos sin incurrir en costos adicionales.

Vías de Ferrocarril. Los muros de tierra armada soportan líneas estatales de ferrocarril y de transporte de ferrocarril de alta velocidad en muchos países. Las estructuras construidas con tierra armada y *Techspan* presentan una buena respuesta contra las vibraciones causadas por tráfico de ferrocarril. Los muros de tierra armada pueden ser de dos tipos distintos: los que se construyen paralelos a la vía y los que se construyen para soportar la vía, fig 6.11.



Fig 6.11, Aplicaciones de tierra armada en vías de ferrocarril

Obras Fluviales y Marítimas. Se han ejecutado con tierra armada gran variedad de proyectos en obras marítimas y fluviales. Estas incluyen el soporte de carreteras costeras, muros y muelles, diques marítimos, presas y obras en las márgenes de ríos, fig 6.12. El

empleo de esta tecnología ofrece varias ventajas incluyendo la resistencia a presiones hidrostáticas altas, al oleaje, a los efectos de las mareas, a tormentas, hielo.



Fig. 6.12, Aplicaciones de tierra armada en obras marítimas y fluviales

Industrial y Protección. Se han aplicado soluciones para silos y depósitos de almacenaje, cuya construcción comprendía a veces muros para estabilizar pendientes. La tierra armada es un proceso constructivo utilizado en obras de minería y las instalaciones de machaqueo de material, fig 6.13.



Fig. 6.13, Aplicaciones de tierra armada en obras industriales

7 Soil nailing

Walter I. Paniagua Zavala

7.1 Introducción

El *soil nailing* es una técnica de refuerzo de suelos in situ, que se ha utilizado desde los 1970's, principalmente en Francia y Alemania, para la contención de excavaciones y estabilización de taludes. El concepto fundamental del soil nailing consiste en reforzar el suelo, con inclusiones pasivas –anclas, para incrementar la resistencia global del suelo en el sitio y que la fricción entre el suelo y las anclas restrinja los desplazamientos del suelo antes y después de la construcción. En la Fig. 7.1 se muestran algunas aplicaciones típicas del soil nailing.

Esta técnica surgió como una extensión del “nuevo método de tuneleo autriaco” (Fig. 10.1c), que combina el concreto lanzado reforzado y la colocación de anclas, para proporcionar un sistema de soporte flexible para la construcción de excavaciones subterráneas.

La fuerza de tensión movilizada en las anclas induce un incremento aparente de esfuerzos normales a lo largo de la superficie potencial de falla, incrementando la resistencia al corte del suelo. Las anclas colocadas a través de una superficie potencial de falla pueden tomar el cortante y momento flexionante al desarrollar resistencia pasiva.

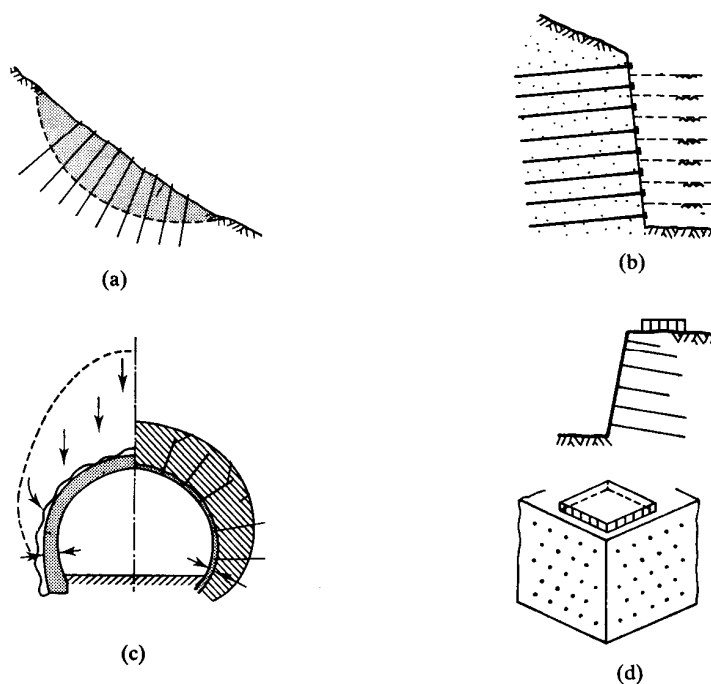


Fig. 10.1, Aplicaciones típicas del soil nailing:
a) en una ladera; b) en una excavación; c) en el portal de un túnel; d) el estribo de un puente

El soil nailing se utiliza primordialmente para contención temporal de excavaciones, de la misma manera que el anclaje, debido a las dudas respecto a la durabilidad de las inclusiones en el suelo, aunque este aspecto está avanzando tecnológicamente.

La factibilidad de aplicación del soil nailing, para diferentes materiales, se resume en la Tabla 7.1:

Tabla 7.1, Aplicación del soil nailing en diferentes suelos

Aplicable	No aplicable
Arcillas	Arcillas plásticas blandas
Suelos granulares	Suelos orgánicos, turba
Roca alterada, depósitos de piemonte	Suelos granulares sueltos ($N < 10$), y/o
Suelos heterogéneos y estratificados	Suelos saturados

Es evidente el traslape que existe entre algunos de los elementos del soil nailing y otros métodos de refuerzo de suelos que se incluyen en este manual: anclaje, tierra armada, inclusiones; en este capítulo se ilustran algunas de las diferencias conceptuales que distinguen las distintas técnicas, como se muestra en la Fig. 7.2.

En este trabajo se presenta una compilación bibliográfica del tema, sin pretender ser exhaustiva, planteando un panorama general de la técnica del soil nailing, basada fundamentalmente en los trabajos de Juran y Elias (1991), Abramson (1994), ASCE (1997), Abramento et al. (1998) y Juran y Levy (2001).

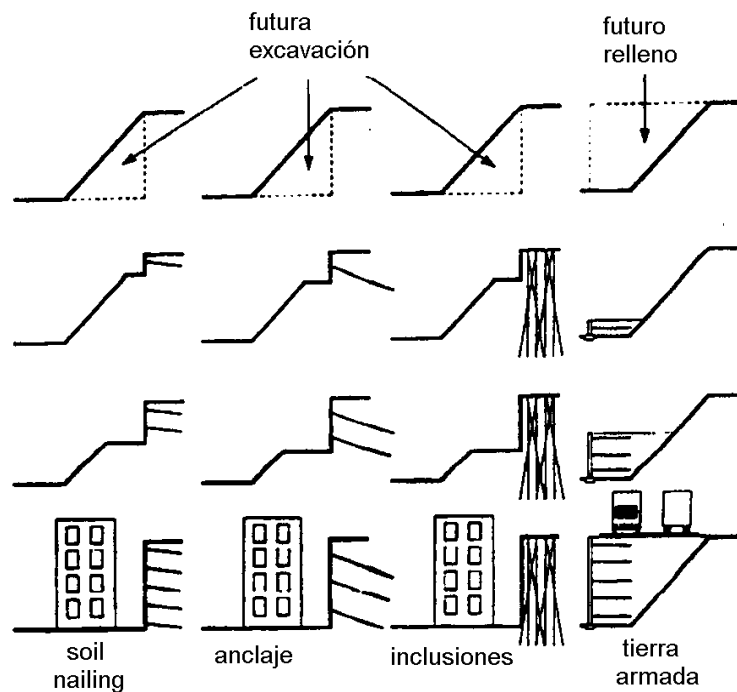


Fig. 7.2, Comparativa entre sistemas de contención, Abramento et al. (1998)

7.2 Tecnología, procedimiento constructivo y componentes

La principal componente de un sistema de retención con soil nailing son el suelo in situ, las anclas de tensión y el recubrimiento en la superficie. La economía del sistema depende fundamentalmente de la tecnología utilizada (elementos estructurales y proceso de instalación de las inclusiones) y la velocidad de construcción que se logre.

Las inclusiones son generalmente anclas formadas por barras de acero u otros elementos metálicos, que puedan resistir esfuerzos de tensión, cortante y momentos flexionantes, ya sea que se coloquen en perforaciones previas, inyectadas a todo lo largo de su longitud, o hincadas dentro del suelo. Las anclas no son presforzadas, pero se colocan en espaciamientos muy cerrados (por ejemplo, un ancla hincada por cada 0.25 m² o un ancla inyectada por cada 1 a 5 m²) para generar una cohesión aparente anisotrópica en el suelo.

Las anclas se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Anclas hincadas
- Anclas inyectadas
- Jet nails
- Anclas protegidas contra la corrosión
- Anclas lanzadas

Anclas hincadas. Se utilizan comúnmente en Francia y Alemania, y son barras o perfiles metálicos de diámetros entre 15 y 46 mm, de acero dulce con resistencia a la fluencia de 3500 kg/cm². Se colocan con espaciamientos cerrados (2 a 4 anclas por m²) y crean una masa de suelo reforzado suficientemente homogénea. Las anclas se hincan en el suelo, con la inclinación de proyecto, utilizando un martillo neumático o hidráulico de vibropercusión, sin perforación previa (Paniagua, 1992). Esta técnica de instalación es rápida y económica (4 a 6 por hora); sin embargo, está limitada por la longitud de las barras (máximo 20 m) y la heterogeneidad del suelo (p. ej., presencia de boleos).

Anclas inyectadas. Generalmente son barras de acero entre 15 y 46 mm de diámetro, con una resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm². Se colocan en perforaciones (10 a 15 cm de diámetro) con una separación vertical y horizontal que varía típicamente entre 1 y 3 m, dependiendo del tipo de suelo en que se coloquen. Las anclas comúnmente se inyectan por gravedad o con presiones bajas. Se pueden utilizar varillas corrugadas para incrementar la adherencia ancla-inyección. Son las anclas más comunes que se construyen actualmente (SMMS, 1996).

Jet nails. Son inclusiones compuestas hechas con suelo inyectado con una barra central de acero, que puede ser entre 30 y 40 cm de diámetro. Las anclas se instalan utilizando un martillo con vibropercusión de alta frecuencia (hasta 70 Hz) y se inyecta lechada de cemento durante la instalación, a través de un canal longitudinal a la barra, de unos cuantos milímetros de diámetro, con una presión suficiente para causar el fracturamiento hidráulico del suelo alrededor (Simecsol, 1996; Ischebeck, 1996). Sin embargo, se han utilizado presiones relativamente bajas (40 kg/cm²) en suelos granulares. El ancla interna se protege contra la corrosión usando un tubo metálico. Esta técnica provoca una compactación y mejoramiento del suelo alrededor del ancla, que incrementa significativamente la

resistencia a la tensión de la inclusión. En la Tabla 7.2 se presentan valores típicos de cargas a la tensión para diferentes suelos.

Tabla 7.2, Diámetros típicos de jet nails y resistencia a la tensión para diferentes suelos (ASCE, 1997)

Suelo	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Diámetro del bulbo, cm	60	40	30	20
Resistencia última a la extracción, t/m	2.62	1.13	0.43	0.15

Anclas protegidas contra la corrosión. Generalmente utilizan un esquema de protección doble, similar al usado en la práctica del anclaje convencional. Para aplicaciones permanentes, se recomienda un mínimo de 3.75 cm de recubrimiento, en toda la longitud del ancla. Se puede aplicar una protección secundaria con resina epóxica aplicada electrostáticamente en la barra, con un espesor mínimo de 14 milésimas (ASCE, 1997). En ambientes agresivos, se recomienda un encapsulamiento completo, que se puede alcanzar con un tubo corrugado de plástico o acero, inyectado en el suelo.

Anclas lanzadas. Consiste en disparar directamente al suelo, utilizando un lanzador de aire comprimido, anclas de 25 y 38 mm de diámetro, con longitudes de 6 m o más. Las anclas se lanzan a velocidades de 320 km/hora, con una transferencia de energía de hasta 100 kJ (ASCE, 1997; Juran y Levy, 2001). Esta técnica de instalación permite una optimización del proceso con el mínimo de alteración del sitio. Durante la penetración, el suelo alrededor del ancla se desplaza y comprime. Se utiliza actualmente para estabilización de taludes, aunque se reportan aplicaciones exitosas en contención de excavaciones.

El recubrimiento de la cara de las estructuras de soil nailing no es un elemento con capacidad de carga estructural, sino que asegura la estabilidad local del suelo entre los niveles de refuerzo y protege la superficie expuesta a los efectos de la erosión y el intemperismo. Generalmente consiste en una capa delgada de concreto lanzado (entre 4 y 6 pulgadas de espesor), que se construye de arriba hacia abajo, conforme se avanza en el proceso de excavación. El recubrimiento y las anclas se colocan inmediatamente después de cada etapa de excavación, para restringir la decompresión del suelo y prevenir el deterioro de las propiedades mecánicas y características de resistencia al corte del suelo. En algunas ocasiones, se han utilizado paneles prefabricados o colados en sitio, como sustituto del concreto lanzado, buscando satisfacer aspectos estéticos o de durabilidad.

7.3 Interacción suelo-ancla

En el soil nailing, de la misma manera que en el anclaje, el mecanismo de transferencia de carga y la resistencia última a la extracción dependen primordialmente de la resistencia y tipo de suelo, técnica de instalación, método de perforación, tamaño y forma de la perforación y el método y presión de inyección utilizados.

La resistencia a la extracción de anclas hincadas en suelos granulares compactos se correlacionó (Juran y Elias, 1991) con las recomendaciones de diseño para muros de tierra armada, que utilizan el concepto de “coeficiente de fricción aparente”, ec. 7.1:

$$\tau_{ult} = \gamma \cdot h \cdot \mu^* \quad (\text{ec. 7.1})$$

donde

τ_{ult}	resistencia a la extracción última
γ	peso volumétrico del suelo
h	altura de suelo sobre el ancla
μ^*	coeficiente de fricción aparente

Juran y Elias (1991) muestran que el coeficiente de fricción aparente obtenido en pruebas de extracción de anclas, corresponde al valor de diseño usado generalmente en las soleras corrugadas de tierra armada. Esto se cumple a profundidades relativamente someras, donde el valor de μ^* es significativamente mayor que 1, pero decrece con la profundidad hasta llegar a $\tan(\phi)$; sin embargo, el proceso de construcción de la tierra armada produce un coeficiente de fricción aparente sustancialmente más grande que el del soil nailing, por lo que los lineamientos de diseño de la tierra armada no pueden extrapolarse a las estructuras de soil nailing.

En anclas inyectadas, la perforación previa produce una descarga del suelo, que puede alterar sus propiedades significativamente; la interacción suelo-ancla depende fundamentalmente de la recompactación del suelo con la inyección. En suelos granulares, se utilizan presiones de inyección de 3.5 a 7 kg/cm², que inducen un mejoramiento asociado con la penetración de la lechada en zonas permeables, incrementando el diámetro efectivo y la resistencia a la extracción del ancla. En suelos cohesivos, la inyección con tremie genera una interfase suelo-inclusión más lisa. La presencia de agua en las interfases, específicamente en suelos plásticos, puede generar un efecto de lubricación y disminuir sustancialmente la resistencia a la extracción del ancla.

A la fecha, los cálculos de la capacidad de un ancla están basados en fórmulas derivadas de la experiencia de campo; estas expresiones son útiles para una evaluación de factibilidad y diseño preliminar. En el soil nailing, se requieren pruebas de extracción (ver capítulo 5) para recabar información confiable para el diseño final, y verificar en el sitio las consideraciones de diseño.

En la Tabla 7.3 se muestra un resumen de los valores del esfuerzo cortante lateral último en la interfase de anclas, como una función del tipo de suelo y la técnica de instalación.

7.4 Criterios de aplicación

Las principales ventajas y limitaciones de la técnica de soil nailing son las siguientes (Abramson, 1994; Juran y Elias, 1991; Abramento et al., 1998):

Ventajas

- Se pueden alcanzar economías entre 10 y 50 por ciento, comparado con muros anclados.

Tabla 7.3, Esfuerzo cortante lateral último en la interfase para anclas inyectadas (ASCE, 1997)

Método de construcción	Tipo de suelo	Esfuerzo cortante lateral último, kg/m
Perforadas con rotación	Arena limosa	62 a 124
	Limo	37 a 50
	Depósito de piemonte	46 a 77
Ademe hincado	Arena	185
	Arena/grava compacta	246
Inyectada a presión	Arena fina media	246
	Arena/grava	616
Perforada con helicoidal	Arcilla blanda	12 a 18
	Arcilla firme a dura	24 a 36
	Limo arcilloso	31 a 62
	Arcilla arenosa calcárea	123 a 185
	Relleno areno limoso	12 a 18

- El equipo de construcción es fácilmente transportable, pequeño y se puede adaptar para que sea silencioso.
- Los métodos de construcción pueden ser rápidos y flexibles, acoplándose a las variaciones en las condiciones de suelo, geometría del proyecto y ritmo de trabajo, ya que no es necesario esperar al tensado de anclas.
- Se requieren desplazamientos pequeños para movilizar el refuerzo, menores a los necesarios para excavaciones ademadas.
- El sistema es flexible en su totalidad, y puede tolerar movimientos horizontales y verticales grandes.
- El sistema de refuerzo es redundante: una ancla débil no provocará la falla de un talud completo.

Desventajas. Como todos los sistemas de construcción, el soil nailing presenta algunas desventajas, pero, como se observa a continuación, también son comunes con otros sistemas de refuerzo, y se considera que las ventajas superan estos problemas.

- El suelo debe ser suficientemente resistente para que se puedan mantener estables cortes entre 1 y 2.4 m de alto, al menos por unas horas, durante la instalación del refuerzo. En este caso, solo es necesario que el suelo tenga alguna cohesión o cementante.
- En caso de existir un flujo de agua fuerte hacia la cara de la excavación, no será posible colocar el concreto lanzado.
- En arcillas muy blandas no es aplicable este sistema.
- Es necesario tomar precauciones con las interferencias subterráneas en forma temporal o permanente.
- En ocasiones, es necesario colocar elementos de construcción fuera de los límites de propiedad de la obra.

7.5 Consideraciones de diseño

Antes de revisar los diferentes métodos de diseño, es necesario comentar algunos aspectos generales de diseño, como la configuración del talud, los desplazamientos laterales permisibles, la vida útil requerida y los requerimientos de drenaje. Se ha supuesto que se conocen con cierto detalle las características del suelo.

Configuración del talud. Esta es una de las primeras consideraciones que se requieren durante el diseño. Se deben tomar en cuenta las siguientes características:

- Altura y longitud
- Pendiente
- Alineamiento horizontal
- Proximidad a estructuras o instalaciones existentes o futuras

Estos elementos regirán los espacios disponible y requerido para el muro o talud; a mayor altura y ángulo del talud, mayor será la longitud de las anclas necesarias, para un determinado tipo de suelo. Si el alineamiento horizontal contiene curvas o ángulos pronunciados, se deberá alinear las anclas para prevenir la interferencia entre sí. La cercanía con estructuras existentes que puedan sufrir daños, como resultado de la instalación del soil nailing, puede obligar a reubicar la obra.

Movimientos laterales. El sistema soil nailing para contención de excavaciones debe considerarse flexible, comparado con una tablestaca anclada. Los taludes de soil nailing se pueden deformar lateralmente entre 0.001 a 0.003 de la altura de la excavación (Abramson, 1994). Los desplazamientos en estructuras vecinas, debidas a la construcción de un talud con soil nailing pueden ser intolerables, especialmente en ambientes urbanos con instalaciones cercanas.

Las deformaciones laterales están ligadas a movimientos verticales de la superficie del suelo, aunque los asentamientos se atenúan con la distancia de la excavación. Si existen estructuras cerca de la excavación proyectada, deberán evaluarse los posibles asentamientos y deformaciones angulares.

Vida útil. Se divide en dos categorías, temporal y permanente; si el soil nailing se utiliza como soporte temporal de una excavación, no deberá preocupar la corrosión del acero, agrietamiento del concreto lanzado y drenaje a largo plazo. Sin embargo, si se requiere de una estructura permanente, se debe considerar lo siguiente:

- Protección contra la corrosión de las anclas y el refuerzo del concreto lanzado.
- Desempeño estructural y estético del recubrimiento del talud.
- Prever un drenaje eficiente atrás del recubrimiento, como se comenta a continuación.

Drenaje. Un drenaje deficiente puede ocasionar los siguientes problemas:

- Cargas horizontales excesivas
- Tubificación y erosión de los finos del suelo
- Presiones de congelamiento/descongelamiento

- Corrosión acelerada del acero
- Agrietamiento o desplome del talud
- Reducción en la resistencia al deslizamiento y a la falla del talud

Los drenes pueden colocarse durante la construcción, de acuerdo con lo señalado en el capítulo 5.

7.6 Métodos de diseño

Los métodos de diseño para soil nailing se pueden clasificar en dos categorías principales (ASCE, 1997):

Métodos de equilibrio límite o análisis de estabilidad de taludes modificado, que se usan para evaluar el factor de seguridad global de los taludes con soil nailing, con respecto a una falla rotacional o traslacional a lo largo de una superficie potencial de falla, tomando en cuenta las características de las inclusiones que la atraviesan.

Métodos de esfuerzos de trabajo, que se utilizan para estimar las fuerzas de tensión y cortante generadas en las anclas durante la construcción, bajo las condiciones de carga de diseño y evaluar la estabilidad local en cada nivel de anclas.

En la Tabla 7.3 se presentan las hipótesis básicas de los métodos que se mencionan en este capítulo.

7.6.1 Métodos de equilibrio límite

Método francés. Desarrollado por Schlosser, puede ser resuelto con el procedimiento de estabilidad de taludes de dovelas. La masa de suelo reforzada se trata como un material compuesto. La diferencia con otros métodos es que considera cuatro criterios de falla, como se muestra en la Fig. 7.3. Cada ancla es evaluada con respecto de los cuatro criterios, suponiendo diferentes modos de falla para el ancla misma, el suelo alrededor del ancla y la interfase ancla/suelo.

La resistencia al corte del suelo se evalúa con base en el criterio de Mohr-Coulomb con un ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión (c), en la base de cada dovela. El suelo falla si el esfuerzo cortante movilizado es mayor que el esfuerzo normal, multiplicado por $(c + \tan\phi)$. Se considera aceptable un factor de seguridad de 1.5.

La fuerza de tensión en el ancla es calculada con la resistencia a la extracción de la misma, atrás de la superficie de falla supuesta. Se considera que el ancla es extraída si la fuerza de tensión movilizada es mayor que la fricción lateral multiplicada por la superficie del ancla atrás de la superficie de falla. Se sugiere utilizar un factor de seguridad de 1.5.

El criterio de falla de la interacción ancla/suelo es similar a estimar la capacidad de un pilote cargado lateralmente, usando un análisis de interacción suelo-estructura carga vs deformación. Los momentos flexionantes y fuerzas cortantes admisibles de las anclas se comparan con los movilizados y si son menores, se considera que el ancla falla.

Tabla 7.3, Hipótesis de los diferentes métodos de diseño, ASCE (1997)

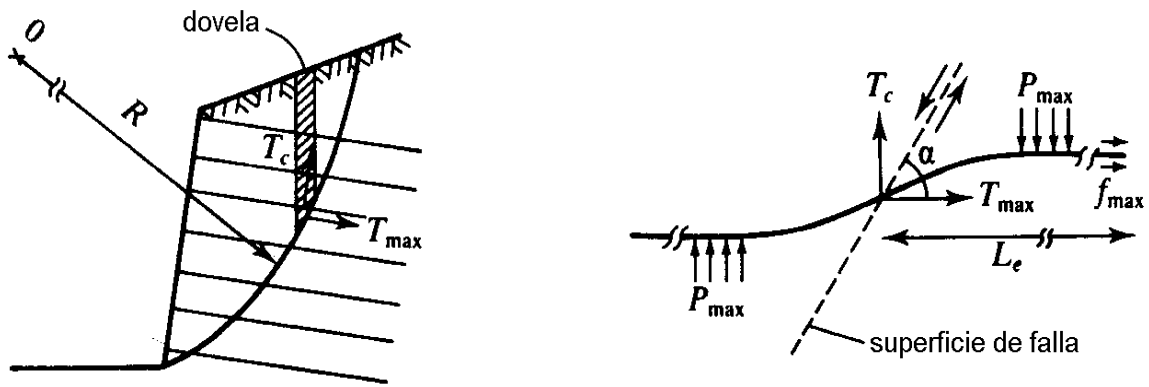
Característica	Método francés	Método alemán	Método de Davis	Método de Davis modificado	Método cinemático
Análisis	Equilibrio límite de momentos Estabilidad global	Equilibrio límite de fuerzas Estabilidad global	Equilibrio límite de fuerzas Estabilidad global	Equilibrio límite de fuerzas Estabilidad global	Análisis del esfuerzo de trabajo Estabilidad local
Parámetros suelo	(c, ϕ) limitan las fuerzas en las anclas	(c, ϕ) fricción lateral	(c, ϕ) limitan las fuerzas en las anclas	(c, ϕ) limitan las fuerzas en las anclas	$(c/(\gamma H), \phi)$
anclas	Rigidez a la flexión	Tensión	Fricción lateral	Fricción lateral	Parámetro adimensional de rigidez a la flexión
Fuerzas en las anclas	Tensión, cortante, momentos	Tensión	Tensión	Tensión	Tensión, cortante, momentos
Superficie de falla	Circular, cualquiera	Bilineal	Parabólica	Parabólica	Espiral logarítmica
Mecanismos de falla	Mezclado ^(a)	Extracción	Mezclado	Mezclado	No aplica
FS ^(b) suelo	1.5	1 (resistencia residual)	1.5	1	1
FS extracción	1.5	1.5 a 2	1.5	2	2
Esfuerzos de tensión	Fluencia Momento plástico	Fluencia	Fluencia	Fluencia	Fluencia Momento plástico
Resultado del diseño	FSG ^(c) SCF ^(d)	FSG SCF	FSG SCF	FSG SCF	Fuerzas en las anclas SCF
Agua en el suelo	Si	No	No	No	Si
Estratificación de suelo	Si	No	No	No	Si
Posible sobrecarga	Inclinada, cualquiera	Inclinada	Uniforme	Inclinada, uniforme	Inclinada
Geometría del talud	Cualquiera	Talud inclinado Talud vertical	Talud vertical	Talud inclinado Talud vertical	Talud inclinado Talud vertical

^(a) Mecanismos de falla mezclados: la fuerza de tensión límite en cada ancla está gobernada, ya sea por su resistencia a la extracción factorizada, o por el esfuerzo de fluencia del ancla, el que resulte menor

^(b) Factor de seguridad

^(c) Factor de seguridad global

^(d) Superficie crítica de falla

**Criterios de falla**

Resistencia a la tensión del ancla $T_{\max} = A_s f_y$

Resistencia al corte del ancla $T_c \leq R_c = A_s f_y$

Fricción suelo barra $T_{\max} \leq \pi D \tau_{ult} L_a$

Presión lateral del suelo en el ancla $\rho \leq \rho_{\max}$

Resistencia al corte del suelo $\tau < c + \sigma \tan \phi$

Fig. 7.3, Método de diseño francés (de Juran y Elias, 1991)

La fuerza de cortante inducida en cada ancla se define como:

$$V_o = \frac{1}{2} p D L_o \quad (\text{ec. 7.2})$$

donde

- p empuje pasivo en el ancla
D diámetro del ancla
L_o longitud de transferencia del ancla, definida como

$$L_o = \left[\frac{4EI}{k_h D} \right] 0.25 \quad (\text{ec. 7.3})$$

donde

- E módulo de elasticidad del ancla
I momento de inercia del ancla
k_h módulo de reacción horizontal del suelo
El valor de V_o se compara con la mitad del valor último:

$$V_o = \frac{1}{2} D L_o \left[M_p / (0.16 D L_o^2) \right] \quad (\text{ec. 7.4})$$

Tomándose el valor menor, donde

M_p momento máximo permisible para el ancla

El momento máximo actuante para cada ancla se define como

$$M_{mx} = 0.16 p D L_o^2 \quad (\text{ec. 7.5})$$

Este valor se compara con el permisible (M_p). Se sugiere un factor de seguridad de 2 para las fuerzas cortantes y momentos flexionantes.

Finalmente, se considera una combinación de la fuerzas de tensión y cortante, utilizando el criterio de falla de Tresca:

$$\frac{T^2}{R_n^2} + \frac{V^2}{R_c^2} < 1 \quad (\text{ec. 7.6})$$

donde

$$V = \left[\frac{R_c}{1 + 4 \tan^2(1.57 - \alpha)} \right]^{1/2} \quad (\text{ec. 7.7})$$

$$T = 4V(1.57 - \alpha) \quad (\text{ec. 7.8})$$

V tensión movilizada en el ancla
 R_n resistencia a la tensión del ancla, f_y
 R_c resistencia al corte del ancla, $f_y/2$
 α ángulo relativo entre el ancla y la superficie de falla del talud

Se recomiendan factores de seguridad de 1.3 y 1.5 para taludes temporales y permanentes, respectivamente.

Método alemán. Propuesto por Stocker y otros, utiliza un análisis de equilibrio de fuerzas, suponiendo una superficie de falla bilineal, Fig. 7.4.

Se supone que la resistencia al corte del suelo (definida con el criterio de Mohr-Coulomb) se moviliza completamente a lo largo de la superficie de falla. Solamente se consideran fuerzas de tensión; el factor de seguridad global es la suma de las fuerzas resistentes de las anclas (ubicadas atrás de la superficie de falla supuesta, formadas por la resistencia a la extracción de las anclas) dividida entre las fuerzas totales requeridas para el equilibrio (obtenida considerando el polígono de fuerzas que actúa en una cuña de suelo rígido).

Se determina por iteraciones la inclinación (θ_1) de la superficie de falla, hasta encontrar el factor de seguridad mínimo.

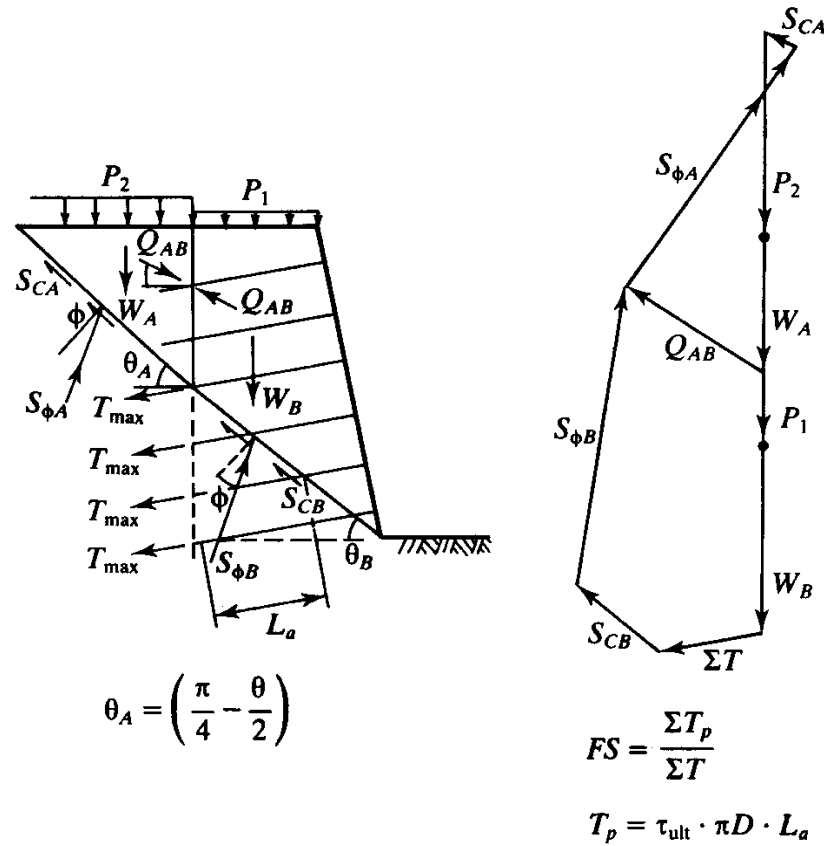


Fig. 7.4, Método de diseño alemán (de Juran y Elias, 1991)

Se ha demostrado con análisis de estabilidad que el factor de seguridad mínimo se obtiene generalmente para $\theta_2 = (\pi/4 - \phi/2)$ y $\theta_s = 90^\circ$. La superficie de falla bilineal está basada en modelos, donde la falla fue generada por una sobrecarga superficial. Sin embargo, este hecho no es consistente con el comportamiento observado de taludes que primordialmente soportan su propio peso.

Método de Davis. Shen y otros desarrollaron este método similar al alemán, suponiendo una superficie de falla parabólica, cruzando parcial o totalmente dentro de la masa de suelo reforzado. La hipótesis está basada en las curvas de igual factor de seguridad generadas en simulaciones realizadas con elemento finito. Se acepta que las anclas solo toman fuerzas de tensión y que su falla se genera por rompimiento o extracción.

Es posible implementar un procedimiento de estabilidad de taludes con dovelas modificadas, para determinar la superficie crítica de falla y el factor de seguridad mínimo (Abramson, 1994).

Método de Davis modificado. Elias y Juran propusieron modificaciones al método de Davis, que permiten considerar longitudes de ancla múltiples, inclinación de la cara del talud, bermas, entre otras. Para análisis preliminares, se han generado gráficas que representan cuatro geometrías comunes en la práctica, Fig. 7.5.

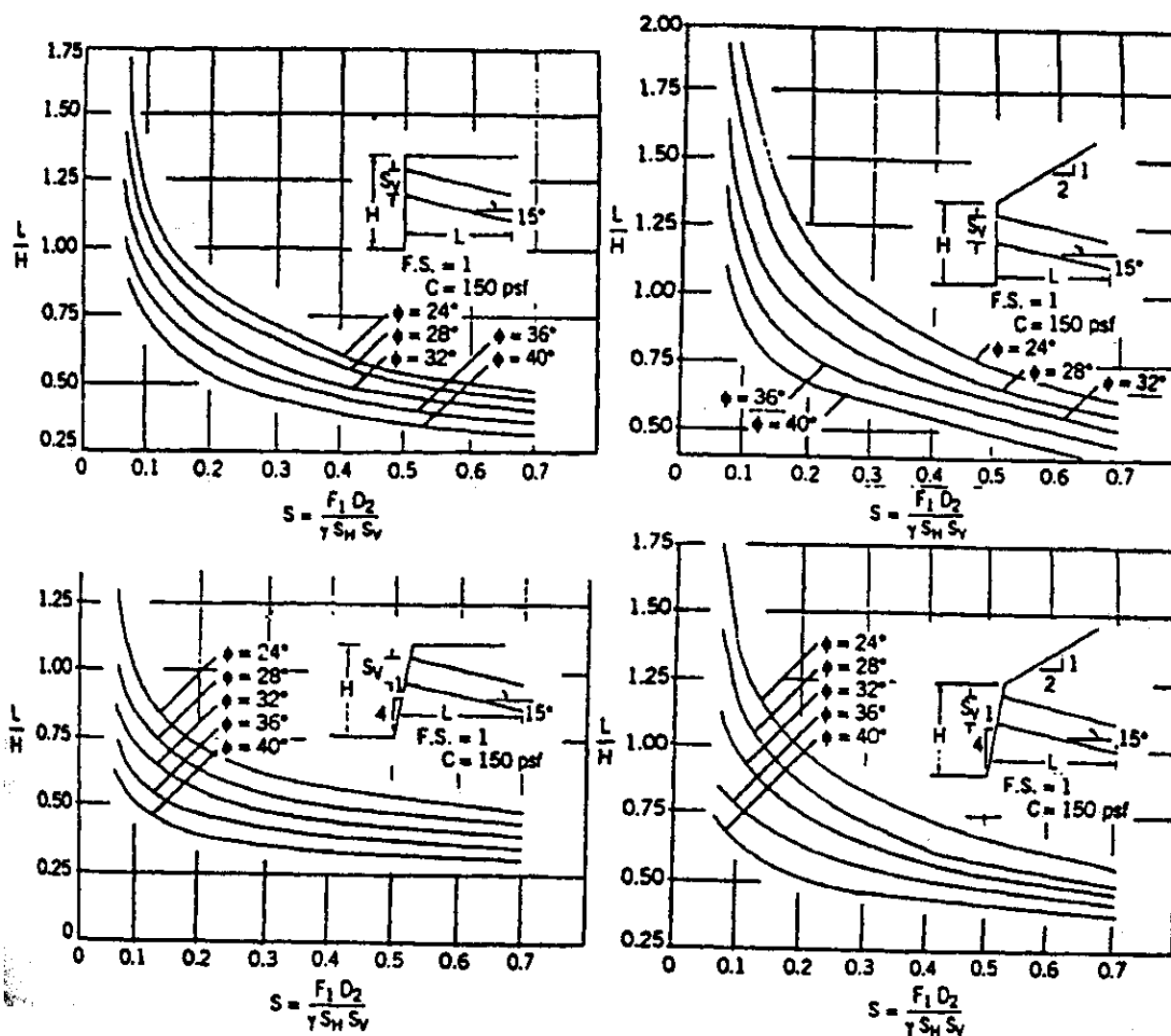


Fig. 7.5, Ayudas de diseño para el método de Davis modificado, ASCE (1997)

Las gráficas han sido preparadas para longitudes de anclas iguales, un factor de seguridad global de 1.0 y una cohesión de diseño constante de 0.7 t/m² (150 psf), que representa el valor mínimo necesario para realizar cortes iniciales estables. El ángulo de fricción interna debe factorizarse por 1.2 y la fuerza cortante última en la interfase (τ_{ult}) se debe factorizar por 1.75 a 2.0, dependiendo de la calidad de los datos.

En la Fig. 7.5 se utiliza el parámetro adimensional S :

$$S = \frac{\tau_{ult} D_2}{\gamma S_H S_V} \quad (\text{ec. 7.9})$$

donde

D_2 diámetro de la perforación del ancla

γ	peso volumétrico del suelo
S_H	separación horizontal entre anclas
S_V	separación vertical entre anclas

Para un valor de diseño determinado de S , las gráficas se utilizar con el valor factorizado del ángulo de fricción interna del suelo, para obtener el valor correspondiente de L/H (donde L y H son la longitud de las anclas y la altura del talud, respectivamente). Se puede modificar el diámetro de la perforación y el espaciamiento entre anclas para alcanzar el diseño óptimo.

7.6.2 Métodos de esfuerzos de trabajo

Método cinemático. Propuesto por Elias y Juran, basándose en un análisis límite, asociando el desplazamiento de una superficie de falla cinemáticamente admisible, como se observó en modelos. Difiere de los otros procedimientos mencionados al no utilizar el método de dovelas y tratar al talud reforzado como un terraplén estabilizado mecánicamente. Supone una rotación de cuerpo quasi-rígido, definida por una superficie de falla con forma de espiral logarítmica, Fig. 7.6. Se asemeja al método francés al utilizar el criterio de Mohr-Coulomb para el suelo y el de Tresca para la falla del ancla.

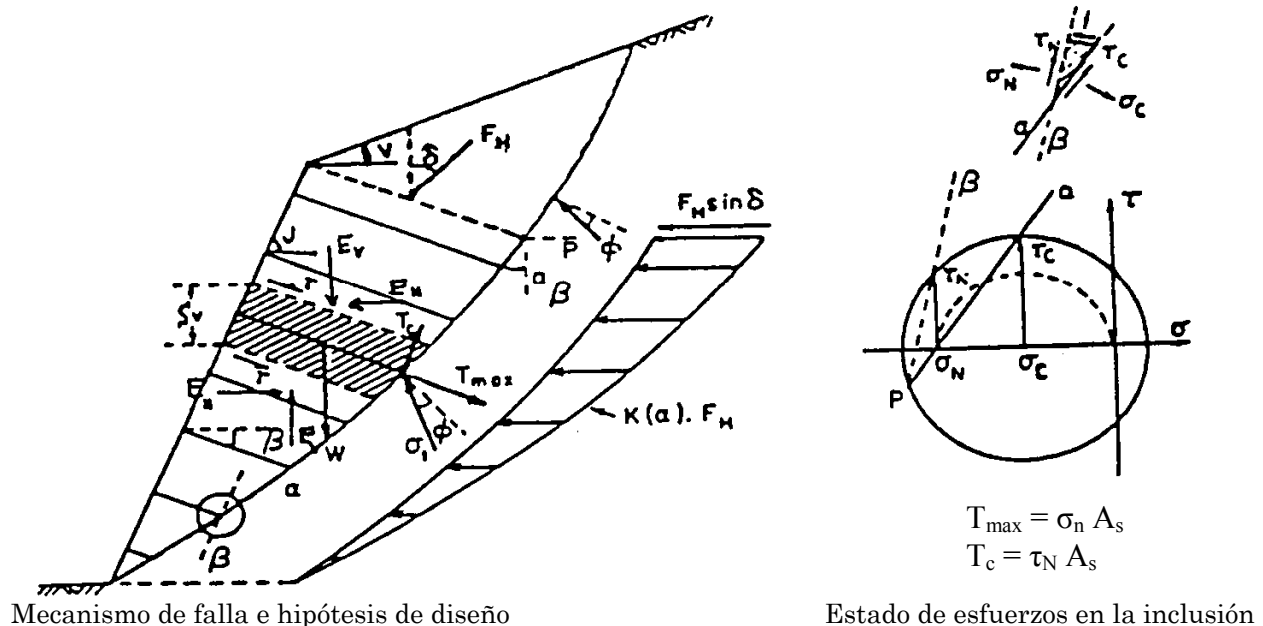


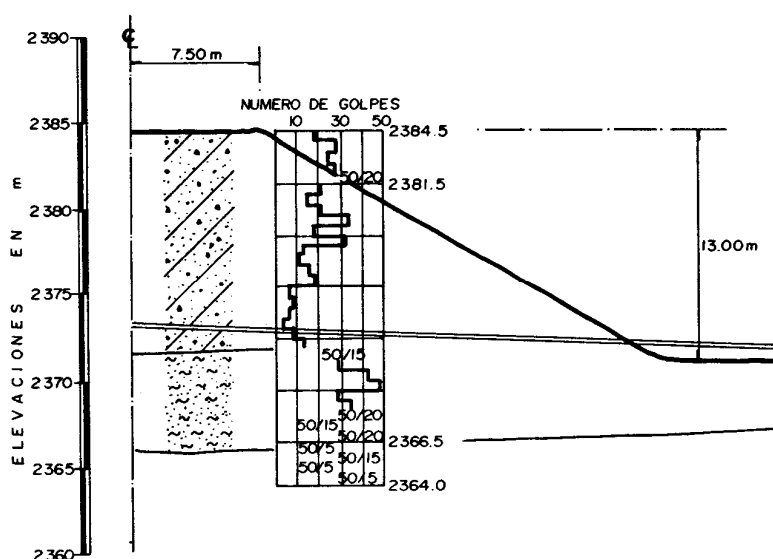
Fig. 7.6, Método de diseño cinemático, Abramson (1994)

Otros métodos. Con este enfoque se han desarrollado otros procedimientos, como el de los diagramas de empuje de tierras empírico y análisis con elementos finitos. Se puede encontrar más información en ASCE (1997).

7.7. Caso práctico

Cajón vehicular, ciudad de México. En el Poniente de la ciudad de México se proyectó una excavación para la construcción de un cajón vehicular, a través del terraplén de una avenida en servicio, de 23 m de ancho y 13 m de altura; el cruce debía ejecutarse sin la interrupción del tránsito vehicular sobre la avenida, Paniagua (1992).

Esta zona era antiguamente una mina de explotación de agregados, que fue rellenada



posteriormente en forma parcial, con material heterogéneo. Se realizaron sondeos de penetración estándar, complementados con ensayos presiométricos. Los 13 m del cuerpo del terraplén están formados por rellenos areno arcillosos de compacidad suelta a media, desplantándose en una toba areno limosa en el fondo, Fig. 7.7.

Fig. 7.7, Corte estratigráfico

Debido a las condiciones del proyecto, la geometría del talud se proyectó con una inclinación de 1:5 (horizontal a vertical), reforzando el suelo con el concepto de soil nailing, utilizando anclas hincadas a golpes, de 19 mm de diámetro, 6 m de longitud y con espaciamientos de 1 y 2 m horizontal y vertical, respectivamente. La excavación se llevó a cabo en etapas de 1.5 a 3 m de altura, protegiendo la cara del talud con concreto lanzado, Fig. 7.8.

Para permitir el paso vehicular por el terraplén, el corte se llevó a cabo en dos etapas, construyéndose el cajón en la 1ª porción excavada, restituyendo la vialidad y posteriormente continuando con la excavación y construcción del cajón en la 2ª etapa.

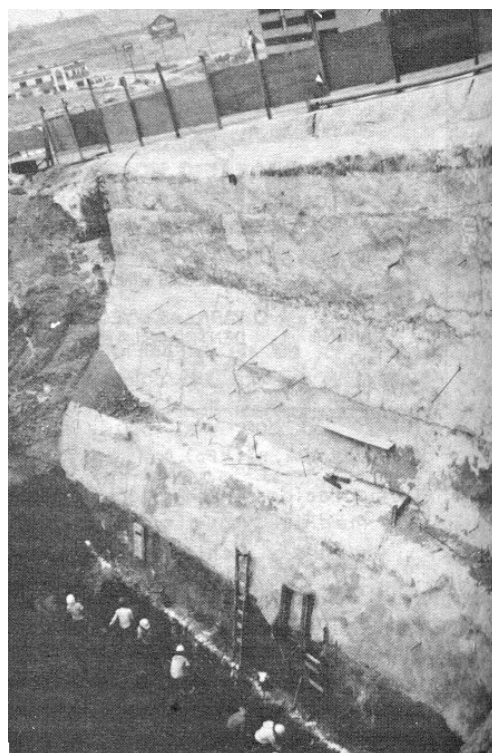


Fig. 7.8 Talud reforzado

Referencias

Abramento M., Koshima A., Casati A. (1998) “Reforço do terreno”, capítulo 18 en Fundações, Teoria e prática, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasil.

Abramson, L.W. (1994) “In situ ground reinforcement”, chap. 5 in Ground Control and Improvement, John Wiley & Sons, New York.

ASCE (1997) “Soil nailed retaining structures”, chap. 2.8 in Ground improvement, Ground reinforcement, Ground treatment. Developments 1987-1997. Geotechnical Special Publication N° 69, American Society of Civil Engineers, New York.

Ischebeck E. (1996) “Titan injection anchors”, Simposio Internacional de Anclajes, editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

Juran I. and Elias V. (1991) “Ground anchors and soil nails in retaining structures”, chap. 26 in Foundation Engineering Manual, ed. H.Y. Fang, Van Nostrand Reinhold, New York.

Juran I. and Levy O. (2001) “Soil nailing”, International knowledge database for ground improvement technologies, ISSMFE-TC-17, <http://tc17.poly.edu/ikd.htm>.

Simecsol (1996) “Jet nails and jet piles; principles and applications”, Simposio Internacional de Anclajes, editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

Paniagua W.I. (1992) “Refuerzo de suelos”, Simposio Experiencias geotécnicas en la zona Poniente del Valle de México, editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

SMMS (1996) “Simposio Internacional de Anclajes”, editado por W.I. Paniagua y F. González, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.