

SERIE ESTÁNDARES TÉCNICOS DE CONSTRUCCIÓN

CARACTERIZACIÓN Y ANÁLISIS

GEOTÉCNICO DE TÉCNICAS PARTICULARES DE MEJORAMIENTO DE SUELOS, ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN Y FUNDACIONES PROFUNDAS



CARACTERIZACIÓN Y ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE TÉCNICAS PARTICULARES DE MEJORAMIENTO DE SUELOS, ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN Y FUNDACIONES PROFUNDAS

VERSIÓN OFICIAL

MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO

2025



Colección: Monografías y Ensayos

Serie: II Tecnología de la Construcción

Título: Caracterización y análisis geotécnico de técnicas particulares de mejoramiento de suelos, estructuras de contención y fundaciones profundas

Autor: Ministerio de Vivienda y Urbanismo - Minvu

Editor: División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional - Ditec, Minvu

Publicación: 392

Coordinación editorial y redacción: Marcelo Soto Zenteno, Cristina Barria Fernández

Coordinación Técnica: Cristina Barria Fernández

Diseño y diagramación: Jennifer Cofré Irribarra (Minvu)

Corrección de prueba y estilo: Jorge Silva Herrera (Minvu)

Desarrollado por: Departamento de Tecnologías de la Construcción de la Ditec, Minvu

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Gobierno de Chile.

Santiago, 2025

Licencia:

 Se permite la reproducción total o parcial de esta obra, citando la respectiva fuente, siempre y cuando sea con fines investigativos o académicos y no se haga uso comercial.

CONTENIDO

PRESENTACIÓN	16
1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	16
1.1. UBICACIÓN DE LAS PERFORACIONES PARA ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	17
1.2. ESTRATIGRAFÍA	18
1.3. NIVEL FREÁTICO	19
1.4. CLASIFICACIÓN DE SUELOS E ÍNDICES	20
1.5. RESISTENCIA AL CORTE	20
1.6. CONSOLIDACIÓN	21
1.7. CRITERIOS ELECTROQUÍMICOS	21
1.8. ENSAYOS IN SITU	21
1.9. PRECISIÓN ESPERADA DE EQUIPOS DE MEDICIÓN PARA EL MONITOREO GEOTÉCNICO	23
1.10. BIBLIOGRAFÍA	23
1.11. LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE ESTUDIO MECÁNICO DE SUELOS	24
2. COLUMNAS DE GRAVA	27
2.1. OBJETIVOS DE LA TÉCNICA	28
2.2. CLASIFICACIÓN	28
2.2.1. VIBRADORES PROFUNDOS (DEEP VIBRATORS)	29
2.2.2. VIBRADORES EN CABEZA O MARTILLOS VIBRATORIOS ("TOP VIBRATORS")	30
2.2.3. COLUMNAS (PILAS) DE GRAVA O AGREGADO COMPACTADO	31
2.3. ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO	31
2.3.1. MECANISMOS DE FALLA	31
2.3.2. CONCEPTO DE COLUMNA AISLADA (UNIT CELL)	32
2.3.3. CONCENTRACIÓN DE ESFUERZOS	33
2.3.4. ANÁLISIS DE CARGA ÚLTIMA	37
2.3.5. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO	43
2.4. ASENTAMIENTOS	43
2.5. METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN	44
2.6. MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD	44
2.7. LIMITACIONES DE LA TÉCNICA	45
2.8. ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS	46
2.9. BIBLIOGRAFÍA	46
2.10. LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA	48

3. JET GROUTING	51
3.1. OBJETIVOS DE LA TÉCNICA	52
3.1.1. APLICACIONES	53
3.2. CLASIFICACIÓN	55
3.2.1. MÉTODO SIMPLE	55
3.2.2. MÉTODO DOBLE	55
3.2.3. MÉTODO TRIPLE	55
3.3. ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO	55
3.3.1. DIÁMETRO EN COLUMNAS DE JET GROUTING	56
3.3.2. PROPIEDADES DEL MATERIAL DE JET GROUTING	57
3.3.3. CAPACIDAD DE SOPORTE	60
3.3.4. ASENTAMIENTOS	63
3.4. METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN	64
3.4.1. PERFORACIÓN	65
3.4.2. INYECCIÓN	65
3.4.3. MEZCLA	65
3.5. MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD	66
3.5.1. CAMPOS DE PRUEBA	67
3.5.2. CONTROL DE LA EJECUCIÓN	68
3.5.3. CONTROL DE CALIDAD	68
3.6. LIMITACIONES DE LA TÉCNICA	70
3.7. ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS	71
3.8. BIBLIOGRAFÍA	71
3.9. LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE JET GROUTING	73
4. COMPACTACIÓN DINÁMICA	77
4.1. OBJETIVOS DE LA TÉCNICA	78
4.2. CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE SUELO	78
4.3. ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO	79
4.4. METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN	81
4.5. MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD	82
4.6. LIMITACIONES DE LA TÉCNICA	84
4.7. ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS	85

CONTENIDO

4.8. BIBLIOGRAFÍA	85
4.9. LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE COMPACTACIÓN DINÁMICA	87
4.10. CASOS DE ANÁLISIS	90
4.10.1. SOLUCIÓN CON COMPACTACIÓN DINÁMICA PARA ESTRATIGRAFÍAS A Y B	91
4.11. PRESUPUESTO PARA COMPACTACIÓN DINÁMICA	94
5. GEOTEXTILES	96
5.1. OBJETIVOS DE LA TÉCNICA	97
5.2. CLASIFICACIÓN	98
5.3. ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO	99
5.3.1. REFUERZO	99
5.3.2. FILTRO	102
5.4. METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN	103
5.5. MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD	104
5.6. LIMITACIONES DE LA TÉCNICA	105
5.7. ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS	105
5.8. BIBLIOGRAFÍA	106
5.9. LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE GEOTEXTILES	107
6. SUELOS MEZCLADOS IN SITU	110
6.1. OBJETIVOS DE LA TÉCNICA	111
6.2. CLASIFICACIÓN	111
6.3. ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO	112
6.4. METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN	120
6.5. MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD	122
6.6. LIMITACIONES DE LA TÉCNICA	123
6.7. ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS	123
6.8. BIBLIOGRAFÍA	124
6.9. LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE SUELOS MEZCLADOS IN SITU	125
6.10. CASOS DE ANÁLISIS	128
6.10.1. SOLUCIÓN DE SUELOS MEZCLADO IN SITU (SUELO-CEMENTO) PARA ESTRATIGRAFÍAS A Y B.	129
6.11. PRESUPUESTO SUELOS MEZCLADOS IN SITU	133
7. PILOTES	135
7.1. OBJETIVOS DE LA TÉCNICA	136

7.2. CLASIFICACIÓN	136
7.2.1. PILOTES HINCADOS	138
7.2.2. PILOTES PRE-EXCAVADOS	139
7.2.3. ESTÁNDARES ASTM PARA DISEÑO DE PILOTES	140
7.3. FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO	140
7.3.1. FACTORES DE SEGURIDAD	140
7.3.2. CAPACIDAD DE SOPORTE	141
7.3.3. ASENTAMIENTOS EN PILOTES	146
7.3.4. PILOTES CARGADOS LATERALMENTE	148
7.3.5. SUBPRESIÓN EN PILOTES	150
7.3.6. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO	151
7.4. METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN	152
7.5. MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD	152
7.6. LIMITACIONES DE LA TÉCNICA	153
7.7. ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS	153
7.8. BIBLIOGRAFÍA	154
7.9. LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE PILOTES	154
7.10. CASOS DE ANÁLISIS	158
7.10.1. SOLUCIÓN CON PILOTES PARA ESTRATIGRAFÍAS B, C Y D.	158
7.11. PRESUPUESTO PARA PILOTES	161
7.11.1. CASO CASA	161
7.11.2. CASO EDIFICIO	169
8. MICRO PILOTES	177
8.1. OBJETIVOS DE LA TÉCNICA	178
8.2. CLASIFICACIÓN	178
8.2.1. PARTE DE LOS MICROPILOTES	179
8.2.2. APLICACIONES	179
8.3. ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO	180
8.3.1. RESISTENCIA AL FUSTE	180
8.3.2. CAPACIDAD DE SOPORTE	182
8.3.3. CAPACIDAD POR CARGA LATERAL	182
8.3.4. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO	182
8.4. METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN	183



8.5. MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD	184
8.6. LIMITACIONES DE LA TÉCNICA	184
8.7. ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS	185
8.8. BIBLIOGRAFÍA	186
8.9. LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE MICRO PILOTES S	187
8.10. CASOS DE ANÁLISIS	189
8.10.1. SOLUCIÓN CON MICRO PILOTES PARA ESTRATIGRAFÍAS B, C Y D.	190
8.11. PRESUPUESTO PARA MICROPILOTES	192
8.11.1. CASO CASA	192
8.11.2. CASO EDIFICIO	200
9. ANCLAJES ACTIVOS	208
9.1. OBJETIVOS DE LA TÉCNICA	209
9.2. CLASIFICACIÓN	211
9.3. ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO	214
9.3.1. DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES	216
9.3.2. CARGA DE DISEÑO	216
9.4. METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN	221
9.5. MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD	222
9.6. LIMITACIONES DE LA TÉCNICA	222
9.7. ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS	223
9.8. BIBLIOGRAFÍA	224
9.9. LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE ANCLAJE ACTIVO S	225
9.10. CASOS DE ANÁLISIS	228
9.10.1. SOLUCIÓN PARA MURO PANTALLA Y ANCLAJES ACTIVOS	229
9.11. PRESUPUESTO PARA ANCLAJES ACTIVOS	242
10. MURO PANTALLA	245
10.1. OBJETIVOS DE LA TÉCNICA	246
10.2. CLASIFICACIÓN	246
10.3. ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO	247
10.4. METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN	249
10.5. MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD	253
10.6. LIMITACIONES DE LA TÉCNICA	253

10.7. ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS	254
10.8. BIBLIOGRAFÍA	255
10.9. LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE MUROS PANTALLA	256
10.10. CASOS DE ANÁLISIS	258
10.10.1. SOLUCIÓN CASO MURO PANTALLA	259
10.11. PRESUPUESTO PARA MURO DE PANTALLA	260
11. MURO BERLINÉS	267
11.1. OBJETIVOS DE LA TÉCNICA	268
11.2. CLASIFICACIÓN	269
11.3. ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO	269
11.3.1. CASO ACTIVO	270
11.3.2. CASO PASIVO	271
11.3.3. SISTEMA DE MURO NO ANCLADO	272
11.3.4. SISTEMA DE MURO ANCLADO	272
11.3.5. CONSIDERACIONES SOBRE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN UN MURO BERLINÉS	273
11.4. METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN	274
11.4.1. INSTALACIÓN DE LAS SECCIONES DE ACERO	274
11.4.2. INSTALACIÓN DE PANELES PRIMARIOS	274
11.5. MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD	276
11.6. LIMITACIONES DE LA TÉCNICA	276
11.7. ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS	276
11.8. BIBLIOGRAFÍA	277
11.9. LISTA DE CHEQUERO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE MURO BERLINÉS	277
12. MUROS DE TIERRA ESTABILIZADOS MECÁNICAMENTE	280
12.1. OBJETIVOS DE LA TÉCNICA	281
12.2. CLASIFICACIÓN	281
12.2.1. TIRAS METÁLICAS	281
12.2.2. GEOTEXTILES	282
12.2.3. GEOMALLAS	282
12.3. ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO EMPÍRICO	284
12.3.1. DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN CON REFUERZOS DE TIRAS METÁLICA	285
12.3.2. DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN CON GEOSINTÉTICOS	290

12.4. METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN	293
12.5. MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD	295
12.6. LIMITACIONES DE LA TÉCNICA	295
12.7. ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS	296
12.8. BIBLIOGRAFÍA	298
12.9. LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE MUROS DE TIERRA ESTABILIZADOS MECÁNICAMENTE	299
12.10. CASOS DE ANÁLISIS	302
12.10.1. SOLUCIÓN PARA MUROS ESTABILIZADOS MECÁNICAMENTE (TIERRA ARMADA) PARA ESTRATIGRAFÍAS A, B Y C	303
12.11. PRESUPUESTO PARA MUROS DE TIERRA ESTABILIZADOS MECÁNICAMENTE	312
13. MUROS IMPERMEABLES (TABLESTACAS)	316
13.1. OBJETIVOS DE LA TÉCNICA	317
13.2. CLASIFICACIÓN	318
13.3. ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO	320
13.3.1. SUELO GRANULAR HOMOGENEO CON NIVEL FREÁTICO AL MISMO NIVEL EN AMBOS LADOS	321
13.3.2. SUELO GRANULAR POR ENCIMA DE SUELO ARCILLOSO CON NIVEL FREÁTICO AL MISMO NIVEL EN AMBOS LADOS	325
13.3.3. TABLESTACAS ANCLADAS	326
13.3.4. ANÁLISIS SÍSMICO DE TABLESTACAS	329
13.3.5. CASO GENERAL	330
13.3.6. NIVELES FREÁTICOS EN DIFERENTES POSICIONES	330
13.3.7. PARÁMETROS REQUERIDOS PARA ANÁLISIS DE TABLESTACAS	332
13.4. METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN	332
13.5. MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD	334
13.6. LIMITACIONES DE LA TÉCNICA	335
13.7. ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS	335
13.8. BIBLIOGRAFÍA	337
13.9. LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE TABLESTACAS	338
13.10. CASOS DE ANÁLISIS	341
13.10.1. SOLUCIÓN DE TABLESTACAS PARA ESTRATIGRAFÍAS A, B Y C	343
13.11. PRESUPUESTO PARA MUROS IMPERMEABLES (TABLESTACAS)	348

14. ANCLAJES PASIVOS	352
14.1. OBJETIVOS DE LA TÉCNICA	353
14.2. CLASIFICACIÓN	353
14.2.1. PERNOS	353
14.2.2. CLAVOS (NAILS)	355
14.3. ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO	357
14.4. METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN	359
14.5. MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD	360
14.6. LIMITACIONES DE LA TÉCNICA	361
14.7. ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS	362
14.8. BIBLIOGRAFÍA	363
14.9. LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE ANCLAJE PASIVO S	364
14.10. CASOS DE ANÁLISIS	367
14.10.1. SOLUCIÓN PARA ANCLAJES PASIVOS CON CLAVOS (SOIL NAILING)	368
14.11. PRESUPUESTO PARA ANCLAJES PASIVOS	372
15. FUNDACIÓN INVERTIDA	376
15.1. OBJETIVOS DE LA TÉCNICA	377
15.2. CLASIFICACIÓN	379
15.3. ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO	379
15.4. METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN	379
15.5. MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD	381
15.6. LIMITACIONES DE LA TÉCNICA	381
15.7. ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS	381
15.8. BIBLIOGRAFÍA	382
15.9. LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE FUNDACIÓN INVERTIDA	382



PRESENTACIÓN

Como Ministerio de Vivienda y Urbanismo estamos enfocados a generar innovación y mejores tecnologías que permitan la construcción de viviendas y espacios públicos con altos estándares, favoreciendo de esta forma a la creación de barrios más cohesionados y con un positivo impacto en la calidad de vida de las familias que los habitan. Nuestro objetivo es contribuir al desarrollo de ciudades socialmente más integradas, conectadas e inclusivas, siempre sobre la base de un respaldo técnico robusto y eficiente.

Sabemos la importancia de entregar un aporte al conocimiento de los profesionales y entidades del sector, en temáticas relevantes que nos ocupan y preocupan, siempre dando un enfoque que logre altos estándares en la calidad de la construcción.

En este contexto, a través de la División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional, hemos desarrollado diversos estudios que abordan la problemática relativa a la naturaleza y variabilidad en la composición y resistencia de algunos tipos de suelos que están presentes a lo largo del país. Estos estarán a disposición para ser utilizados como materia de consulta, apoyo y complemento a la normativa vigente, favoreciendo de esta forma aunar criterios tanto en la edificación de proyectos habitacionales, como en obras urbanas.

Los invito a conocer cada uno de estos documentos, los que se centran desde aspectos que contemplan técnicas particulares del mejoramiento de sistemas, estructuras de contención y fundaciones profundas, hasta las recomendaciones para edificaciones emplazadas en suelos expansivos, licuables, orgánicos y salinos.

Estamos conscientes que aún queda mucho por hacer en torno a esta materia, pero estoy convencido que este tipo de estudios sin duda permitirá aportar con mejores soluciones y nuevos conocimientos a la variabilidad de los suelos, teniendo como propósito abordar los procesos constructivos con una mayor eficacia, lo que traducirá a la larga en una mejora significativa en el bienestar de las familias.

Carlos Montes Cisternas
Ministro de Vivienda y Urbanismo

1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

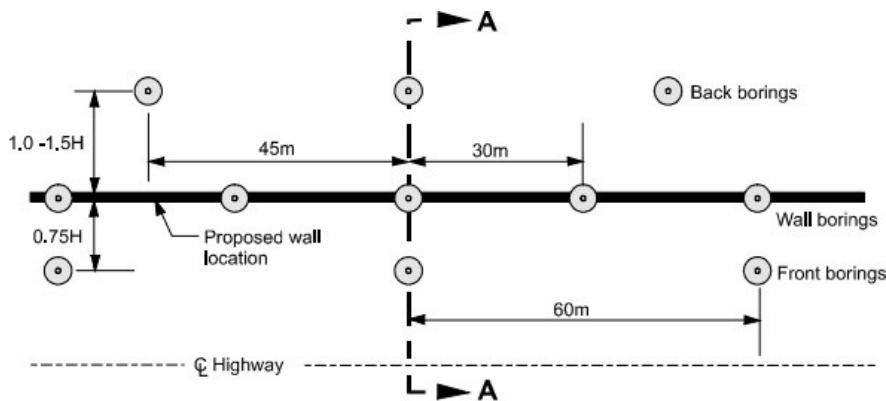
La investigación de mecánica de suelos y rocas es necesaria para evaluar las características del material de sitio. La investigación de las características geomecánicas de suelos y rocas usualmente están comprendidas por dos etapas: Investigación *in situ* e investigación de laboratorio.

1.1. UBICACIÓN DE LAS PERFORACIONES PARA ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

En la presente sección se establecen las recomendaciones para ubicación de las perforaciones para estructuras de contención. Esto incluye a los métodos de tablestacas, muros de tierra estabilizados mecánicamente y muros pantalla.

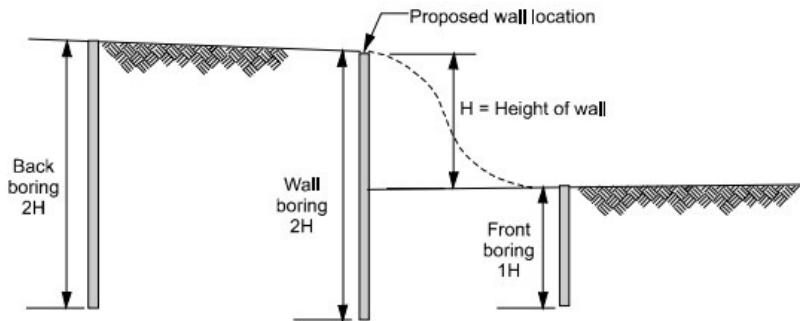
La Figura 1.1 ilustra las recomendaciones de la Federal Highway Administration (FHWA, 1999) para la ubicación de perforaciones para estructuras de contención. Tal como se muestra en la figura, se deben ubicar un grupo de perforaciones a lo largo de la estructura de contención. Otro grupo de perforaciones se deben ubicar por delante y por detrás de la estructura de contención. Sus ubicaciones se deben alinear para construir perfiles estratigráficos del suelo transversal a la estructura de contención. En caso que la estructura de contención no sea larga (menor a 30 m), la sección de diseño para los análisis es la que resulte más desfavorable de todas en términos de factor de seguridad y estabilidad de la estructura. En caso que la estructura de contención sea larga, se recomienda dividir por zonas, y diseñar para distintos perfiles estratigráficos representativos de cada zona.

Se recomienda espaciamientos entre perforaciones de 15 a 30 metros para suelos y entre 30 a 60 metros para rocas. La distribución y espaciamientos exactos de las perforaciones debe ser propuesta al criterio del ingeniero geotecnista considerando la homogeneidad, topografía, limitaciones geométricas y otras condiciones encontradas en campo. Se recomienda que la profundidad de la perforación sea de al menos dos veces la altura del muro o talud.



Note: Distances shown are recommended maximums.

Typical plan



Section A - A

← **Figura 1.1.**
Esquema de la ubicación de perforaciones para exploración de muros y anclajes (FHWA, 1999)

1.2 ESTRATIGRAFÍA

La estratigrafía de suelos y rocas deberá ser suficiente para proporcionar los espesores, elevación y distribución espacial de cada una de las capas encontradas durante la exploración geotécnica. Es importante identificar durante la fase de exploración algunos de los siguientes suelos que usualmente son problemáticos para la construcción de estructuras geotécnicas:

- Suelos arenosos sueltos que se encuentren saturados, con posible potencial de licuación.
- Suelos muy blandos, que sean susceptibles a asentamientos significativos o colapsos.

- Materiales muy compresibles como arcillas de alta plasticidad y suelos orgánicos los cuales con potencial de creep o consolidación secundaria.
- Materiales sensitivos con cambios desfavorables de sus propiedades mecánicas (rigidez y resistencia) al sufrir humedecimiento.
- Obstrucciones o materiales cementados que pueden generar problemas para las excavaciones.

Se recomiendan los siguientes métodos para el muestreo de suelos:

Para suelos granulares se recomienda: cuchara partida (Split spoon) a través del Standard Penetration Test (SPT) (ASTM D1586) para muestras alteradas, y tubo Shelby para muestras inalteradas. Para la recuperación de las muestras con SPT, u otros ensayos que impliquen la extracción de muestras, se deben implementar liners o accesorios para que las muestras de suelos no se alteren y queden almacenadas dentro del muestreador sin sufrir deslizamientos internos durante su extracción.

Para suelos cohesivos se recomiendan: Extracción del suelo con tubo de pared delgada (shelby) (ASTM D1587) para muestras inalteradas. En caso de suelos orgánicos, o muy compresibles, se podrá emplear tubo Shelby o muestreadores tipo downhole.

En caso de presentarse rocas, se debe investigar su composición mineralógica, su estratificación, foliación, grado de desgaste y discontinuidades. La resistencia de las rocas intactas debe ser evaluada utilizando el porcentaje de recuperación del núcleo y la designación de la calidad de la roca (RQD). Adicionalmente se deben describir la orientación de las discontinuidades y fracturas.

1.3 NIVEL FREÁTICO

La profundidad del nivel freático debe ser detectada durante la exploración geotécnica, considerando que la presencia del nivel freático afecta la estabilidad general del sistema, las presiones horizontales y vertical de tierra, el drenaje, los requerimientos anticorrosión y el proceso constructivo.

El nivel freático puede ser variable en la zona de interés, y puede fluctuar con el tiempo dependiendo del comportamiento hidrogeológico de las

aguas subterráneas. Por lo tanto, el informe de exploración debe realizar una estimación de la posición máxima esperada del nivel freático en la vida útil de la estructura considerando el comportamiento hidrogeológico de la zona. En caso que se proyecte la construcción de sótanos o estructuras subterráneas, y exista incertidumbre en el comportamiento del nivel freático, se deberán recomendar la instalación de piezómetros en el lugar de interés con sus respectivas recomendaciones de monitoreo para evaluar el comportamiento del nivel freático durante un tiempo establecido.

1.4 CLASIFICACIÓN DE SUELOS E ÍNDICES

Todas las muestras de suelo y roca deben ser visualmente identificadas y clasificadas en laboratorio de acuerdo con la ASTM D2488 y la ASTM D2487. Las propiedades de los suelos, como son el peso específico, granulometría (ASTM D422; AASHTO T88), contenido de humedad (ASTM D2216) y límites Atterberg (ASTM D4318; AASHTO T89, T90), deben ser también determinados. En caso de que la capa de suelo orgánico esté en contacto con las estructuras proyectadas o que su espesor sea mayor a 1 metro, se debe analizar la presencia de material orgánico según la ASTM D2974.

1.5 RESISTENCIA AL CORTE

Entre los ensayos requeridos para determinar la resistencia al corte se encuentran el ensayo de compresión inconfinada para suelos cohesivos (ASTM D2166; AASHTO T208), ensayo de corte directo (ASTM D3080; AASHTO T236) y ensayo triaxial (ASTM D4767; AASHTO T234). Los ensayos de corte directo y triaxial se pueden realizar bajo condiciones drenadas y no drenadas. Los parámetros encontrados con estos ensayos de laboratorio (compresión inconfinada, ensayo de corte directo y triaxial) deben ser corroborados con los ensayos *in situ* (como el SPT, CPT, DMT, etc.). El informe deberá presentar una comparación y análisis de los parámetros geomecánicos encontrados con ensayos de laboratorios y ensayos *in situ*.

La resistencia de las rocas esta usualmente controlada por las discontinuidades y la calidad del macizo rocoso. Los parámetros de la roca sana deberán ser determinada a partir de ensayos de compresión inconfinada (ASTM D2938), corte directo (ASTM D5607) y el ensayo triaxial (ASTM D2664; AASHTO T226).

1.6 CONSOLIDACIÓN

Para evaluar la compresibilidad de las arcillas saturadas, se recomienda la ejecución de ensayos de consolidación unidimensional (ASTM D2435; AASHTO T216).

1.7 CRITERIOS ELECTROQUÍMICOS

Para estructuras que se encuentren en suelos agresivos, como suelos orgánicos, con altos contenidos de sulfatos o cloruros, muy bajos o muy altos pH, deberá evaluarse su composición para establecer recomendaciones contra la corrosión de las estructuras. Estas características usualmente se evalúan con los siguientes ensayos:

- pH (ASTM G51; AASHTO T289)
- Resistividad eléctrica (ASTM G57; AASHTO T288)
- Contenido de cloruros (ASTM D512; AASHTO T291)
- Contenido de sulfatos (ASTM D516; AASHTO T290)

1.8 ENSAYOS IN SITU

Entre los ensayos *in situ* más comunes para la exploración geotécnica se encuentran el ensayo de penetración estándar (SPT), ensayo de penetración de cono (CPT), ensayo de veleta (VST), presurómetro de Menard (PMT) y dilatómetro de marchetti (DMT).

La Tabla 1.1 resume para cada uno de estos ensayos cuales son los tipos de suelos en los que es o no es recomendable su aplicación y las propiedades que se pueden obtener de ellos.

↓ **Tabla 1.1.** Recopilación del uso de los ensayos in situ más comunes para suelo (FHWA, 1999)

Tipo de ensayo	Aplicable en	No aplicable en	Propiedades que pueden ser estimadas	Normatividad
SPT	Arenas	Arcillas, limos o gravas	Estratigrafía, resistencia y densidad relativa	ASTM D1586
CPT	Arenas, limos y arcillas	Gravas	Estratigrafía, resistencia de arena, resistencia al corte no drenado para arcilla y presión de poros	ASTM D3441
VST	Arcillas blandas	Arenas, gravas, arcillas duras	Resistencia al corte no drenado	ASTM D2573
PMT	Rocas suaves, arenas densas, arcillas no sensitivas y gravas	Arcillas blandas o sensitivas, arenas o limos sueltos	Resistencia, K0, OCR, compresibilidad, conductividad hidráulica, módulo de elasticidad	ASTM D4719
DMT	Arenas, limos y arcillas	Gravas	Tipo de suelo, K0, OCR, resistencia al corte no drenado para arcilla, módulo de elasticidad	ASTM D6635

Los sondeos *in situ* se pueden clasificar según la categoría apiques (calicatas), augers, percusión, rotación, lavado y penetrómetros de cono. La Tabla 1.2 resume las principales aplicaciones y limitaciones de cada uno de ellos.

↓ **Tabla 1.2.** Diversos tipos de métodos de sondeo (Suárez J., 1998)

Categoría	Aplicaciones y tipos de suelos	Limitaciones
Apiques (calicatas)	Permite examinar visualmente el suelo y sus estratos y evidenciar discontinuidades y superficies de ruptura. Se puede aplicar a cualquier tipo de suelos	Hay limitaciones de profundidad y es casi imposible realizarlos por debajo del nivel freático
Augers	Permite definir el perfil estratigráfico en suelos granulares y algunos tipos de arcillas	Las muestras son alteradas y la penetración en suelos duros es muy difícil
Percusión	Es rápido y eficiente para determinar la resistencia de materiales y, al tiempo, recuperar muestras alteradas. Se puede aplicar a suelos que no sean muy duros	Las muestras son alteradas y en materiales muy duros se produce rechazo
Rotación	Se obtienen muestras inalteradas de suelo o roca	Se requiere analizar las muestras en el laboratorio para determinar su resistencia
Lavado	Permite profundizar en el suelo manteniendo las paredes de la perforación. Se puede aplicar a cualquier tipo de suelo	No se recuperan muestras
Penetrómetros de cono	Permite conocer espesores de suelos sueltos	No se recuperan muestras

1.9 PRECISIÓN ESPERADA DE EQUIPOS DE MEDICIÓN PARA EL MONITOREO GEOTÉCNICO

La Tabla 1.3 resume la precisión esperada de distintas metodologías y/o sistemas de medición en el monitoreo geotécnico.

↓ **Tabla 1.3.** Parámetros por controlar durante la instrumentación geotécnica de muros (Geoguide, 2017)

Medida requerida	Método de monitoreo/Instrumento utilizado	Rango de precisión de equipos de medición
Desplazamientos en el terreno a) Asentamientos b) Movimientos laterales	Nivelamiento de rutina Nivelamiento de precisión Cinta de acero	$\pm 12\sqrt{\Delta d}$ mm $\pm 4\sqrt{\Delta d}$ mm $\pm 2 - 4$ mm
Nivel freático a) Flujo de drenes b) Niveles en observaciones de piezómetros	Medidor de flujo Hilo vibrátil	± 0.2 litros/min ± 15 mm
Deformaciones estructurales a) Separaciones b) Rotaciones c) Deformaciones	Cinta metálica Sensores de desplazamientos Inclinómetro Sensores de deformación	$\pm 2 - 4$ mm ± 2 mm $\pm 40''$ ± 10 microstrains

1.10 BIBLIOGRAFÍA

Geoguide (2017). Guide to Retaining Wall Design. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, Civil Engineering Building, 101 Princess Margaret Road, Homantin, Kowloon, Hong Kong.

Suárez, J. (1998). Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia

FHWA, F. H. (1999). Ground Anchors and Anchored Systems . Washington, USA: Geotechnical Engineering Circular No. 4.

1.11 LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE ESTUDIO MECÁNICO DE SUELOS

a. Estudios de mecánica de suelos

- Recomendaciones particulares y/o complementarias a la exploración mínima exigida por la NCh1508.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer recomendaciones para campaña de prospección, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Recomendaciones de ensayos particulares para el diseño de la técnica en particular.

Ensayos requeridos: Tipos de recuperación de muestras y ensayos para suelos, con el objetivo de determinar las propiedades mecánicas del mismo (Split Spoon, SPT, Tubo - Shelby, Downhole, CPT, CST, PMT, DMT).

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer la realización de ensayos adicionales, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Otras recomendaciones particulares al estudio de mecánica de suelos que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas para el correcto diseño, verificación, implementación y control de la técnica descrita.

b. Diseño

- Metodología de cálculo y/o parámetros a controlar con la aplicabilidad de la técnica. En estos casos, el informe de mecánica de suelos debe entregar:

Parámetros mínimos:

- Desplazamientos en el terreno
- Agua (Nivel freático)
- Deformaciones estructurales

Parámetros que deben estar especificados en mecánica de suelos:

- Espaciamiento entre perforaciones (para suelos y rocas)
- Propiedades del suelo (Peso específico, granulometría, contenido de humedad, límites Atterberg)
- Presencia de material orgánico
- Resistencia al corte
- Módulo de elasticidad
- Densidad Relativa
- Parámetros mínimos para los cuales, según la experiencia del consultor o basado en su investigación, la técnica se hace viable de implementar.

Análisis de situaciones especiales:

- Suelos orgánicos, arenosos, blandos
- Rangos referenciales que, a experiencia del consultor o basado en su investigación, se aumenta las propiedades requeridas para el proyecto.

c. Monitoreo Geotécnico

- Recomendaciones para excavaciones.

Aplicación de ensayos para diferentes tipos de suelos.

- Puntos críticos que podrían afectar la ejecución de la técnica descrita.

Condiciones particulares del suelo, para el caso de presencia de gravas, los ensayos no son aplicables.

- Soporte técnico.

Equipos para realizar los ensayos y/o muestreos

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Incluir aspectos relevantes para el consultor

d. Especificaciones técnicas para ejecución

- Descripción y detalle de las etapas constructivas.
- Detalle de partidas.
- Detalle de materiales.
- Secuencia de ejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Todos estos aspectos obedecen a lo que se refiere cualquier especificación técnica de obra.

e. Metodología de control de calidad

- Pruebas y parámetros de control.

Establecer recomendaciones de pruebas de control: medidor de flujo, nivelamiento de rutina y/o precisión, hilo vibrátil, entre otros.

- Frecuencia de control.

Definir frecuencias recomendadas, según criterio y/o experiencia del consultor.

- Registros.
- Control postejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Establecer medidas correctivas ante variables que afecten la calidad del suelo

2. COLUMNAS DE GRAVA

2.1 OBJETIVOS DE LA TÉCNICA

La existencia de suelos blandos y la necesidad de construir rellenos o estructuras sobre ellos hacen necesario considerar el uso de columnas de grava en la mejora del terreno, aunque la popularidad en el uso del método de columna de grava radica principalmente en la mitigación del fenómeno de licuefacción en suelos (Huang et al., 2016). Las columnas de grava, como sistema de mejora de suelos, es una técnica utilizada desde aproximadamente 1930, tiempo en el cual fue inventado el primer vibrador.

De forma simplificada, el diseño mediante la mejora de suelos tiene como objetivo obtener un suelo tratado con características geomecánicas equivalentes: módulo de deformación, ángulo de fricción interna y cohesión resultantes de sumar los efectos de las reales del suelo sin tratar con las que aporta la columna de grava (ver (2.1)). Aunque el comportamiento del suelo mejorado con columnas de grava no es homogéneo en toda la superficie tratada, desde un punto de vista teórico es válida la aproximación para entender el concepto frente a la forma de cálculo y trabajo de otro tipo de cimentaciones.



$$C_s, \varphi_s, E_s + C_c, \varphi_c, E_c, d, m = C_e, \varphi_e, E_e$$

Figura 2.1.

Equivalencia en propiedades geomecánicas al considerar columnas de grava (IFC Cimentaciones)

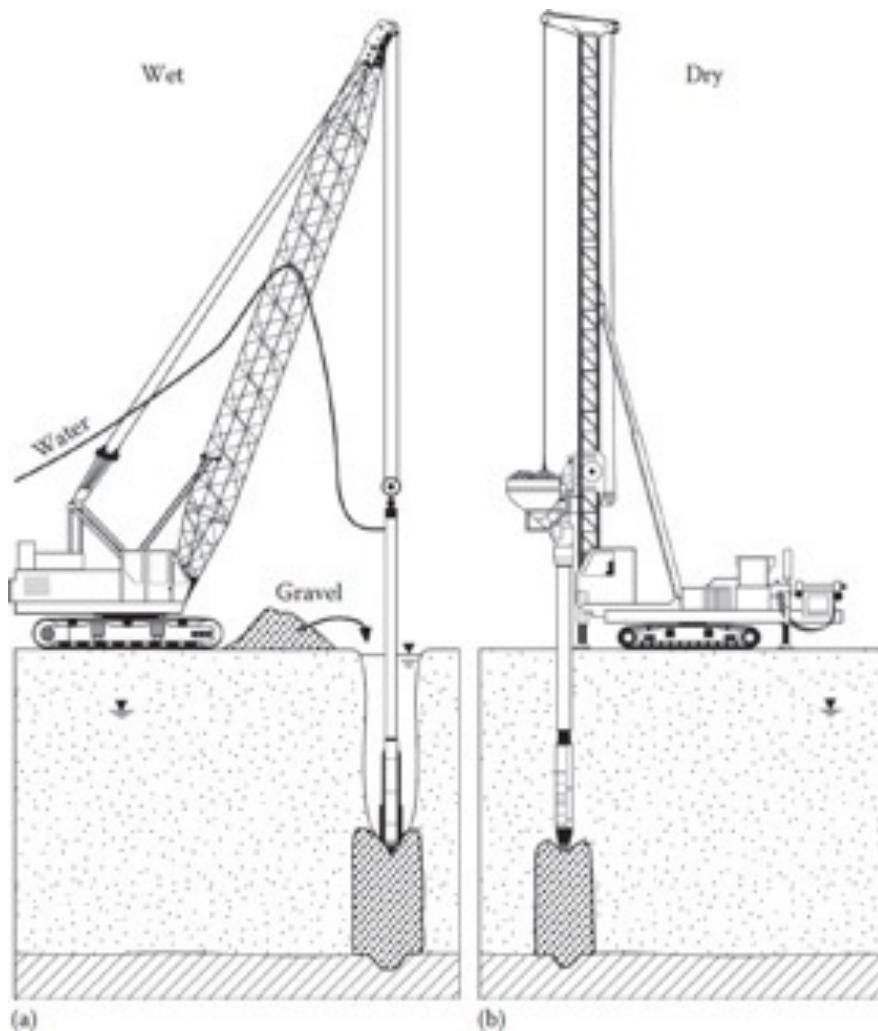
2.2 CLASIFICACIÓN

Los métodos presentes actualmente en Chile para la ejecución de columnas de grava son: Uso de vibradores profundos (Deep Vibrators), Uso de vibradores en cabeza o martillos vibratorios ("top vibrators") y Columnas (Pilas) de grava o agregado compactado.

2.2.1 VIBRADORES PROFUNDOS (DEEP VIBRATORS)

En el primer caso, el vibrador profundo es un elemento cilíndrico que cuenta con un motor eléctrico o hidráulico que rota una masa excéntrica en su extremo inferior. Como el motor tiene eje vertical, la rotación de la masa excéntrica genera una vibración horizontal. Estos vibradores se usan mayormente en dos variantes (ver Figura 2.2):

- a) **Top Feed** (alimentación de la grava en superficie) o comúnmente denominado también Vía Húmeda (dado que en este método se barre normalmente con agua). En este método el vibrador profundo va unido a tubos de extensión y suspendido de una grúa. El vibrador penetra en el terreno por su peso propio, vibración y barrido con agua a gran caudal. Una vez alcanzado el fondo planificado de la columna, se inicia el aporte de grava en superficie. El vibrador se extrae lentamente, realizando movimientos ascendentes-descendentes, para dejar pasar la grava por el espacio anular y luego compactarla contra el terreno. La desventaja de esta alternativa es la gran cantidad de agua requerida.
- b) **Bottom Feed** (alimentación de la grava en el fondo) o Vía Seca (dado que en este método se utiliza aire comprimido y casi nada de agua). Este método también utiliza el vibrador profundo montado sobre tubos metálicos de extensión, pero adosado a un tubo de conducción de la grava, que transporta la misma desde una tolva superior hasta la punta inferior del vibrador. En este método, el conjunto se baja desplazando el terreno, sólo acompañado por aire comprimido, pero básicamente sin extracción de finos o suelo. Es importante destacar que el equipo cuenta con una compuerta superior, de forma que durante el aporte de la grava se presuriza el interior del tubo con aire comprimido, para evitar el sifonaje de la arena cuando se ejecutan columnas de grava en arena o limo bajo agua. Esto es sumamente importante para el tratamiento en terrenos licuables, ya que este método de ejecución controla el relajamiento del suelo alrededor de la columna y el ingreso de finos desde el terreno circundante hacia el interior de la columna, reduciendo su futura permeabilidad.

**Figura 2.2.**

Columnas de gravas construidas por a) vía húmeda y b) vía seca (Kirsch y Kirsch, 2010)

2.2.2 VIBRADORES EN CABEZA O MARTILLOS VIBRATORIOS (“TOP VIBRATORS”)

En el segundo caso (“top vibrators”), el método consiste en hincar un tubo metálico con una punta perdida o recuperable, de tal forma que la hinca se realiza por desplazamiento total, sin extracción de suelo. El tubo metálico está dotado de una tolva superior donde se vierte la grava una vez alcanzada la cota de punta planificada o el rechazo, lo que antes ocurra. Esta metodología no es la más utilizada ni tecnológicamente más desarrollada en el mercado internacional, por las razones que expondremos más adelante.

2.2.3 COLUMNAS (PILAS) DE GRAVA O AGREGADO COMPACTADO

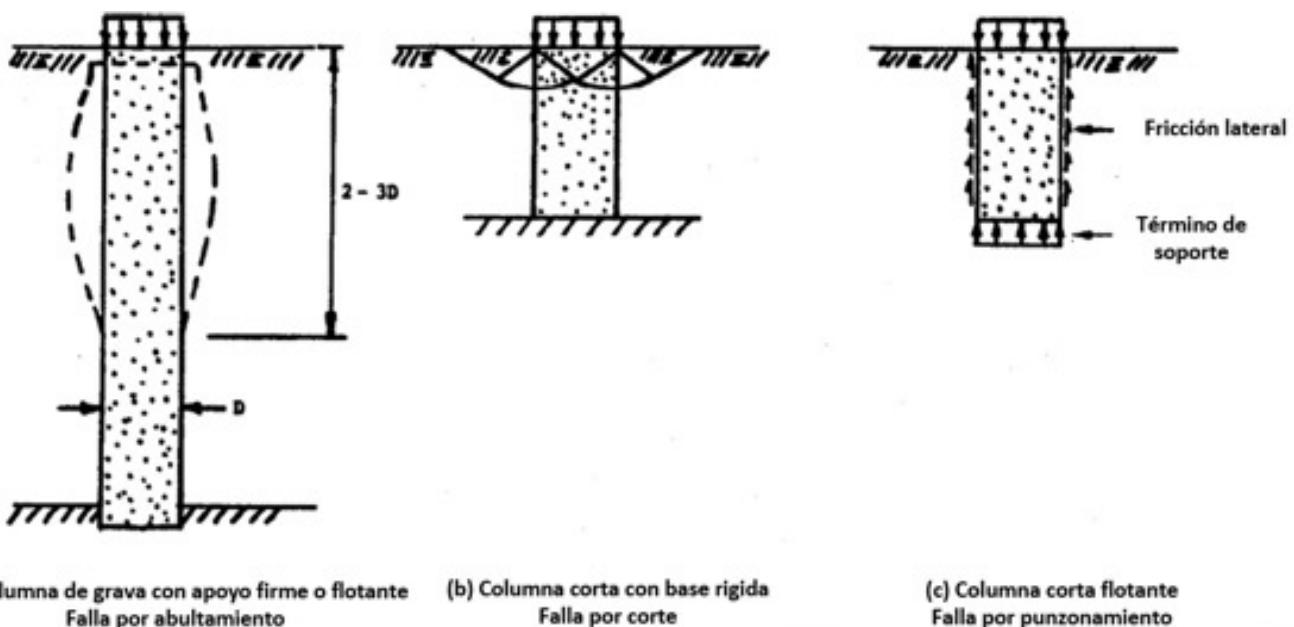
En tercer lugar las pilas de grava corresponden a un sistema que consiste en perforar un pozo sin revestimiento (o sea, sin encamisado temporal) y una vez alcanzada la cota de perforación máxima, se vierte grava en capas compactándola con un martillo hidráulico y una masa de una forma especial. El sistema logra buenas compacidades de la grava, pero requiere que la perforación sea estable sin encamisar, lo cual normalmente no es posible en terrenos licuables (arenas y limos bajo el nivel freático). El sistema está protegido por patentes propiedad de otra empresa (Pilotes Terratest no ejecuta este método).

2.3 ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO

Al igual que en el diseño de pilotes y otras estructuras afines, las columnas de grava deben estar diseñadas respecto a capacidad de soporte, asentamientos y estabilidad general que involucren una o múltiples columnas de grava. A continuación, se presentan formulaciones empíricas para el diseño y evaluación geotécnica de columnas de grava aislada y en grupo. Se destaca que para evaluar de manera detallada el comportamiento de las columnas de gravas se podría utilizar softwares de elementos o diferencias finitas.

2.3.1 MECANISMOS DE FALLA

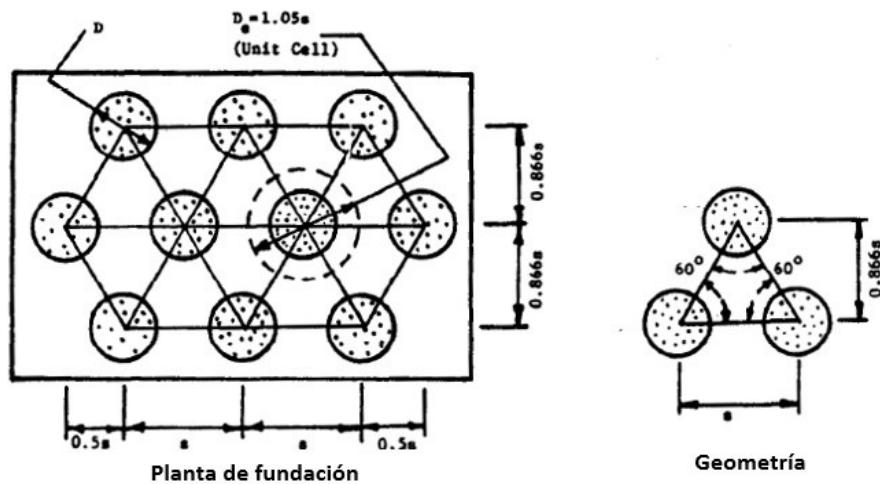
Los mecanismos de falla que aplican al comportamiento de columnas de grava bajos solicitudes corresponden a falla por abultamiento, falla por corte y falla por punzonamiento de la forma indicada en Figura 2.3, cuyos mecanismos de falla dependen directamente del largo de la columna. De hecho, dado que la mayoría de las columnas de piedra construidas tienen relaciones de longitud a diámetro igual o mayor que 4 a 6, generalmente se desarrolla una falla de abultamiento (falla tipo "a" en Figura 2.3) y por lo tanto, la práctica indica que este mecanismo de falla es el utilizado en general para el diseño de columnas de gravas.



↑ Figura 2.3. Mecanismos de falla en columnas de grava (Barksdale y Bachus, 1983)

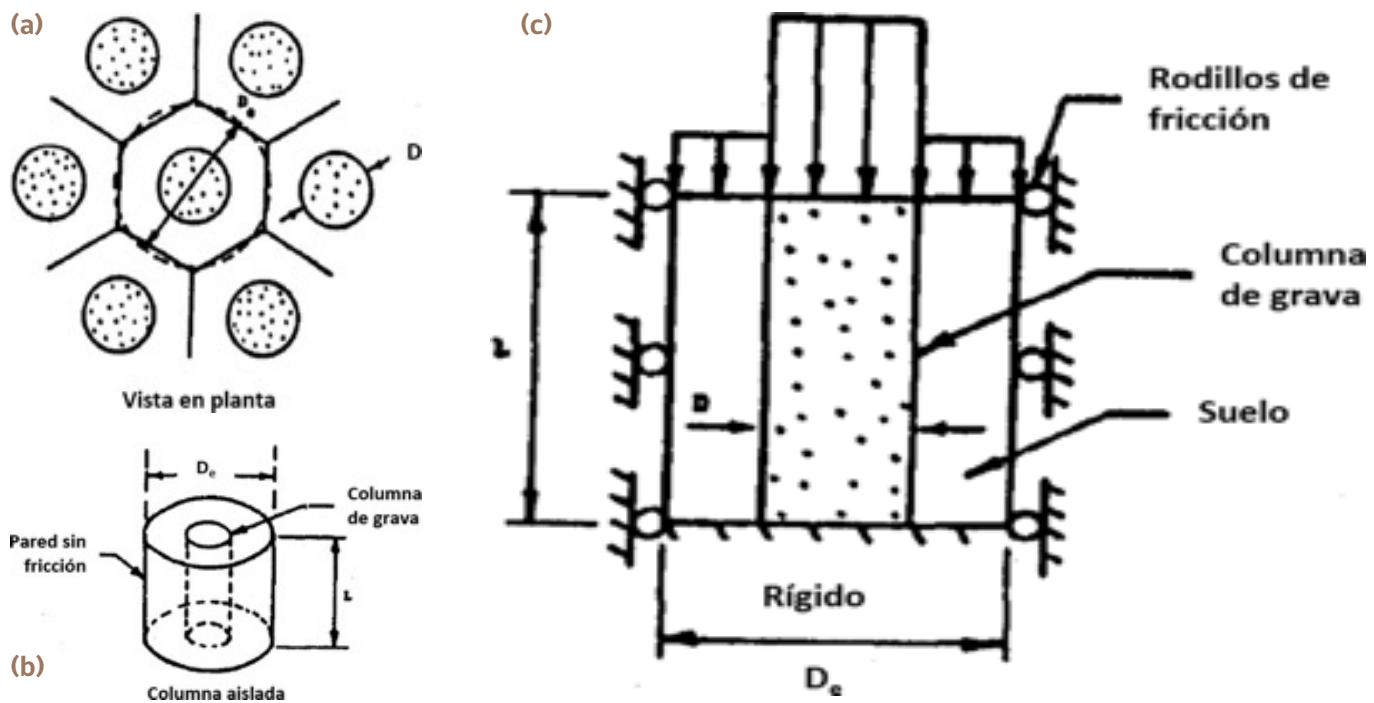
2.3.2 CONCEPTO DE COLUMNAS AISLADAS (UNIT CELL)

Para propósitos de análisis de asentamientos y estabilidad, es útil asociar un área tributaria de suelo alrededor de la columna de grava tal cual es mostrado en Figura 2.4 y Figura 2.5.



← Figura 2.4.
Patrón triangular equilátero de columnas de grava (Barksdale y Bachus, 1983)

↑ Figura 2.2. Columnas de gravas construidas por a) vía húmeda y b) vía seca (Kirsch y Kirsch, 2010)



↑ Figura 2.5. Idealización de columna de grava aislada (Barksdale y Bachus, 1983)

Así, respecto a esta idealización de columna de grava aislada, se define un parámetro crítico en el diseño que corresponde al radio de reemplazo de área, el cual está dado por la fórmula (2.1).

$$a_c = \frac{A_c}{A}$$

↑ Ecuación (2.1)

En el cual A_c es el área de la columna de grava equivalente a $\pi D^2/4$ y A es el área total de trabajo, igual a $\pi D e^2/4$ (Figura 2.5 a).

2.3.3 CONCENTRACIÓN DE ESFUERZOS

Respecto al diseño de columnas de gravas, se destaca que el asentamiento vertical de las columnas, respecto al terreno aledaño es aproximadamente el mismo (Vautrain 1977, Barksdale y Bachus 1983), por lo tanto, al ser la columna de grava más rígida que el terreno aledaño, entonces existe concentración de esfuerzos en las columnas de gravas. Esto da pie para definir el factor de concentración de esfuerzos n ver ecuación (2.2):

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$$

↑ Ecuación (2.2)

Dónde: σ_c es el esfuerzo en la columna de grava y σ_s es el esfuerzo en el suelo aledaño. Así, el esfuerzo promedio es presentado por la ecuación (2.3):

$$\sigma = \sigma_c a_c + \sigma_s (1 - a_c)$$

↑ Ecuación (2.3)

Reescribiendo la ecuación (2.3), es posible obtener lo siguiente:

$$\sigma_c = \sigma * \frac{n}{1 + (n-1)a_c} = n_c * \sigma$$

↑ Ecuación (2.4)

Con:

$$n_c = \frac{n}{1 + (n-1)a_c}$$

↑ Ecuación (2.5)

De manera similar, se puede obtener σ_s ver ecuación (2.6):

$$\sigma_s = \sigma * \frac{1}{1 + (n-1)a_c} = n_s * \sigma$$

↑ Ecuación (2.6)

Con:

$$n_s = \frac{1}{1 + (n-1)a_c}$$

↑ Ecuación (2.7)

Por lo tanto, reescribiendo la ecuación se obtiene:

$$\frac{\sigma}{\sigma_s} = 1 + (n - 1) * a_c$$

↑ Ecuación (2.8)

Se destaca también que el concepto de celda unitaria considera igual asentamiento en columna de grava (sc) y suelo aledaño (ss)

$$S_s = S_c$$

↑ Ecuación (2.9)

Finalmente, se indica a continuación el parámetro β de Priebe (1976), el cual se define como el radio del asentamiento del suelo no mejorado (s) y el asentamiento del suelo mejorado (si), lo cual se muestra en las siguientes ecuaciones:

$$\beta = \frac{s}{s_i} = 1 + (n - 1) * a_c$$

↑ Ecuación (2.10)

$$\beta_o = 1 + \frac{A_c}{A} * \left[\frac{\frac{1}{2} + f(\mu_s, \frac{A_c}{A})}{K_{ac} * f(\mu_s, \frac{A_c}{A})} - 1 \right]$$

↑ Ecuación (2.11)

Donde:

$$K_{ac} = \tan^2 (45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

↑ Ecuación (2.12)

$$f(\mu_s, \frac{A_c}{A}) = \frac{1 - \mu_s^2}{1 - \mu_s - 2\mu_s^2} * \frac{(1 - 2\mu_s)(1 - \frac{A_c}{A})}{1 - 2\mu_s + \frac{A_c}{A}}$$

↑ Ecuación (2.13)

El parámetro β es usualmente reducido, de tal manera que considere el factor de mejoramiento máximo, definido a continuación:

$$B_{max} = \frac{E_c}{E_s}$$

↑ Ecuación (2.14)

$$\beta_1 = 1 + \frac{\bar{A}_c}{A} * \left[\frac{\frac{1}{2} + f(\mu_s, \frac{\bar{A}_c}{A})}{K_{ac} * f(\mu_s, \frac{\bar{A}_c}{A})} - 1 \right]$$

↑ Ecuación (2.15)

$$f(\mu_s, \frac{\bar{A}_c}{A}) = \frac{1 - \mu_s^2}{1 - \mu_s - 2\mu_s^2} * \frac{(1 - 2\mu_s)(1 - \frac{\bar{A}_c}{A})}{1 - 2\mu_s + \frac{\bar{A}_c}{A}}$$

↑ Ecuación (2.16)

$$\frac{\bar{A}_c}{A} = \frac{1}{\frac{\bar{A}_c}{A} + \Delta(\frac{\bar{A}_c}{A})}$$

↑ Ecuación (2.17)

$$\Delta(\frac{\bar{A}_c}{A}) = \frac{1}{(\frac{\bar{A}_c}{A})_1} - 1$$

↑ Ecuación (2.18)

Considerando $\mu_s = 0,33$

$$(\frac{\bar{A}_c}{A})_1 = -\frac{4K_{ac}(\beta_{max} - 2) + 5}{2(4K_{ac} - 1)} \pm \frac{1}{2} * \sqrt{\left[\frac{4K_{ac}(\beta_{max} - 2) + 5}{4K_{ac} - 1} \right]^2 + \frac{16K_{ac}(\beta_{max} - 1)}{4K_{ac} - 1}}$$

↑ Ecuación (2.19)

Estas fórmulas son útiles en la evaluación aproximada de asentamientos de grupos de columnas de gravas (Figura 2.6).

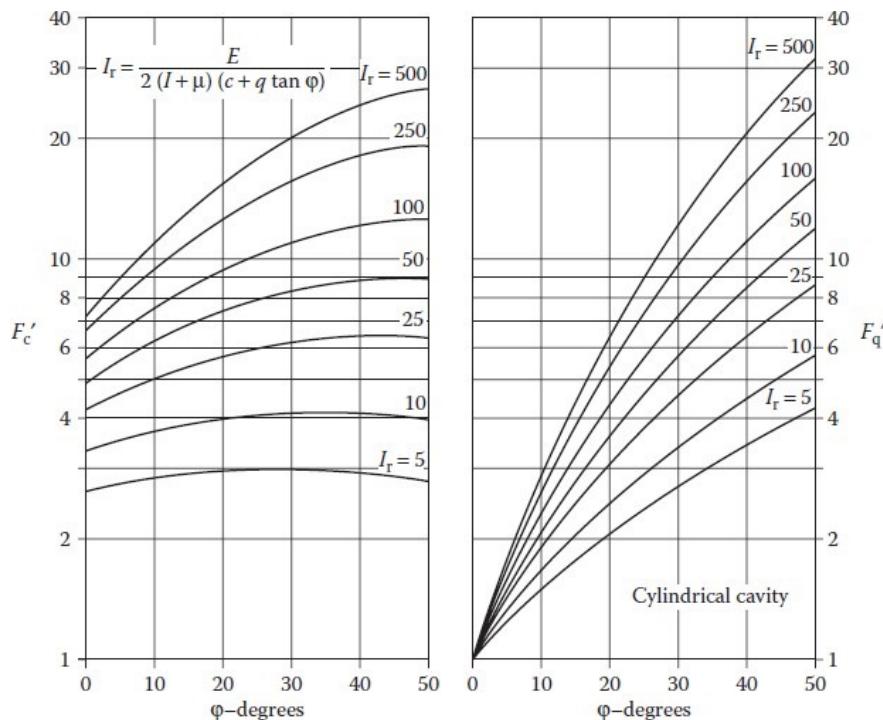


Figura 2.6. →

Factores de expansión para suelos con ángulo de fricción y cohesión (Vesic, 1972)

2.3.4 ANÁLISIS DE CARGA ÚLTIMA

Columna de grava aislada:

Tal como fue introducido en la sección de mecanismos de falla, el abultamiento es el mecanismo de falla recurrente (Figura 2.7) y se considera que esta ocurre para largos mayores a 3 veces el diámetro de estas.

Además, se reconoce que un estado de esfuerzos de tipo triaxial se puede asumir, considerando la fórmula (2.20).

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$$

↑ Ecuación (2.20)

Donde ϕ_s es el ángulo de fricción de la columna de grava y σ_1/σ_3 es el coeficiente de empuje pasivo.

Otra alternativa de evaluación de carga última que pueden ser consideradas, es la teoría de expansión de cavidad (Vesic A., 1972).

Capacidad última de columna corta de grava

Para este caso, el mecanismo de falla puede ser por:

- a) **Falla por punzonamiento local** (donde se debe considerar la capacidad de soporte de la base de la columna e incluir la resistencia al fuste),
- b) **Falla por corte:** Respecto a la falla por punzonamiento local, se recomienda considerar la fórmula (2.21) de capacidad de soporte.

$$P_u = A_b (cN_c + \sigma_{vb}N_q + 0,5\gamma dN_\gamma)$$

↑ Ecuación (2.21)

A_b = Área base de la columna de grava

c = cohesión

σ_{vb} = Esfuerzo vertical en suelo a nivel de base de la columna de grava

γ = Peso unitario de suelo bajo la columna de grava

d = diámetro columna de grava

N_c , N_q , N_γ = Factores de capacidad de soporte, que depende del ángulo de fricción interna, compresibilidad relativa y geometría de la pila.

Respecto al mecanismo de falla por corte, se puede considerar la fórmula (2.22) de capacidad de soporte siguiente:

$$q_{ult} = \frac{\gamma_c B}{2} N_\gamma + cN_c + D_f \gamma_c N_q$$

↑ Ecuación (2.22)

Donde los factores N_y , N_c y N_q son los factores de capacidad de soporte que pueden ser obtenidos desde la Figura 2.8.

Se destaca que como criterio, también se asume obtener un factor de seguridad mayor a 3 para efectos de diseño.

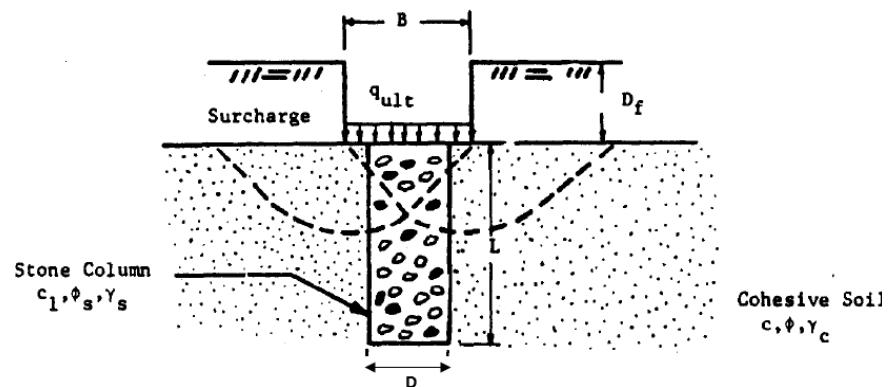
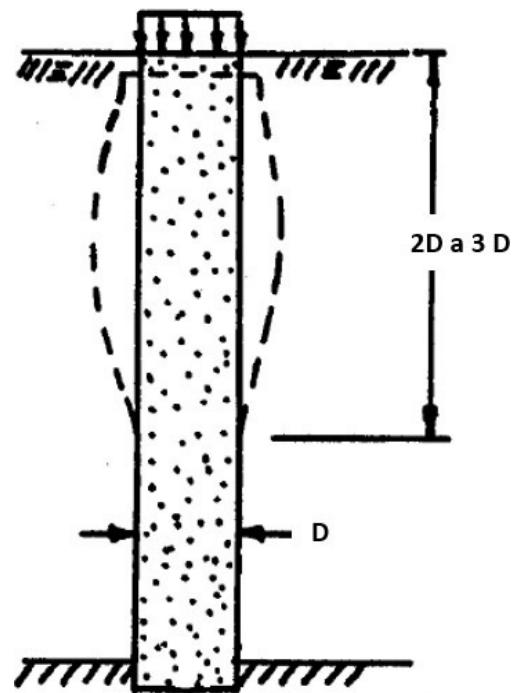
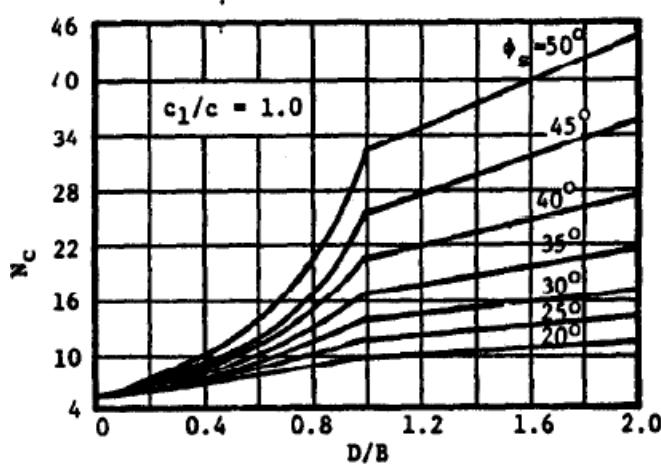
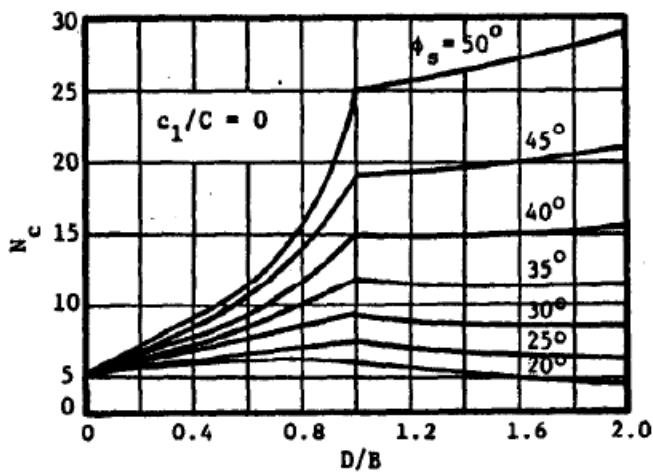
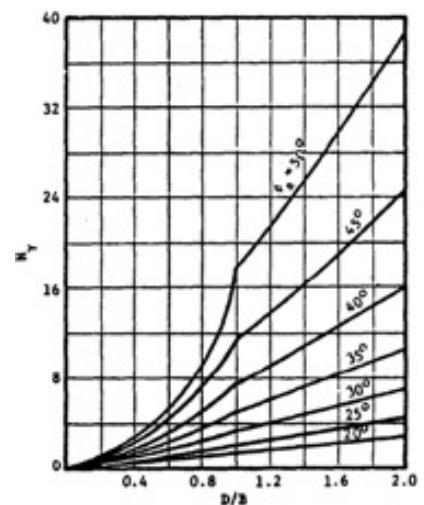


Figura 2.7. →

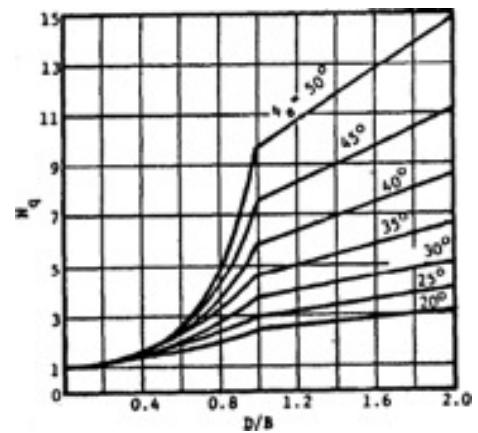
Mecanismo de falla por abultamiento de columna de grava aislada (Barksdale y Bachus, 1983)



(a) Factor de capacidad de soporte,



(b) Factor de capacidad de soporte, Ny



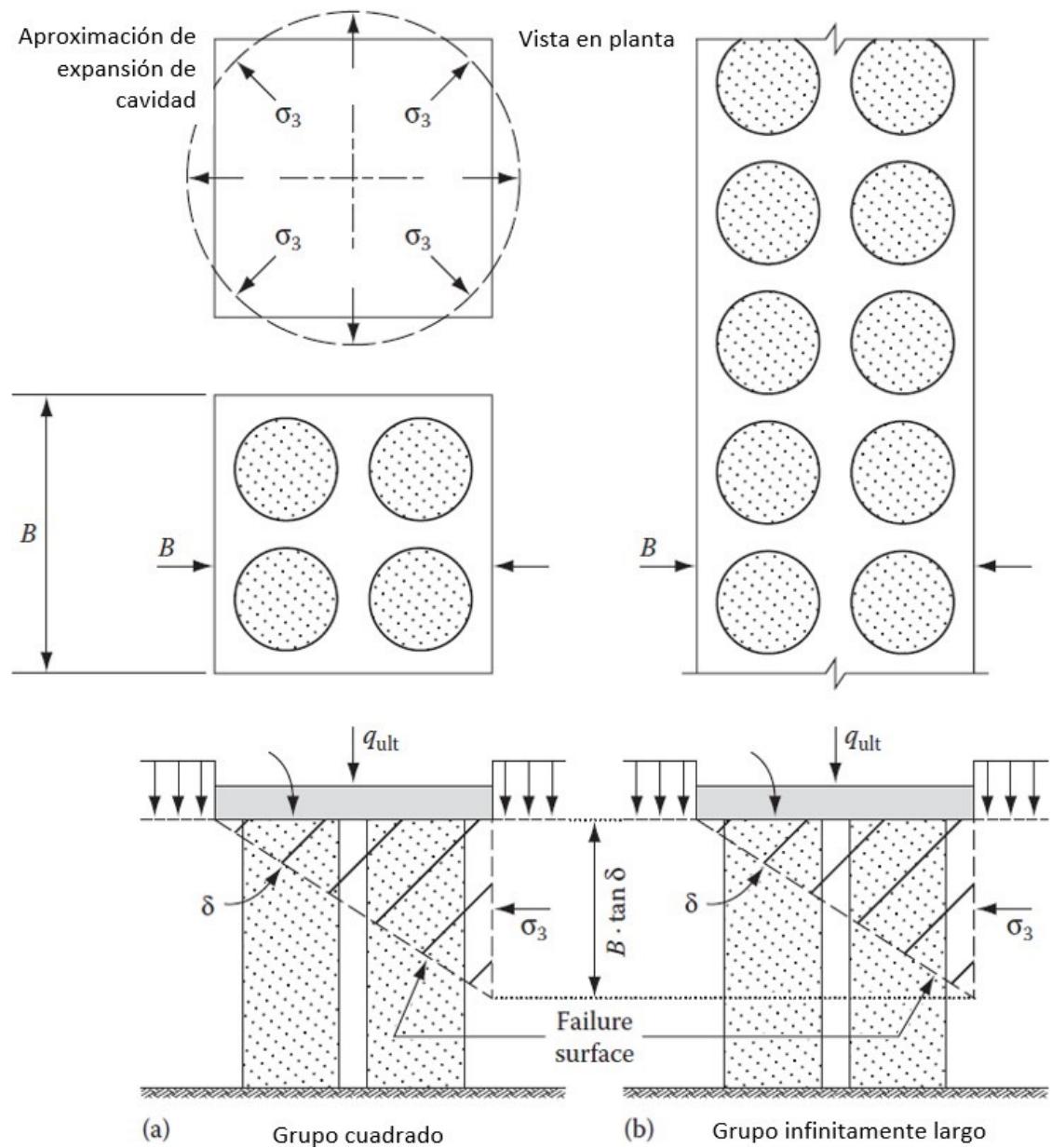
(c) Factor de capacidad de soporte, Nq

↑ Figura 2.8. Falla por capacidad de soporte global, incluyendo factores de capacidad de soporte N_c , N_y y N_q (Barksdale y Bachus, 1983)

Grupo de columnas de grava

Para el análisis de grupo de columna de grava se puede tener en cuenta los siguientes supuestos (Bell 1978, Sowers 1979).

- Grupo cuadrado de columnas o grupo infinitamente largo (Figura 2.9)
- Superficie de ruptura recta (triangular) como la mostrada en Figura 2.9
- Carga rápida, de tal manera de desarrollar condición no drenada en el suelo
- Movilización de la resistencia, tanto de la columna de grava, como del suelo aledaño



↑ Figura 2.9. Análisis de grupo de columnas de grava (Barksdale y Bachus, 1983)

Se considera, además, de que los parámetros de resistencia al corte se pueden obtener por medio de la siguiente formula:

$$\tan \phi_{avg} = n_c a_c \tan \phi_s$$

↑ Ecuación (2.23)

$$C_{avg} = (1 - a_c) c$$

↑ Ecuación (2.24)

Donde ϕ_{avg} es el ángulo de fricción interna compuesto, mientras que c_{avg} es la cohesión compuesta debajo de la fundación; a_c es el radio de reemplazo de área (ecuación (2.1), y n_c es el factor de concentración de esfuerzos para la grava.

Así, la carga última q_{ult} es estimada según la siguiente formula:

$$q_{ult} = \sigma_3 * \tan^2 \delta + 2c_{avg} * \tan \delta$$

↑ Ecuación (2.25)

$$C_{avg} = (1 - a_s) c$$

↑ Ecuación (2.26)

(Fundación corrida larga):

$$\sigma_3 = \frac{\gamma_s * B * \tan \delta}{2} + 2S_u$$

↑ Ecuación (2.27)

$$\sigma_3 = c * F_c' + q * F_q'$$

↑ Ecuación (2.28)

$$\delta = 45^\circ + \frac{\phi_{avg}}{2}$$

↑ Ecuación (2.29)

Respecto al grupo de columna de grava, estas ecuaciones pueden ser utilizada, considerando las mismas restricciones que existen para fundaciones superficiales, tales como: resistencia al corte, compuesta de

columna con suelo aledaño es la movilizada. Las condiciones de borde no se consideran dentro de los análisis, ya que se asume que el modelo de celda unitaria funciona de manera infinita en superficie.

2.3.5 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Desde un punto de vista sísmico, la columna de grava permite concentrar una parte significativa del corte sísmico, lo cual permite una reducción del radio de esfuerzo cíclico CSR (cyclic stress ratio). Es importante destacar que, durante un sismo, las columnas de gravas se pueden deformar, no solo por corte, sino también por flexión (Olgun y Martin, 2008). El método de columna de grava permite mitigar el fenómeno de licuación, pero es muy probable que no pueda anularse completamente.

2.4 ASENTAMIENTOS

Para evaluar asentamientos, resulta práctico el uso de la teoría de elasticidad. Por ejemplo, al tomar un grupo de columnas de gravas, se puede considerar una compresibilidad baja del suelo y así usar la ecuación (2.30) que considera suelos cohesivos.

$$E = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)(1+e_0)\sigma_{va}}{0,435(1-\nu)C_c}$$

↑ Ecuación (2.30)

Donde:

- E= Módulo de elasticidad drenado
- e_0 = Índice de vacíos inicial
- C_c =Índice de compresión
- ν = Radio de poisson
- σ_{va} = Esfuerzo vertical promedio actuante en terreno.

La práctica profesional en general considera una plataforma compuesta de arena y gravas sobre las columnas, de tal manera de reducir asentamientos diferenciales.

2.5 METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN

Respecto a la clasificación del apartado 2.2 las metodologías de ejecución de los primeros dos métodos son resumidos en la Tabla 2.1.

↓ **Tabla 2.1.** Metodología de ejecución (Alonso, 2014)

	Top Feed (Vía húmeda)	Bottom Feed (Vía seca)
Máquina de apoyo	Grúa	Vibrocat con mástil grúa
Profundidad orientativa máxima	35 m	20 m con mástil 25 m con grúa
Fluido de perforación	Agua	Aire
Gestión de agua y lodos	SI	NO
Efectos durante la instalación en terreno original	No son significativos ya que se trata de una sustitución sin desplazamiento y con lavado de finos por agua.	Ridigidación del terreno por desplazamiento. Reducción de permeabilidad por remoldeo (smear)
Granulometría de la grava	25 - 75 mm	8 - 50 mm
Rangos de diámetro	0.8 - 1.2 m	0.6 - 1.2 m (frecuente 0.7 - 0.8 m)
Ángulo de fricción	Práctica habitual de diseño, $f = 40$ grados; DR = 85% aprox.	
Módulo de deformación columna	$E = 40 - 70$ MPa	
Separación entre ejes	1.5 a 3.5 m	
Carga por columna	150 a 400 KN/columna. Presión vertical admisible sobre la columna en el rango de 400 - 600 kPa	

2.6 MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD

El control en tiempo real de la ejecución de columnas de gravas es de vital importancia de tal manera de comprobar la validez de la columna "as built" y así contrastar las características reales con las teóricas de diseño (Alonso, 2014). Los parámetros para controlar son:

- Profundidad de perforación
- Intensidad aplicada al vibrador
- Empuje ejercido sobre el vibrador
- Cantidad de grava consumida

Con estos parámetros a controlar es posible garantizar la correcta compactación de la columna, si la columna se apoya sobre un estrato firme, y que las columnas son continuas.

Además, se recomiendan los siguientes ensayos como chequeo de conformidad:

- a)** Placa de carga sobre columna aislada:
- b)** Ensayo de carga sobre una gran placa rígida o una zapata de hormigón, de suficientes dimensiones para incluir una o más columnas y el terreno circundante.
- c)** Zonas de carga a escala real, cargando una fundación en tamaño real o colocando un relleno para simular cargas extensas.

Respecto a los puntos a y b, se recomienda aplicar al menos 1,5 veces la carga de diseño, para así asegurar que la columna no sufrirá una falla por corte. Considerando el punto C, los terraplenes de prueba sobre columna de gravas son una práctica habitual en obras de infraestructura lineal. Se recomienda que el terraplén actúa como carga por un tiempo tal que la consolidación primaria del suelo alcance un 80% a 90%.

Es necesario añadir que el uso de mechas drenantes (wick drains), permite una mayor densificación del suelo circundante, y por lo tanto, una mayor rigidez de todo el terreno.

La verificación del tratamiento al suelo mejorado se puede realizar por medio de ensayos *in situ* de tipo SPT o CPT.

Se destaca que este método de columna de grava permite mitigar el fenómeno de licuación, pero es muy probable que no pueda anularse completamente.

2.7 LIMITACIONES DE LA TÉCNICA

Respecto a las limitaciones del método de columna de grava, a diferencia de los pilotes, las columnas de gravas requieren de un esfuerzo confinante. Además, una serie de limitaciones son destacadas por Barksdale y Bachus (1983), tales como:

- Precaución al usar columnas de gravas con material de pantano y suelos orgánicos. Para estos casos se recomienda que el espesor de estos suelos no sea mayor al diámetro de la columna.
- Realizar una evaluación de ensayos de carga *in situ* para evaluar falla por abultamiento.

2.8 ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS

El Método de columna de grava tiene 3 ventajas respecto a otros métodos de mejoramiento de terreno, los cuales se presentan a continuación:

- Densificación del suelo circundante: En general, este fenómeno de densificación ocurre en áreas con baja cantidad de finos.
- Aumento en la rigidez: Desde un punto de vista sísmico, la columna de grava permite concentrar una parte significativa del corte sísmico, lo cual permite una reducción del radio de esfuerzo cíclico CSR (cyclic stress ratio). Es importante destacar que, durante un sismo, las columnas de gravas se pueden deformar no solo por corte sino también por flexión (Olgun C. y Martin J., 2008).
- Drenaje: Las columnas de grava actúan como drenes verticales, lo cual permite principalmente disipar el aumento de las presiones de poros generadas durante un sismo.

Este método, sin embargo, también posee desventajas, explicadas a continuación:

- Deformación post-sismo: Según investigaciones de Ishihara y Yoshimine (1992), la deformación post-sismo, considerando un factor de seguridad de 1.0 es de aproximadamente entre 0.5% a 1.5%
- Sobreancho en columna de grava: Existe una norma japonesa que permite el diseño de este sobreancho (JGS, 1998).

2.9 BIBLIOGRAFÍA

Alonso, J. (2014). Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava. Tesis doctoral en Ingeniería de caminos, canales y puertos. Universidad politécnica de Madrid. Madrid, España.

Barksdale, R. y Bachus, R. (1983). Design and construction of stone columns, Vol 1. Report No. FHWA/RD-83/026, School of civil Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia.

Bell, J. (1978). Future Advances in Soil Placement and Improvement. Journal of the Geotechnical Engineering Division; ASCE, Vol. 104, No. GT 1, Jan., pp. 1-10.

Hughes, J. y Withers N. (1974). Reinforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Columns. Ground Engineering, Vol. 7, No. 3, May, pp. 42-49.

Ishihara, K y Yoshimine, M (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. Soils and Foundations, Vol.32, Issue 1, pp 173-188, Japanese Society of Soil Mechanics and Fundation Engineering, Japón.

JGS, The Japanese Geotechnical Society (1998). Remedial Measures against Soil Liquefaction Balkema, New York Group

Huang, C., Sui, Z., Wang, L., Liu, K. (2016) Mitigation of Soil Liquefaction Using Stone Columns: An Experimental Investigation, Marine Georesources & Geotechnology, London: Editorial Taylor & Francis

Kirsch, K., Kirsch, F. (2010). Ground improvement by deep vibratory methods. Taylor & Francis, Second edition. 209 p. New York, USA: Editorial Taylor & Francis

Olgun, C. and Martin, J. (2008). "Numerical modeling of the seismic response of columnar reinforced ground". Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV, ASCE, Sacramento, California, United States

Sowers, G. (1979). Introductory Soil Mechanics and Foundation: Geotechnical Engineering, 4th ed., MacMillan Publishing Co., Inc. New York

Vautrain, J. (1977) "Mur en Terre Armee Sur Colonnes Ballastees" Proceeding of the International Symposium on Soft Clay, Bangkok, Thailand

Vesic, A. (1972). Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass. Journal of the soil mechanics and Foundation Engineering division, ASCE, Vol. 98, No. SM3, 1972, pp. 265-290 IFC, (). Columnas de Grava. Obtenido de <http://www.ifc-es.com/docs/doc478f26d25cd5d0.09484693.pdf>

2.10 LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA

a. Estudios de mecánica de suelos

- Recomendaciones particulares y/o complementarias a la exploración mínima exigida por la NCh1508.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer recomendaciones para campaña de prospección, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Recomendaciones de ensayos particulares para el diseño de la técnica en particular.

Ensayos requeridos: Métodos para la ejecución de columnas de gravas (Chile), en la implementación de mejora del suelo (Deep Vibrators, Top Vibrators, pilas de grava)

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer la realización de ensayos adicionales, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Otras recomendaciones particulares al estudio de mecánica de suelos que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas para el correcto diseño, verificación, implementación y control de la técnica descrita.

b. Diseño

- Metodología de cálculo y/o parámetros a controlar con la aplicabilidad de la técnica. En estos casos, el informe de mecánica de suelos debe entregar:

Parámetros mínimos:

- Capacidad de soporte
- Asentamientos
- Estabilidad
- Concentración de esfuerzos
- Mecanismos de falla (dependen del largo de la columna)

Parámetros que deben estar especificados en mecánica de suelos:

- Ecuación de radio de reemplazo de área (columna de grava aislada; para análisis de asentamientos y estabilidad)
- Ecuación de radio del asentamiento del suelo mejorado y no mejorado (Define el factor de concentración de esfuerzos)
- Ecuación de factor de mejoramiento máximo (reducir el parámetro β)
- Evaluación de carga última (Columna de grava aislada)
- Ecuaciones que definen fallas (falla por punzonamiento, falla por corte)
- Parámetros mínimos para los cuales, según la experiencia del consultor o basado en su investigación, la técnica se hace viable de implementar.

Análisis de situaciones especiales:

- Aplicación de columnas de grava para diferentes tipos de obras
- Rangos referenciales que, a experiencia del consultor o basado en su investigación, se aumenta las propiedades requeridas para el proyecto.

c. Monitoreo Geotécnico

- Recomendaciones para excavaciones.

Aplicación de ensayos como chequeo de conformidad, tales como ensayos de placa de carga para columnas aisladas.

- Puntos críticos que podrían afectar la ejecución de la técnica descrita.

Columnas de grava requieren de un esfuerzo confinante y se debe tener precaución al usarlas con material de pantano y suelos orgánicos.

- Soporte técnico.

Equipos para la ejecución de columnas de gravas.

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Incluir aspectos relevantes para el consultor

d. Especificaciones técnicas para ejecución

- Descripción y detalle de las etapas constructivas.
- Detalle de partidas.
- Detalle de materiales.
- Secuencia de ejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Todos estos aspectos obedecen a lo que se refiere cualquier especificación técnica de obra.

e. Metodología de control de calidad

- Pruebas y parámetros de control.

Establecer recomendaciones de pruebas de control: Profundidad de perforación, intensidad aplicada al vibrador, empuje ejercido sobre el vibrador, cantidad de grava consumida.

- Frecuencia de control.

Definir frecuencias recomendadas, según criterio y/o experiencia del consultor.

- Registros.
- Control postejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Establecer medidas correctivas para prever deformaciones de columnas de gravas.

3. JET GROUTING

3.1 OBJETIVOS DE LA TÉCNICA

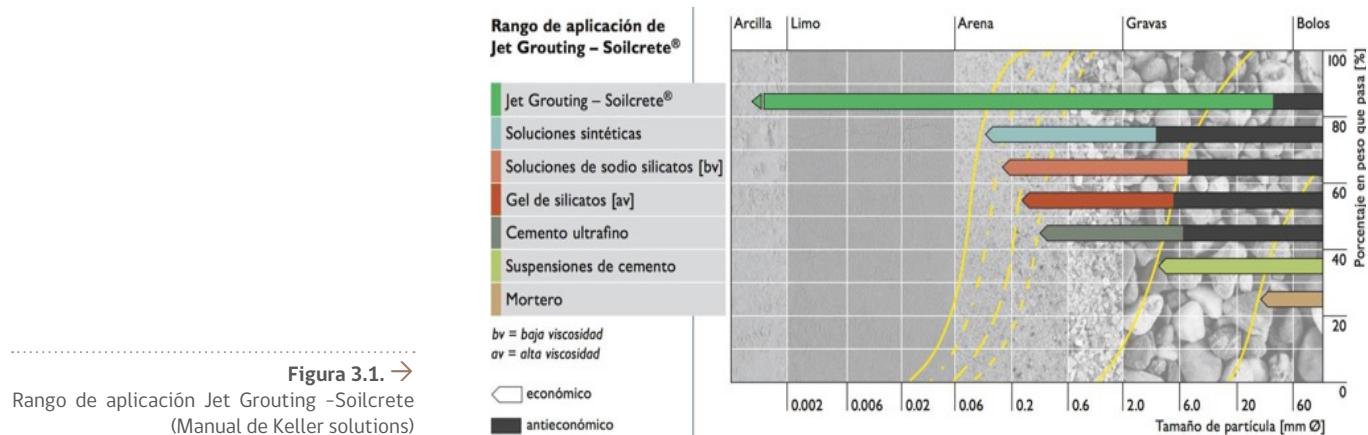
El Jet-Grouting es una técnica que utiliza la inyección radial de fluidos, a muy alta velocidad, para desagregar (erosionar) el terreno, sustituyendo parcialmente el material erosionado y mezclándolo con un agente de cementación para formar un nuevo material.

La aplicación de esta técnica, tan versátil, nos permite introducir en el terreno nuevos materiales en la forma de columnas enteras o truncadas, que consiguen mejorar las características geotécnicas resistentes de la zona tratada, reducir su deformabilidad, o disminuir su permeabilidad. Sus aplicaciones se han extendido a una gran variedad de trabajos que incluyen: cimentaciones, recalces, soporte de excavaciones, mejoras del terreno, obras auxiliares para la construcción de túneles, estabilización de laderas, control del agua freática, etc.

Es una de las tecnologías más demandantes de los sistemas de mejora, requiriendo excelencia técnica en el diseño y la construcción por parte de especialistas.

Las ventajas de aplicación de esta técnica radican en su aplicabilidad a casi todos los tipos de suelos; tratamientos particularizados o a estratos de suelos específicos; utiliza componentes inertes; su ejecución es sin vibraciones; puede evitar instalaciones enterradas, y la posibilidad de trabajar con limitaciones de espacio.

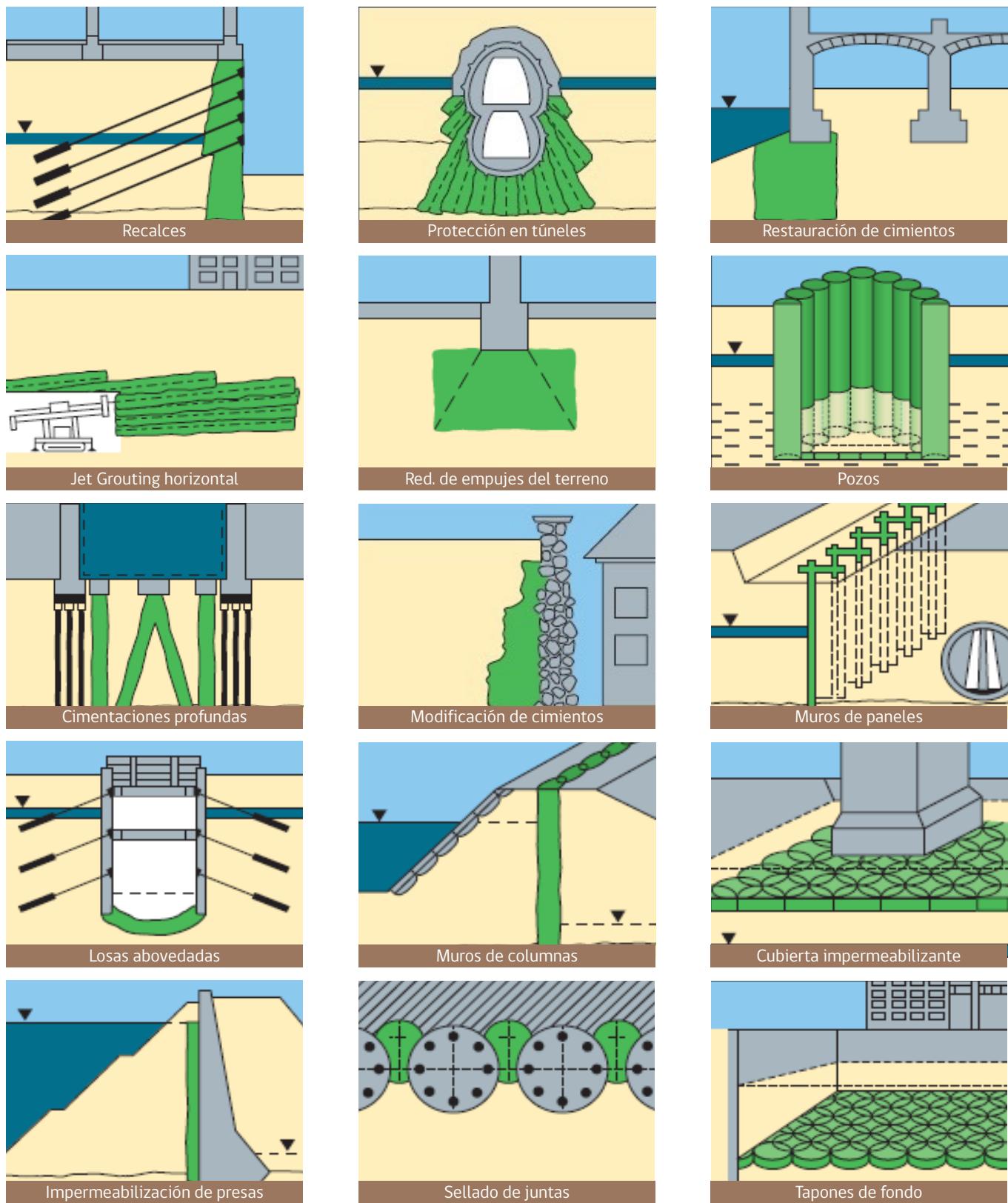
En contraste con las técnicas convencionales de mejora de suelos, Jet Grouting se puede utilizar para la estabilización y la impermeabilización de todo tipo de suelos, desde sedimentos sueltos hasta arcillas, incluidos suelos no homogéneos o dispuestos en capas y con presencia de material orgánico (Figura 3.1).



3.1.1 APPLICACIONES

Las aplicaciones del Jet Grouting son muy variadas, las cuales están listadas a continuación y mostradas en la Figura 3.2.

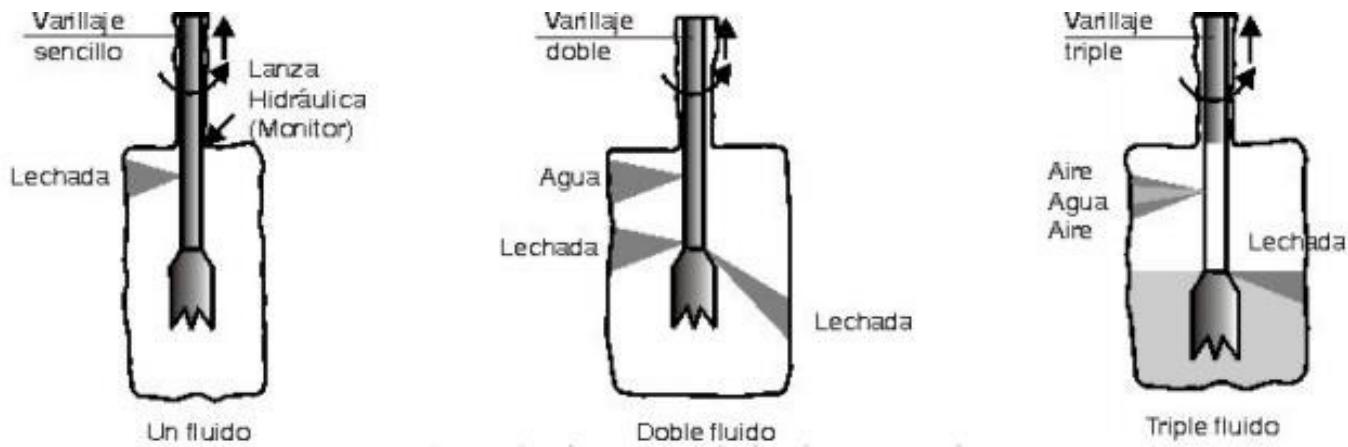
- Recalces
- Protección en túneles
- Restauración de cimientos
- Jet Grouting horizontal
- Modificación de cimientos
- Pozos
- Cimentaciones profundas
- Reducción de empujes del terreno
- Muros de paneles
- Losas abovedadas
- Muros de columnas
- Cubierta impermeabilizante
- Impermeabilización de presas
- Sellado de juntas
- Tapones de fondo
- Ventanas para el nivel freático



↑ **Figura 3.2.** Aplicaciones Jet Grouting (Manual de Keller Solutions)

3.2 CLASIFICACIÓN

Existen 3 tipos de Jet Grouting utilizados en la práctica, a) simple, b) doble o c) triple Figura 3.3.



↑ Figura 3.3. Clasificación de Jet Grouting utilizados en la práctica (Merino, 2012)

3.2.1 MÉTODO SIMPLE

Funciona con una inyección de 100 m/seg como mínimo, que erosiona y mezcla simultáneamente el suelo.

3.2.2 MÉTODO DOBLE

La erosión del terreno se realiza por medio de agua a alta presión, por la tobera superior, mientras que por la tobera inferior se inyecta el relleno de lechada de cemento y la mezcla con el terreno.

3.2.3 MÉTODO TRIPLE

Erosiona el suelo con un chorro de agua y aire comprimido, con una velocidad de salida min. 100 m/seg. La lechada se inyecta simultáneamente por medio de una tobera situada debajo de la tobera del chorro de agua.

3.3 ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO

Esta sección abordará temas tales como elección de diámetro de columnas y propiedades del material de jet grouting.

3.3.1 DIÁMETRO EN COLUMNAS DE JET GROUTING

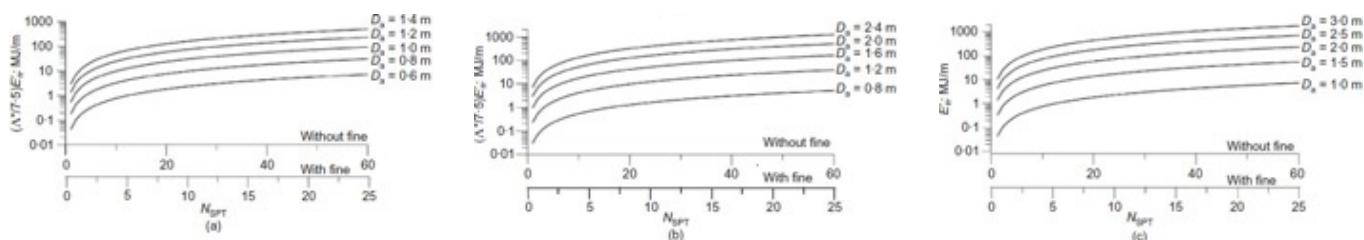
El primer paso antes del uso del jet grouting en proyectos es la obtención del diámetro promedio. Para evaluar este parámetro, diversos autores han propuesto correlaciones empíricas, las cuales están resumidas en la Tabla 3.1.

↓ **Tabla 3.1.** Alternativas empíricas para estimación de diámetro de columnas

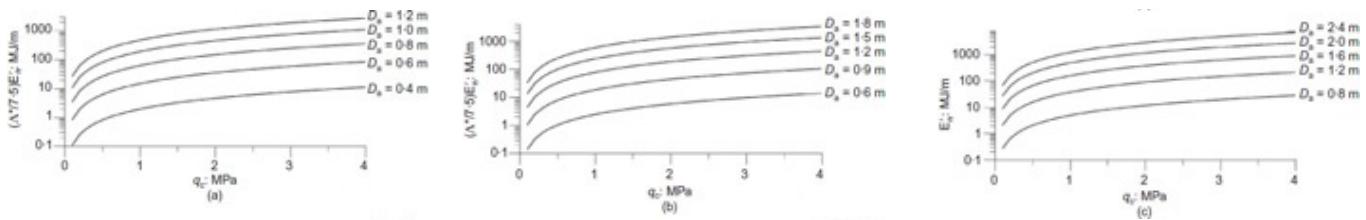
Referencia	Tipo de correlación
Botto (1985), Bell (1993)	ábaco
Miki and Nakanishi (1984), Shibasaki (1996)	ábaco
Xanthakos et al. (1994)	Tabla
Kutzner (1996)	Tabla
Tornaghi (1989)	ábaco
JJGA (2005)	Tabla
Tornaghi and Pettinaroli (2004), Flora and Lirer (2011)	ábaco
AGI (2012)	Tabla
Modoni et al. (2006), Croce et al. (2011)	ábaco
Wang et al. (2012)	Ecuación
Flora et al. (2013)	Ecuación, ábacos

Como ejemplo, una de estas metodologías es la de Flora et al. (2013), la cual consiste en una serie de ábacos que relacionan la energía y propiedades del suelo para obtener el diámetro de la columna de jet grouting.

A continuación, se presentan en la Figura 3.4 y la Figura 3.5 los gráficos de diseño.



↑ **Figura 3.4.** Gráficos de diseño que relacionan el diámetro promedio de la lechada de inyección. Columnas en materiales de suelo granular para la técnica de inyección: (a) fluido simple; (b) doble fluido; (c) triple fluido, propiedades del suelo y energía de entrada. Dos ejes NSPT se reportan en los gráficos: el superior para suelos sin finos, el de abajo para suelos con finos.



↑ **Figura 3.5.** Gráficos de diseño que relacionan el diámetro promedio de la lechada de inyección. Columnas en materiales de suelo fino para la técnica de inyección: (a) fluido simple; (b) doble fluido; (c) triple fluido, propiedades del suelo y energía de entrada.

Para los gráficos de la Figura 3.4 y Figura 3.5, es necesario evaluar $E'n$, el cual puede ser obtenido por medio de la ecuación (3.1).

$$E'n = 0,9 * E'p$$

↑ Ecuación (3.1)

Donde $E'p$ es la energía de bombeo, que puede ser obtenida por el equipo, mientras que el coeficiente Λ^* , puede ser obtenido por medio de la Figura 3.6.

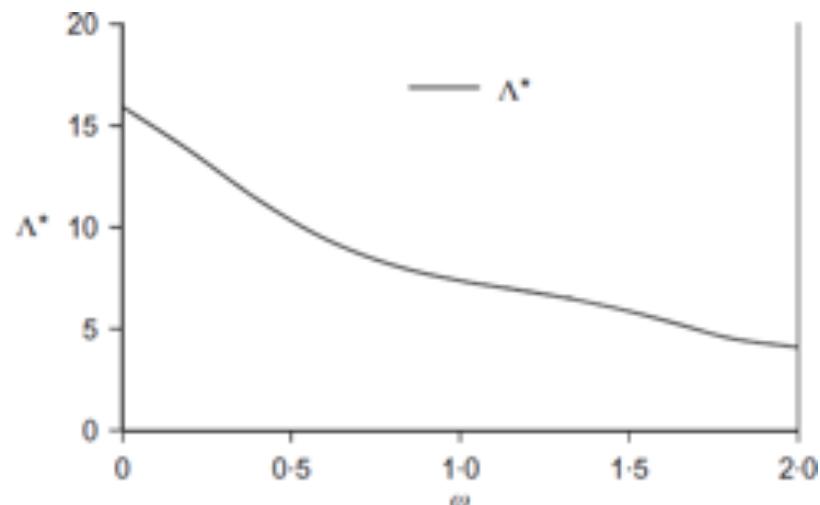


Figura 3.6. →

Dependencia de Λ^* , en la composición de la lechada. (densidad de cemento de 3000 kg/m³). w es el radio cemento/agua de la lechada inyectada (Bell, 1993).

3.3.2 PROPIEDADES DEL MATERIAL DE JET GROUTING

El jet grouting puede ser clasificado de 2 maneras desde un punto de vista geomecánico. El primer enfoque es como un material con propiedades de fricción y cohesión, mientras que el segundo enfoque es tratarlo como un material de concreto.

Peso unitario

El peso unitario del jet grouting es un parámetro importante cuando el peso propio de la estructura de jet grouting es de relevancia. El peso unitario del jet grouting puede ser altamente variable, ya que depende no solo del peso específico de los granos del suelo, sino además de peso específico de la lechada, de cantidad relativa de suelo y lechada y de la porosidad del suelo.

Rango de valores entre 13,89 kN/m³ a 22,80 kN/m³ han sido reportados por diferentes autores (Creo et al., 2014).

Resistencia al corte

La resistencia al corte efectiva del material de jet grouting, puede ser evaluada según el criterio de falla de Mohr-Coulomb. Diferentes valores de resistencia al corte según el ángulo de fricción interna, son reportados para jet grouting aplicado a diferentes tipos de suelos (Tabla 3.2).

▼ **Tabla 3.2.** Diferentes valores de ángulo de fricción interna y cohesión según tipo de suelo

Tipo de suelo	Clasificación unificada de suelo (USCS)	Ángulo de fricción interna	Cohesión
Gravas, grava con arena,			
Depósitos aluviales (alta energía), arena bien graduada,	GW, GP, GM, SW	30-45	0
granos angulares			
Aluvial (baja energía), arena uniforme, granos redondos	SW, SM, SP, ML	15-30	0-25
Suelo lacustre (inorgánico)	SP, SM, ML	5-20	0-10
Arena limosa	SM	30-34	0
Morrena, arcillas limosas, mezcla arena- limo	SM, ML	34-45	0-200
Arcilla arenosa, arcilla limosa, arcillas (baja plasticidad)	CL, CL-ML	18-34	0-20
Suelo lacustre (orgánico)	OL, PT	0-10	0-10

Rigidez

El material de jet grouting puede ser asumido de comportamiento esfuerzo v/s deformación de tipo lineal, de manera práctica. Desde este punto de vista, se puede considerar la Fórmula (3.2):

$$E_{50\%} = \beta_E q_u$$

↑ Ecuación (3.2)

Mientras que el coeficiente β_E se puede obtener desde estudios empíricos de diferentes autores, los cuales están resumidos en la Tabla 3.3 y Tabla 3.4.

↓ **Tabla 3.3.** Valores de coeficiente β_E , considerando un módulo secante al 40% qu

Tipo de suelo	BE
Grava y arena	500-1200
Limo y arcilla	200-500

↓ **Tabla 3.4.** Valores de coeficiente β_E , considerando un módulo secante al 50% de esfuerzo de falla

Tipo de suelo	BE
Arena limosa	300-750
Arena limosa, Arcilla limosa	100-300

Permeabilidad

La permeabilidad en jet grouting es en general baja, con valores que se encuentran entre 10^{-5} cm/s a 10^{-7} cm/s. Existen casos especiales como el de gravas limpias, en la cual al aplicar la inyección de lechada, esta no sature todos los poros de la grava, resultando en un mayor coeficiente de permeabilidad. Respecto a grupos de columnas de jet grouting, la permeabilidad estaría gobernada por los defectos. Suelos finos no estarían influenciados por defectos; pero suelos granulares sí estarían afectados por estos defectos.

3.3.3 CAPACIDAD DE SOPORTE

Para la evaluación de la capacidad de soporte, 2 análisis son incluidos: a) bloque de jet grouting que consiste en columnas de jet grouting traslapadas o muy cercanas entre sí; b) grupo de columnas de jet grouting, similar a los grupos de pilotes. Para el caso b) se considera en este capítulo la evaluación de una columna aislada.

Columna de jet grouting aislada:

La capacidad de soporte para columna aislada se puede analizar según la capacidad por punta y fuste y considerando la fórmula (3.3):

$$Q_{ULS} = P_{ULS} + S_{ULS}$$

↑ Ecuación (3.3)

Donde P_{ULS} y S_{ULS} pueden ser evaluados con las formulas (3.4) y (3.5):

$$P_{ULS} = p_L * \pi * \frac{D_{base}^2}{4}$$

↑ Ecuación (3.4)

$$S_{ULS} = \pi \int_0^L D * \tau_L * d_z$$

↑ Ecuación (3.5)

Donde:

τ_L : resistencia al fuste

p_L : Resistencia por punta

D_{base} : Diámetro de columna de jet grouting en la base de la columna.

La resistencia por fuste y punta pueden ser evaluados en la Figura 3.7 considerando los gráficos de Bustamante (2002).

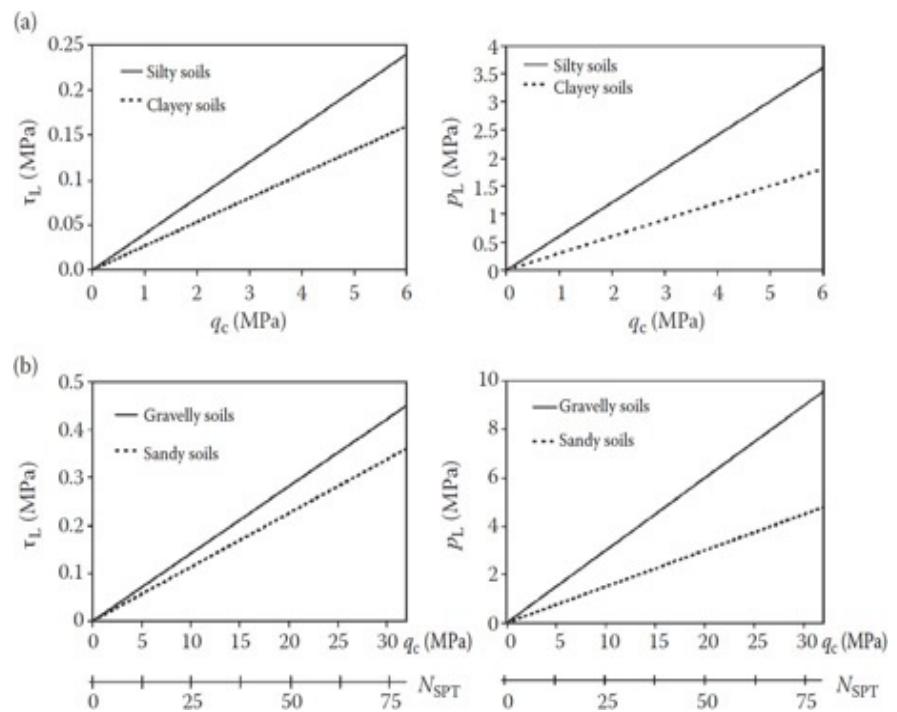


Figura 3.7. →

(a) (b) Resistencia por fuste de columna aislada; (c) (d) Resistencia por punta de columna aislada. (Bustamante, 2002).

Bloque de jet grouting:

Un esquema de un bloque de jet grouting es representado en la Figura 3.8:

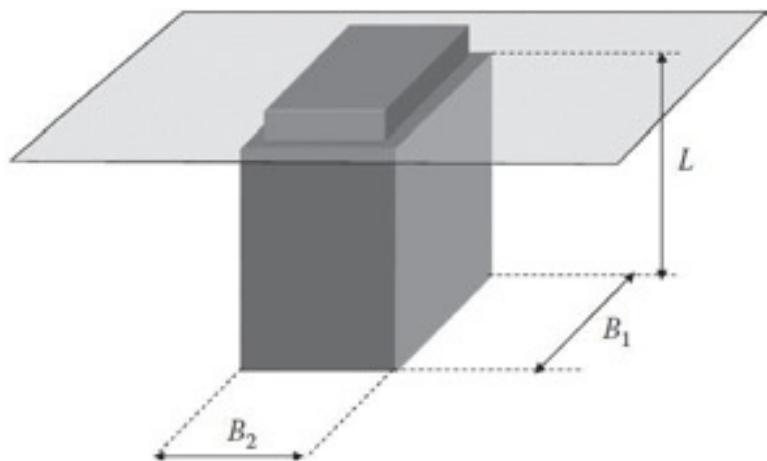


Figura 3.8. →

Refuero masivo de fundacion por medio de un bloque de jet grouting

Las ecuaciones (3.6) y (3.7) permiten evaluar la capacidad de soporte (Peck et al. 1953):

Suelos Finos:

$$q_{lim} = N_c S_u + \gamma * L + 2 * L * S_u * \frac{(B_1 + B_2)}{B_1 * B_2}$$

↑ Ecuación (3.6)

Suelos Granulares:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} N_y * \gamma * B_1 + N_q * q$$

↑ Ecuación (3.7)

Donde B1 es el ancho de la fundación; γ es el peso unitario debajo de la superficie de fundación; q es el esfuerzo por sobrecarga en la profundidad de fundación. Además, Ny, Nq y Nc son los factores de capacidad de soporte para mecanismo de corte local y punzonamiento, los cuales pueden ser evaluados en la Tabla 3.5 y Figura 3.9.

↓ Tabla 3.5. Evaluación de factor Nc

L/B_2	N_c	
	$B_1/B_2 = 1$	$B_1/B_2 > 10$
0.25	6.7	5.6
0.50	7.1	5.9
0.75	7.4	7.2
1.00	7.7	7.4
1.50	8.1	7.8
2.00	8.4	7.0
2.50	8.6	7.2
3.00	8.8	7.4
≥ 4	9.0	7.5

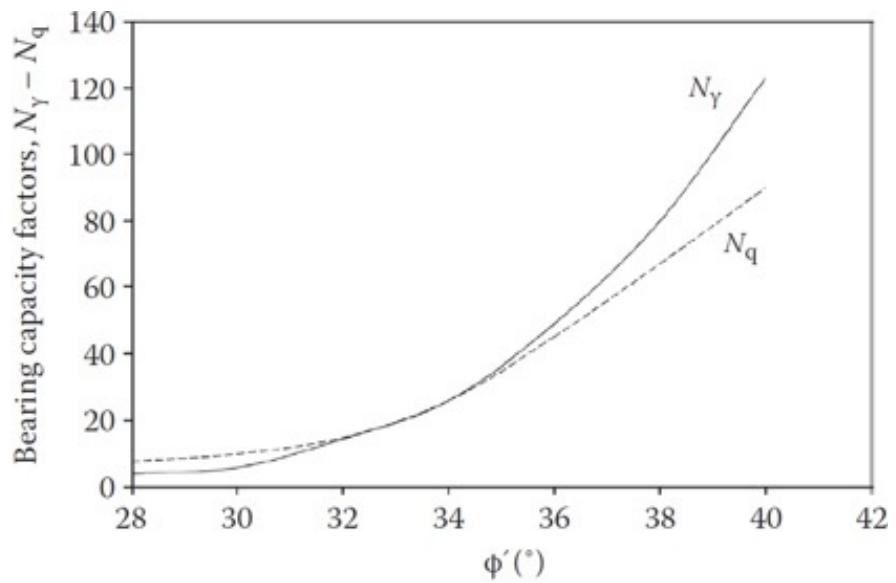


Figura 3.9. →
Evaluacion de factores N_y y N_q

3.3.4 ASENTAMIENTOS

La Figura 3.10 es útil para evaluar asentamientos de una columna aislada se presenta a continuación. (Modoni G. et al., 2012)

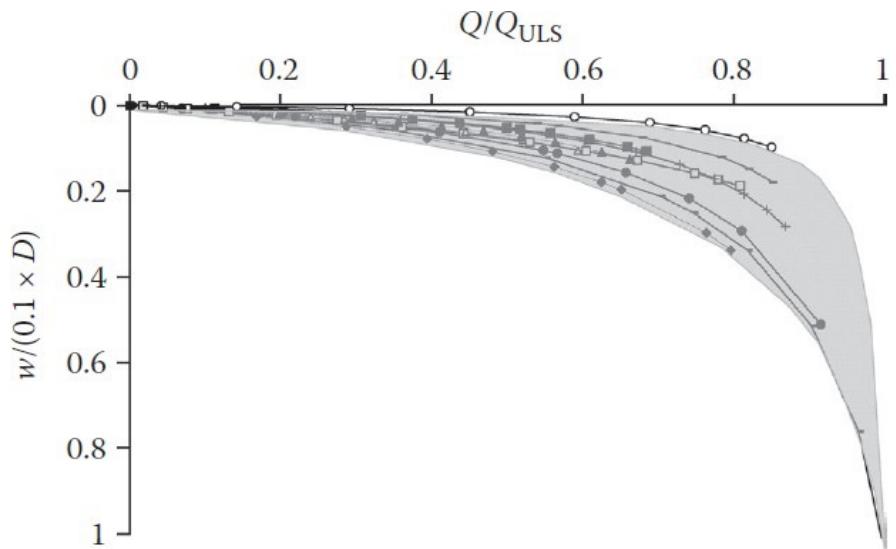


Figura 3.10. →
Asentamiento (w) en función de la razón de
carga con la carga última (Q/Q_{ULS})

3.4 METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN

Un listado de actividades de ejecución es presentado a continuación (EN 12716)

- a)** Suministro de datos de investigación del emplazamiento para la ejecución de trabajos de inyección de Jet grouting.
- b)** Decisión de usar boquilla de inyección, ensayos preliminares y pruebas si es necesario; provisión de una especificación
- c)** Adquisición de toda la autorización legal necesaria para la ejecución de autoridades y terceros.
- d)** Diseño general de la estructura de chorro de agua y definición de la categoría geotécnica
- e)** Consideración de las fases temporales relevantes de ejecución.
- f)** Evaluación de los datos de la investigación del sitio con respecto a los supuestos de diseño
- g)** Valoración de la viabilidad constructiva del diseño.
- h)** Ejecución de juicios si es requerido y de cualquier prueba relevante.
- i)** Evaluación de los resultados de los ensayos y pruebas preliminares.
- j)** Selección de un sistema de inyección de aire.
- k)** Evaluación del sistema de inyección a chorro y definición de los procedimientos de trabajo.
- l)** Definición de las dimensiones, ubicación y orientación de los elementos inyectados con chorro de agua.
- m)** Instrucciones sobre la secuencia de trabajo si es necesario.
- n)** Definición de la secuencia de trabajo.
- o)** Instrucción a todas las partes involucradas de elementos clave en los criterios de diseño a los que se debe prestar atención especial
- p)** Especificación para controlar los efectos de la inyección de lechada de chorro en estructuras adyacentes (tipo y precisión de los instrumentos, frecuencia de medición) y para interpretar los resultados.
- q)** Definición de límites tolerables de los efectos de la inyección de lechada de chorro en estructuras adyacentes
- r)** Ejecución de los trabajos de inyección de lechada por chorro, incluida la supervisión de los parámetros del jet grouting
- s)** Supervisión de las obras, incluida la definición de los requisitos de calidad.
- t)** El monitoreo de los efectos de la lechada de chorro funciona en estructuras adyacentes y presenta los resultados.
- u)** Control de la calidad de las obras.

Los 3 pasos fundamentales para la ejecución de jet grouting son: Perforación, Inyección y Mezcla.

3.4.1 PERFORACIÓN

La ejecución comienza con la perforación en el terreno, utilizando un monitor y broca de perforación, hasta la profundidad necesaria, que permite que la inyección acceda al lugar deseado del tratamiento.

3.4.2 INYECCIÓN

Luego de la perforación se inicia la inyección de fluidos para poder formar el cuerpo de suelo tratado, por medio del desplazamiento vertical del monitor (cabeza de inyección) y aplicando rotación simultáneamente

El jet rompe el terreno que es desplazando parcialmente hacia el exterior por el espacio anular que queda disponible entre el varillaje y la perforación.

La inyección de cemento se mezcla con el terreno y también parte de la misma es expulsada. Aquí se define el término resurgencia a todo el material expulsado a la superficie.

3.4.3 MEZCLA

En general, el Jet Grouting la lechada de cemento se inyecta simultáneamente con el proceso de erosión del suelo, con el objetivo de una mezcla uniforme de la lechada con el suelo dentro de la zona de tratamiento.

Los parámetros de trabajo utilizados por la maquinaria de Jet Grouting se encuentran normalmente, comprendidos en los intervalos dados por la Tabla 3.5.

↓ **Tabla 3.5.** Parámetros de caracterización de lechada (AETESS, 2002)

Parámetros de trabajo	Monofluido	Doble fluido (aire)	Doble fluido (agua)	Triple fluido	SuperJet
Presión de la lechada (MPa)	30-50	30-50	>2	>2	30-50
Caudal de la lechada (l/min)	50-450	50-450	50-200	50-200	300-450
Presión de agua (MPa)	-	-	30-60	30-60	-
Caudal de agua (l/min)	-	-	30-150	50-150	-
Presión de aire (MPa)	--	0,2-1,7	-	0,2-1,7	0,2-1,7
Caudal de aire (m ³ /min)	-	3-12	-	3-12	3-12
Toberas de corte (mm)	1,5-5	1,5-6	1,5-6	1,5-6	4-6
Toberas de relleno (mm)	-	-	4-12	4-12	-
Velocidad de ascenso (cm/min)	20-70	10-50	10-50	10-50	5-30
Velocidad de rotación (rpm)	10-30	5-20	5-20	5-20	2-15

3.5 MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD

El control mínimo que debe realizarse en todo proyecto será en registrar los parámetros de Jet Grouting, junto con observar y cuantificar el material de rechazo (o surgencia), el cual corresponde al material de cemento y suelo de terreno expulsado durante la construcción de los elementos.

Si no existen registros geotécnicos del suelo se deberá ejecutar un ensayo previo "in situ", con la ejecución de columnas de prueba que cubran los distintos condicionantes que puedan presentarse en la obra, para así poder establecer la validez de los parámetros de trabajo y del proceso elegido.

Cuando se realicen ensayos previos y no sea posible excavar, la evaluación de las dimensiones de los elementos debe realizarse mediante la extracción de testigos y en los casos en que lo indique el proyecto, mediante la realización de ensayos geofísicos, los cuales establecen un sistema de medición directo y no destructivo del elemento.

Antes de iniciar las obras se debe calibrar los equipos que vayan a ser utilizados en el registro y toma de mediciones. Otra de las recomendaciones

para asegurar un registro certero y cumplir con la certificación de calidad, consiste en exigir la calibración periódica de los equipos en función de la duración y envergadura de la obra.

Con relación a la mezcla de inyección, se deberá determinar diariamente: la densidad, decantación, viscosidad y tiempo de fraguado, debiéndose tomar muestras con la periodicidad que establezca el proyecto, para la realización de ensayos de compresión simple.

3.5.1 CAMPOS DE PRUEBA

La ejecución de campos de prueba en zonas representativas es parte del control de calidad continuo que se establece en la ejecución de las columnas, asegurando que las condiciones del suelo son similares a las hipótesis de cálculo y que los parámetros de diseño son cumplidos o excedidos en todo el proyecto. Cuando se realicen ensayos preliminares, si es posible la excavación, se debe registrar las características geométricas y mecánicas mediante la inspección visual de los elementos inyectados expuestos y ensayos de laboratorio sobre muestras recogidas por extracción de testigos o por simple excavación (Figura 3.11).



Figura 3.11. →

Inspección visual de elementos inyectados mediante excavación

Ensayos *in situ* y toma de muestras: En el caso que la inspección visual no sea posible ni aconsejable, las dimensiones de la estructura pueden ser determinadas de forma indirecta por la extracción de testigos en las direcciones respectivas, similar a comprobar las dimensiones de las zonas inyectadas. Extracciones de testigos de un alto nivel se recomienda para obtener muestras inalteradas, de tal manera de ser ensayadas e inspeccionadas.

Perforación: Son métodos para extraer y observar las condiciones geotécnicas del subsuelo. Se pueden obtener muestras del terreno, razonablemente "intactas", dependiendo de cómo se ejecuten las operaciones de perforación y extracción. Se debe tomar en cuenta que la perforación es capaz de inducir micro fracturas en el elemento terminado; incrementando substancialmente los resultados de permeabilidad que se obtienen en el laboratorio.

3.5.2 CONTROL DE LA EJECUCIÓN

Su objetivo es comprobar que los elementos ejecutados, tanto individualmente como en su conjunto, tengan las propiedades requeridas en el diseño, durante la fase de realización y en la fase definitiva. Las variables de control recomendada son las siguientes:

- Velocidad de rotación de la sarta.
- Presión de corte.
- Tobera inyección agua, caudal de corte.
- Densidad de la lechada
- Caudal de relleno
- Velocidad de Ascenso (Va)
- Documentación recopilada en obra

3.5.3 CONTROL DE CALIDAD

El control de calidad consiste en chequear el desempeño durante la ejecución y sobre la estructura ya terminada. El control de calidad se refiere a:

- Geometría de la estructura de Jet Grouting
- Resistencia y permeabilidad de los elementos
- Homogeneidad de la estructura

Los controles durante la ejecución incluyen ensayos de los materiales. Los parámetros del jet apropiados para el proyecto son investigados a través de ensayos. En general, se considera que al usar parámetros consistentes se tendrán propiedades y dimensiones iguales de los elementos. Por lo tanto, se debe controlar los siguientes parámetros durante la ejecución del método:

Ítems de inspección:

- Perforación: Ubicación, ángulo, profundidad, métodos para mantener la repetitividad.
- Amasado: Preparación de la mezcla de inyección según consistencia con la dosificación requerida, y verificación de sus propiedades físicas y químicas.
- Inyección: Verificación de los parámetros de perforación (velocidad de ascenso y rotación) y parámetros de inyección (presión y caudal de todos los componentes).
- Documentación: Parte de la ejecución de cada elemento construido con su registro de parámetros. Control de tiempo de construcción y correlación con tomas de muestras.
- Toma de muestras y ensayos: Recuperación de muestras representativas para ensayos.

Control de Calidad de los Materiales

Agua

Podrán ser utilizadas todas las aguas que, empleadas en casos análogos, no hayan producido eflorescencia ni originado perturbaciones en el proceso de fraguado y endurecimiento de los hormigones con ellos fabricados. No usar agua de mar. Cuando no se posean antecedentes de su utilización o en caso de duda, deberán analizarse las aguas y, salvo justificación especial de que no alteran perjudicialmente las propiedades exigibles al hormigón, deberán rechazarse todas las que tengan un pH inferior a 5, las

que posean sustancias solubles en proporción superior a los 15 gramos por litro (15.000 p.p.m.), etc.

Respecto a la temperatura del agua, cuando la inyección se realice en ambiente frío con riesgo de heladas, podrá utilizarse para el amasado, sin necesidad de adoptar precaución especial alguna, agua calentada hasta una temperatura de 40°C.

Cementos

- Cementos utilizables: La resistencia del cemento, sometidos a esfuerzos de compresión simple debe ser superior a 250 (kgf/cm²).
- Suministro y almacenamiento: Cada entrega de cemento en la obra irá acompañada del documento de garantía de la fábrica relativo a su designación y al cumplimiento de las cualidades físicas, mecánicas y químicas que debe poseer. En la recepción se comprobará que no llega excesivamente caliente, entendiéndose como tal una temperatura superior a los 70°C cuando ha de manejarse por medios mecánicos y 40°C cuando se manipula manualmente. El almacenamiento se llevará a cabo en silos debidamente acondicionados, que aíslen el cemento de la humedad.
- Ensayos de recepción de las distintas partidas de cemento: la representación de las distintas partidas se llevará a cabo efectuando únicamente los siguientes ensayos: 1.

Principio y fin de fraguado, y 2. Resistencia mecánica a tres días (flexo tracción y compresión).

3.6 LIMITACIONES DE LA TÉCNICA

Una de las limitaciones del jet grouting posee es el de estimar el diámetro de las columnas de jet grouting después de construcción, cuya estimación es discutida en sección 3.3.1. Además, esta técnica, al igual que en el uso de concreto, está limitada por factores tales como (Croce P. et al., 2014)

- Temperatura (menor a 60 grados).
- Cantidad de sodio y cloruro de magnesio (menor a 3%).
- Cantidad de sulfatos (menor a 6 %)

- Cantidad de ácido orgánico (mayor a 0,1 %)
- Cantidad de material orgánica y arcilla suspendida (menor a 2 g/L)

En caso de nivel freático sobre la base de la columna de jet grouting, se recomienda agotar la napa, de manera similar a la instalación de pilotes.

3.7 ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Ventajas comparativas del jet grouting son:

- Se pueden obtener columnas profundas ejecutando una perforación pequeña.
- Las columnas de jet grouting pueden tener diferentes formas y tamaños
- Puede ser utilizada en espacios reducidos y confinados.

Mientras que algunas desventajas se presentan a continuación:

- No es muy recomendado cuando la especificación de proyecto requiere de una estructura continua, o cuando se requiere de una estructura sin excesivo overlapping.
- No poseen adecuada resistencia a fuerzas laterales debido a que tienen baja resistencia a la flexión y corte. Incluso al insertar barras o tubos de acero, la resistencia a la flexión puede continuare siendo baja (Croce P. et al., 2014).
- Puede no ser suficientemente impermeable, en especial al ser aplicado a túneles.

3.8 BIBLIOGRAFÍA

AETESS, (2002). Borrador de Guía para el diseño y ejecución de Jet Grouting

AGI, (2012). Jet Grouting Guidelines: Associazione Geotecnica Italiana: 69 p (in Italian)

Bell, A. (1993). Control of Column Geometry: Jet Grouting in Sand. GKN Keller Technical Report: 77 p

Botto, G. (1985). Developments in the techniques of jet grouting, 12th Ciclo di Conferenze di Geotecnica: Torino, reprint by Trevi

Croce, P., Flora, A., Modni, G. (2014). Jet Grouting Technology, Design and Control PressTaylor & Francis, Boca Raton, USA: Editorial CRC Press

Croce, P., G. Modoni, and M. F. W. Carletto. (2011). Correlazioni per la previsione del diametro delle colonne di jet grouting. Proc. of the XXIV National Geotechnical Conference, 'Innovazione Tecnologica nell'Ingegneria Geotecnica', Napoli, Italy: Editorial Associazione Geotecnica Italiana

EN 12716, (2001). Execution of Special Geotechnical Works: Jet Grouting. European Committee for Standardization, BS EN 12716:2001

Flora, A. and S. Lirer. (2011). Interventi di consolidamento dei terreni, tecnologie e scelte di progetto. Proceedings of the 24th National Conference of Geotechnical Engineering 'Innovazione tecnologica nell'Ingegneria Geotecnica', Napoli, Italy, June 22-24, 2011: pp. 87-148 [in Italian]

Flora, A., G. Modoni, S. Lirer, and P. Croce. (2013). The diameter of single-, double-, and triple-fluid jet grouting columns: Prediction method and field trial results. Géotechnique 63(11): pp. 934-945.

JJGA, (2005). Jet Grouting Technology: JSG Method, Column Jet Grouting Method. Technical Information of the Japanese Jet Grouting Association, 13th ed. (English translation), October 2005: 80 p.

Kutzner, C. (1996). Grouting of Rock and Soil: Rotterdam, Netherlands: Balkema: 271 p.

Miki, G. and W. Nakanishi. (1984). Technical progress of the jet grouting method and its newest type. Proceedings of the International Conference on In Situ Soil and Rock Reinforcement, Paris, France, October, 1984: pp. 195-200.

Modoni, G., P. Croce, and L. Mongiovì. (2006). Theoretical modelling of jet grouting. Géotechnique 56(5): pp. 335-347.

Modoni G., J. Bzówka, A. Juzwa, A. Mandolini, and F. Valentino. 2012. Load-settlement responses of columnar foundation reinforcements. Proceedings of the ISSMGE-TC211 International Symposium on Ground Improvement 3, Brussels, Belgium, May, 2012: pp. 491-503.

Shibazaki, M. (1996). State-of-the-art grouting in Japan: Grouting and Deep Mixing 2: 851-867.

Tornaghi, R. (1989). Trattamento colonnare dei terreni mediante gettiniezione (jet grouting). Proceedings of the 17th National Conference of Geotechnical Engineering, Taormina, Italy, April: pp. 193-203 [in Italian].

Tornaghi, R. and A. Pettinaroli (2004). Design and control criteria of jet grouting treatments. Proceedings of the International Symposium on

Ground Improvement, ASEP-GI (2004). pp. 295-319. Paris, France: Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Xanthakos, P., Abramson L., Bruce D. (1994). Ground Control and Improvement. New York: John Wiley & Sons.

Wang, Z.F., Shen S. L., Yang, J. (2012). Estimation of the diameter of jet-grouted column based on turbulent kinematic flow theory. Proceedings of the Conference on Grouting and Deep Mixing 2, ASCE Geotechnical Special Publication 228: pp. 2044-2051, China.

Merino, M. (2012). Actuaciones de realce en entorno portuario. A Coruña, España. Bell A. (1993). Ground Improvement, M.P. Moseley editor, Blackie

3.9 LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE JET GROUTING

a. Estudios de mecánica de suelos

- Recomendaciones particulares y/o complementarias a la exploración mínima exigida por la NCh1508.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer recomendaciones para campaña de prospección, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Recomendaciones de ensayos particulares para el diseño de la técnica en particular.

Ensayos requeridos: Tipos de Jet Grouting implementados en la inyección de fluidos para la mejora del terreno (simple, doble, triple)

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer la realización de ensayos adicionales, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Otras recomendaciones particulares al estudio de mecánica de suelos que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas para el correcto diseño, verificación, implementación y control de la técnica descrita.

b. Diseño

- Metodología de cálculo y/o parámetros a controlar con la aplicabilidad de la técnica. En estos casos, el informe de mecánica de suelos debe entregar:

Parámetros mínimos:

- Estimación del diámetro de las columnas
- Propiedades del material del Jet Grouting
- Capacidad de soporte
- Asentamientos
- Ángulo de fricción interna y cohesión

Parámetros que deben estar especificados en mecánica de suelos:

- Alternativas empíricas de diámetro de columnas
- Peso unitario y resistencia al corte
- Ecuación de rigidez (a través del comportamiento del esfuerzo v/s deformación tipo lineal)
- Permeabilidad
- Ecuación capacidad de soporte (considera diámetro de columna, capacidad por punta y fuste)

- Parámetros mínimos para los cuales, según la experiencia del consultor o basado en su investigación, la técnica se hace viable de implementar.

Análisis de situaciones especiales:

- Equipos y tipos de brocas para realizar perforación
- Rangos referenciales que, a experiencia del consultor o basado en su investigación, se aumenta las propiedades requeridas para el proyecto.

c. Monitoreo Geotécnico

- Recomendaciones para excavaciones.

Registro de parámetros de Jet Grouting. No obstante, deben realizarse ensayos in situ cuando las condiciones del terreno lo requieran (columnas de prueba, extracción de testigos, ensayos geofísicos, entre otros).

- Puntos críticos que podrían afectar la ejecución de la técnica descrita.

Los equipos utilizados deben calibrarse, para obtener los registros correspondientes.

- Soporte técnico.

Equipos para la ejecución de Jet Grouting.

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Incluir aspectos relevantes para el consultor

d. Especificaciones técnicas para ejecución

- Descripción y detalle de las etapas constructivas.
- Detalle de partidas.
- Detalle de materiales.
- Secuencia de ejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Todos estos aspectos obedecen a lo que se refiere cualquier especificación técnica de obra.

e. Metodología de control de calidad

- Pruebas y parámetros de control.

Establecer recomendaciones de pruebas de control: Geometría de la estructura de Jet Grouting, Homogeneidad, Resistencia y permeabilidad de los elementos.

- Frecuencia de control.

Definir frecuencias recomendadas, según criterio y/o experiencia del consultor.

- Registros.
- Control postejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Establecer medidas preventivas para la ejecución de las obras

4. COMPACTACIÓN DINÁMICA

4.1 OBJETIVOS DE LA TÉCNICA

La compactación dinámica es un método que permite mejorar las características geomecánicas del suelo mediante su densificación. El método se emplea usualmente en suelos arenosos, por lo general en los materiales de rellenos que cubren grandes extensiones (mayor a 5 hectáreas), y con espesor significativo (mayor a 5 m), en donde la compactación por medio de máquinas convencionales (ej. vibrocompactadora, compactador neumático, etc.) es prácticamente imposible. Sin embargo, también es aplicable en suelos finos pero su eficacia es mucho menor, por lo que usualmente no se implementa en este tipo de materiales.

El método consiste en dejar caer pesas con cargas entre 15 a 40 toneladas de manera repetitiva con altura entre 9 a 36 metros. Al caer la pesa sobre el suelo, la energía de impacto se dispersa dentro del material, lo que genera una reacomodación entre las partículas que aumenta (Braja, 2012).

Las ondas de esfuerzo generadas por la caída de las pesas ayudan a densificar el suelo. El grado de compactación final del suelo depende de (Braja, 2012):

- La masa de las pesas implementadas.
- La altura desde la que se dejan caer las pesas.
- Del espaciamiento y número de repeticiones entre caídas de las pesas.

El aumento de la densidad, parámetros de resistencia y rigidez del suelo permite reducir el costo de cimentaciones. El método también reduce el potencial de licuefacción en suelos granulares.

4.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE SUELO

Debido a que cada suelo se comporta diferente, se deben determinar las propiedades del terreno al cual se le quiere realizar compactación dinámica. Los ensayos que se pueden realizar son los sondeos de penetración estándar (SPT), sondeos de cono eléctrico (CPT), Presiómetro de Menard (PTM), entre otros.

Una vez que se ha definido el tipo de suelo en el terreno propuesto, se clasificará como favorable, desfavorable o intermedio para llevar a cabo la compactación dinámica.

4.3 ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO

La ecuación permite estimar la profundidad hasta la cual se genera la densificación del suelo (Braja, 2012):

$$b \approx \frac{1}{2} \sqrt{W_h h}$$

↑ Ecuación (4.1)

En donde b corresponde a la profundidad máxima de influencia de la densificación en metros, W_h es el peso que cae en toneladas métricas y h es la altura de caída en metros. La ecuación ha sido modificada para incluir un parámetro que depende del tipo de suelos k :

$$b = k \sqrt{W_h h}$$

↑ Ecuación (4.2)

En donde k se calcula según los valores de la Tabla 1.7.

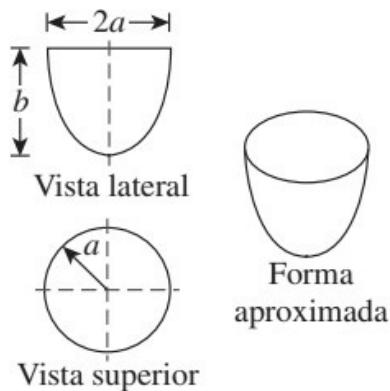
↓ **Tabla 4.1.** Valor de la constante k dependiendo del tipo de suelo.(Braja, 2012).

Tipo de suelo	Valor de k
Suelos finos	0,35
Suelos granulares	0,5
Rocas	0,5

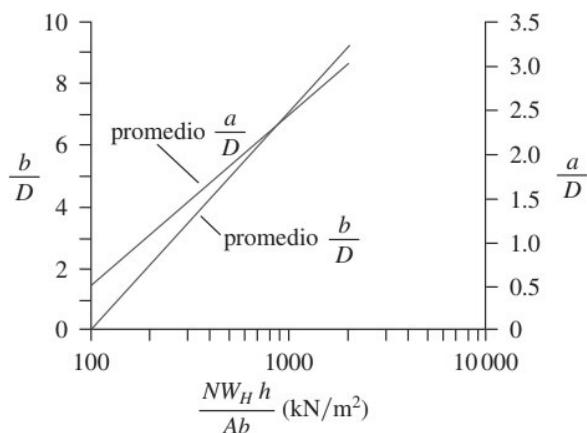
Una de las metodologías más utilizadas para realizar el análisis de compactación dinámica es la propuesta por (Braja, 2012) para suelos granulares. Esta metodología enuncia que para una pesa de ancho D , peso W_h y altura de caída h , la forma en la que se densifica el suelo es parecida a la presentada en la Figura 1.12.1. Para determinar el número de caídas requeridas y la separación entre ellas se hace uso de la Figura 1.13 siguiendo los siguientes pasos:

- **Paso 1:** Se determina la profundidad hasta la cual se genera la densificación del suelo: b .

- **Paso 2:** Se definen el peso del pistón W_h , la altura de caída h y las dimensiones de las pesas para determinar su área A y su ancho D . Estos valores deben seleccionarse de acuerdo con los equipos disponibles, pero garantizando que la profundidad de densificación (b) se garantice.
- **Paso 3:** Se determina la relación b/D a partir de los datos obtenidos en el paso 1 y 2.
- **Paso 4:** En consideración de la Figura 1.13, se emplea el valor obtenido de b/D para determinar el valor de $\frac{NW_h h}{Ab}$. Donde N es el número de caídas del pistón, A es el área del pistón y a es el radio del círculo generado (visto en planta) una vez ha caído el pistón.
- **Paso 5:** A partir del valor de $\frac{NW_h h}{Ab}$ obtenido en el paso 4, se despeja el valor del número de caídas del pistón.
- **Paso 6:** A partir del valor de $\frac{NW_h h}{Ab}$ se determina el valor de a/D y se despeja el valor de.
- **Paso 7:** Se define el espaciamiento entre puntos a compactar S_g , siendo ligeramente menor al valor obtenido de a , ver Figura 4.3.



← **Figura 4.1.**
Esquema de la forma aproximada del área densificada debida a la compactación dinámica. (Braja, 2012).



← **Figura 4.2.**
Gráfica para el diseño de compactación dinámica. (Braja, 2012).

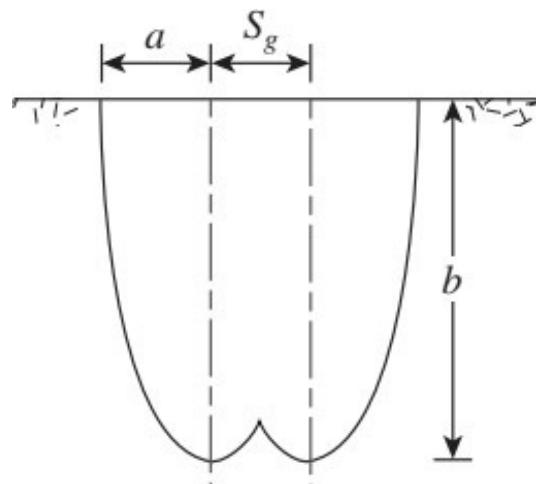


Figura 4.3. →

Esquema del espaciamiento aproximado de la rejilla para la compactación dinámica.
(Braja, 2012).

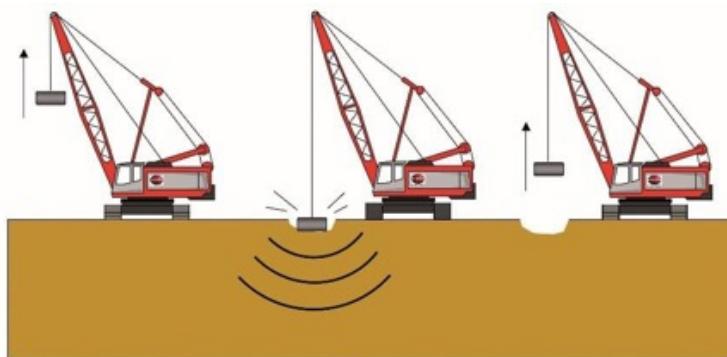
4.4. METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN

El proceso de planeación y diseño de un proyecto en el que se emplea compactación dinámica, generalmente involucra los siguientes pasos:

- **Paso 1.** Caracterización del tipo de suelo o material: Durante esta etapa se deben determinar las propiedades del suelo y el perfil estratigráfico. Para esto, se realizan ensayos *in situ* como el Standard Penetration Test (SPT) y el Cone Penetration Test (CPT), para determinar los tipos de suelos y su estado de compacidad.
- **Paso 2.** Determinar limitaciones del sitio: En esta fase se evalúa si las vibraciones generadas por la compactación dinámica pueden generar desplazamientos o afectaciones a construcciones cercanas, para esto se implementan sensores de vibraciones o dispositivos similares que puedan realizar la medición. La frecuencia de las ondas en la compactación dinámica varía entre 6 a 8 hz aproximadamente
- **Paso 3.** Establecer los requerimientos del diseño: Se debe definir tanto la resistencia y compresibilidad suelo requerido de acuerdo al proyecto de interés y las características previas del suelo.
- **Paso 4.** Diseñar el proceso de compactación: Determinar peso, altura, número de golpes, y arreglo en planta de los golpes, así como el equipo a utilizar.
- **Paso 5.** Estimar los costos: Se debe realizar un análisis de costo-beneficio entre estas alternativas u otras aplicable dependiendo de las características del proyecto.
- **Paso 6.** Ejecución: En cada punto a compactar se le deben dar un número determinado de golpes para garantizar la compactación deseada. Luego de caer las cargas, se nivela el área con la ayuda

de un Buldozer y se recompacta la superficie mediante un rodillo vibratorio.

Esta técnica posee una alta velocidad de ejecución y es útil hasta una profundidad máxima de aproximadamente 10 metros. La Figura 4.4 muestra el proceso típico de compactación dinámica del suelo y la Figura 4.5 muestra un área de suelo luego de realizar la compactación dinámica.



← **Figura 4.4.**
Esquema típico de compactación dinámica (VibroMenard, 2018).



← **Figura 4.5.**
Esquema típico del suelo luego de un proceso de compactación dinámica. (VibroMenard, 2018).

4.5. MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD

La compactación dinámica requiere un control geotécnico para confirmar que los trabajos se realicen de acuerdo con los requerimientos del proyecto. Entre las características que se deben verificar se encuentran la variación de la cota topográfica del terreno del proyecto, la presión de poros del suelo, el asentamiento inducido por la compactación, la vibración y la magnitud de las pruebas de carga.

Para el recibimiento de las obras, se deberá verificar que los parámetros geomecánicos propuestos durante de la fase de diseño, sean alcanzados luego de la compactación dinámica. La Tabla 4.2 resume las actividades de monitoreo que se deben realizar durante la ejecución de la compactación dinámica.

↓ **Tabla 4.2.** Monitoreo geotécnico de la compactación dinámica (FHWA, 1995)

Tipo de monitoreo	Actividad
1. Observaciones de sitio	
1.1. Profundidad de los cráteres de impacto	Si el cráter de impacto es muy profundo se deberá suspender la ejecución, nivelar el terreno y retomar nuevamente la compactación. La profundidad máxima del cráter será de 30 cm o aquella acordada con el contratante
2. Mediciones de sitio	
2.1. Levantamiento del terreno	Se debe medir el levantamiento del terreno con lecturas de elevaciones en los puntos de control topográfico a varias distancias del cráter. Si el aumento de volumen incremental en el cráter es igual al volumen del movimiento del suelo, se debe detener la compactación dinámica considerando que el método no es efectivo. Esto puede suceder en suelos previamente compactados, muy densos, o saturados.
2.2. Densidad seca	Se debe medir la densidad seca antes y después de la compactación dinámica. Los resultados deberán ser analizados por el contratante para verificar la efectividad del método.
2.3. Asentamientos inducidos	Se deben medir los asentamientos antes y después de la compactación dinámica. El asentamiento debe ser del 5 al 10% del espesor de la capa compactada.
2.4. Vibraciones del terreno	Se deben emplear sismógrafos o equipos similares en la superficie del terreno adyacente a la zona de ejecución de la compactación y se debe verificar que las vibraciones generadas sean menores a las permisibles para generar afectaciones a otras obras. Los rangos máximos de aceleración para no afectar a las estructuras deben de estar y la posición de los equipos de medición deben de ser controladas por un ingeniero estructural.
3. Ensayos in-situ de verificación	
3.1. SPT, CPT y/o PMT	Se deben comparar los parámetros geomecánicos obtenidos con los ensayos de SPT, CPT, PMT, entre otros, antes y después de realizar la compactación dinámica para verificar la efectividad del proceso. El criterio de la efectividad en relación con los parámetros geomecánicos después de la compactación dinámica se debe acordar previamente con el contratante.
3.2. Ensayos de carga	Se deberá ejecutar pruebas de carga antes y después de la compactación dinámica. La capacidad de carga después del proceso de compactación dinámica deberá ser previamente acordado con el contratante.
Piezómetros	Para analizar el comportamiento del nivel freático se deben implementar piezómetros. Se debe comprobar que el nivel freático concuerde con aquel considerado en el diseño después de la construcción del muro.

4.6 LIMITACIONES DE LA TÉCNICA

La técnica de compactación dinámica no presenta resultados favorables en suelos arcillosos saturados. Por lo tanto, se recomienda no utilizar este método en materiales muy finos. La Tabla 4.3 resume la efectividad de esta metodología dependiendo del tipo de suelo.

↓ **Tabla 4.3.** Efectividad de la compactación dinámica según los tipos de suelo. (Larisch & Pervan, 2017).

Tipo de suelo	Grado de saturación	Efectividad
Suelos granulares sin finos	Alto o bajo	Excelente
Suelos granulares con menos de 35% de finos	Alto	Bueno
Suelos granulares con menos de 35% de finos	Bajo	Excelente
Depósitos de suelos, generalmente limosos con índice de plasticidad menor a 8	Alto	Pobre
Depósitos de suelos, generalmente limosos con índice de plasticidad menor a 8	Bajo	Bueno
Arcillas impermeables con índice de plasticidad mayor a 8	Alto	No recomendado
Arcillas impermeables con índice de plasticidad mayor a 8	Bajo	Pobre
Suelos orgánicos	Alto o bajo	No recomendado



← **Figura 4.6.**
Compactación dinámica en suelo granular.
(VibroMenard, 2018).

4.7 ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Entre las ventajas de esta técnica se encuentra que:

- La compactación dinámica es aplicable a un gran número de suelos. Sin embargo, su efectividad depende del material de sitio (ver Tabla 4.3).
- Reduce los vacíos de los suelos y aumenta los parámetros geomecánicos del suelo
- Posee un bajo costo para áreas con grandes extensiones.
- Es sencillo de verificar el aporte de mejoramiento del suelo, incluso durante el proceso de compactación.
- Es altamente eficiente en suelos estratificados con efectividad "Excelente" o "buena", ver Tabla 4.3.
- Produce suelos mejorados con compresibilidad aproximadamente uniforme, lo cual reduce asentamientos diferenciales.

Entre las desventajas de esta técnica se encuentra que:

- Altas vibraciones y desplazamientos laterales en la superficie del terreno que puede generar afectaciones a construcciones aledañas.
- La profundidad máxima hasta la cual se puede mejorar el suelo es limitada.
- Puede presentar problemas de seguridad debido a las altas vibraciones.

4.8 BIBLIOGRAFÍA

Andersen, T.C. (1984). "Earth Retention Systems, Temporary and Permanent, Meeting Preprint." Proceedings of the 32nd Annual Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference, Minneapolis, Minn.

Barley, A.D. (1997). "Discussion Session 3." Proceedings of the International Conference on Ground Anchorages and Anchored Structures, Thomas Telford Publishing, London, U.K., 572 p.

Bruce, D.A. (1997). "The Stabilization of Concrete Dams by Post-Tensioned Rock Anchors: The State of American Practice." Proceedings of the International Conference on Ground Anchorages and Anchored Structures." Thomas Telford Publishing, London, U.K., pp. 508-521.

Bruen, M.P., Pansic, N., Schwartz, M.I. (1996). "Creeping Suspicion." Civil Engineering, ASCE, May, pp. 60-63.

Braja Das B. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. México: Cengage Learning.

Christian, J.T. (1989). "Design of Lateral Support Systems." Proceedings, Seminar on Design, Construction, and Performance of Deep Excavations in Urban Area, Boston Society of Civil Engineers Section, ASCE.

FHWA (2015). Dynamic Compaction. Geotechnical Engineering Circular No.1. Ground Engineering Consultants, Inc. 350 Pfingsten Road, Suite 106 Northbrook, Illinois 60062

Larisch, M, Pervan T. (2017). Ground Improvement Techniques: Dynamic Compaction. Fletecher Construction Company

Nataraj, M.S. y Hoadley, P.G. (1984). "Design of Anchored Bulkheads in Sand", Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, vol. 110, GT4, pp. 505-515.

Feeley, W.J., Stuart, J.G. y Graham, J. (1973). "Failure Loads of Vertical Anchor Plates in Sand", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, vol. 99, núm. SM9, pp. 669-685.

Ovesen, N.K. y Stromann, H. (1972). "Design Methods for Vertical Anchor Slabs in Sand", Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, American Society of Civil Engineers, vol. 2.1, pp. 1481-1500.

Rowe, P.W. (1952). "Anchored Sheet Pile Walls", Proceedings, Institute of Civil Engineers, vol. 1, parte 1, pp. 27-70.

Rowe, P.W. (1957). "Sheet Pile Walls in Clay", Proceedings, Institute of Civil Engineers, vol. 7, pp. 654-692.

Tschebotarioff, G.P. (1973). Foundations, Retaining and Earth Structures, 2a. ed., McGraw-Hill, Nueva York.

Tsinker, G.P. (1983). "Anchored Sheet Pile Bulkheads: Design Practice", Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, vol. 109, núm. GT8, pp. 1021-1038.

Siller, T.J. (1992). "Design of Tied-Back Walls for Seismic Loading." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 11, pp. 1804-1821.

Siller, T.J., and Frawley, D.D. (1992). "Seismic Response of Multianchored Retaining Walls." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 11, pp. 1787-1803.

Skempton, A.W. (1964). "Long-Term Stability of Clay Slopes." Geotechnique, Vol. 14, No. 2, pp. 75- 101.

Vibromenard (2018). Dynamic compaction. Obtenido de <https://www.vibromenard.co.uk/> Terzaghi, K. (1954). Anchored Bulkheads. Transactions, ASCE, Vol. 119

Chow, Y., Young, D., Young, K., and Lee, S. (1994) "Dynamic compaction of loose granular soils: effect of print spacing". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol. 120, No. 7, pp. 1115-1133.

4.9 LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE COMPACTACIÓN DINÁMICA

a. Estudios de mecánica de suelos

- Recomendaciones particulares y/o complementarias a la exploración mínima exigida por la NCh1508.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer recomendaciones para campaña de prospección, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Recomendaciones de ensayos particulares para el diseño de la técnica en particular.

Ensayos requeridos: Ensayos in situ (SPT y CPT), para la determinación del tipo de suelo y su estado de compacidad.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer la realización de ensayos adicionales, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Otras recomendaciones particulares al estudio de mecánica de suelos que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas para el correcto diseño, verificación, implementación y control de la técnica descrita.

b. Diseño

- Metodología de cálculo y/o parámetros a controlar con la aplicabilidad de la técnica.

En estos casos, el informe de mecánica de suelos debe entregar:

Parámetros mínimos:

- Peso del pistón.
- Altura de caída.
- Sección del pistón.
- Número de caídas.

Parámetros que deben estar especificados en mecánica de suelos:

- Ecuación para la profundidad a la cual se genera la densificación del suelo.
- Ecuación de espaciamiento de retícula, para la compactación dinámica.
- Parámetros mínimos para los cuales, según la experiencia del consultor o basado en su investigación, la técnica se hace viable de implementar.

Análisis de situaciones especiales:

- Técnicas de compactación dinámica.
- Rangos referenciales que, a experiencia del consultor o basado en su investigación, se aumenta las propiedades requeridas para el proyecto.

c. Monitoreo Geotécnico

- Recomendaciones para excavaciones.

Disposición de proceso de compactación dinámica para un proyecto general.

Revisión de parámetros para mantener un control geotécnico (observaciones, mediciones, ensayos in situ).

- Puntos críticos que podrían afectar la ejecución de la técnica descrita. Resultados no favorables en suelos arcillosos saturados (muy finos)

Los equipos utilizados deben calibrarse, para obtener los registros correspondientes.

- Soporte técnico.
- Equipos y monitoreos para efectuar la compactación dinámica
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Incluir aspectos relevantes para el consultor

d. Especificaciones técnicas para ejecución

- Descripción y detalle de las etapas constructivas.
- Detalle de partidas.
- Detalle de materiales.
- Secuencia de ejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Todos estos aspectos obedecen a lo que se refiere cualquier especificación técnica de obra.

e. Metodología de control de calidad

- Pruebas y parámetros de control.

Establecer recomendaciones de pruebas de control: Profundidad de los cráteres (impacto), levantamiento de terreno, densidad seca,

asentamientos inducidos, vibraciones del terreno, ensayos in situ (SPT, CPT, PMT, ensayos de carga, piezómetros).

- Frecuencia de control.

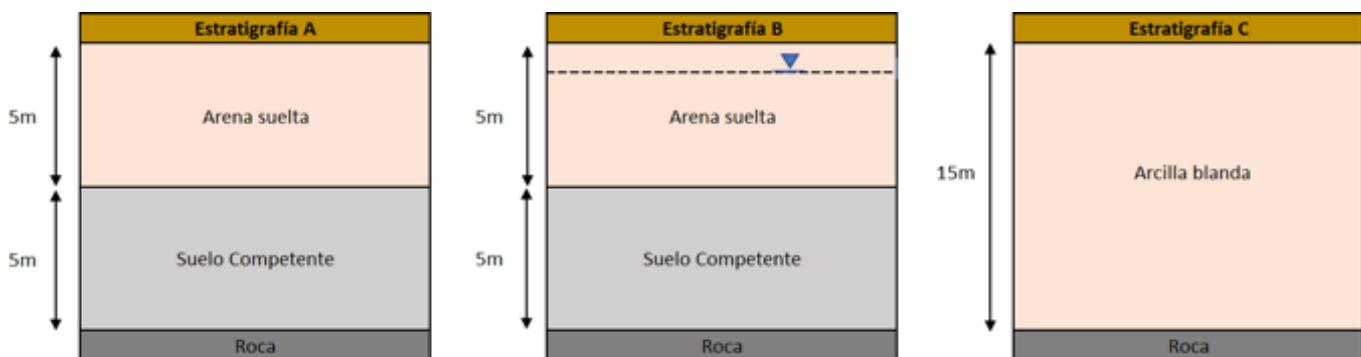
Definir frecuencias recomendadas, según criterio y/o experiencia del consultor.

- Registros.
- Control postejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Establecer un monitoreo correcto de la aplicación de este método.

4.10 CASOS DE ANÁLISIS

Se desea realizar un análisis técnico y económico de diversas alternativas de estructuras geotécnicas y/o mejoramiento de suelos. Para esto, se han propuesto tres diferentes estratigrafías de análisis, las cuales se presentan en la Figura 4.7.



↑ Figura 4.7. Estratigrafías de análisis.

Las características de los materiales que se presentan en la Figura 4.7, son las siguientes:

- Arena suelta: Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\varphi' = 30^\circ$, una cohesión efectiva de $c' = 0 \text{ kPa}$ y un peso específico seco de $\gamma_d = 14.5 \text{ kN/m}^3$.

- Suelo competente: Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\varphi' = 36^\circ$, una cohesión efectiva de $c' = 0 \text{ kPa}$, un peso específico seco de $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$ y un peso específico saturado de $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$.
- Arcilla blanda: Este material cuenta con una cohesión no drenada de $C_u = 30 \text{ kPa}$, un peso específico seco de $\gamma_d = 16.5 \text{ kN/m}^3$ y un peso específico saturado de $\gamma_{sat} = 19 \text{ kN/m}^3$.
- Roca: Se asume que este material tiene una resistencia mucho mayor que los demás tipos de suelos.

4.10.1 SOLUCIÓN CON COMPACTACIÓN DINÁMICA PARA ESTRATIGRAFÍAS A Y B

- **Estratigrafía A:**

En este caso se presenta un suelo no competente, el cual corresponde a una arena suelta con un espesor de 5 metros. Seguidamente, se encuentra un suelo competente de 5 metros, el cual corresponde a una arena de mayor resistencia. Finalmente, se encuentra roca a una profundidad de 10 metros. En este caso no se encuentra nivel de aguas freáticas.

Mediante compactación dinámica se pretende aumentar la densidad del suelo no competente (los primeros 5 metros). De acuerdo con las especificaciones del proyecto, se cuenta con un pistón cuadrado con peso de 150 kN (aproximadamente 15 toneladas fuerza), de lado (D) igual a 1.4 m, y la altura de caída es de 12 metros. Se debe determinar el número de caídas del pisón N para compactar el suelo no competente y el espaciamiento de la retícula S_g .

Solución

Paso 1: Se define la profundidad significativa de densificación requerida, en este caso corresponde al espesor del suelo no competente de 5 metros.

Paso 2: Se determina la profundidad de densificación real:

$$DI \approx \frac{1}{2} \sqrt{W \cdot h}$$

$$DI \approx \frac{1}{2} \sqrt{15 \text{ Ton} \cdot 12}$$

$$DI \approx 6.7 \text{ m}$$

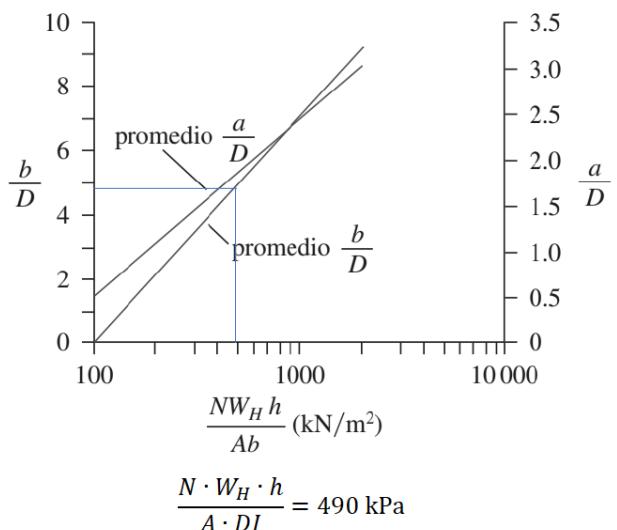
El valor obtenido es mayor a 5 metros, por lo cual se aprueba.

Paso 3: Se determina DI/D

$$\frac{DI}{D} = \frac{6.7 \text{ m}}{1.4 \text{ m}} = 4.8$$

Paso 4: Con el valor de DI/D y la Figura 1.13, se determina el valor de

$$\frac{N \cdot W_H \cdot h}{A \cdot DI}$$



$$\frac{N \cdot W_H \cdot h}{A \cdot DI} = 490 \text{ kPa}$$

Paso 5: Se determinan el número de caídas del pisón por punto en la retícula:

$$\frac{N \cdot W_H \cdot h}{A \cdot DI} = 490 \text{ kPa}$$

$$N = \frac{(490 \text{ kPa})(6.7 \text{ m})(1.4 \text{ m})(1.4 \text{ m})}{(12 \text{ m})(150 \text{ kN})} \approx 4$$

Paso 6: Con el valor de $\frac{N \cdot W_H \cdot h}{A \cdot DI}$ se determina el valor de $\frac{a}{D}$, y por tanto el valor de a

$$\frac{a}{D} \approx 1.8$$

$$a = (1.8)(1.4 \text{ m}) = 2.52 \text{ m}$$

Paso 7: El espaciamiento de la retícula, S_g será igual o menor a a . Para este caso, se selecciona:

$$S_g = 2.5 \text{ m}$$

Estratigrafía B:

En este caso se presenta un suelo no competente, el cual corresponde a una arena suelta con un espesor de 5 metros, y se encuentra el nivel freático al inicio de este estrato. Seguidamente, se encuentra un suelo competente de 5 metros, el cual corresponde a una arena de mayor resistencia. Finalmente, se encuentra roca a una profundidad de 10 metros. Mediante compactación dinámica se pretende aumentar la densidad del suelo no competente (los primeros 5 metros). De acuerdo con las especificaciones del proyecto, se cuenta con un pistón cuadrado con peso de 150 kN (aproximadamente 15 toneladas fuerza), lados (D) de 1.4 m, y la altura de caída es de 12 metros. Se debe determinar el número de caídas del pisón N para compactar el suelo no competente y el espaciamiento de la retícula S_g .

Para este caso, ya que el suelo se encuentra en su mayoría bajo el nivel freático y está cerca de la superficie, se prevé que, al realizar los impactos de la compactación dinámica, la presión de poros se incrementará hasta un punto tal en el que se presente licuefacción. Esto generará una reorganización de las partículas y luego de que se disipe la presión de poros generará un aumento en la densidad relativa del material (usualmente este proceso demora de 1 a 2 días para arenas bien graduadas y de 1 a 2 semanas para arenas limosas).

Solución.

Paso 1: Se define la profundidad significativa de densificación requerida, en este caso corresponde al espesor del suelo no competente de 5 metros.

Paso 2: Se determina la profundidad de densificación real:

$$DI \approx \frac{1}{2} \sqrt{W \cdot h}$$

$$DI \approx \frac{1}{2} \sqrt{15 \text{ Ton} \cdot 12}$$

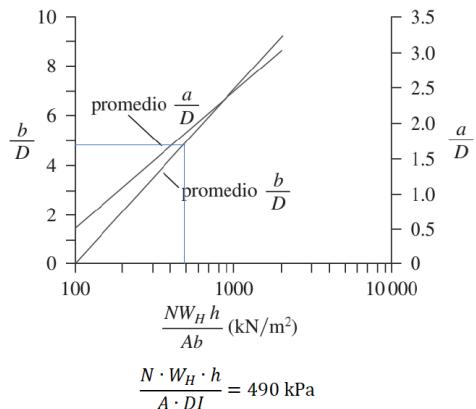
$$DI \approx 6.7 \text{ m}$$

El valor obtenido es mayor a 5 metros, por lo cual se aprueba.

Paso 3: Se determina DI/D

$$\frac{DI}{D} = \frac{6.7 \text{ m}}{1.4 \text{ m}} = 4.8$$

Paso 4: Con el valor de DI/D y la Figura 1.13, se determina el valor de $\frac{N \cdot W_H \cdot h}{A \cdot DI}$



$$\frac{N \cdot W_H \cdot h}{A \cdot DI} = 490 \text{ kPa}$$

Paso 5: Se determinan el número de caídas del pisón por punto en la retícula:

$$N = \frac{(490 \text{ kPa})(6.7 \text{ m})(1.4 \text{ m})(1.4 \text{ m})}{(12 \text{ m})(150 \text{ kN})} \approx 4$$

Paso 6: Con el valor de $\frac{N \cdot W_H \cdot h}{A \cdot DI}$ se determina el valor de $\frac{a}{D}$, y por tanto el valor de a

$$\frac{a}{D} \approx 1.8$$

$$a = (1.8)(1.4 \text{ m}) = 2.52 \text{ m}$$

Paso 7: El espaciamiento de la retícula, Sg será igual o menor a a . Para este caso, se selecciona:

$$Sg = 2.5 \text{ m}$$

4.11 PRESUPUESTO PARA COMPACTACIÓN DINÁMICA

Se tiene un terreno cuadrado con un área de 10.000 m², el cual se compactó mediante la técnica de compactación dinámica, con el objetivo de mejorar las propiedades mecánicas del suelo densificándolo y

aumentando su capacidad portante. En cuanto a las características de las estratigrafías (A y B), en ellas los primeros 5 metros corresponden a arena suelta, a diferencia de la estratigrafía B que presenta un nivel freático al inicio del primer estrato, luego se tiene 5 metros de suelo competente y a 10 m de profundidad se encuentra roca.

Para llevar a cabo esta técnica, se utilizó un equipo con un pistón cuadrado de 150 kN y dimensiones 1,4 m de lado. Este pistón se lanzó desde una altura de 12 m. Con la relación b/D y la gráfica de diseño de compactación dinámica (Braja, 2012), se determinó el valor para calcular la cantidad de caída del pistón, obteniéndose 4 caídas por cráter, separadas entre sí por un espaciamiento de 2,5 m., tomado desde el centro de una zona compactada, hacia un nuevo centro. La diferencia entre la estratigrafía A y B, es solo la presencia del nivel freático en el B. Sin embargo, los datos obtenidos para determinar el presupuesto son los mismos, por lo tanto, se concluye que para ambas estratigrafías se deben seguir las mismas recomendaciones, siendo estas presentadas en la siguiente tabla donde se muestra el presupuesto de los equipos y materiales que se utilizaron.

CASO: Suelo A y B					
Presupuesto de Compactación Dinámica					
Compactación Dinámica con tamper, D=5,1 m, h=12 m, W=15 ton					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte de equipo para compactación dinámica	un	1.0	\$ 1,863,874	\$ 1,863,874
2	Sistema de Fundación				
2.1	Material de relleno	m^3	21011	\$ 15,360	\$ 322,732,032
2.2	Compactación del terreno	m^3	4500	\$ 14,937	\$ 67,215,870
2.3	Compactación dinámica del terreno	m^2	10000	\$ 3,357	\$ 33,567,900
					Costo Directo (CLP) \$ 425,379,676
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 489,186,628
					19% iva \$ 92,945,459
					Total (CLP) \$ 582,132,087

↑ Valores referenciales, año 2019

5. GEOTEXTILES

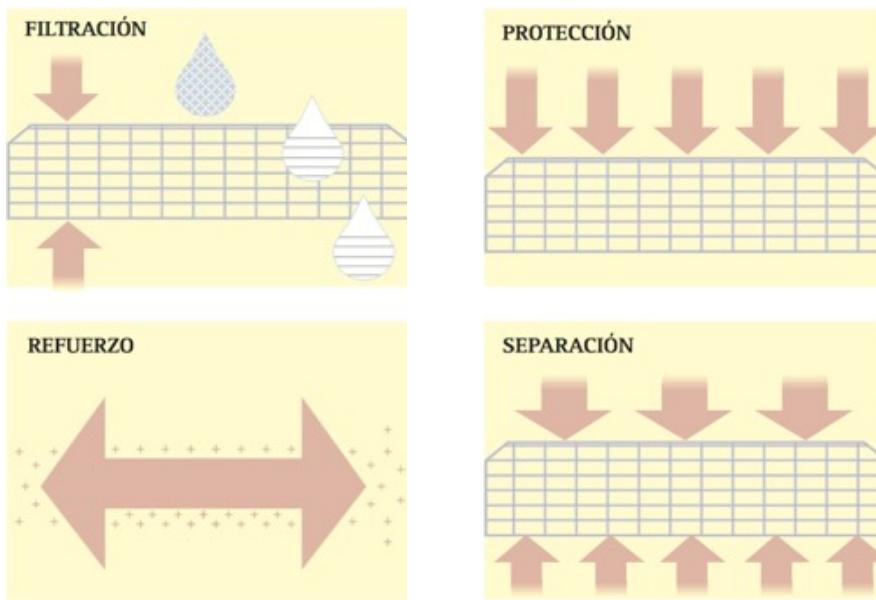
5.1 OBJETIVOS DE LA TÉCNICA

Los geotextiles se pueden definir como un material textil plano, permeable y polimérico, que se emplea en contacto con suelos y otros materiales para aplicaciones geotécnicas en ingeniería civil y minería. Los polímeros utilizados en la fabricación de geotextiles suelen ser de origen sintético debido a su mayor durabilidad frente a los naturales. Los principales son las poliamidas, poliésteres y las poliolefinas (polietileno y polipropileno).

Los geotextiles se caracterizan por desarrollar varias funciones simultáneas una vez colocados en el terreno (Figura 5.1), las cuales son listadas a continuación:

- **Filtración:** El geotextil retiene las partículas de grano fino al fluir el agua de la capa de grano fino a la capa de grano grueso.
- **Refuerzo:** Aumenta la capacidad portante (resistencia al corte) del suelo y la estabilidad en la construcción.
- **Protección:** El geotextil protege a membranas y otros productos relacionados contra ataques físicos (perforaciones y desgaste).
- **Separación:** Separa dos capas de suelo de diferentes propiedades físicas (granulometría, plasticidad, consistencia) y así evita la mezcla de materiales. También se destaca que la separación permite impedir la contaminación de agregados seleccionados con el suelo natural.
- **Drenaje:** El geotextil conduce y evacua líquidos (agua) e incluso gases en su mismo plano.

Además de estas funciones, los geotextiles presentan ventajas como método de mejoramiento de suelos tales como: facilidad de puesta en obra; permiten ahorros de tiempos de ejecución y costos; y posibilitan soluciones medioambientales eficientes.



← **Figura 5.1.**
Diferentes funciones del geotextil (Ballester et al., 2000)

5.2 CLASIFICACIÓN

Los geotextiles se diferencian principalmente de su método de fabricación (Figura 5.2).



← **Figura 5.2.**
Clasificación de los geotextiles según su método de fabricación (Ballester et al., 2000)

Además, los geotextiles pueden ser caracterizados con ciertas propiedades mecánicas, físicas e hidráulicas tales como (Domínguez, 2015).

Propiedades Mecánicas:

- Resistencia a la tracción (N)
- Resistencia al estallido (psi)
- Resistencia al punzonamiento (KN)
- Resistencia al rasgado trapezoidal

Propiedades físicas

- Tipo de polímero
- Espesor (mm)
- Resistencia UV (%)
- Ancho del rollo (m)
- Largo del rollo (m)
- Área del rollo

Propiedades hidráulicas

- Permisividad (seg)
- Tasa de flujo
- Permeabilidad (m/seg)

5.3 ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO

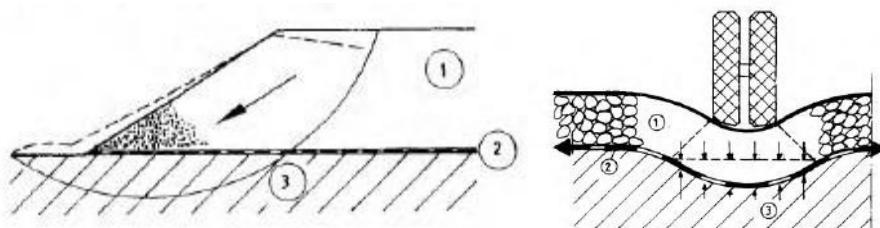
El análisis teórico-empírico y diseño de geotextiles depende del tipo de obra que se esté trabajando, por lo que a continuación se hace una división respecto a dos de las principales funciones de los geotextiles, las cuales son las de refuerzo y filtro.

5.3.1 REFUERZO:

Los geotextiles son útiles y eficientes en aumentar la resistencia al corte de estructura de suelos desde un punto de vista de estabilidad de

taludes y capacidad de soporte, incluyendo además su uso en caminos y fundaciones (Figura 5.3). El impacto de los geotextiles como refuerzo no solo es aceptado en problemas geotécnicos con solicitudes estáticas (ej. Haeri, 2000), sino también dinámicas (Moayeda y Alibolandi, 2018).

Para el análisis de geotextiles como refuerzo, los cálculos asociados a la resistencia al corte de estas estructuras pueden considerar la parte friccional de los geotextiles. Últimamente, los softwares de modelación geotécnica poseen opciones para incluir el uso de geotextiles, para los cuales existe la opción de aplicar el criterio de falla de Mohr Coulomb, por ejemplo, Slope/w (Geostudio, 2016) y Slide (Rocscience). Es necesario destacar que para análisis geomecánicos más detallados, que incluya por



↑ Figura 5.3. Ejemplos de aplicación de geotextiles en taludes y caminos (Van Santvoort, 1995)

ejemplo evaluación de deformación, el modelamiento de los geotextiles debe considerar no-linealidad, falla plástica y grandes deformaciones.

Respecto al diseño, tal como se muestra en Figura 5.4, el refuerzo de

$$P_r = F \cdot \alpha \cdot \sigma'_v L_e$$

↑ Ecuación (5.1)

geotextil toma lugar al haber fricción entre el suelo y geotextil. La ecuación (5.1) permite la resistencia última al desgarro:

Donde:

P_r = Carga de tensión máxima

F^* = $\tan \delta_{peak}$

δ_{peak} = ángulo de fricción entre el suelo y geotextil.

L_e = Largo de anclaje

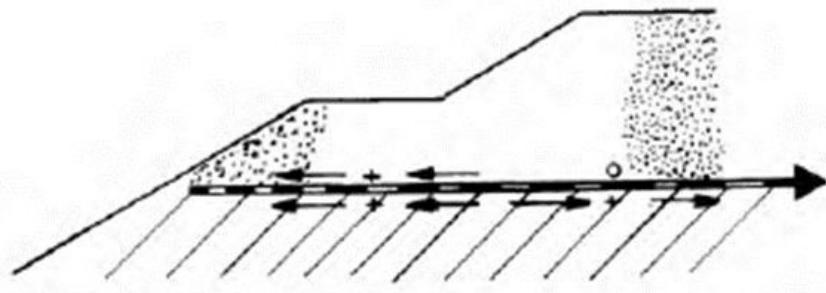
C = Constante de perímetro efectivo de refuerzo

σ'_v = presión vertical efectiva entre la interface suelo-geotextil

α = factor de corrección del efecto de escala que considera reducción

Figura 5.4. →

Refuerzo de tipo anclaje (Van Santvoort, 1995)



de esfuerzo no lineal, sobre la longitud embebida de refuerzo altamente extensible.

Ensayos de desgarro son típicamente ejecutados para obtener los factores α y F^* . Por ejemplo, utilizando la norma ASTM (D6706). Específicamente, para obtener el parámetro α se puede adoptar el valor de 0,6 (Berg et al., 2009).

$$T_{allow} = T_{ult} \left[\frac{1}{FS_{ID} \cdot FS_{CR} \cdot FS_{CD} \cdot FS_{BD}} \right]$$

↑ Ecuación (5.2)

Respecto a la resistencia al desgarro admisible,

Donde:

T_{allow} : Resistencia al desgarro admisible

T_{ult} : Resistencia al desgarro ultima de ensayo

FS_{ID} : Factor de seguridad por daño de instalación

FS_{CR} : Factor de seguridad por creep.

FS_{CD} : Factor de seguridad por degradación química

FS_{BD} : Factor de seguridad por degradación biológica

Valores recomendados son (Shukla, 2012)

- FS_{ID} : 1,1 a 3,0;
- FS_{CR} : 1,0 a 4,0;
- FS_{CD} : 1,0 a 2,0
- FS_{BD} : 1,0 a 1,3

5.3.2 FILTRO

Como ya fue adelantado, los geotextiles son utilizados como materiales de filtro. Una figura útil relacionada a la función del geotextil como filtro se presenta en la Figura 5.5. Además, un parámetro importante en el diseño es la permisividad (ψ) la cual se define de la siguiente forma:

$$\psi = \frac{k}{e}$$

↑ Ecuación (5.3)

Donde:

K = permeabilidad del suelo

e = espesor geotextil

Con el uso de la permisividad, es posible evaluar una medida de caudal (Q_n), utilizando la ecuación (5.4) de Darcy:

$$Q_n = \psi \cdot \Delta h \cdot A_n$$

↑ Ecuación (5.4)

Donde:

Δh : Altura de carga

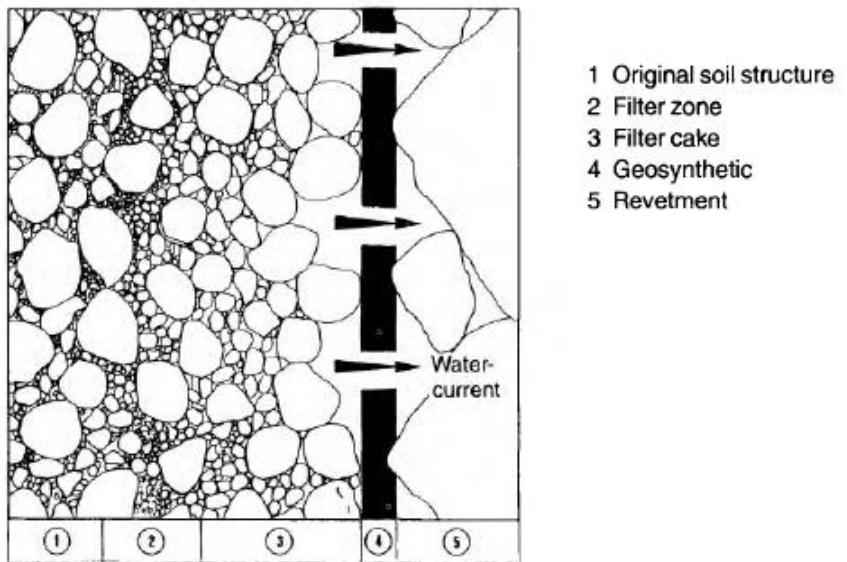
A_n = Área transversal del geotextil.

Se destaca que, para esta configuración de filtros, en caso de un material suelto con alta distribución de tamaño de partículas, en general las partículas más pequeñas podrían pasar a través del filtro, hasta que el suelo alcance una estructura estable. De hecho, un criterio para definir la estabilidad es que el coeficiente de uniformidad ($C_u = d_{60}/d_{10}$) sea menor a 10 (Van Santvoort, 1995).

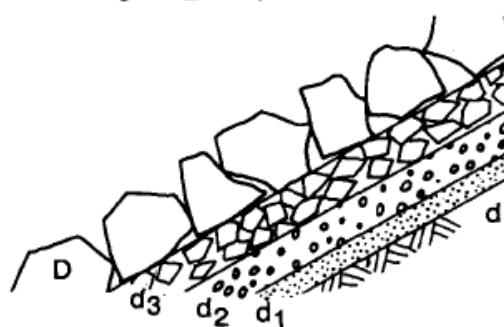
Además, Los filtros se evalúan con el tamaño de apertura específico, el cual es más difícil de determinar en el geotextil no tejido. Procedimientos diseño de filtros con geotextiles pueden ser encontrados en Frobel (1987).

Figura 5.5. →

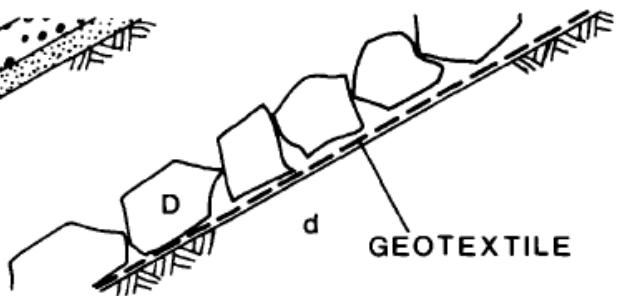
Esquema de funcionamiento de un filtro en suelos (Van Santvoort, 1995)



a) $D > d_3 > d_2 > d_1 > d$



b) $D \gg d$



↑ Figura 5.6. Sistema de filtros, a) Considerando capas de diferentes granulometrías b) incluyendo geotextiles. (Frobel et al., 1987)

5.4 METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN

Por un lado, la extensión del geotextil debe ser en la dirección de avance durante la construcción, y colocado sobre superficie preparada, sin arrugas. El traslapo mínimo puede ser de 30 cm para un cbr del suelo mayor o igual a 3, mientras que, para el final del rollo, el traslapo mínimo se recomienda en 1m o costura.

Respecto a la elaboración de costuras, esta debe cumplir la resistencia a la tensión de la unión, de acuerdo con la norma ASTM D 4632, deberá ser, como mínimo, el 90% de la resistencia a la tensión de agarre de geotextil

que se está cosiendo, medida de acuerdo con la misma norma de ensayo. Respecto a la colocación del material de cobertura, se destaca que se debe procurar que no haya tránsito de maquinaria sobre el geotextil hasta que se conforme y compacte la primera capa.

Existen limitaciones en la ejecución de los geotextiles. Por ejemplo, los trabajos se deberán realizar en condiciones de luz solar. Sin embargo, cuando se requiera terminar el proyecto en un tiempo determinado, el Interventor podrá autorizar el trabajo en horas de oscuridad, siempre y cuando el Constructor garantice el suministro y la operación de un equipo de iluminación artificial que resulte satisfactorio para aquél.

Respecto a reparaciones, todos los defectos que se presenten en la extensión, en los traslapos, en las costuras, en los cortes o en los dobleces del geotextil; en la extensión y compactación del material de cobertura; así como los que se deriven de un incorrecto control del tránsito recién terminados los trabajos, deberán ser corregidos por el Constructor.

5.5 MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD

Es necesario realizar un control a la calidad de los geotextiles considerados en la construcción. A continuación se presenta una serie de recomendaciones

- Se debe verificar que la subrasante esté preparada de manera adecuada y que se cumplan las dimensiones y cotas señaladas en los planos antes de colocar el geotextil.
- Cada rollo de geotextil tenga la información del fabricante, número del lote y referencia del producto, y composición química.
- Comprobar que durante el transporte y el almacenamiento, los geotextiles tengan los empaques que los protejan de la acción de los rayos ultravioleta, agua, barro, polvo, y otros materiales que puedan afectar sus propiedades.
- Efectuar ensayos de control sobre el geotextil, por medio de un laboratorio independiente al del fabricante, y los ensayos pertinentes al material de cobertura. Los ensayos de control relacionados con el geotextil (ejemplo de ensayos se presenta en tabla 4.1).
- Supervisar la aplicación del método aceptado, en cuanto a la preparación de la subrasante, la colocación del geotextil y la construcción de las capas de material de cobertura.

Las propiedades de los geotextiles deben cumplir criterios geomecánicas y de geotecnia tales como permeabilidad. Respecto a ensayos de conformidad, es posible utilizar la Tabla 5.1.

↓ **Tabla 5.1.** Criterios para uso de geotextiles.

Parámetros	Método ASTM	Unidades	Especificación
Masa por unidad de área	D5261	oz/sy	≥ 8
Resistencia al agarre	D4632	lbs	230
Elongación	D4632	%	-
Resistencia al punzonamiento	D6241	lbs	700
Resistencia al desgarro	D4533	lbs	80
Permisividad	D4491	s ⁻¹	1.2
Tamaño de apertura aparente	D4751	U.S. std. sieve mm	70 mm

5.6 LIMITACIONES DE LA TÉCNICA

El uso de geotextiles ofrece un gran beneficio aplicado a proyectos que involucran ingeniería geotécnica, sin embargo, una limitación es la disponibilidad de adquisición de estos productos en proyectos de ingeniería civil o minería, esto porque los geosintéticos deben cumplir con una serie de controles y aseguramiento de calidad, además de que sus productos sean acreditados por el mandante, lo cual puede retardar bastante los tiempos de trabajo.

Por otro lado, desde un punto de vista práctico, los geotextiles podrían estar limitados por el tamaño de grandes partículas, implicando el uso de geotextiles de alta resistencia al punzonamiento y tracción.

5.7 ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Tal como ha sido explicado anteriormente, el uso de geotextiles es diferenciado dependiendo si es usado como refuerzo o como material de filtro. El análisis comparativo de ventajas y desventajas es presentado a continuación:

Uso de geotextiles como refuerzo:

Respecto al uso de geotextiles como refuerzos, pueden ser muy necesarios

cuando las propiedades del suelo no sean de suficiente resistencia al corte (por ejemplo, suelos blandos), sin embargo, la desventaja de uso está asociada a los costos del uso de geotextiles.

Uso de geotextiles como filtro:

Considerando materiales de filtro, los geotextiles son útiles cuando no se dispone de materiales de empréstito en obras de construcción. Sin embargo, al igual que para uso en refuerzos, su desventaja es que es más costoso que el uso de materiales granulares como filtros.

5.8 BIBLIOGRAFÍA

Ballester F., Castro D., Gil M. (2000). Definición, función y clasificación de los geotextiles. Arte y Cemento. Obtenido de <https://www.giteco.unican.es/pdf/publicaciones/AYC30-X-2000.pdf>

Berg R., Christopher, B., Naresh, C. (2009). Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, FHWA-NHI-10-024. Federal Highway Administration, Washington, DC, USA.

Domínguez, P. (2015) Funciones y Aplicaciones de los Geotextiles. Humanidades, tecnología y ciencia, del Instituto Politécnico Nacional. Ejemplar 13. México.

Frobel, R., Werner, G., Wewerka, M. (1987). Geotextiles as Filters in Erosion Control. Geotextile Testing and the Design Engineer. ASTM STP 952, J. E. Fluet, Jr., Ed., American Society for Testing and Materials, Philadelphia.

Haeri S. M, Noorzad R., Oskoorouchi A. M. (2000). Effect of geotextile reinforcement on the mechanical behavior of sand. Geotextiles and Geomembranes 18 pp 385-402. Peoria, USA: ELSEVIER.

Moayeda R. Alibolandi M. (2018). Effect of geotextile reinforcement on cyclic undrained behavior of sand. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 104 pp 395-402. Tehran, Iran: ELSEVIER.

Van Santvoort G. (1995). Geosynthetics in Civil Engineering. Centre for Civil Engineering Research and Codes. Netherlands Geotextile

Organization. Brookfield, USA: Taylor & Francis Group.

Shukla S. (2012). Geosynthetic Engineering - Basic Concepts. Proceeding of One day International Workshop on Reinforced Soil and Geosynthetic Engineering 16th December. Organized by Department of Civil Engineering Guru Nanak Dev Engineering College, Ludhiana-141006, Punjab, INDIA.

5.9 LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE GEOTEXTILES

a. Estudios de mecánica de suelos

- Recomendaciones particulares y/o complementarias a la exploración mínima exigida por la NCh1508.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer recomendaciones para campaña de prospección, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Recomendaciones de ensayos particulares para el diseño de la técnica en particular.

Ensayos requeridos: Ensayos pertinentes al material de cobertura (mediante laboratorio)

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer la realización de ensayos adicionales, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Otras recomendaciones particulares al estudio de mecánica de suelos que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas para el correcto diseño, verificación, implementación y control de la técnica descrita.

b. Diseño

- Metodología de cálculo y/o parámetros a controlar con la aplicabilidad de la técnica.

En estos casos, el informe de mecánica de suelos debe entregar:

Parámetros mínimos:

- Refuerzo
- Filtro

Parámetros que deben estar especificados en mecánica de suelos:

- Ecuación de resistencia última al desgarro y admisible (resistencia al corte)
- Ecuación de permisividad y caudal
- Parámetros mínimos para los cuales, según la experiencia del consultor o basado en su investigación, la técnica se hace viable de implementar.

Análisis de situaciones especiales:

- Tipos de Geotextiles
- Rangos referenciales que, a experiencia del consultor o basado en su investigación, se aumenta las propiedades requeridas para el proyecto.

c. Monitoreo Geotécnico

- Recomendaciones para excavaciones.

Se establecen criterios para el uso de geotextiles de acuerdo a métodos ASTM

- Puntos críticos que podrían afectar la ejecución de la técnica descrita.
Los controles y aseguramiento de calidad (acreditación) de los geotextiles, puede tomar más tiempo de lo esperado.
- Soporte técnico.

Geotextiles

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Incluir aspectos relevantes para el consultor

d. Especificaciones técnicas para ejecución

- Descripción y detalle de las etapas constructivas.
- Detalle de partidas.
- Detalle de materiales.
- Secuencia de ejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Todos estos aspectos obedecen a lo que se refiere cualquier especificación técnica de obra.

e. Metodología de control de calidad

- Pruebas y parámetros de control.

Establecer recomendaciones de pruebas de control: Verificar dimensiones y que cada rollo contenga la información del producto. Deben cumplir con la permeabilidad y se deben realizar ensayos de conformidad en base al criterio del uso de geotextiles.

- Frecuencia de control.

Definir frecuencias recomendadas, según criterio y/o experiencia del consultor.

- Registros.

- Control postejecución.

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Verificar que todas las características del geotextil estén dentro de los criterios de uso.

6. SUELOS MEZCLADOS IN SITU

6.1 OBJETIVOS DE LA TÉCNICA

La técnica de suelos mezclados *in situ*, comúnmente conocida como soil mixing, es un proceso mediante el cual se mezcla el suelo natural con un material de características cementante. El cementante es por lo general el cemento, aunque se pueden emplear otros cementantes también estudiados, como por ejemplo, cal, cenizas, yeso, y otros. Esta técnica por lo general se implementa en suelos blandos y muy blandos para mejorar sus propiedades geomecánicas. Al mezclar al suelo con el material cementante, se produce un material con propiedades geomecánicas mejoradas, con aumento de su rigidez y resistencia. De esta manera, se realizan los análisis geotécnicos considerando un suelo de mejores características. El uso de la técnica soil mixing se emplea en las siguientes aplicaciones:

- Estructura de contención
- Mejoramiento de suelos
- Mitigación de licuefacción

6.2 CLASIFICACIÓN

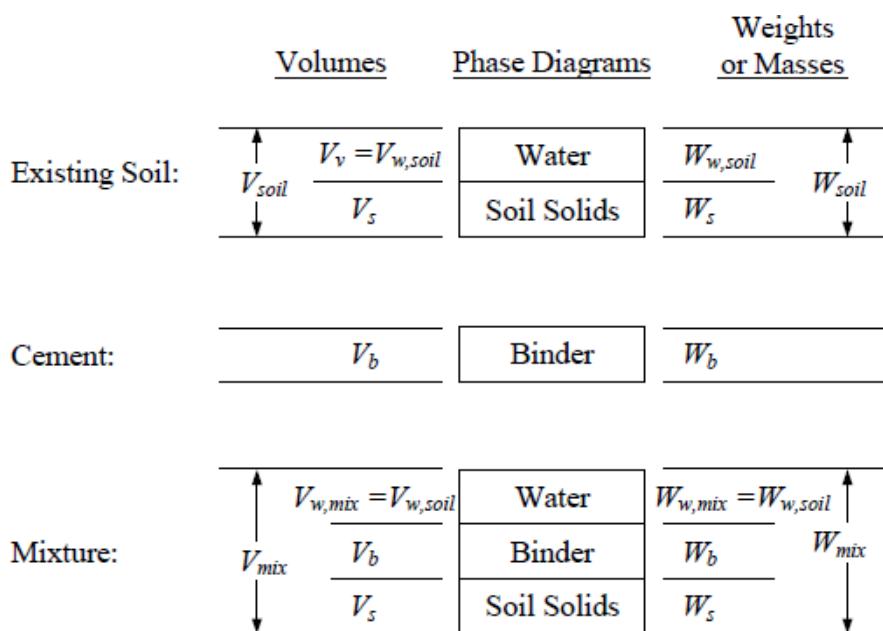
Dependiendo de la geometría del mezclado, las mezclas de suelo *in situ* pueden ser de tipo: mezclado vertical, que conforman columnas de suelo mejorado *in situ*, o de mezclado horizontal, produciendo fajas de suelo mejorado. La técnica para construir columnas de suelo mezclado se conoce como Deep Soil Mixing (DSM).

Dependiendo del tipo de suelo a mezclar, el método de mezclado puede ser en seco o “dry soil mixing”, es decir, sin adición de agua, o húmedo “wet soil mixing”, es decir, con adición de agua. En el método seco, el cementante reacciona químicamente con el agua natural del suelo. Este método por lo general se ejecuta en suelos con humedades mayores al 60% (suelos muy blandos con humedades cercanas al límite líquido). Por lo contrario, el wet soil mixing se ejecuta en suelos con humedades inferiores al 60%. Por experiencia se conoce que el wet soil mixing es más eficiente que el dry soil mixing en el mejoramiento de los parámetros geomecánicos del suelo mezclado.

6.3 ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO

Las características y dosificaciones de la mezcla suelo-cementante dependen de la resistencia, contenido de humedad, granulometría, estratigrafía y plasticidad del suelo a mejorar. A partir de estas características y de la resistencia deseada de la mezcla suelo-cementante se establece un diseño de mezcla, ya sea bajo la técnica de dry soil mixing o wet soil mixing.

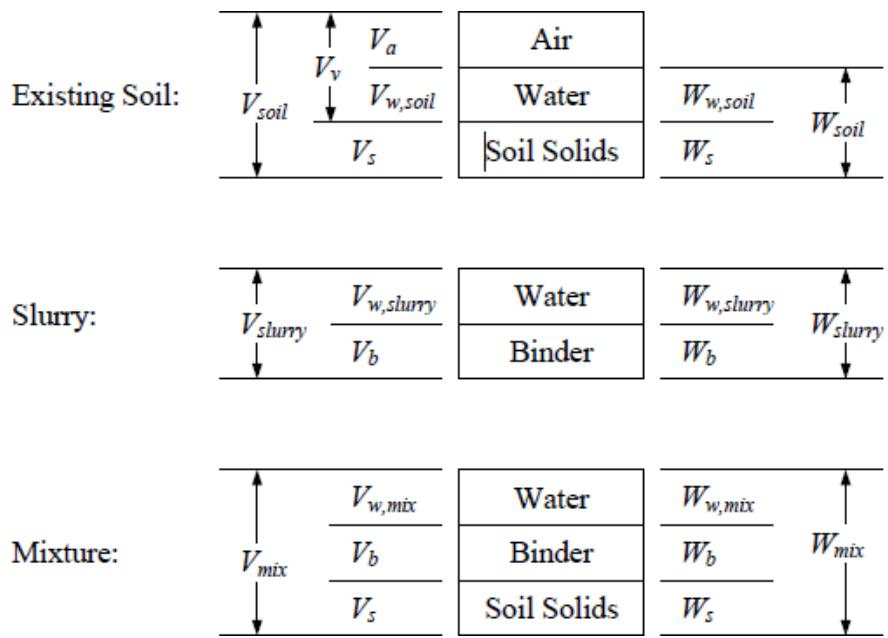
Para poder ejecutar la mezcla, es necesario introducir unas nuevas variables en relación al peso- volumen del material. Las fases del suelo sin mezclar corresponden a sólido, agua y aire. A esto se añada las fases del cementante. Para el caso de dry soil mixing, la nueva fase corresponde al sólido del cementante. Para el caso de wet soil mixing, se debe considerar la fase sólida y el agua del cementante. La Figura 6.1 presenta el diagrama de fases del soil mixing seco y la Figura 6.2 presenta el diagrama de fases del soil mixing húmedo.



← Figura 6.1.
Diagrama de fases de soil mixing seco (Filz, 2005)

Figura 6.2. →

Diagrama de fases de soil mixing húmedo
(Filz, 2005)



En donde:

- V_a : volumen del aire
- $V_{w,soil}$: volumen del agua en el suelo antes del mezclado
- $W_{w,soil}$: peso del agua en el suelo antes del mezclado
- V_s : volumen de los sólidos en el suelo
- W_s : peso de los sólidos en el suelo
- V_b : volumen del cementante
- W_b : peso del cementante
- $V_{w,slurry}$: volumen del agua en la lechada para wet mixing
- $W_{w,slurry}$: peso del agua en la lechada para wet mixing
- $V_{w,mix}$: volumen del agua de la mezcla
- $W_{w,mix}$: peso del agua de la mezcla

A partir de la submezclas de estas variables, se reconocen las siguientes cantidades:

- $V_v = V_a + V_{w,soil}$: volumen de los vacíos
- $V_{soil} = V_s + V_{w,soil} + V_a$: volumen del suelo antes de mezclar

- $W_{soil} = W_s + W_{w,soil}$: peso del suelo antes de mezclar
- $V_{slurry} = V_b + W_{w,slurry}$: Volumen de la lechada antes de la mezcla
- $V_{mix} = V_s + V_b + V_{w,mix}$: volumen de la mezcla
- $W_{mix} = W_s + W_b + W_{w,mix}$: peso de la mezcla

Las variables anteriores describen las fases peso-volumen de la mezcla suelo-cementante. A partir de las variables anteriormente descritas, se introducen las siguientes variables requeridas para el diseño de la mezcla:

- $G_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w}$: gravedad específica de los sólidos del suelo
- $G_b = \frac{W_b}{V_b \gamma_w}$: gravedad específica del cementante
- $\gamma_b = \frac{W_b}{V_b}$: peso específico del cementante
- $\alpha = \frac{W_b}{V_{soil}}$: factor cementante
- $\alpha_{in-place} = \frac{W_{w,mix}}{W_b}$: factor cementante en sitio
- $w_T: b = \frac{W_{w,mix}}{W_b}$: relación agua-cementante de la mezcla
- $w: b = \frac{W_{w,slurry}}{W_b}$: relación agua-cementante de la lechada
- $VR = \frac{V_{slurry}}{V_{soil}}$: relación de volumen
- De las variables anteriores, las gravedades específicas G_s , G_b , γ_b se deben conocer previamente. Para añadir las mezclas, se debe controlar el factor cementante α . En el caso de dry soil mixing en suelos saturados, este factor controla al factor cementante en sitio y la relación agua-cementante de la mezcla con:

$$\alpha_{in-place} = \frac{\alpha}{\alpha + \gamma_b}$$

↑ Ecuación (6.1)

$$w_T: b = \frac{W \gamma_{d,soil}}{\alpha}$$

↑ Ecuación (6.2)

$$a_w = \frac{\alpha}{\gamma_{d,soil}}$$

↑ Ecuación (6.3)

En donde $\gamma_{d,soil} = \frac{W_s}{V_{soil}}$ es el peso específico seco del suelo.

Para el caso de wet soil mixing, se debe controlar durante la operación la relación agua-cementante de la lechada $w:b$ y la relación de volúmenes VR. Con estas dos variables, se pueden calcular $\alpha_{in-place}$, aw y $wT:b$ con:

$$\alpha = VR \gamma_{d,slurry}$$

↑ Ecuación (6.4)

$$\alpha_{in-place} = \frac{VR\gamma_{d,slurry}}{1 + VR}$$

↑ Ecuación (6.5)

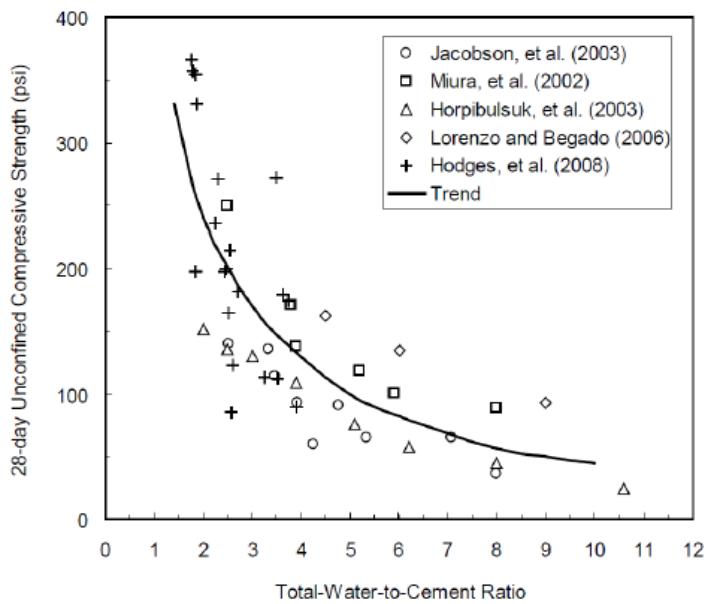
$$wT:b = \frac{w + VR (w:b)}{VR}$$

↑ Ecuación (6.6)

En donde $w = \frac{W_{w,soil}}{W_{s,soil}}$ corresponde a la humedad del suelo, $\gamma_{d,slurry} = \frac{W_{s,slurry}}{V_{slurry}}$ es el peso específico seco de la lechada.

Para el cálculo de los parámetros geomecánicos es necesario realizar una estimación de la relación agua-cemento de la mezcla $wT:b$ a partir de la resistencia a la compresión inconfinada a los 28 días de la mezcla suelo-cemento, denotada como $q_{dm,spec}$. A continuación, se presenta la metodología de cálculo de la Federal Highway Administration (FHWA), 2013 para este propósito.

- Se debe escoger una resistencia a la compresión no confinada $q_{dm,spec}$ de diseño. Se recomienda un valor entre 100 a 150 psi.
- Con el valor $q_{dm,spec}$ de diseño, se debe estimar la relación agua-cemento de la mezcla $wT:b$. Para tal fin, se debe despejar el valor de $wT:b$ a partir de la curva en la Figura 6.3.



← **Figura 6.3.**
Curva para el diseño de la relación agua-cemento $w_f:b$ vs. la resistencia a la compresión inconfinada a los 28 días (FHWA, 2013)

Según la experiencia reportada, los valores de resistencia de la mezcla suelo-cemento en campo, no coincide exactamente con los valores de resistencia reportados por los especímenes en el laboratorio. Esto se debe a efectos de fraguado, la movilización de la resistencia pico a residual y a partes no homogéneas generadas en el mezclado. Para considerar estos efectos, la FHWA recomienda emplear factores que alteran la resistencia de la mezcla en campo por fraguado, por resistencia residual y por variabilidad. A continuación, se resume el cálculo de cada factor:

Factor de fraguado f_c : estima el aumento de resistencia con el tiempo debido al fraguado de la mezcla. Se determina con la ecuación (6.7):

$$f_c = 0.187 \ln(t) + 0.375$$

↑ Ecuación (6.7)

Donde t es el tiempo en días. Para suelos orgánicos se asume $f_c=1$. El tiempo t se asume como hasta el 75% de la duración de la construcción, y como máximo 1 año.

Factor de resistencia residual: Se debe considerar la resistencia residual del suelo debido a la movilización del mismo durante el proceso de mezclado. Usualmente los experimentos reportan valores en el estado pico y no residual. Por lo tanto, se considera un factor de resistencia residual. La FHWA considera un factor fr definido como:

$$f_r = \frac{\text{resistencia residual}}{\text{resistencia pico}} = 0.8$$

↑ Ecuación (6.8)

El valor de 0.8 fue propuesto por Kitazume et al., (2000), se recomienda emplear en los cálculos en el caso de carencia de datos experimentales.

Factor por variabilidad: Los valores típicos de compresión no confinada de los especímenes de laboratorios, denotado como $qdm,spec$, han presentado una variabilidad notoria, entre los 2 a 400 psi (0.01 a 2.8 MPa) para dry mixing y entre 20 a 4000 psi (0.1 a 28 MPa) para wet mixing FHWA, 2013. Por lo tanto, el factor de variabilidad reduce a la resistencia de diseño considerando la probabilidad que la resistencia real de la mezcla *in situ* exceda la resistencia de diseño. Esta a su vez depende del factor de seguridad de diseño, y el coeficiente de variación de la resistencia de la mezcla *in-situ*. La FHWA presenta una tabla (véase Tabla 6.1) para estimar el coeficiente fv .

↓ Tabla 6.1. Valores del factor de probabilidad fv según la FHWA, 2013

Design Factor of Safety	Coefficient of Variation of the Deep Mixed Strength	fv		
		pdm= 70 Percent	pdm= 80 Percent	pdm= 90 Percent
1,2	0,4	0,93	1,05	1,25
	0,5	0,88	1,02	1,26
	0,6	0,83	0,99	1,27
1,3	0,4	0,89	1,01	1,19
	0,5	0,82	0,95	1,17
	0,6	0,75	0,90	1,15
1,4	0,4	0,85	0,97	1,14
	0,5	0,76	0,89	1,09
	0,6	0,69	0,82	1,05
1,5	0,4	0,82	0,93	1,10
	0,5	0,72	0,83	1,03
	0,6	0,63	0,75	0,96
1,6	0,4	0,79	0,90	1,06
	0,5	0,68	0,79	0,97
	0,6	0,58	0,69	0,89

pdm= Probability that the actual deep mixed strength exceeds the specified deep mixed strength.

Note: values of fv larger then 1,0 are possible even though the coefficient of variation of the deep mixed strength is larger than the coefficient of variation of the soil strength because pdm is larger than the design of the untreated soil.

Con la estimación de los factores anteriormente descritos, se puede calcular la cohesión de la mezcla in-situ sdm como la ecuación (6.9):

$$sdm = \frac{1}{2} f_r f_c f_v q_u$$

↑ Ecuación (6.9)

Donde el q_u de la mezcla dependerá del tipo de suelo a tratar y del contenido de cemento (relación entre en peso del cemento y volumen del suelo), la Tabla 6.2 muestra los diferentes valores según lo explicado anteriormente.

↓ **Tabla 6.2.** Propiedades de los suelos tratados con Deep Soil Mixing (DSM) después de los 28 días de curado según Data Courtesy of Geo-Con, Inc 1998 and Federal Highway Administration, 2001. Pacheco-Torgal, 2015.

Tipo de suelo	Factor de cemento α (Kgm3)	RCS a 28 días, q_u (MPa)
Fango	250-400	0,1-0,4
Turba, arcillas y limos orgánicos	150-350	0,2-1,2
Arcillas blandas	150-300	0,5-1,7
Arcillas duras/medias	120-300	0,7-2,5
Limos y arenas limosas	120-300	1,0-3,0
Arenas finas a medias	120-300	1,5-5,0
Arenas gruesas y gravas	120-250	3,0-7,0

Considerando que la resistencia del material mezclado es dominado por la cohesión sdm , se asume que el ángulo de fricción $\varphi=0$ y se analiza por medio de esfuerzos totales (y no efectivo), análogo a los análisis no drenado ($\varphi=0$, $cu=0$, cu es la cohesión no drenada).

Para el cálculo de asentamientos, se recomienda emplear métodos elásticos en función del módulo de Young degradado al 50% de la resistencia $E50$. Filz y Navin (2006), recomiendan una relación para el método seco que puede variar de $65q_u$ - $250q_u$, mientras que para el método húmedo puede variar de $150q_u$ - $1000q_u$. No obstante, Filz y Navin aconsejan la siguiente relación:

- $E_{oeddm}=150q_u$ para dry mixing
- $E_{oeddm}=300 q_u$ para wet mixing

Es necesario conocer el peso específico de la mezcla para el análisis de estabilidad. Debido a que se ve modificado al aumentar la masa en el suelo (adición cementante). Para suelos orgánicos con alto contenido de

agua, el peso específico aumenta, mientras que en suelos inorgánicos, el peso específico tiende a reducirse a causa de la estabilización de la mezcla.

El módulo de Poisson se puede adoptar un valor de 0.25. Entonces, el peso específico se puede calcular a partir de las variables de las fases peso-volumen.

$$\gamma_{mix} = \frac{\gamma_b(\gamma_{soil} + \alpha)}{\gamma_b + \alpha}$$

↑ Ecuación (6.10)

$$\gamma_{mix} = \frac{\gamma_{soil} + VR \gamma_{slurry}}{1 + VR} \approx \gamma_{soil}$$

↑ Ecuación (6.11)

Donde la ecuación (6.10), es para el método dry mixing y la ecuación (6.11), es para el método wet mixing.

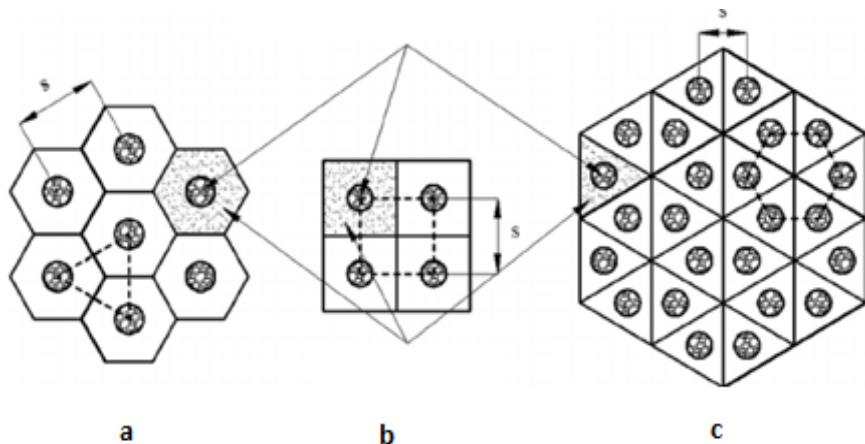
El espaciamiento entre las columnas, de acuerdo a la FHWA, viene dada por la siguiente ecuación:

$$S_{center} = \sqrt{K * \frac{D^2}{as_{center}}}$$

↑ Ecuación (6.12)

Donde $K = \frac{\pi}{4}$ cuando la distribución de las columnas es cuadrada (b) o $K = \frac{\pi}{2\sqrt{3}}$ cuando la distribución es triangular (a) y $K = \frac{\pi}{3\sqrt{3}}$, cuando la distribución es hexagonal (c), ver Figura 6.4.

Figura 6.4. →
Formas de distribución de columnas (Brian, 2014).



El valor de la relación de reemplazo del centro, as_{center} varía de 0,2 a 0,4 según la FHWA, el cual se basa en la capacidad de las columnas. Se puede calcular con la ecuación (6.13).

$$as_{center} \geq \frac{Fs * q}{2 * S_{dm} * f_v}$$

↑ Ecuación (6.13)

Donde q en kPa o MPa, es la carga vertical a la que estará sometido el terraplén, Fs es el factor de seguridad requerido para el diseño de las columnas.

El asentamiento después de haber construido las columnas, se calcula con la suma de la compresión de la mezcla y la compresión del terreno subyacente, de esta manera la ecuación queda expresada como:

$$Eoed_{mezcla} = as_{center} * Eoed_{dm} + (1 - as_{center}) * Eoed$$

↑ Ecuación (6.14)

Donde $Eoed_{mezcla}$ es la resistencia al corte de la columna y $Eoed$ es el módulo de Young oedométrico (kPa).

Luego el asentamiento queda expresado como se muestra en la ecuación (6.15).

$$\Delta H_{dm} = \frac{H_{dm} * q}{Eoed_{mezcla}}$$

↑ Ecuación (6.15)

6.4 METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN

Para construir columnas suelo-cemento se emplean máquinas de un eje, o de múltiples ejes, estas últimas capaces de construir varias columnas simultáneamente. La Figura 6.5 muestra una máquina de múltiples ejes.

Para el caso de wet soil mixing, se emplean máquinas que penetran tubos con paletas, con inyectores al final del tubo. Por medio de este tubo se inyecta la lechada para lograr la mezcla. El diámetro que alcanzan las paletas oscila entre 40 a 240 cm y se selecciona dependiendo el diseño. Durante el mezclado, se mueve el tubo hacia arriba y hacia abajo para lograr un nivel de mezclado satisfactorio.

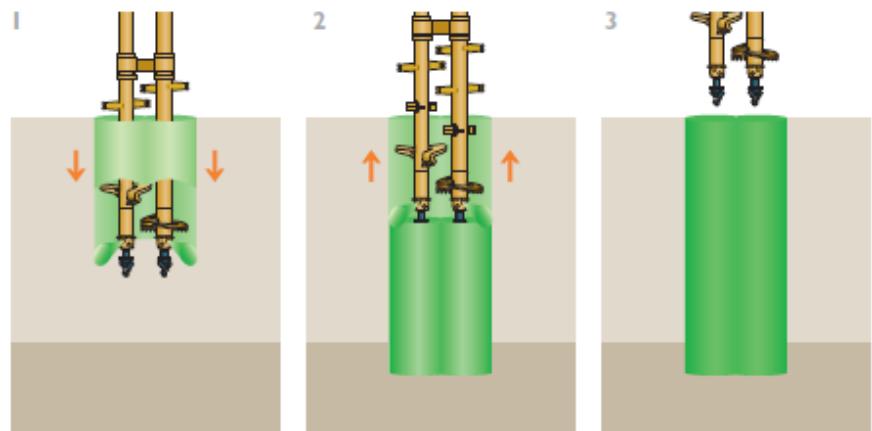
Figura 6.5. →

Máquina para construcción de columnas suelo-cemento con múltiples ejes (Keller, 2018)



Figura 6.6. →

Ilustración del procedimiento de mezclado con el método de wet soil mixing (Keller, 2018)



Para el caso de dry soil mixing, se emplean equipos básicos de perforación y una planta para provisión del cementante. El tubo de perforación se debe adaptar para permitir el suministro del cementante en su base.



← **Figura 6.7.**
Equipos para ejecución de dry soil mixing
(Keller, 2018)

6.5 MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD

El equipo del contratista debe estar en capacidad de generar registros automatizados por la máquina que presente la siguiente información por cada metro de columna suelo-cemento:

- Velocidad de rotación de la máquina
- Velocidad de penetración de la máquina
- Velocidad y caudal de inyección
- Verticalidad de la columna

Adicional a esta información, deberá entregar la información de la configuración geométrica final de las columnas suelo-cemento incluyendo la siguiente información:

- Plano topográfico actualizado en planta con la ubicación de las columnas de suelo cemento. Se debe entregar las coordenadas de los centros finales de las columnas suelo-cemento. Se recomienda aceptar tolerancias de hasta 10 cm de desfase con respecto al centro de diseño de las columnas suelo cemento.
- Cota superior e inferior de cada columna suelo cemento. Se aceptarán cotas superiores por encima de la cota superior de diseño, y cotas inferiores por debajo de la cota de diseño. Cualquier modificación o excepción deberá ser avalada por la persona encargada.

Se debe establecer un control de calidad para verificar la resistencia a la compresión inconfinada obtenida después de la mezcla. Para tal fin,

se deben obtener muestras de la mezcla suelo-cemento a los 28 días de su construcción, y ejecutar pruebas de compresión no confinada. Las muestras se deben obtener en distintas columnas suelo-cemento y a distintas profundidades. El 90% de los resultados de compresión no confinada deberá ser superior a la compresión no confinada de diseño.

Adicionalmente, se pueden realizar los siguientes ensayos para validar que se garantice el criterio de aceptación que corresponde a al menos el 90% de la resistencia de diseño:

Pruebas de columna: adicional a los controles anteriores, en caso de que el ingeniero encargado del área de geotecnia lo considere necesario, se deberán ejecutar los siguientes ensayos en campo:

- Prueba de penetración de la columna: se introduce un penetrómetro de menor diámetro que la columna a una velocidad constante de 0.8 pulgadas/segundo y se determina la resistencia.
- Pruebas convencionales de SPT, CPT, presurómetro, etc.
- Pruebas geofísicas y/o de refracción sísmica.

6.6 LIMITACIONES DE LA TÉCNICA

Entre las limitaciones que presenta esta técnica con respecto al suelo se encuentran:

- La técnica solo se puede aplicar a suelos que no presenten rocas de gran diámetro u otras obstrucciones.
- Esta técnica no se recomienda en suelos con contenido orgánico alto o con pH muy bajo, debido a que presentan bajos valores de resistencia a la compresión no confinada.

Por otro lado, se presenta la limitación durante la ejecución de que en suelos muy blandos (con valores de SPT menores a 5) se deberá construir una plataforma de trabajo con relleno granular para permitir el acceso de la máquina.

6.7 ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Las ventajas son las siguientes:

- Las columnas suelo-cemento se pueden aplicar para mejorar o estabilizar hasta profundidades de 40 m. El método es ideal cuando los volúmenes de material a estabilizar son grandes.
- El cemento es un material de alta disponibilidad.

- Reemplaza otras técnicas de mejoramiento, como reemplazo de material, que puede ser para algunos proyectos inviables debido a sus altos costos. La técnica de soil-mixing resulta ser menos costosa que otras técnicas con el mismo propósito (reemplazo de material, jet grouting, compactación).
- La tecnología convencional para la construcción de columnas suelo cemento desarrollan niveles de vibraciones tolerables o prácticamente insignificantes.

Las desventajas son las que se mencionan a continuación:

- Se requiere equipos especializados para la construcción de las columnas suelo-cemento. Estas máquinas presentan pesos significativos y por lo tanto su soporte para el caso de suelos blandos se deberá garantizar antes de iniciar la construcción.
- No se puede aplicar en suelos que presenten estratos muy duros o rocas de gran diámetro.
- Las columnas suelo-cemento solo se pueden construir verticalmente.

6.8 BIBLIOGRAFÍA

Federal Highway Administration Design Manual (2013). Deep Mixing for Embankment and Foundation Support. Report No. FHWA-HRT-13-046.

Pacheco-Torgal, F., Labrincha, J., Leonelli, C., Palomo, A. and Chindaprasit, P. (2015). Handbook of Alkali-activated Cements, Mortars and Concretes: The development of alkali-activated mixtures for soil stabilization, Cap 21.

Navin, M.P. y Filz, G.M. (2006). Reliability of deep mixing method columns for embankment support. GeoCongress: Geotechnical Engineering in the Information Technology Age. Atlanta, GA USA. ASCE Proceedings 187, 251. 6 p.

Kitazume, M., Okano, K., and Miyajima, S. (2000). "Centrifuge Model Tests on Failure Envelope of Column-Type DMM-Improved Ground," Soils and Foundations

Sexton, B., Catro, J. and McCabe, B. (2013). Appraising stone column settlement prediction methods using finite element analyses. *Acta Geotechnica*, Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/262686173_Appraising_stone_column_settlement_prediction_methods_using_finite_element_analyses#pf2

Filz, G., Hedges, D., Weatherby, D. and Marr W. (2005). "Standardized Definitions and Laboratory Procedures for Soil-Cement Specimens Applicable to the Wet Method of Deep Mixing". Innovations in Grouting and Soil Improvement: New York University.

Kitazume, M. (2008). "Stability of Group Column Type DMM Improved Ground Under Embankment Loading," Report of Port and Airport Research Institute

Keller (2018). Deep Soil Mixing (DSM) Improvement of weak soils by the DSM method. Obtenido de <https://www.keller-cimentaciones.com/deep-soil-mixing/>

Terashi, M. and Tanaka, H. (1983). Bearing Capacity and Consolidation of the Improved Ground by a Group of Treated Soil Columns. Report of the Port and Harbour Research Institute: Yokosuka, Japón.

Topolnicki, M. (2004). In Situ Soil Mixing. Ground Improvement, 3rd Ed., CRC Press, New York, NY.

Navin, M. y Filz, G., (2006). Reliability of Deep Mixing Method Columns for Embankment Support. Geotechnical Engineering in the Information Technology Age: Proceedings of GeoCongress, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Our, C., Wu, T., Hsieh, H. (1996). Analysis of Deep Excavation with Column Type of Ground Improvement in Soft Clay, Journal of Geotechnical Engineering

6.9 LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE SUELOS MEZCLADOS IN SITU

a. Estudios de mecánica de suelos

- Recomendaciones particulares y/o complementarias a la exploración mínima exigida por la NCh1508.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer recomendaciones para campaña de prospección, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Recomendaciones de ensayos particulares para el diseño de la técnica en particular.

Ensayos requeridos: Ensayos de pruebas de columna, penetración de

la columna, pruebas convencionales (SPT, CPT, presurómetro, entre otros), pruebas geofísicas y/o refracción sísmica.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer la realización de ensayos adicionales, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Otras recomendaciones particulares al estudio de mecánica de suelos que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas para el correcto diseño, verificación, implementación y control de la técnica descrita.

b. Diseño

- Metodología de cálculo y/o parámetros a controlar con la aplicabilidad de la técnica.

En estos casos, el informe de mecánica de suelos debe entregar:

Parámetros mínimos:

- Resistencia
- Contenido de Humedad
- Granulometría
- Estratigrafía
- Plasticidad del suelo

Parámetros que deben estar especificados en mecánica de suelos:

- Ecuaciones de volúmenes (vacíos, lechada, mezcla)
- Ecuaciones de gravedad específica (solidos del suelo, cementante)
- Ecuación de control del factor cementante
- Parámetros mínimos para los cuales, según la experiencia del consultor o basado en su investigación, la técnica se hace viable de implementar.

Análisis de situaciones especiales:

- Funcionabilidad de cada material cementante
- Rangos referenciales que, a experiencia del consultor o basado en su investigación, se aumenta las propiedades requeridas para el proyecto.

c. Monitoreo Geotécnico

- Recomendaciones para excavaciones.

Se establecen monitoreos mínimos del equipo e información adicional sobre la configuración geométrica final de las columnas suelo-cemento

- Puntos críticos que podrían afectar la ejecución de la técnica descrita.

No aplicable para rocas de gran diámetro y no se recomienda en suelos orgánicos donde el pH puede ser muy alto o bajo. En casos especiales se debe tener en cuenta la resistencia del suelo (a través de ensayos SPT).

- Soporte técnico.

Equipos y monitoreos necesarios para la ejecución de los trabajos

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Incluir aspectos relevantes para el consultor

d. Especificaciones técnicas para ejecución

- Descripción y detalle de las etapas constructivas.
- Detalle de partidas.
- Detalle de materiales.
- Secuencia de ejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Todos estos aspectos obedecen a lo que se refiere cualquier especificación técnica de obra.

e. Metodología de control de calidad

- Pruebas y parámetros de control.

Establecer recomendaciones de pruebas de control: velocidad de rotación de la máquina, velocidad de penetración, verticalidad de la columna, velocidad y caudal de inyección.

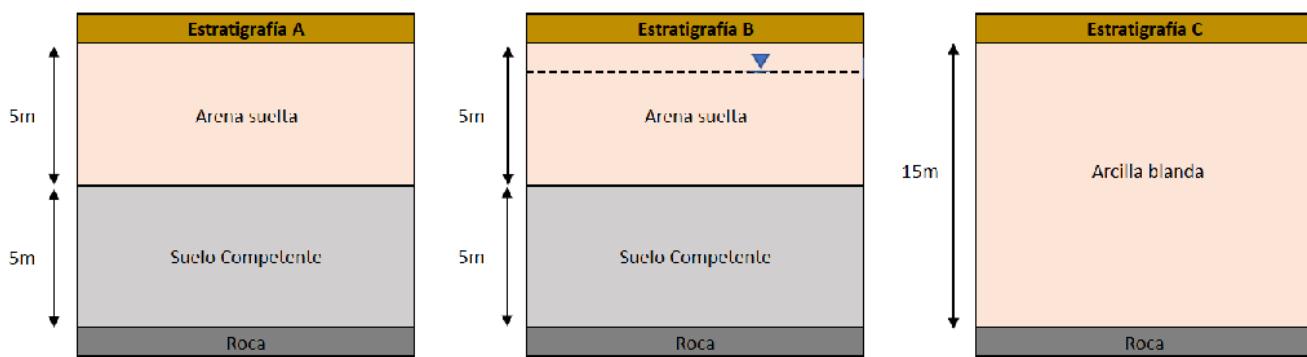
- Frecuencia de control.

Definir frecuencias recomendadas, según criterio y/o experiencia del consultor.

- Registros.
- Control postejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Se debe establecer un control de calidad para verificar la resistencia a la compresión inconfinada

6.10 CASOS DE ANÁLISIS



↑ Figura 6.8. Estratigrafías de análisis.

Se desea realizar un análisis técnico y económico de diversas alternativas de estructuras geotécnicas y/o mejoramiento de suelos. Para esto, se han propuesto tres diferentes estratigrafías de análisis, las cuales se presentan en la Figura 6.8:

Las características de los materiales que se presentan en la Figura 6.8, son las siguientes:

- **Arena suelta:** Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\varphi'=30^\circ$, una cohesión efectiva de $c'=0 \text{ kPa}$ y un peso específico seco de $\gamma d=14.5 \text{ kN/m}^3$.
- **Suelo competente:** Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\varphi'=36^\circ$, una cohesión efectiva de $c'=0 \text{ kPa}$, un peso específico seco de $\gamma d=18 \text{ kN/m}^3$ y un peso específico saturado de $\gamma sat=20 \text{ kN/m}^3$.
- **Arcilla blanda:** Este material cuenta con una cohesión no drenada de $Cu=30 \text{ kPa}$, un peso específico seco de $\gamma d=16.5 \text{ kN/m}^3$ y un peso específico saturado de $\gamma sat=19 \text{ kN/m}^3$.
- **Roca:** Se asume que este material tiene una resistencia mucho mayor que los demás tipos de suelos.

6.10.1 SOLUCIÓN DE SUELOS MEZCLADO *INSITU* (SUELO-CEMENTO) PARA ESTRATIGRAFÍAS A Y B

• Estratigrafía A:

Se desea construir una placa de concreto superficial para soportar una presión de $q=100$ kPa debido al peso de una edificación (incluyendo peso de la losa). La placa de concreto tiene dimensiones de 25m x 25 m. La losa está apoyada sobre un suelo no competente, el cual corresponde a una arena suelta con un espesor de 5 metros. Seguidamente, se encuentra un suelo competente con espesor de 5 metros, el cual corresponde a una arena de mayor resistencia. Finalmente, se encuentra roca a una profundidad de 10 metros. En este caso no se encuentra nivel de aguas freáticas. Las características del estrato no competente son:

- Ángulo de fricción interno efectivo $\varphi'=30^\circ$
- Cohesión efectiva $c'=0$ kPa
- Peso específico seco $\gamma d=14.5$ kN/m³
- Módulo de Young o edométrico $E_{oed}=7000$ kPa
- **Relación de Poisson $\nu=0.3$**

La construcción durará 30 días. El factor de seguridad requerido para el diseño de las columnas suelo-cemento será de FS=1.3 (Nota: la FHWA recomienda algunos factores de seguridad dependiendo de la aplicación de las columnas suelo-cemento). Determinar la separación de las columnas, longitud de las columnas, capacidad portante del suelo mejorado y asentamiento producido por la losa en el estrato mejorado.

Solución

Se selecciona columnas de 80 cm de diámetro con longitud de 6 metros (mayor a la profundidad a del estrato no competente de 5 metros) para estabilizar la zona debajo de la losa. Para el diseño, se considera un valor de resistencia típico a los 28 días de $q_{dm,spec}=100$ psi=690 kPa. El factor de curado se calcula a los 30 días que dura la construcción:

$$f_c = 0.187 \ln(t) + 0.375 = 0.187 \ln(30) + 0.375 = 1.01$$

El factor pico fr se elige igual al valor recomendado por la FHWA $fr=0.8$.

El factor de probabilidad fv se determina de la Tabla 6.1 de la FHWA. Para un factor de seguridad FS=1.3, un coeficiente de variación de 0.6 (valor conservativo), y una probabilidad del $pdm=70\%$ que el valor actual

de resistencia de la mezcla sea mayor a la resistencia de diseño, el valor f_v de resulta en $f_v = 0.75$.

$$f_v = 0.75 \text{ (para FS=1.3, coeficiente de variación de 0.6 y } p_{dm} = 70\%, \text{ ver Tabla 6.1 de FHWA)}$$

La resistencia de la mezcla sdm se calcula como:

$$s_{dm} = \frac{1}{2} f_r f_c q_{dm,spec} = \frac{1}{2} \times 0.8 \times 1.01 \times 690 = 279 \text{ kPa}$$

Se determina el módulo de Young oedométrico de la mezcla, para este caso se debe implementar wet mixing ya que no se encontró nivel de aguas freáticas: $E_{oed,dm}=300$ $q_{dm,spec}=300 \times 690=207,000$ kPa. El coeficiente de separación de las columnas se calcula con:

$$a_{s,center} \geq \frac{FS q}{(2s_{dm}f_v)} = \frac{1.3 \times 100 \text{ kPa}}{2 \times 279 \text{ kPa} \times 0.75} = 0.31$$

Nota: la FHWA recomienda que $a_{s,center}$ debe de estar dentro del rango 0.2 a 0.4, para ser consistentes con los valores reportados en la literatura. El valor de $a_{s,center}=0.31$ se acepta para el diseño.

Para columnas suelo cemento con diámetro de $d=0.8$ m, la separación entre las columnas s_{center} se calcula como:

$$s_{center} = \sqrt{\frac{\pi d^2}{4 \times a_{s,center}}}$$

$$s_{center} = \sqrt{\frac{\pi (0.8 \text{ m})^2}{4 \times 0.31}} = 1.27 \text{ m}$$

A continuación, se calculan los valores promedios de la resistencia de la mezcla $sdm,mezcla$ y el módulo oedométrico $E_{oed,mezcla}$

$$s_{dm,mezcla} = (s_{dm} \times a_{s,center} + (1 - a_{s,center}) \times c_{suelo})$$

$$s_{dm,mezcla} = (279 \text{ kPa} \times 0.31 + (1 - 0.31) \times 0) = 86.5 \text{ kPa}$$

$$E_{oed,mezcla} = a_{s,center} \times E_{oed,dm} + (1 - a_{s,center}) E_{oed}$$

$$E_{oed,mezcla} = 0.31 \times 207,000 \text{ kPa} + (1 - 0.31) 7000 \text{ kPa} = 69,000 \text{ kPa}$$

$$\varphi_{mezcla} = (\varphi_{dm} \times a_{s,center} + (1 - a_{s,center}) \times \varphi_{suelo})$$

$$\varphi_{mezcla} = (0 \times 0.31 + (1 - 0.31) \times 30) \approx 21^\circ$$

Para $\varphi=21^\circ$ e implementando las ecuaciones de Meyerhof para capacidad portante se obtienen los parámetros $N_c=15.8$ y $N_y=6.2$.

Se calcula la capacidad portante del sistema, asumiendo que $\gamma_{mezcla} \approx \gamma_{suelo}$:

$$q_u \approx s_{dm,mezcla} N_c + 0.5 \gamma_{mezcla} D N_y$$

$$q_u \approx (15.8)(86.5 \text{ kPa}) + 0.5(14.5 \text{ kN/m}^3)(0.8 \text{ m})(6.2) = 1400 \text{ kPa}$$

$$q_a = \frac{q_u}{FS} = \frac{1400}{3} = 467 \text{ kPa}$$

Se calcula el asentamiento del estrato mejorado:

$$\Delta H_{dm} = \frac{H_{dm} q}{E_{oed,mezcla}} = \frac{6m \times 100 \text{ kPa}}{69,000 \text{ kPa}} = 0.87 \text{ cm}$$

- **Estratigrafía B:**

Se desea construir una placa de concreto superficial para soportar una presión de $q=100 \text{ kPa}$ debido al peso de una edificación (incluyendo peso de la losa). La placa de concreto tiene dimensiones de 25m x 25 m. La losa está apoyada sobre un suelo no competente, el cual corresponde a una arena suelta con un espesor de 5 metros. Seguidamente, se encuentra un suelo competente con espesor de 5 metros, el cual corresponde a una arena de mayor resistencia. Finalmente, se encuentra roca a una profundidad de 10 metros. En este caso no se encuentra nivel de aguas freáticas. Las características del estrato no competente son:

- Ángulo de fricción interno efectivo $\varphi'=30^\circ$
- Cohesión efectiva $c'=0 \text{ kPa}$
- Peso específico seco $\gamma d=14.5 \text{ kN/m}^3$
- Módulo de Young o edométrico $E_{oed}=5000 \text{ kPa}$ (suelo saturado)
- Relación de Poisson $\nu=0.3$

La construcción durará 30 días. El factor de seguridad requerido para el diseño de las columnas suelo-cemento será de $FS=1.3$ (Nota: la FHWA recomienda algunos factores de seguridad dependiendo de la aplicación de las columnas suelo-cemento). Determinar la separación de las columnas, longitud de las columnas, capacidad portante del suelo mejorado y asentamiento producido por la losa en el estrato mejorado.

Solución

Se selecciona columnas de 80 cm de diámetro con longitud de 6 metros (mayor a la profundidad a del estrato no competente de 5 metros) para estabilizar la zona debajo de la losa. Para el diseño, se considera un valor de resistencia típico a los 28 días de $qdm,spec=100$ psi=690 kPa. El factor de curado se calcula a los 30 días que dura la construcción:

$$f_c = 0.187 \ln(t) + 0.375 = 0.187 \ln(30) + 0.375 = 1.01$$

El factor pico fr se elige igual al valor recomendado por la FHWA $fr=0.8$.

El factor de probabilidad fv se determina de la tabla 12 de la FHWA. Para un factor de seguridad $FS=1.3$, un coeficiente de variación de 0.6 (valor conservativo), y una probabilidad del $pdm=70\%$ que el valor actual de resistencia de la mezcla sea mayor a la resistencia de diseño, el valor fv resulta en $fv=0.75$.

$$fv = 0.75 \text{ (para } FS=1.3, \text{ coeficiente de variación de } 0.6 \text{ y } pdm = 70\%, \text{ ver tabla 12 de FHWA)}$$

La resistencia de la mezcla sdm se calcula como:

$$sdm = \frac{1}{2} fr f_c q_{dm,spec} = \frac{1}{2} \times 0.8 \times 1.01 \times 690 = 279 \text{ kPa}$$

Se determina el módulo de Young o edométrico de la mezcla, para este caso se debe implementar dry mixing ya que se encontró nivel de aguas freáticas: $Eoed,dm=150$ $qdm,spec=150 \times 690=103,500$ kPa. El coeficiente de separación de las columnas se calcula con:

$$a_{s,center} \geq \frac{FS q}{(2 s_{dm} f_v)} = \frac{1.3 \times 100 \text{ kPa}}{2 \times 279 \text{ kPa} \times 0.75} = 0.31$$

Nota: la FHWA recomienda que $as,center$ debe de estar dentro del rango 0.2 a 0.4, para ser consistentes con los valores reportados en la literatura. El valor de $as,center=0.31$ se acepta para el diseño.

Para columnas suelo cemento con diámetro de $d=0.8$ m, la separación entre las columnas $scenter$ se calcula como:

$$s_{center} = \sqrt{\frac{\pi d^2}{4 \times a_{s,center}}}$$
$$s_{center} = \sqrt{\frac{\pi (0.8 \text{ m})^2}{4 \times 0.31}} = 1.27 \text{ m}$$

A continuación, se calculan los valores promedios de la resistencia de la mezcla $s_{dm,mezcla}$ y el módulo oedométrico $E_{oed,mezcla}$

$$s_{dm,mezcla} = (s_{dm} \times a_{s,center} + (1 - a_{s,center}) \times c_{suelo})$$

$$s_{dm,mezcla} = (279 \text{ kPa} \times 0.31 + (1 - 0.31) \times 0) = 86.5 \text{ kPa}$$

$$E_{oed,mezcla} = a_{s,center} \times E_{oed,dm} + (1 - a_{s,center}) E_{oed}$$

$$E_{oed,mezcla} = 0.31 \times 103,500 \text{ kPa} + (1 - 0.31) 5000 \text{ kPa} = 35535 \text{ kPa}$$

$$\varphi_{mezcla} = (\varphi_{dm} \times a_{s,center} + (1 - a_{s,center}) \times \varphi_{suelo})$$

$$\varphi_{mezcla} = (0 \times 0.31 + (1 - 0.31) \times 30) \approx 21^\circ$$

Para $\varphi=21^\circ$ e implementando las ecuaciones de Meyerhof para capacidad portante se obtienen los parámetros $N_c=15.8$ y $N_y=6.2$.

Se calcula la capacidad portante del sistema, asumiendo que $\gamma_{mezcla} \approx \gamma_{suelo}$:

$$q_u \approx s_{dm,mezcla} N_c + 0.5 \gamma_{mezcla} D N_y$$

$$q_u \approx (15.8)(86.5 \text{ kPa}) + 0.5(14.5 \text{ kN/m}^3)(0.8 \text{ m})(6.2) = 1400 \text{ kPa}$$

$$q_a = \frac{q_u}{FS} = \frac{1400}{3} = 467 \text{ kPa}$$

Se calcula el asentamiento del estrato mejorado:

$$\Delta H_{dm} = \frac{H_{dm} q}{E_{oed,mezcla}} = \frac{6m \times 100 \text{ kPa}}{35535 \text{ kPa}} = 1.69 \text{ cm}$$

6.11 PRESUPUESTO SUELOS MEZCLADOS *IN SITU*

Se tienen diferentes estratigrafías las cuales se sometieron a una mejora del suelo mediante el método de mezcla de suelos. Inicialmente, se tenía 5 m. De arena suelta y luego 5 m. De suelo competente, el resto corresponde a roca (estratigrafías A y B). La diferencia entre estas estratigrafías está en que la B tiene un nivel freático cercano a la superficie.

Se construyó una edificación sobre este terreno por lo que antes de llevar a cabo la construcción se determinó la longitud de las columnas, el espaciamiento entre estas, la capacidad admisible y el asentamiento. Las columnas a construir debían soportar 100 kPa. Cabe destacar que para el caso de la estratigrafía A, debido a que el terreno se encontraba exento de agua, se trabajó con un equipo de inyección de lechada, mientras que para el caso B, se trabajó con un equipo a presión, por lo que no utilizó agua. Finalmente, se procedió a determinar el presupuesto para cada caso, considerando el tipo

de cemento el cual debe tener características resistentes en comparación al tipo de cemento general, la maquinaria y mano de obra, esto último se puede ver en las siguientes tablas de presupuesto.

CASO A					
Presupuesto Suelos mezclados In Situ					
365 Columnas de suelo cemento, D= 0.8 m L=6 m					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1 Materiales					
1.1 Agua	m3	43,80	313,03	\$13.711	
1.2 Cemento Portlant	Kg	132276,00	120,00	\$15.873.120	
2 Equipo y Maquinaria					
2.1 Planta de Suministro	m3	1102,30	10008,00	\$11.031.818	
2.2 Perforadora para mezcla de suelos	m3	1102,20	19757,00	\$21.776.165	
2.3 Transporte, puesta en obra y retirada de equipo	Un	1,00	422276,00	\$422.276	
3 Mano de obra					
3.1 Maestro construcción	h	264,00	10934,00	\$2.886.576	
3.2 Jornal construcción	h	264,00	7808,00	\$2.061.312	
3.3 Jornal especializado	h	264,00	7948,00	\$2.098.272	
					Costo Directo (CLP) \$56.163.251
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$64.587.738
					19% iva \$12.271.670
					Total (CLP) \$76.859.408

CASO B					
Presupuesto Suelos mezclados In Situ					
365 Columnas de suelo cemento, D= 0.8 m L=6 m					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1 Materiales					
1.2 Cemento Portlant	Kg	132276,00	120,00	\$15.873.120	
2 Equipo y Maquinaria					
2.1 Planta de Suministro	m3	1102,30	10008,00	\$11.031.818	
2.2 Perforadora para mezcla de suelos	m3	1102,20	19757,00	\$21.776.165	
2.3 Transporte, puesta en obra y retirada de equipo	Un	1,00	422276,00	\$422.276	
3 Mano de obra					
3.1 Maestro construcción	h	264,00	10934,00	\$2.886.576	
3.2 Jornal construcción	h	264,00	7808,00	\$2.061.312	
3.3 Jornal especializado	h	264,00	7948,00	\$2.098.272	
					Costo Directo (CLP) \$56.149.540
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$64.571.971
					19% iva \$12.268.674
					Total (CLP) \$76.840.645

↑ Valores referenciales, año 2019

7. PILOTES

7.1 OBJETIVOS DE LA TÉCNICA

Los pilotes son elementos estructurales formados por hormigón armado o perfiles metálicos de gran longitud comparada con su sección transversal, que transmiten las cargas a niveles profundos del terreno. Además, los pilotes pueden utilizarse como estructuras de contención y estabilización de laderas y taludes inestables. Esta última función se detalla en los apartados Muros Pantalla y Muros Impermeables.

7.2 CLASIFICACIÓN

Los pilotes se clasifican de diferente forma según su materialidad, método constructivo, transmisión de las cargas al suelo, etc. Pero en todos los casos permiten llegar a estratos más competentes que generalmente se encuentran a varios metros de profundidad. Cuando este estrato no se encuentra de todas formas se pueden instalar pilotes ya que además toman carga por fuste.

De acuerdo con el material empleado en su fabricación los pilotes pueden ser de madera, metálicos y de hormigón armado.

Los pilotes de madera son árboles derechos con un diámetro de 20 a 30 cm. Para protegerlos de la humedad se les hace un revestimiento previo con hormigón, hierro o sustancias alquitranadas, etc. Su parte inferior termina en punta, cuya longitud varía desde su propio diámetro al doble del mismo. A la misma se le adapta unas chapas de hierro como protección. La parte superior también es protegida con una arandela de hierro con el fin de que cuando se procede a su hincamiento, el martinete no desgaje la madera.

Los pilotes metálicos, pueden ser de disco, de punta o de tornillo. Los de discos son muy utilizados en la construcción de las fundaciones de puentes y embalses. Su parte inferior está formada por una plancha circular (disco) reforzada por medio de nervios, con un agujero en el por el que se inyecta agua a presión para hacer la abertura por la que se introduce el pilote. El de punta se clava por percusión o también por inyección o presión por el agujero central de que está provisto.

Los pilotes de tornillos son muy utilizados en terrenos sujetos a cambio de humedad y sequedad; su punta va provista de 2 a 3 filetes en espiral de gran saliente, que, al hacer girar el pilote, lo introducen en el terreno. Este tipo de pilote está en función con la dureza del terreno.

Los pilotes de hormigón son los más utilizados en la actualidad. Además de hincados, los pilotes de hormigón pueden ser preexcavados, realizando primero la perforación del terreno por medios mecánicos o manuales

para luego instalar la armadura y hormigonar. Además, los pilotes de concreto pueden ser prefabricados, aunque tienen la limitante de que es difícil cortar o modificar la extensión del pilote en el nivel del soporte del estrato superior.

La capacidad resistente de un pilote, referida a las cargas que soporta como miembro estructural, depende de la calidad de los materiales usados, el tipo de solicitud impuesta y las dimensiones de su sección transversal.

Como criterio general, la siguiente Tabla 7.1 da los valores promedio de las cargas de servicio (Capacidad Portante) para algunos pilotes (De diferente material y sección) y su longitud usual de enterramiento.

↓ **Tabla 7.1.** Características principales de pilotes

Tipo de Pilote	Capacidad Portante P[ton]	Longitud Usual [m]
Madera	15 a 30	12 a 15
Acero sección H	50 a 90	18 a 30
Acero sección tubular	60 a 100	30 a 40
Prefabricados de hormigón armado	40 a 80	15 a 25
Vibrados in situ	30 a 90	20 a 30

Según la forma de trabajo, los pilotes se clasifican de la siguiente manera:

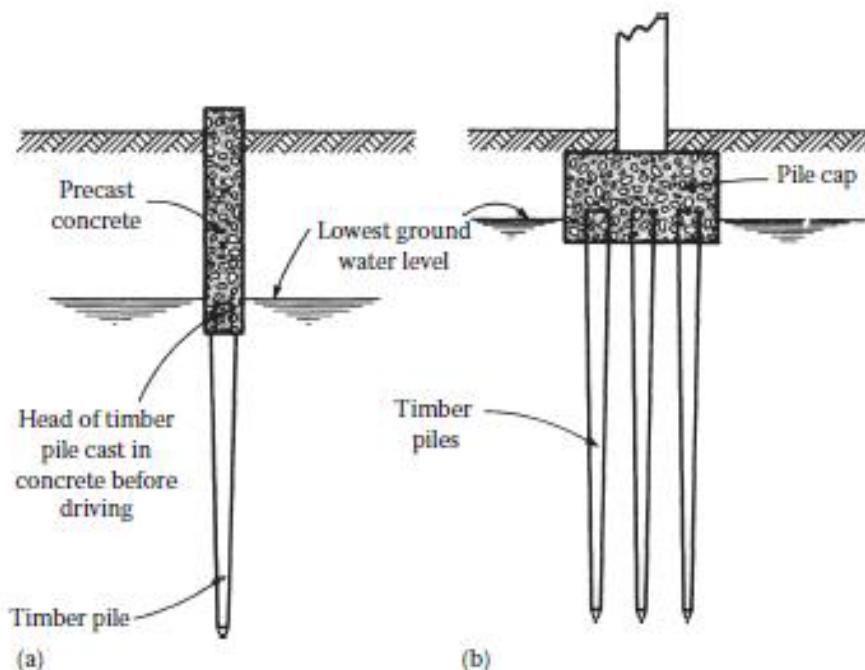
- Trabajando por punta
- Resistiendo por fricción lateral
- Por punta y fricción simultáneas

Los pilotes trabajan por punta cuando están ubicados en un estrato poco apto para resistir cargas, pero su altura alcanza un estrato resistente, de modo que su comportamiento es similar al de una columna, transmitiendo las cargas de la superestructura, directamente por compresión, al suelo firme. Los pilotes trabajan por fricción cuando el suelo resistente se halla muy profundo y el pilote debe "flotar" en un estrato de gran espesor con escasa capacidad portante, de modo que las cargas transmitidas por la estructura son soportadas principalmente por fricción lateral o adherencia entre el suelo y las caras del pilote en toda la altura del fuste. En suelos intermedios, con una cierta capacidad portante, la resistencia total del pilote resulta la suma de la resistencia por punta y por fricción.

7.2.1 PILOTES HINCADOS:

Respecto al tipo de material, los pilotes hincados de madera son utilizados en mayor medida debido a que son fáciles de manejar y cortar, además de tener una vida útil casi indefinida. Se reconoce que este tipo de pilotes son muy útiles en estructuras marinas. Un ejemplo, es el pilote que disminuye su diámetro en profundidad como se muestra en la Figura 7.1.

El método más común de hincado de pilotes es por medio de impacto con martillo, aunque también se recomienda el hincado por medio de vibración en arenas saturadas (Viggiano et al, 2012).



← Figura 7.1.
Tomlinson y Woodward (2015)

Recomendaciones para pilotes de acero:

- Estos deberían tener una resistencia a la fluencia no menor a 35,000 PSI.
- Pilotes de acero estructural debería cumplir con ASTM A36, ASTM A572 y ASTM A588.
- Pilotes de tubería de aceros debería cumplir con ASTM A252.
- Pilotes de concretos in situ debería cumplir con ASTM A252, ASTM A283, ASTM A569, ASTM A570, o ASTM A611.
- El esfuerzo de diseño admisible no debería ser menor a 35% de la resistencia a la fluencia del acero.

Dimensiones mínimas de pilotes de tuberías de acero:

- Diámetro exterior de 8 pulgadas.
- Espesor de tubería de 0.25 pulgadas, para diámetros de tubería de hasta 14 pulgadas. Para mayores diámetros, se recomienda un espesor de 0.375 pulgadas.

Esfuerzos de diseño y esfuerzos de hinca:

Esfuerzos admisibles y de hincado son presentados en Tabla 7.2

↓ **Tabla 7.2.** Esfuerzos de diseño para pilotes (Rajapakse, 2007).

Tipo de pila	Código	Esfuerzo de diseño	Esfuerzo de hincado
Pilotes de madera	-	-	-
Douglas fir	-	1.2 ksi	3.6 ksi
Red Oak	-	1.1 ksi	3.3 ksi
Easter Hemlock	ASTM D 50	0.8 ksi	2.4 ksi
Southern pine	ASTM D 50	1.2 ksi	3.6 ksi
Reinforce concrete piles (non-stressed)	ACI 318 y ASTM A615 (reinforced steeel)	0.33 f'c	0.85 f'c (compresión) y 3 f'c 0.5 (tensión)

Nota: 1 ksi = 70 kg/cm²

7.2.2 PILOTES PRE-EXCAVADOS

Los pilotes preexcavados corresponden a una remoción de suelo desde el terreno y así llenar el vacío resultante con concreto armado.

Los factores más importantes en la instalación de pilotes preexcavados son:

- Método de perforación
- Pared de soporte de perforación temporal.
- Vaciado de concreto

Algunas recomendaciones para diseño de pilotes de concreto se indican a continuación:

- Diámetro de pilotes no debería ser menor a 8 pulgadas.
- Resistencia al concreto a los 28 días de 4,000 PSI.

- El esfuerzo de diseño admisible no debería ser mayor a un tercio de la resistencia mínima de fluencia del acero.
- El esfuerzo de diseño admisible no debería ser mayor a un 40 % de la resistencia mínima del concreto

7.2.3 ESTÁNDARES ASTM PARA DISEÑO DE PILOTES

Pilotes de Madera

- ASTM D25—Specification for round timber piles
- ASTM D1760—Pressure treatment of timber products
- ASTM D2899—Establishing design stresses for round timber piles

Pilotes de acero tipo H

- ASTM A690—High-strength low-alloy steel H-piles and sheetpiles for use in marine environments.

Pilotes de tubería de acero

- A 252—Specification for welded and seamless steel pipe piles

7.3 FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO

Respecto a la teoría básica aplicada a pilotes, es necesario incluir la teoría de falla que puede ocurrir en la interfaz entre los lados del pilote como por capacidad de soporte en la punta de este. Además, se acepta el uso de la teoría elástica debido a su simplicidad y practicidad.

7.3.1 FACTORES DE SEGURIDAD:

Para el diseño de pilotes, es necesario incluir las condiciones de carga, las cuales se pueden dividir en (USACE, 1991)

- Usual: Incluye normales de operación y frecuencia de flujos
- No-Usual: Incluye por ejemplo cargas no usuales tales como de mantenimiento, flujos no frecuentes, impacto, etc.
- Extremo: Incluye condiciones extremas que involucran alto esfuerzo admisible.

↓ Tabla 7.3. (USACE, 1991)

Método para Determinar Capacidad	Condición de Carga	Factor de Seguridad Mínimo	
		Compresión	Tensión
Predicción teórica o empírica a verificar por la prueba de carga de pilotes	Usual	2,0	2,0
	No-Usual	1,5	1,5
	Extremo	1,15	1,15
Predicción teórica o empírica a verificar por el analizador de hincado de pilotes	Usual	2,5	3,0
	No-Usual	1,9	2,25
	Extremo	1,4	1,7
Predicción teórica o empírica no verificada por prueba de carga	Usual	3,0	3,0
	No-Usual	2,25	2,25
	Extremo	1,7	1,7

7.3.2 CAPACIDAD DE SOPORTE

Pilotes aislados:

La capacidad última neta P_u se define como:

$$P_u = P_b + P_f - W$$

↑ Ecuación (7.1)

Donde P_b es la resistencia por punta, P_f es la resistencia por fuste, W es el peso del pilote, y Q es el peso de la pila. La resistencia por fuste es la resistencia al corte de la interfaz suelo, pilote y se integra en toda el área del pilote.

$$\tau_a = C_a + K \cdot \sigma_v \tan \delta$$

↑ Ecuación (7.2)

Donde:

τ_a = resistencia al corte de la interfaz pila-suelo

C_a = cohesión

σ_v = esfuerzo vertical entre pila y suelo

K = coeficiente de presión lateral del suelo

δ = Ángulo de fricción entre pila y suelo

El ángulo δ se puede relacionar con el ángulo de fricción interna por medio de la Tabla 7.4

↓ **Tabla 7.4.** Relación entre δ y ϕ para diferentes tipos de pilotes

Pile Material	δ
Steel	0,67 ϕ to 0,83 ϕ
Concrete	0,90 ϕ to 1,0 ϕ
Timber	0,80 ϕ to 1,0 ϕ

Por lo tanto la resistencia al fuste se calcula mediante:

$$P_b = A_s \tau_a$$

↑ Ecuación (7.3)

Donde A_s es la superficie del pilote enterrada

Es necesario destacar que para la fórmula (7.3), la resistencia al fuste se incrementa de manera lineal a lo largo del pilote hasta que alcanza una profundidad crítica (D_c), la cual puede ser asumida de la siguiente manera:

- $D_c = 10B$; para arena suelta
- $D_c = 15B$; para arena suelta-densa
- $D_c = 20B$; para arena densa

Asimismo, es aceptado que la resistencia por punta de un pilote bajo condiciones drenada, vista desde una teoría de capacidad de soporte, puede ser relacionada a:

$$P_b = A_b (c N_c + \sigma_{vb} N_q + 0,5 \gamma d N_\gamma)$$

↑ Ecuación (7.4)

A_b = Área base de la pila

c = cohesión

σ_{vb} = Esfuerzo vertical en suelo a nivel de base de la pila

γ = Peso unitario de suelo bajo la punta del pilote

d = diámetro pila

N_c , N_q , N_γ = Factores de capacidad de soporte, que depende del ángulo de fricción interna, compresibilidad relativa y geometría de la pila.

Como el ancho d es relativamente pequeño se puede despreciar y la ecuación (7.4) queda como:

$$P_b = A_b(cN_c + \sigma_{vb}N_q)$$

↑ Ecuación (7.5)

Según observaciones de campo de Meyerhof (1976) sugirió que la resistencia por punta en pilotes en arena, con cohesión de 0 se exprese mediante la siguiente ecuación:

$$P_b = A_b(\sigma'_{vb}N_q^*)$$

↑ Ecuación (7.6)

Sin embargo la resistencia por punta no puede exceder el valor límite $A_b\sigma'_1$, o sea:

$$A_b(\sigma'_{vb}N_q^*) \leq A_b\sigma'_1$$

↑ Ecuación (7.7)

La resistencia por punta límite es:

$$\sigma'_1 \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 50N_q^* \tan \phi$$

↑ Ecuación (7.8)

Donde ϕ es el angulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo y el valor de N_q^* se obtiene de la Figura 7.2

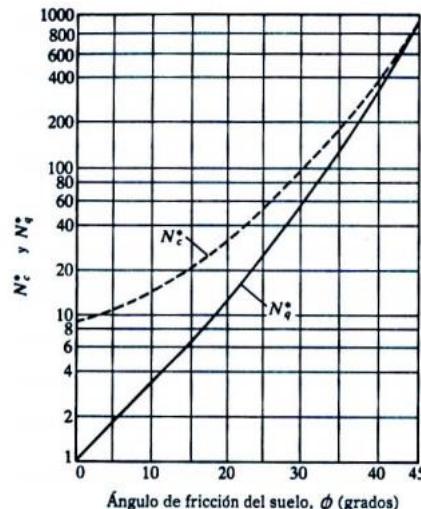


Figura 7.2. →

Variación de los valores máximos N^*c y N^*q con el ángulo de fricción del suelo ϕ
(Meyerhof, 1976)

Para condiciones no drenadas, se recomienda utilizar la fórmula (7.9):

$$P_b = A_b (N_c \cdot S_u)$$

↑ Ecuación (7.9)

Donde N_c puede considerarse para el caso no drenado como 9 de manera aproximada (aplicable a pilotes hincados para una profundidad mayor a 5 m).

Respecto al diseño de pilotes, existen diferentes maneras de evaluación, las cuales se detallan a continuación:

- Uso de la teoría de capacidad de soporte para calcular falla por corte localizada o por punzonamiento.
- Uso de data empírica para determinar la presión de punta.
- La evaluación de ensayos in situ para determinar la capacidad de punta última o presión de punta admisible: aquí es posible considerar el uso del CPT, SPT o ensayo de presiómetro.
- Verificación de esfuerzo de corte en pilotes.

Grupo de pilotes:

Respecto al grupo de pilotes es importante destacar si la cabeza de los pilotes está unida o no. Para ambos casos, se puede definir el factor de eficiencia que considera lo siguiente:

$$\eta = \frac{Q_{group}}{\sum Q_{ult}}$$

↑ Ecuación (7.10)

Donde:

η : Eficiencia del grupo de pilotes

Q_{group} : Capacidad última de carga del grupo de pilotes

Q_{ult} : Capacidad última de carga para cada pilote

Para suelos granulares sin cohesión y pilotes hincados, el factor η se considera con un valor de 1. Para pilotes sobre una capa débil, la capacidad última es menor a (a) la suma de capacidad última de los pilotes o la capacidad de una fundación equivalente con la geometría de que englobe el grupo de pilotes. La resistencia al corte de la base debe ser considerada para el material débil.

Para suelos finos, la capacidad de soporte última se considera como el menor valor que se obtiene de las ecuaciones (7.11) y (7.12):

$$Q_{group} = N_c \cdot Q_{ult}$$

↑ Ecuación (7.11)

$$Q_{group} = 2(B_g + L_g) \cdot D \cdot c + [5(1 + \frac{D}{5 \cdot B_g})(1 + \frac{B_g}{5 \cdot L_g})] \cdot c_b \cdot L_g \cdot B_g$$

↑ Ecuación (7.12)

Donde:

$$N_c = [5(1 + \frac{D}{5 \cdot B_g})(1 + \frac{B_g}{5 \cdot L_g})] \leq 9$$

↑ Ecuación (7.13)

B_g = Ancho de grupo de pilotes

L_g = Largo de grupo de pilotes

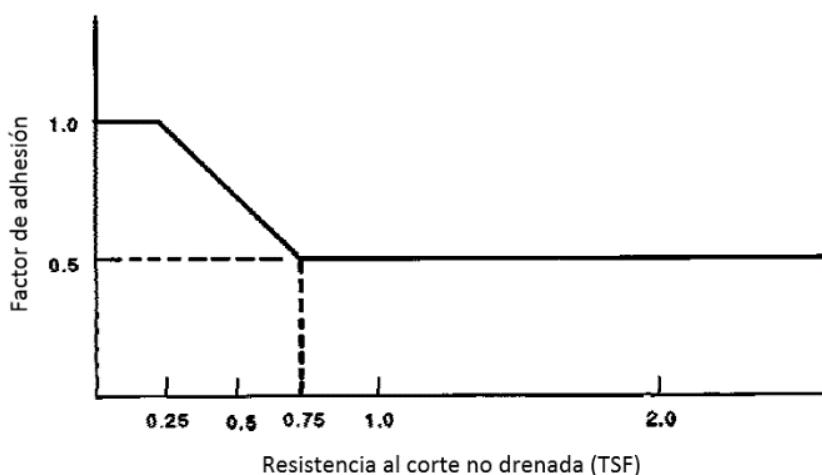
D = Profundidad de grupo de pilotes

c = Promedio ponderado de resistencia al corte no drenado sobre la profundidad del pilote embebido. El valor de c debería ser deducido según Figura 7.3

c_b = resistencia al corte no drenado en la base de grupo de pilotes

Figura 7.3. →

Factor de adhesión para resistencia al corte no drenada.



7.3.3 ASENTAMIENTOS EN PILOTES:

La evaluación de asentamiento de pilotes puede ser analizada para pilotes aislados como para grupo de pilotes.

Pilotes aislados:

Para la evaluación de los pilotes aislados, se recomienda el uso del método de Vesic (1977), el cual está dado por la formula (7.14):

$$w = w_s + w_{pp} + w_{ps}$$

↑ Ecuación (7.14)

Donde:

w = Asentamiento vertical en la parte superior del pilote

w_s = Asentamiento vertical debido a deformación axial del pilote

w_{pp} = Cantidad de asentamiento en la punta de pilote debido a carga transferida a la punta

w_{ps} = Cantidad de asentamiento en la punta de pilote causado por la carga transmitida a lo largo del pilote.

La deformación axial está dada por:

$$w_s = (Q_p + \alpha_s Q_s) \frac{L}{AE}$$

↑ Ecuación (7.15)

Donde:

Q_p = Resistencia por punta del pilote para la carga de diseño a la cual el asentamiento está siendo calculado.

α_s = Factor que depende del fuste a lo largo del pilote.

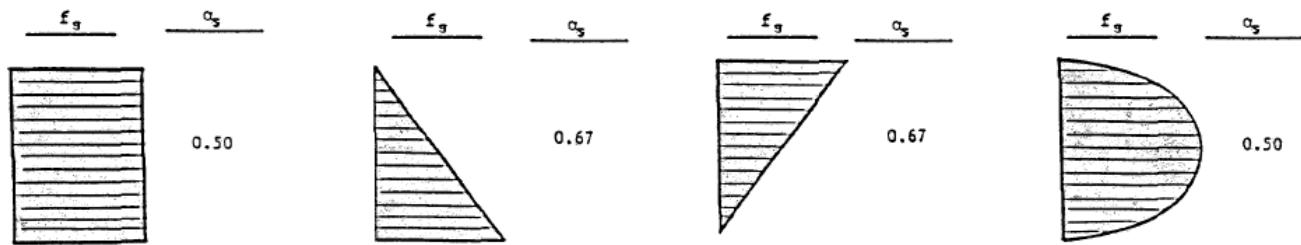
Q_s = Resistencia por fuste de la pila para la carga de diseño a la cual el asentamiento está siendo calculado.

L = Largo del pilote

A = Área de sección transversal del pilote

E = Modulo de elasticidad del pilote

Valores de α_s se presentan en la Figura 7.4:



↑ Figura 7.4. Valores α_s para diferentes configuraciones de fricción a lo largo de pilote (fuste).

Menores valores de α_s han sido observados en pilotes hincados sujetos hincado duro. Un valor típico para arenas densas es de 0,1. Valores de α_s menores también han sido observados en pilotes largos y flexibles.

El asentamiento por punta del pilote w_{pp} puede ser obtenido de la siguiente manera:

$$w_s = \frac{C_p \cdot Q_p}{B \cdot q}$$

↑ Ecuación (7.16)

Donde:

B = Diámetro o ancho del pilote

C_p = Coeficiente empírico de Tabla 7.5

q = Capacidad de soporte ultima en la punta de pilote

C_s = coeficiente dado por la ecuación (7.17):

$$C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{D}{B}}) \cdot C_p$$

↑ Ecuación (7.17)

D = Largo del pilote embedido.

↓ Tabla 7.5. Valores de coeficiente C_p (*) (Vesic, 1977).

Soil Type	Driven Piles	Bored Piles
Sand (dense to loose)	0,02 to 0,04	0,09 to 0,18
Clay (stiff to soft)	0,02 to 0,03	0,03 to 0,06
Silt (dense to loose)	0,03 to 0,05	0,09 to 0,12

(*) Factores aplican para asentamiento de largo plazo, para suelo debajo de la punta de pilote con una extensión de 10B de profundidad y cuyo suelo tenga una rigidez mayor que el suelo en la elevación de la punta del pilote.

Grupo de Pilotes:

Para los grupos de pilotes, el método más simple considera el asentamiento obtenido para un pilote aislado multiplicado por un factor de corrección de la siguiente forma:

$$S = C \cdot w$$

↑ Ecuación (7.18)

Donde S es el asentamiento del grupo de pilotes, C es el factor de corrección y w es el asentamiento del pilote aislado.

Para pilotes en arena, se recomienda utilizar la formula (7.19):

$$C = \left(\frac{B_g}{B_p} \right)^{0,5}$$

↑ Ecuación (7.19)

Donde B_g es el ancho del grupo de pilotes, mientras que B_p es el ancho del pilote.

Para pilotes en arcillas, se recomienda utilizar la ecuación (7.20):

$$C = 1 + \sum_{i=1}^n \frac{B_i}{\pi S_i}$$

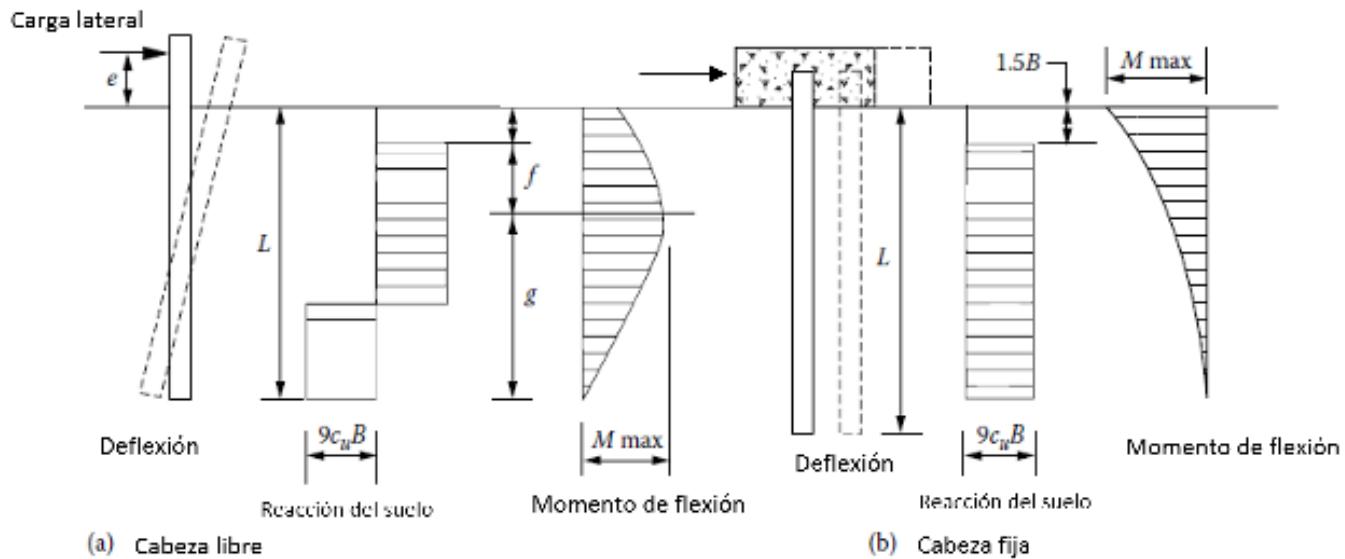
↑ Ecuación (7.20)

Donde S_i es la distancia desde la pila i a la ubicación donde el asentamiento es calculado.

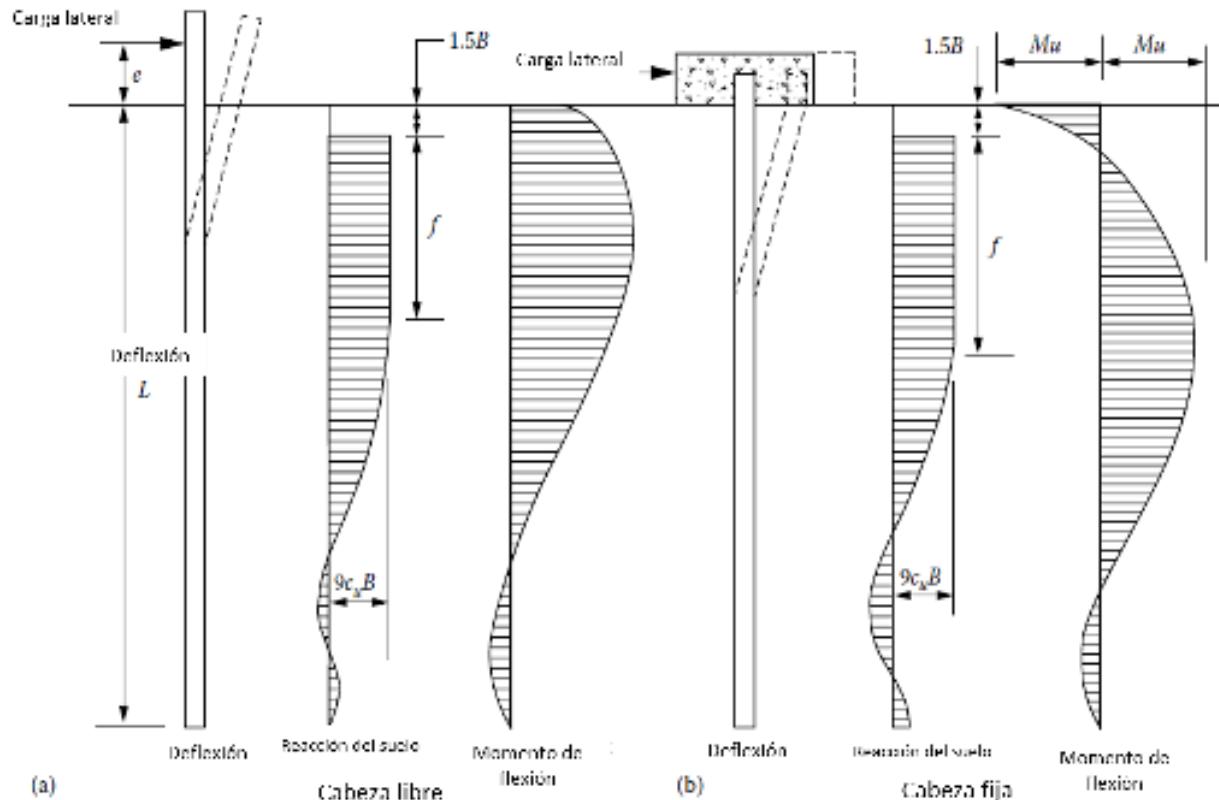
7.3.4 PILOTES CARGADOS LATERALMENTE

La resistencia última y deflexión de pilotes al ser cargados lateralmente es un tema difícil de evaluar. De manera práctica, el mecanismo de falla del pilote dependerá de la relación largo/ancho. Por ejemplo, para relaciones menores de 10 a 12, se considera que el pilote rotará y se desplazará de manera rígida, generando resistencia pasiva del suelo en la zona superior. (Figura 7.5). Sin embargo, el mecanismo de falla de un pilote de relación

mayor a 12 (pilote infinito) es diferente, ya que la rotación del pilote no puede ocurrir, implicando que la parte inferior permanece vertical y la parte superior se deforma como se muestra en la Figura 7.6.



↑ Figura 7.5. Pilote corto a) cabeza libre y b) cabeza fija (Tomlinson M. y Woodward J., 2015)



↑ Figura 7.6. Pilote largo a) cabeza libre y b) cabeza fija (Tomlinson M. y Woodward J. 2015)

Respecto a la evaluación de la resistencia última de pilotes cargados lateralmente, es popular el uso del método de las curvas P-Y (Reese L. y Matlock H., 1956) siempre y cuando la deflexión de las pilas se encuentre en el rango de compresión elástica del suelo causado por la carga lateral en el pilote.

7.3.5 SUBPRESIÓN EN PILOTES

Para el efecto de la subpresión en pilotes, 2 enfoques deben ser considerados:

- El desgarro de la pila desde la masa de suelo: Para este caso, se puede considerar ecuación (7.1) que incluye el peso del pilote como resistencia adicional al desgarro.
- Ascenso de un bloque de suelo conteniendo los pilotes: En este caso, se considerar una masa de suelo que se mueve de manera solidaria junto al grupo de pilotes. Considerando la Figura 7.7, para suelos finos se puede considerar el peso del bloque suelo/pilotes en combinación con la resistencia no drenada del suelo usando la ecuación (7.21) (Tomlinson M. y Woodward J., 2015):

$$Q_u = S_u(2LH + 2BH) + W$$

↑ Ecuación (7.21)

Donde:

Q_u = Resistencia a la elevación del grupo de pilotes

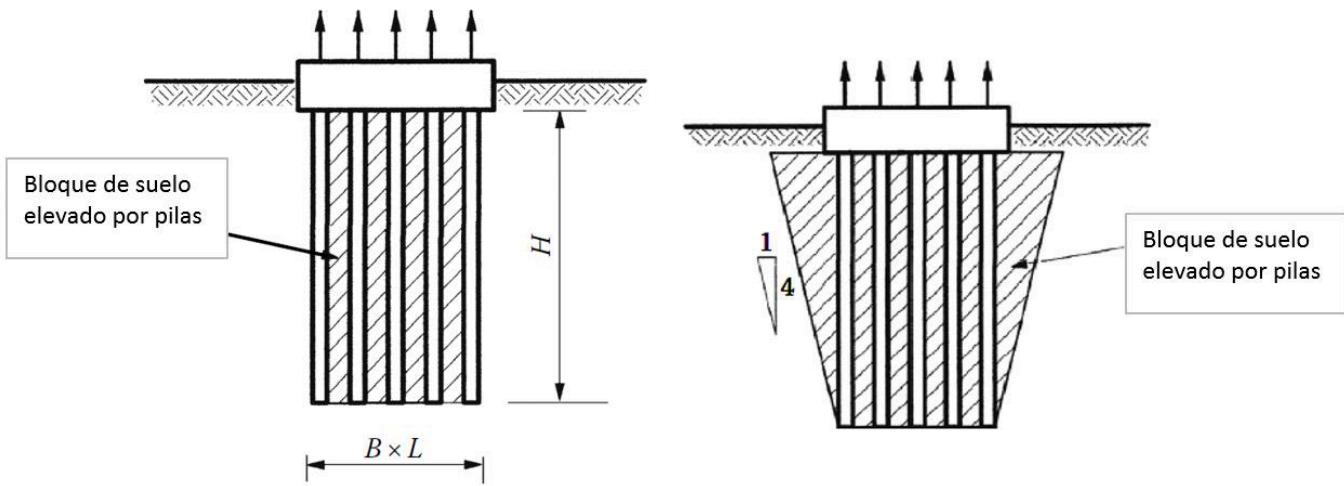
L y B = Largo y ancho del grupo respectivamente.

H = Profundidad del bloque de suelo debajo de la cabeza del pilote.

S_u = Resistencia no drenada promedio del suelo en el perímetro del bloque

W = Peso combinado de suelo, pilotes y cabeza de pilote.

Para el caso de suelos granulares, a diferencia de suelos finos, es posible despreciar el aporte de la resistencia del suelo, pero considerando al bloque con una configuración de pendiente 4:1 (V:H), de tal manera de incluir solo el peso del suelo combinado con pilotes y cabeza de pilotes (Tomlinson y Woodward 2015).



↑ Figura 7.7. Pilote corto a) cabeza libre y b) cabeza fija (Tomlinson M. y Woodward J., 2015)

7.3.6 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO

En esta sección, el análisis del comportamiento sísmico de pilotes es considerado en base al desplazamiento horizontal cíclico de pilotes.

Según Puech y Garnier (2017), las cargas cíclicas llevan a un incremento en el desplazamiento horizontal de la cabeza del pilote con el número de ciclos, cuyo fenómeno está relacionado a la reducción de la resistencia lateral del suelo en la parte superior del pilote bajo la influencia del número de ciclos.

En general, el comportamiento sísmico de pilotes depende de:

- La geometría del pilote: profundidad de penetración y diámetro B y su rigidez a la deformación lateral.
- Las propiedades físicas y características mecánicas de las capas de suelo, las cuales son usadas para determinar las curvas $P-Y$.
- Las características de las cargas cíclicas laterales aplicadas a la cabeza del pilote.

Recomendaciones para evaluar esfuerzos y momentos debido a la acción de cargas sísmicas pueden ser encontrados en Tabash and Poulos (2007).

7.4 METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN

La metodología de ejecución dependerá del tipo de pilotes considerado:

Pilotes hincados:

Los pilotes hincados (madera) son dispuestos de manera vertical en la zona de hincado para luego ser accionadas por un martillo de caída o un martillo de simple o de caída. Se recomienda una masa de 1 tonelada y un máximo de 1.5 veces la masa de pilote y cabeza. Para pilotes hincados de concreto se destaca que el peso del martillo no debería ser mayor del peso del pilote.

Pilotes hormigonados *in situ*:

Para la ejecución de este tipo de pilote, se requiere que, al perforar el sondaje, la misma pared permanezca estable. Luego se requiere una limpieza en la zona de la base del pilote para luego incluir la armadura y hormigonar.

7.5 MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD

Los pilotes requieren de prácticas apropiadas que permitan la correcta instalación de estos. El primer punto es el correcto almacenamiento y transporte de los pilotes, ya que en caso contrario los pilotes pueden sufrir grietas y así ser rechazados en terreno (USACE, 1991)

Respecto a la colocación y tolerancia de pilotes, se recomienda considerar una desviación horizontal de 3 a 6 pulgadas en la cabeza del pilote y una variación final de no más de $\frac{1}{4}$ de pulgadas por cada 30 cm. Respecto a una desviación vertical, una variación de más o menos 1 pulgadas se considera razonable. Se destaca que estas recomendaciones aplican para grupos de pilas grandes (USACE, 1991).

Para la correcta ejecución de los pilotes en terreno, es necesario tener registro de la hinca o de la instalación de pilotes preexcavados. El registro de hinca debería incluir anormalidades en pilotes tales como rotura o grietas en concreto, deformación permanente de acero, o rotura y división en madera (USACE, 1991).

Para el chequeo de la calidad de pilotes, tanto para pilotes hincados como pre-excavados, es posible considerar los ensayos de carga de pilotes. Estos ensayos se realizan con los siguientes objetivos:

- Ensayo de prueba para asegurar que la falla no ocurre a una carga de prueba seleccionada.
- Para determinar la capacidad última de carga
- Para determinar la curva esfuerzo-asesentamiento
- Para indicar la calidad estructural de la pila

- Ensayos que pueden considerarse están asociados a los siguientes estándares ASTM:
- ASTM D1143—Method of testing of piles under static axial compressive loads
- ASTM D3689—Method of testing piles under static axial tensile loads
- ASTM D3966—Testing piles under lateral loads
- ASTM D4945—High strain dynamic testing of piles

Los ensayos en pilotes son necesarios ya que no existe un método probado o reconocido para evaluar de manera confiable los parámetros de diseño basado solo en datos de suelo estándar.

7.6 LIMITACIONES DE LA TÉCNICA

Los pilotes están pensados para uso en fundaciones profundas (relación largo/ancho mayor a 10-12), además de que tienen costos asociados mayores a las otras técnicas de mejoramiento de suelos en general. Respecto a esto último, se destaca el costo de pilotes de acero tipo H y tipo tubería. Además de que están sujetos a excesiva corrosión. También se destaca largo tiempo de entrega.

Respecto al uso de pilotes fabricados in situ, poseen la limitante de que el suelo podría no ser estables durante la perforación.

7.7 ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Entre las ventajas del uso de pilotes como mejoramiento de suelos se destacan:

Ventajas:

- La principal ventaja de los pilotes, a diferencia de otros métodos de mejoramiento de suelos, que es sus dimensiones alargadas le permiten llevar la carga a estratos más profundos. Además, la longitud de la pila puede ser variable, y por lo cual, es posible hacer ajustes
- Útiles en suelos muy compresibles y débiles.
- Permiten capturar diferentes niveles de carga lateral (por ejemplo, viento y sismos)

Desventajas:

La principal desventaja en el uso de pilotes son los costos asociados, los cuales serán mayores a los conocidos en fundaciones superficiales.

7.8 BIBLIOGRAFÍA

USACE (1991). Design of Pile Foundations, EM 1110-2-2906, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C2

Coyle H. Reese L. (1966). Load-Transfer for Axially Loaded Piles in Clay. Journal, Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol 92, No. SM2, pp 1-26

Meyerhof, G.(1976) "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations." ASCE, JGED, Vol. 102, No. GT3, March 1976.

Puech A., Garnier J. (2017). Design of Piles Under Cyclic Loading - SOLCYP Recommendations. John Wiley & Sons, Inc. NJ, USA

Reese L. y Matlock H. (1956). Non-dimensional solutions for laterally-loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth, Proceedings of the Eighth Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin, TX, pp. 1-41, 1956

Tabash, A. and Poulos, H.G. (2007). Design charts for seismic analysis of single piles in clay, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 160 (GE2), 2007, 85-96

Tomlinson M. y Woodward J. (2015). Pile Design and Construction Practice. CRC Press Taylor & Francis Group. Boca Raton, FL, USA

Vesic A. (1977). "Design of Pile Foundations," National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice No. 42, Transportation Research Board, Washington, DC

Viggiani C., Mandolini A., and Russo G. (2012). Piles and Pile Foundations. Taylor & Francis Group, LLC. Taylor & Francis Group, LLC

7.9 LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE PILOTES

a. Estudios de mecánica de suelos

- Recomendaciones particulares y/o complementarias a la exploración mínima exigida por la NCh1508.

Cantidad mínima de exploraciones: Según NCh 1508 A.3.2.

Profundidad mínima de exploraciones: Según NCh 1508 A.3.2.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer recomendaciones para campaña de prospección, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Recomendaciones de ensayos particulares para el diseño de la técnica en particular.

Ensayos requeridos: Ensayos necesarios para estimar propiedades de suelos en profundidad, que impliquen o no la obtención de muestras (SPT, CPT, Presiómetro).

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer la realización de ensayos adicionales, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Otras recomendaciones particulares al estudio de mecánica de suelos que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas para el correcto diseño, verificación, implementación y control de la técnica descrita.

b. Diseño

- Metodología de cálculo y/o parámetros a controlar con la aplicabilidad de la técnica.

En estos casos, el informe de mecánica de suelos debe entregar:

o Parámetros mínimos:

- Longitud de enterramiento, Sección, Materialidad, Cantidad y Planta de Distribución de pilotes
- Rechazo mínimo (pilotes hincados)
- Rechazo máximo (pilotes hincados)
- Equipo (martinete) para el cual se determinan los rechazos
- Capacidad de fuste, por estrato
- Capacidad de punta
- Resistencia por efectos de grupo, si esta fue considerada para efectos de diseño.

o Parámetros que deben estar especificados en mecánica de suelos:

- Ecuación de hinca (usada para efectos de prediseño).
- Ecuaciones pseudo empíricas para la estimación de la resistencia del pilote (fuste y punta).
- Resultado de resistencia del pilote (y rechazos recomendados) a través de análisis de hincabilidad (si esta metodología fue usada para el cálculo)

- Resultado de resistencia del pilote (y rechazos recomendados) a través de Análisis dinámico de pilotes (si esta metodología fue usada para el cálculo)
- Resultado de resistencia del pilote (y rechazos recomendados) a través de Ensayo a escala real (si esta metodología fue usada para el cálculo)
- Parámetros mínimos para los cuales, según la experiencia del consultor o basado en su investigación, la técnica se hace viable de implementar.

o Análisis de situaciones especiales:

- Problemas de Fricción negativa
- Empalmes de pilotes
- Rangos referenciales que, a experiencia del consultor o basado en su investigación, se aumenta las propiedades requeridas para el proyecto.

c. Monitoreo Geotécnico

- Recomendaciones para excavaciones.

Disposiciones constructivas para faena de ejecución (en este caso para hincado o preexcavación)

- Puntos críticos que podrían afectar la ejecución de la técnica descrita.

Análisis de condiciones particulares de cada técnica. En caso de pilotes, por ejemplo, durante el registro de hinca: Rechazos superiores al máximo especificado, No obtención de rechazo mínimo especificado.

- Soporte técnico.

Equipos o mecanismos necesarios para realizar el monitoreo geotécnico.

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Incluir aspectos relevantes para el consultor

d. Especificaciones técnicas para ejecución

- Descripción y detalle de las etapas constructivas.
- Detalle de partidas.

- Detalle de materiales.
- Secuencia de ejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Todos estos aspectos obedecen a lo que se refiere cualquier especificación técnica de obra.

e. Metodología de control de calidad

- Pruebas y parámetros de control.

Establecer recomendaciones de pruebas de control: registro de hinca, ensayo de pilotes de prueba, instrumentación de pilotes, entre otros.

- Frecuencia de control.

Definir frecuencias recomendadas, según criterio y/o experiencia del consultor.

- Registros.

Control postejecución.

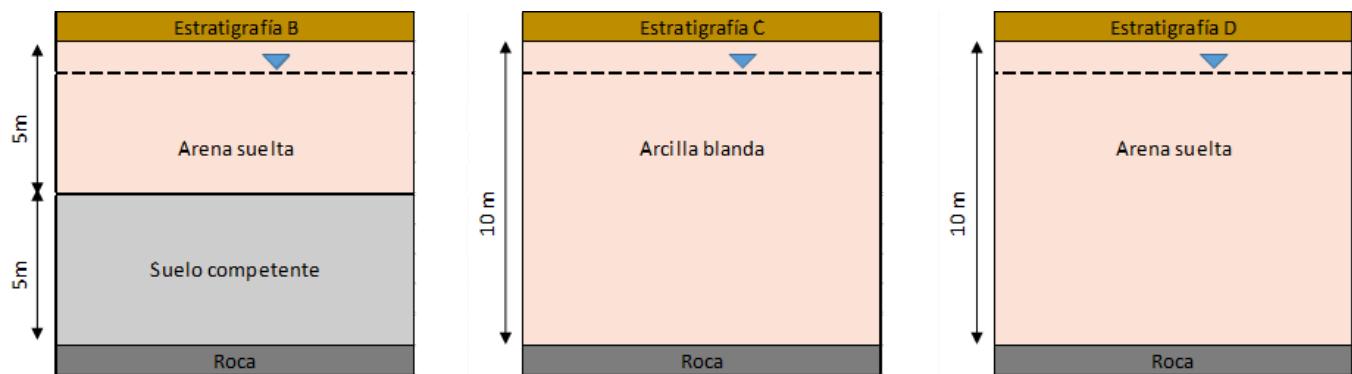
Recomendaciones de tolerancias y criterios para recepción de partidas.

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Tales como medidas correctivas frente a potenciales problemas en la ejecución.

7.10 CASOS DE ANÁLISIS

Se desea realizar un análisis técnico y económico de diversas alternativas de estructuras geotécnicas y/o mejoramiento de suelos. Para esto, se han propuesto tres diferentes estratigrafías de análisis, las cuales se presentan en la Figura 6.8:



↑ Figura 7.8. Estratigrafías de análisis.

Las características de los materiales que se presentan en la Figura 6.8, son las siguientes:

- **Arena suelta:** Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\phi'=30^\circ$, una cohesión efectiva de $c'=0$ kPa, un peso específico seco de $\gamma_d=14.5$ kN/m³ y un peso específico saturado de $\gamma_{sat}=15.5$ kN/m³.
- **Suelo competente:** Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\phi'=36^\circ$, una cohesión efectiva de $c'=0$ kPa, un peso específico seco de $\gamma_d=18$ kN/m³ y un peso específico saturado de $\gamma_{sat}=20$ kN/m³.
- **Arcilla blanda:** Este material cuenta con una cohesión no drenada de $C_u=30$ kPa, un peso específico seco de $\gamma_d=16.5$ kN/m³ y un peso específico saturado de $\gamma_{sat}=19$ kN/m³.
- **Roca:** Se asume que este material tiene una resistencia mucho mayor que los demás tipos de suelos.

7.10.1 SOLUCIÓN CON PILOTES PARA ESTRATIGRAFÍAS B, C Y D

- **Caso "Casa"**

Para la construcción de un conjunto habitacional de 50 casas en las estratigrafías B, C y D (Figura 6.8) se propone la mejora del terreno implementando pilotes hincados por golpe, prefabricados de hormigón

armado y con un diámetro nominal de 40 cm. Cada casa tendrá una superficie de 60 m², peso de 126 ton y una superficie de fundación de 38 m².

Se realiza el análisis de capacidad por punta (Q_p) y por fuste (Q_s), obteniéndose la capacidad última (Q_u) de los pilotes. Considerando un factor de seguridad de 2.5, se obtiene la capacidad admisible (Q_{adm}) de éstos, la cual se compara con el peso del conjunto habitacional de 50 casas, tributado según el número de pilotes considerados en las cinco longitudes analizadas.

El resumen de los resultados para las estratigrafías B, C y D se resumen en las siguientes tablas:

↓ **Tabla 7.6.** Pilotes caso "Casa" – Estratigrafía B

Lent (m)	Q _p (ton)	Q _s (ton)	Q _u (ton)	Q _{adm} (ton)	Q _{casa} (ton)	Nº pilotes
8	68,5	10,5	79,0	31,6	31,5	200
8,5	68,5	11,5	79,9	32,0	31,5	200
9	68,5	12,4	80,9	32,3	31,5	200
9,5	68,5	13,3	81,8	32,7	31,5	200
10	68,5	14,2	82,7	33,1	31,5	200

↓ **Tabla 7.7.** Pilotes caso "Casa" – Estratigrafía C

Lent (m)	Q _p (ton)	Q _s (ton)	Q _u (ton)	Q _{adm} (ton)	Q _{casa} (ton)	Nº pilotes
8	3,4	29,8	32,5	13,0	12,6	500
8,5	3,4	31,3	34,0	13,6	12,6	500
9	3,4	32,7	35,4	14,2	14	450
9,5	3,4	34,0	36,7	14,7	14	450
10	3,4	35,3	37,9	15,2	14	450

↓ **Tabla 7.8.** Pilotes caso "Casa" – Estratigrafía D

Lent (m)	Q _p (ton)	Q _s (ton)	Q _u (ton)	Q _{adm} (ton)	Q _{casa} (ton)	Nº pilotes
8	68,5	9,9	78,4	31,4	31,5	200
8,5	68,5	10,7	79,2	31,7	31,5	200
9	68,5	11,6	80,0	32,0	31,5	200
9,5	68,5	12,4	80,9	32,3	31,5	200
10	68,5	13,2	81,7	32,7	31,5	200

- **Caso "Edificio"**

Para el caso edificio se consideran pilotes de extracción con entubación recuperable, confeccionados de hormigón armado y con un diámetro de 100 cm. El edificio tendrá un peso de 1277,5 ton, superficie de 300 m² y una superficie de fundación de 85 m².

Análogo a lo realizado para el caso anterior, se presentan en las siguientes tablas el resumen de los resultados del análisis técnico de pilotes para el caso "Edificio".

↓ **Tabla 7.9.** Pilotes caso "Edificio" – Estratigrafía B

Lent (m)	Qp (ton)	Qs (ton)	Qu (ton)	Qadm (ton)	Qedificio (ton)	Nº pilotes
8	428,0	24,1	452,1	180,8	159,7	8
8,5	428,0	27,0	455,0	182,0	159,7	8
9	428,0	30,2	458,1	183,3	182,5	7
9,5	428,0	33,5	461,5	184,6	182,5	7
10	428,0	37,1	465,0	186,0	182,5	7

↓ **Tabla 7.10.** Pilotes caso "Edificio" – Estratigrafía C

Lent (m)	Qp (ton)	Qs (ton)	Qu (ton)	Qadm (ton)	Qedificio (ton)	Nº pilotes
8	21,2	72,8	94,0	37,6	37,6	34
8,5	21,2	76,5	97,7	39,1	38,7	33
9	21,2	80,0	101,2	40,5	39,9	32
9,5	21,2	83,3	104,5	41,8	41,2	31
10	21,2	86,3	107,5	43,0	42,6	30

↓ **Tabla 7.11.** Pilotes caso "Edificio" – Estratigrafía D

Lent (m)	Qp (ton)	Qs (ton)	Qu (ton)	Qadm (ton)	Qedificio (ton)	Nº pilotes
8	428,0	18,8	446,8	178,7	159,7	8
8,5	428,0	20,8	448,8	179,5	159,7	8
9	428,0	22,8	450,8	180,3	159,7	8
9,5	428,0	25,0	453,0	181,2	159,7	8
10	428,0	27,2	455,2	182,1	159,7	8

7.11 PRESUPUESTO PARA PILOTES

7.11.1 CASO CASA

Para las estratigrafías B, C y D (Figura 6.8) se propone la construcción de un conjunto habitacional de 50 casas. Cada casa tendrá una superficie de 60 m², un peso de 126 ton y estará apoyada sobre una superficie de fundación de 38 m². Para mejorar las condiciones mecánicas de cada estratigrafía se implementarán pilotes de 40 cm de diámetro hincados por golpe de hormigón armado, la cantidad de pilotes dependerá de la capacidad admisible del grupo de pilotes con una longitud fija comparada con la carga producida por la casa en la superficie de fundación. Se utilizó un Factor de seguridad de 2.5 para obtener la capacidad admisible, en base a la capacidad última de estos que resulta de la suma de su capacidad por punta y fuste menos el peso del pilote (ecuación(7.1)). En las siguientes tablas se presentan los precios asociados a la utilización de sistemas de fundación, equipo y maquinaria para implementar el grupo de pilote, se presentan cinco longitudes diferentes de pilotes y la cantidad de pilotes necesarios para cumplir con las condiciones mecánicas del terreno para la construcción del conjunto habitacional para cada estratigrafía.

CASO: Casa Suelo A					
Presupuesto de Pilotes					
200 Pilotes prefabricados de HA, D=40 cm, L=10 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hinca de pilotes	un	1,00	\$ 3.904.939	\$ 3.904.939
1.2	Paralización del equipo para hinca de pilotes.	h	12,16	\$ 100.013	\$ 1.216.154
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote prefabricado de hormigón armado	m	1600,00	\$ 53.773	\$ 86.036.256
2.2	Descabezado de pilote prefabricado de hormigón armado	m	60,00	\$ 6.833	\$ 410.003
Costo Directo (CLP)					\$ 91.567.352
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 105.302.455
19% iva					\$ 20.007.466
Total (CLP)					\$ 125.309.921

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Casa Suelo A



Presupuesto de Pilotes

200 Pilotes prefabricados de HA, D=40 cm, L=8,5 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hinca de pilotes	un	1,00	\$ 3.904.939	\$ 3.904.939
1.2	Paralización del equipo para hinca de pilotes.	h	12,92	\$ 100.013	\$ 1.292.164
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote prefabricado de hormigón armado	m	1700,00	\$ 53.773	\$ 91.413.522
2.2	Descabezado de pilote prefabricado de hormigón armado	m	60,00	\$ 6.833	\$ 410.003
					Costo Directo (CLP) \$ 97.020.628
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 111.573.722
					19% iva \$ 21.199.007
					Total (CLP) \$ 132.772.729

CASO: Casa Suelo A



Presupuesto de Pilotes

200 Pilotes prefabricados de HA, D=40 cm, L=9 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hinca de pilotes	un	1,00	\$ 3.904.939	\$ 3.904.939
1.2	Paralización del equipo para hinca de pilotes.	h	13,68	\$ 100.013	\$ 1.368.173
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote prefabricado de hormigón armado	m	1800,00	\$ 53.773	\$ 96.790.788
2.2	Descabezado de pilote prefabricado de hormigón armado	m	60,00	\$ 6.833	\$ 410.003
					Costo Directo (CLP) \$ 102.473.903
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 117.844.989
					19% iva \$ 22.390.548
					Total (CLP) \$ 140.235.536

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Casa Suelo A



Presupuesto de Pilotes

200 Pilotes prefabricados de HA, D=40 cm, L=9,5 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hinca de pilotes	un	1,00	\$ 3.904.939	\$ 3.904.939
1.2	Paralización del equipo para hinca de pilotes.	h	14,44	\$ 100.013	\$ 1.444.183
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote prefabricado de hormigón armado	m	1900,00	\$ 53.773	\$ 102.168.054
2.2	Descabezado de pilote prefabricado de hormigón armado	m	60,00	\$ 6.833	\$ 410.003
Costo Directo (CLP)					\$ 107.927.179
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 124.116.256
19% iva					\$ 23.582.089
Total (CLP)					\$ 147.698.344

CASO: Casa Suelo A



Presupuesto de Pilotes

200 Pilotes prefabricados de HA, D=40 cm, L=10 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hinca de pilotes	un	1,00	\$ 3.904.939	\$ 3.904.939
1.2	Paralización del equipo para hinca de pilotes.	h	15,20	\$ 100.013	\$ 1.520.192
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote prefabricado de hormigón armado	m	2000,00	\$ 53.773	\$ 107.545.320
2.2	Descabezado de pilote prefabricado de hormigón armado	m	60,00	\$ 6.833	\$ 410.003
Costo Directo (CLP)					\$ 113.380.454
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 130.387.523
19% iva					\$ 24.773.629
Total (CLP)					\$ 155.161.152

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Casa Suelo B



Presupuesto de Pilotes

500 Pilotes prefabricados de HA, D=40 cm, L=8 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hinca de pilotes	un	1,00	\$ 3.904.939	\$ 3.904.939
1.2	Paralización del equipo para hinca de pilotes.	h	30,40	\$ 100.013	\$ 3.040.385
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote prefabricado de hormigón armado	m	4000,00	\$ 53.773	\$ 215.090.640
2.2	Descabezado de pilote prefabricado de hormigón armado	m	150,00	\$ 6.833	\$ 1.025.007
					Costo Directo (CLP) \$ 223.060.971
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 256.520.117
					19% iva \$ 48.738.822
					Total (CLP) \$ 305.258.939

CASO: Casa Suelo B



Presupuesto de Pilotes

500 Pilotes prefabricados de HA, D=40 cm, L=8,5 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hinca de pilotes	un	1,00	\$ 3.904.939	\$ 3.904.939
1.2	Paralización del equipo para hinca de pilotes.	h	32,30	\$ 100.013	\$ 3.230.409
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote prefabricado de hormigón armado	m	4250,00	\$ 53.773	\$ 228.533.805
2.2	Descabezado de pilote prefabricado de hormigón armado	m	150,00	\$ 6.833	\$ 1.025.007
					Costo Directo (CLP) \$ 236.694.160
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 272.198.284
					19% iva \$ 51.717.674
					Total (CLP) \$ 323.915.958

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Casa Suelo B



Presupuesto de Pilotes

450 Pilotes prefabricados de HA, D=40 cm, L=9 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hinca de pilotes	un	1,00	\$ 3.904.939	\$ 3.904.939
1.2	Paralización del equipo para hinca de pilotes.	h	30,78	\$ 100.013	\$ 3.078.390
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote prefabricado de hormigón armado	m	4050,00	\$ 53.773	\$ 217.779.273
2.2	Descabezado de pilote prefabricado de hormigón armado	m	135,00	\$ 6.833	\$ 922.506
Costo Directo (CLP)					\$ 225.685.108
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 259.537.874
19% iva					\$ 49.312.196
Total (CLP)					\$ 308.850.070

CASO: Casa Suelo B



Presupuesto de Pilotes

450 Pilotes prefabricados de HA, D=40 cm, L=9,5 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hinca de pilotes	un	1,00	\$ 3.904.939	\$ 3.904.939
1.2	Paralización del equipo para hinca de pilotes.	h	32,49	\$ 100.013	\$ 3.249.411
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote prefabricado de hormigón armado	m	4275,00	\$ 53.773	\$ 229.878.122
2.2	Descabezado de pilote prefabricado de hormigón armado	m	135,00	\$ 6.833	\$ 922.506
Costo Directo (CLP)					\$ 237.954.978
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 273.648.225
19% iva					\$ 51.993.163
Total (CLP)					\$ 325.641.388

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Casa Suelo B



Presupuesto de Pilotes

450 Pilotes prefabricados de hormigón armado, D=40 cm, L=10 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hinca de pilotes	un	1,00	\$ 3.904.939	\$ 3.904.939
1.2	Paralización del equipo para hinca de pilotes.	h	34,20	\$ 100.013	\$ 3.420.433
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote prefabricado de hormigón armado	m	4500,00	\$ 53.773	\$ 241.976.970
2.2	Descabezado de pilote prefabricado de hormigón armado	m	135,00	\$ 6.833	\$ 922.506
					Costo Directo (CLP) \$ 250.224.848
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 287.758.576
					19% iva \$ 54.674.129
					Total (CLP) \$ 342.432.705

CASO: Casa Suelo C



Presupuesto de Pilotes

200 Pilotes prefabricados de HA, D=40 cm, L=8 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hinca de pilotes	un	1,00	\$ 3.904.939	\$ 3.904.939
1.2	Paralización del equipo para hinca de pilotes.	h	12,16	\$ 100.013	\$ 1.216.154
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote prefabricado de hormigón armado	m	1600,00	\$ 53.773	\$ 86.036.256
2.2	Descabezado de pilote prefabricado de hormigón armado	m	60,00	\$ 6.833	\$ 410.003
					Costo Directo (CLP) \$ 91.567.352
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 105.302.455
					19% iva \$ 20.007.466
					Total (CLP) \$ 125.309.921

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Casa Suelo B



Presupuesto de Pilotes

450 Pilotes prefabricados de HA, D=40 cm, L=9 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hinca de pilotes	un	1,00	\$ 3.904.939	\$ 3.904.939
1.2	Paralización del equipo para hinca de pilotes.	h	30,78	\$ 100.013	\$ 3.078.390
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote prefabricado de hormigón armado	m	4050,00	\$ 53.773	\$ 217.779.273
2.2	Descabezado de pilote prefabricado de hormigón armado	m	135,00	\$ 6.833	\$ 922.506
Costo Directo (CLP)					\$ 225.685.108
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 259.537.874
19% iva					\$ 49.312.196
Total (CLP)					\$ 308.850.070

CASO: Casa Suelo B



Presupuesto de Pilotes

450 Pilotes prefabricados de HA, D=40 cm, L=9,5 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hinca de pilotes	un	1,00	\$ 3.904.939	\$ 3.904.939
1.2	Paralización del equipo para hinca de pilotes.	h	32,49	\$ 100.013	\$ 3.249.411
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote prefabricado de hormigón armado	m	4275,00	\$ 53.773	\$ 229.878.122
2.2	Descabezado de pilote prefabricado de hormigón armado	m	135,00	\$ 6.833	\$ 922.506
Costo Directo (CLP)					\$ 237.954.978
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 273.648.225
19% iva					\$ 51.993.163
Total (CLP)					\$ 325.641.388

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Casa Suelo C



Presupuesto de Pilotes

200 Pilotes prefabricados de HA, D=40 cm, L=9,5 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hinca de pilotes	un	1,00	\$ 3.904.939	\$ 3.904.939
1.2	Paralización del equipo para hinca de pilotes.	h	14,44	\$ 100.013	\$ 1.444.183
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote prefabricado de hormigón armado	m	1900,00	\$ 53.773	\$ 102.168.054
2.2	Descabezado de pilote prefabricado de hormigón armado	m	60,00	\$ 6.833	\$ 410.003
					Costo Directo (CLP) \$ 107.927.179
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 124.116.256
					19% iva \$ 23.582.089
					Total (CLP) \$ 147.698.344

CASO: Casa Suelo C



Presupuesto de Pilotes

200 Pilotes prefabricados de HA, D=40 cm, L=10 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hinca de pilotes	un	1,00	\$ 3.904.939	\$ 3.904.939
1.2	Paralización del equipo para hinca de pilotes.	h	15,20	\$ 100.013	\$ 1.520.192
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote prefabricado de hormigón armado	m	2000,00	\$ 53.773	\$ 107.545.320
2.2	Descabezado de pilote prefabricado de hormigón armado	m	60,00	\$ 6.833	\$ 410.003
					Costo Directo (CLP) \$ 113.380.454
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 130.387.523
					19% iva \$ 24.773.629
					Total (CLP) \$ 155.161.152

↑ Valores referenciales, año 2019

7.11.2 CASO EDIFÍCIO

Para las estratigrafías B, C y D (Figura 7.7) se propone la construcción de un edificio con una superficie de 300 m² y un peso de 1277.5 ton, la cual está apoyada sobre una superficie de fundación de 85 m². Para mejorar las condiciones mecánicas de cada estratigrafía se implementarán pilotes pre excavados de hormigón armado con un diámetro de 100 cm, la cantidad de pilotes dependerá de la capacidad admisible del grupo de pilotes con una longitud fija comparada con la carga producida por la casa en la superficie de fundación. Se utilizó un Factor de seguridad de 2.5 para obtener la capacidad admisible, en base a la capacidad última de estos que resulta de la suma de su capacidad por punta y fuste menos el peso del pilote (ecuación(7.1)). En las siguientes tablas se presentan los precios asociados a la utilización de sistemas de fundación, equipo y maquinaria para implementar el grupo de pilote, se presentan cinco longitudes diferentes de pilotes y la cantidad de pilotes necesarios para cumplir con las condiciones mecánicas del terreno para la construcción del edificio.

Presupuesto de Pilotes					
8 Pilotes pre excavados de hormigón armado, D=100 cm, L=8 m					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte de equipo para perforación de pilotes	un	1,00	\$ 5.395.128	\$ 5.395.128
1.2	Paralización del equipo para ejecución de pilotes	h	3,15	\$ 200.025	\$ 629.840
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote de extracción con entubación recuperable	m	64,00	\$ 178.457	\$ 11.421.276
2.2	Descabezado de pilote de hormigón armado	m	2,40	\$ 14.293	\$ 34.302
					Costo Directo (CLP) \$ 17.480.545
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 20.102.627
					19% iva \$ 3.819.499
					Total (CLP) \$ 23.922.126

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Edificio Suelo A					
Presupuesto de Pilotes					
8 Pilotes pre excavados de hormigón armado, D=100 cm, L=8.5 m					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte de equipo para perforación de pilotes	un	1,00	\$ 5.395.128	\$ 5.395.128
1.2	Paralización del equipo para ejecución de pilotes	h	3,35	\$ 200.025	\$ 669.205
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote de extracción con entubación recuperable	m	68,00	\$ 178.457	\$ 12.135.105
2.2	Descabezado de pilote de hormigón armado	m	2,40	\$ 14.293	\$ 34.302
					Costo Directo (CLP) \$ 18.233.740
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 20.968.801
					19% iva \$ 3.984.072
					Total (CLP) \$ 24.952.873

CASO: Edificio Suelo A					
Presupuesto de Pilotes					
7 Pilotes pre excavados de hormigón armado, D=100 cm, L=9 m					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte de equipo para perforación de pilotes	un	1,00	\$ 5.395.128	\$ 5.395.128
1.2	Paralización del equipo para ejecución de pilotes	h	3,10	\$ 200.025	\$ 619.998
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote de extracción con entubación recuperable	m	63,00	\$ 178.457	\$ 11.242.818
2.2	Descabezado de pilote de hormigón armado	m	2,10	\$ 14.293	\$ 30.014
					Costo Directo (CLP) \$ 17.287.959
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 19.881.153
					19% iva \$ 3.777.419
					Total (CLP) \$ 23.658.572

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Edificio Suelo A



Presupuesto de Pilotes

7 Pilotes pre excavados de hormigón armado, D=100 cm, L=9.5 m

tem	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte de equipo para perforación de pilotes	un	1,00	\$ 5.395.128	\$ 5.395.128
1.2	Paralización del equipo para ejecución de pilotes	h	3,27	\$ 200.025	\$ 654.443
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote de extraccion con entubacion recuperable	m	66,50	\$ 178.457	\$ 11.867.419
2.2	Descabezado de pilote de hormigón armado	m	2,10	\$ 14.293	\$ 30.014
					Costo Directo (CLP) \$ 17.947.004
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 20.639.055
					19% iva \$ 3.921.420
					Total (CLP) \$ 24.560.475

CASO: Edificio Suelo A



Presupuesto de Pilotes

7 Pilotes pre excavados de hormigón armado, D=100 cm, L=10 m

tem	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte de equipo para perforación de pilotes	un	1,00	\$ 5.395.128	\$ 5.395.128
1.2	Paralización del equipo para ejecución de pilotes	h	3,44	\$ 200.025	\$ 688.887
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote de extraccion con entubacion recuperable	m	70,00	\$ 178.457	\$ 12.492.020
2.2	Descabezado de pilote de hormigón armado	m	2,10	\$ 14.293	\$ 30.014
					Costo Directo (CLP) \$ 18.606.050
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 21.396.957
					19% iva \$ 4.065.422
					Total (CLP) \$ 25.462.379

↑ Valores referenciales, año 2019

Presupuesto de Pilotes					
34 Pilotes pre excavados de hormigón armado, D=100 cm, L=8 m					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte de equipo para perforación de pilotes	un	1,00	\$ 5.395.128	\$ 5.395.128
1.2	Paralización del equipo para ejecución de pilotes	h	13,38	\$ 200.025	\$ 2.676.819
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote de extracción con entubación recuperable	m	272,00	\$ 178.457	\$ 48.540.421
2.2	Descabezado de pilote de hormigón armado	m	10,20	\$ 14.293	\$ 145.784
					Costo Directo (CLP) \$ 56.758.151
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 65.271.874
					19% iva \$ 12.401.656
					Total (CLP) \$ 77.673.530

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Edificio Suelo B

Presupuesto de Pilotes



32 Pilotes pre excavados de hormigón armado, D=100 cm, L=9 m

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte de equipo para perforación de pilotes	un	1,00	\$ 5.395.128	\$ 5.395.128
1.2	Paralización del equipo para ejecución de pilotes	h	14,17	\$ 200.025	\$ 2.834.279
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote de extracción con entubación recuperable	m	288,00	\$ 178.457	\$ 51.395.740
2.2	Descabezado de pilote de hormigón armado	m	9,60	\$ 14.293	\$ 137.208
					Costo Directo (CLP) \$ 59.762.355
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 68.726.708
					19% iva \$ 13.058.075
					Total (CLP) \$ 81.784.782

CASO: Edificio Suelo B

Presupuesto de Pilotes



31 Pilotes pre excavados de hormigón armado, D=100 cm, L=9.5 m

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte de equipo para perforación de pilotes	un	1,00	\$ 5.395.128	\$ 5.395.128
1.2	Paralización del equipo para ejecución de pilotes	h	14,49	\$ 200.025	\$ 2.898.247
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote de extracción con entubación recuperable	m	294,50	\$ 178.457	\$ 52.555.713
2.2	Descabezado de pilote de hormigón armado	m	9,30	\$ 14.293	\$ 132.920
					Costo Directo (CLP) \$ 60.982.008
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 70.129.310
					19% iva \$ 13.324.569
					Total (CLP) \$ 83.453.878

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Edificio Suelo B					
Presupuesto de Pilotes					
30 Pilotes pre excavados de hormigón armado, D=100 cm, L=10 m					
tem	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte de equipo para perforación de pilotes	un	1,00	\$ 5.395.128	\$ 5.395.128
1.2	Paralización del equipo para ejecución de pilotes	h	14,76	\$ 200.025	\$ 2.952.374
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote de extraccion con entubacion recuperable	m	300,00	\$ 178.457	\$ 53.537.229
2.2	Descabezado de pilote de hormigón armado	m	9,00	\$ 14.293	\$ 128.633
					Costo Directo (CLP) \$ 62.013.363
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 71.315.368
					19% iva \$ 13.549.920
					Total (CLP) \$ 84.865.288

CASO: Edificio Suelo C					
Presupuesto de Pilotes					
8 Pilotes pre excavados de hormigón armado, D=100 cm, L=8 m					
tem	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte de equipo para perforación de pilotes	un	1,00	\$ 5.395.128	\$ 5.395.128
1.2	Paralización del equipo para ejecución de pilotes	h	3,15	\$ 200.025	\$ 629.840
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote de extraccion con entubacion recuperable	m	64,00	\$ 178.457	\$ 11.421.276
2.2	Descabezado de pilote de hormigón armado	m	2,40	\$ 14.293	\$ 34.302
					Costo Directo (CLP) \$ 17.480.545
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 20.102.627
					19% iva \$ 3.819.499
					Total (CLP) \$ 23.922.126

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Edificio Suelo C



Presupuesto de Pilotes

8 Pilotes pre excavados de hormigón armado, D=100 cm, L=8.5 m

tem	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte de equipo para perforación de pilotes	un	1,00	\$ 5.395.128	\$ 5.395.128
1.2	Paralización del equipo para ejecución de pilotes	h	3,35	\$ 200.025	\$ 669.205
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote de extraccion con entubacion recuperable	m	68,00	\$ 178.457	\$ 12.135.105
2.2	Descabezado de pilote de hormigón armado	m	2,40	\$ 14.293	\$ 34.302
					Costo Directo (CLP) \$ 18.233.740
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 20.968.801
					19% iva \$ 3.984.072
					Total (CLP) \$ 24.952.873

CASO: Edificio Suelo C



Presupuesto de Pilotes

8 Pilotes pre excavados de hormigón armado, D=100 cm, L=9 m

tem	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte de equipo para perforación de pilotes	un	1,00	\$ 5.395.128	\$ 5.395.128
1.2	Paralización del equipo para ejecución de pilotes	h	3,54	\$ 200.025	\$ 708.570
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote de extraccion con entubacion recuperable	m	72,00	\$ 178.457	\$ 12.848.935
2.2	Descabezado de pilote de hormigón armado	m	2,40	\$ 14.293	\$ 34.302
					Costo Directo (CLP) \$ 18.986.935
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 21.834.975
					19% iva \$ 4.148.645
					Total (CLP) \$ 25.983.620

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Edificio Suelo C					
Presupuesto de Pilotes					
8 Pilotes pre excavados de hormigón armado, D=100 cm, L=9.5 m					
tem	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte de equipo para perforación de pilotes	un	1,00	\$ 5.395.128	\$ 5.395.128
1.2	Paralización del equipo para ejecución de pilotes	h	3,74	\$ 200.025	\$ 747.935
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote de extraccion con entubacion recuperable	m	76,00	\$ 178.457	\$ 13.562.765
2.2	Descabezado de pilote de hormigón armado	m	2,40	\$ 14.293	\$ 34.302
					Costo Directo (CLP) \$ 19.740.129
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 22.701.149
					19% iva \$ 4.313.218
					Total (CLP) \$ 27.014.367

CASO: Edificio Suelo C					
Presupuesto de Pilotes					
8 Pilotes pre excavados de hormigón armado, D=100 cm, L=10 m					
tem	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte de equipo para perforación de pilotes	un	1,00	\$ 5.395.128	\$ 5.395.128
1.2	Paralización del equipo para ejecución de pilotes	h	3,94	\$ 200.025	\$ 787.300
2	Sistema de Fundación				
2.1	Pilote de extraccion con entubacion recuperable	m	80,00	\$ 178.457	\$ 14.276.594
2.2	Descabezado de pilote de hormigón armado	m	2,40	\$ 14.293	\$ 34.302
					Costo Directo (CLP) \$ 20.493.324
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 23.567.323
					19% iva \$ 4.477.791
					Total (CLP) \$ 28.045.114

↑ Valores referenciales, año 2019

8. MICROPILOTES

8.1 OBJETIVOS DE LA TÉCNICA

Los micropilotes corresponden a pilotes de pequeño diámetro. Se consideran micropilotes preeexcavados con un diámetro menor a 30 cm de diámetro, y micropiles hincados con diámetro menor a 15 cm, los cuales incluyen una armadura tubular o barras y aisladas del terreno por una vaina de inyección de mortero o lechada cementicia. Las características mecánicas que se obtienen permiten a estos soportar indiferentemente tanto esfuerzos de compresión como de tracción. Pueden ser instalados en profundidades de hasta 20 m y La capacidad de esfuerzos axiales están en el rango de 50-500 kN hasta 1000 kN cuando son instaladas usando técnicas de jet grouting (Tomlinson y Woodward, 2015). Finalmente, los micropilotes al poseer una pequeña sección transversal, están gobernados para transmitir la carga al suelo a través de la fricción principalmente (Wong, 2004)

El empleo del pilote de pequeño diámetro, en el campo de la ingeniería de fundaciones, encuentra permanentemente nuevas aplicaciones, en virtud de la versatilidad de tal tecnología y como consecuencia de la posibilidad de utilizar equipamiento de dimensiones reducidas y con la mínima alteración del terreno, donde se halla la estructura preexistente.

Los micropilotes según su forma de ejecución pueden ser:

Micropilotes inyectados a baja presión: En una sola etapa se inyecta mortero o mezcla cementicia, obteniendo el recubrimiento del elemento de acero, que constituye la armadura (ej. Tubo, barra o armadura). En este caso se reproduce la técnica del pilote de gran diámetro.

Micropilotes inyectados a alta presión: En una o varias etapas, a alta presión, a través de válvulas de no retorno, colocado en la parte más profunda del micropilote, con el objeto de realizar un bulbo idóneo, para transmitir cargas en profundidad, después de ejecutada la inyección de vaina. En este caso la técnica es análoga a la utilizada actualmente para inyección de terreno incoherente. Pero a diferencia de esta, no se intenta lograr una impregnación del terreno circundante al tubo, sino la formación longitudinal de una serie de bulbos, que en su conjunto constituyen el elemento de transmisión de carga (compresión o tracción) del micropilote al terreno.

8.2 CLASIFICACIÓN

Los micropilotes se clasifican dependiendo de cómo transmiten esfuerzos, según el tipo de solicitud al cual están sometidos y según el sistema de inyección (inyectados en una fase, inyección repetitiva, e inyección repetitiva y selectiva)

Además, Los micropilotes se pueden diferenciar dependiendo de diferentes aspectos tales como:

a) Tipo de barra que utilizan:

Los micropilotes pueden estar armados con barras corrugadas o armados con barras de acero.

b) Según el tipo de construcción:

- Pilotes Gewi con longitud elástica libre
- Pilotes Gewi con doble protección contra la corrosión. Para este caso, se considera un mortero mínimo de 20 mm de espesor para micropilotes permanentes.

c) Según el tipo de cabeza del pilote:

- Soldadas
- Mecanizadas

8.2.1 PARTE DE LOS MICROPILOTES

Los micropilotes están compuestos de 3 partes:

a) Núcleo del pilote: Para el núcleo, diferentes diámetros de barras de acero se pueden considerar.

b) Unión de manguitos: Estas se dividen en manguitos de contacto o de contratuerca, dependiendo de si trabajan a compresión o tracción respectivamente.

c) Anclaje final: Existen 3 soluciones para anclaje final

- Unión por adherencia entre la barra y el hormigón armado
- El anclaje final en el hormigón mediante una pieza o placa de anclaje asegurada por contratuerca
- Anclaje roscado con placas de anclaje

8.2.2 APLICACIONES

Existen una serie de aplicaciones, las cuales se agrupan de la siguiente forma (Gomez et al., 2015)

1. Micropilotes en nuevas cimentaciones: Aplicado a espacios de trabajo reducidos o accesos complicados, además de terrenos difíciles de perforar, por intercalación de niveles rocosos, bolones o bloques de grandes dimensiones.

2. Micropilotes en obras existentes: Incluyen remodelación de aquellas que presentan incrementos en las solicitudes, debido a cambios de la condición geotécnica del suelo.

3. Estabilización de taludes: se disponen formando alineaciones o grupos numerosos con variadas inclinaciones, los cuales pueden ir acompañados de anclajes u otra unidad de obra.

4. Paraguas de sostenimiento: aplicado en la excavación de túneles, antes de la fase de avance.

5. Mejora del terreno: Con el objetivo de aumentar la capacidad de soporte y reducir asentamientos

8.3 ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO

De la misma manera que para pilotes, los micropilotes comparten el fundamento de la resistencia última, presentada en ecuación (8.1).

8.3.1 RESISTENCIA AL FUSTE

La resistencia al fuste puede ser evaluada utilizando la ecuación (8.1) (Viggiani, 2011)

$$P_f = \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s$$

↑ Ecuación (8.1)

Donde,

P_f = Resistencia al fuste

d_s = diámetro expandido ($a_s \times d$)

L_s = Largo de la porción inyectada del pilote

s = Resistencia al corte de la interfaz entre suelo y porción inyectada del micropilote.

Respecto a la resistencia s , las siguientes ecuaciones pueden ser consideradas, mientras que los factores a , α , b y β pueden ser obtenidos de Tabla 8.2

$$s = a + b \cdot p_L$$

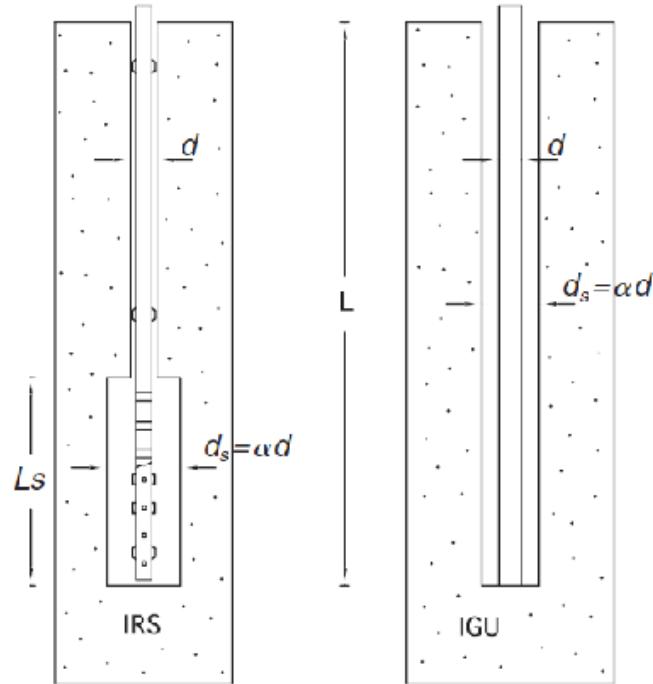
↑ Ecuación (8.2)

$$s = \alpha + \beta \cdot N_{SPT}$$

↑ Ecuación (8.3)

Figura 8.1. →

Esquema de micropilote inyectado tipo IRS (Inyección Repetitiva y Selectiva,) y IGU (Inyección única global (Viggiani, et al, 2011)



↓ Tabla 8.1. Coeficientes para obtener el valor expandido del diámetro del micropilote, tipo IRS y IGU (Viggiani, 2011)

Type of soil	Values of α	
	IRS	IGU
Gravel	1,8	1,3-1,4
Sandy gravel	1,6-1,8	1,2-1,4
Gravelly sand	1,5-1,6	1,1-1,3
Coarse sand	1,4-1,5	1,1-1,2
Medium sand	1,4-1,5	1,1-1,2
Fine sand	1,4-1,5	1,1-1,2
Silty sand	1,4-1,5	1,1-1,2
Slit	1,4-1,6	1,1-1,2
Clay	1,8-2,0	1,2
Marl	1,8	1,1-1,2
Marly limestone		
Weathered or fractured limestone	1,8	1,1-1,2
Weathered and/or fractured rock	1,2	1,1

↓ **Tabla 8.2.** Valores de los coeficientes de ecuaciones (8.2) y (8.3) (Viggiani, 2011)

Soil type	Micropile type	α (MPa)	b	α (MPa)	β (MPa)
Sand and gravel	IGU	0	0,10	0	0,005
	IRS	0,05	0,10	0,05	0,005
Silt and clay	IGU	0,04	0,06	0,04	0,004
	IRS	0,10	0,084	0,1	0,006
Weathered and fractured rock	IGU	0,04	0,10	-	-
	IRS	0,04	0,13	-	-

8.3.2 CAPACIDAD DE SOPORTE:

La resistencia por punta es considerada como un 15% de la resistencia al fuste, por lo cual la resistencia última viene dada por:

$$Q_{ult} = 1,15 \cdot s \cdot L_s \cdot \pi \cdot a \cdot d$$

↑ Ecuación (8.4)

Respecto a grupo de micropilotes, se dispone de poco conocimiento sobre la capacidad de soporte de micropilotes con mortero de hormigón. Factores de grupo para micropilotes, no deberían ser adoptados más favorables que los grupos de pilotes, aunque el efecto de grupo se vuelve significativo para espaciamiento de micropilotes menores de 3 a 6 veces el diámetro (Kyung y Lee, 2018). Los factores de grupos adoptados deben ser confirmados por un geotécnico experto para la aplicación específica. También se debe tener en cuenta que el estado de falla de los micropilotes generalmente se alcanza en asentamientos sustancialmente más pequeños que para grupo de pilotes (Johnson, 2013).

8.3.3 CAPACIDAD POR CARGA LATERAL

El diseño de micropilotes según cargas laterales se puede considerar similar al de pilotes convencionales (Sabatini et al, 2005; AASHTO, 2012). Específicamente, los desplazamientos laterales y la estabilidad se pueden evaluar utilizando los análisis de curvas p-y para ciertas características del material.

8.3.4 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Los resultados de las pruebas de modelos de laboratorio han demostrado que los micropilotes se comportan bien en condiciones de carga

dinámicas debido a su alta flexibilidad. Por ejemplo, En el terremoto de Kobe se observó un buen rendimiento de pilotes a fricción, bajo cargas sísmica. El análisis de la interacción suelo-pilote es un problema muy complejo, aunque el comportamiento de los micropilotes no se entiende completamente. (Doshi et al., 2017).

El micropilote se puede modelar como una columna de viga soportada por un conjunto de resortes laterales (usando las curvas p-y como se discutió en el capítulo anterior) y otro conjunto de resortes axiales. Las curvas para la transferencia de carga axial del pilote se denominan curvas t-z. La resistencia a la torsión contra la rotación de micropilotes individuales generalmente se ignora o se asume que es insignificante para carreteras y puentes (Sabatini P. et al, 2005).

8.4 METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN

La instalación de los micropilotes contempla las siguientes actividades:

- a) Preparación del sitio (preparación de plataforma)
- b) Perforación: El método más común es la perforación continua con agua a presión para la remoción de suelo. Respecto al método de hincado, este deberá ser probado en términos de su factibilidad.
- c) Limpieza: la perforación se lava con agua y/o presión.
- d) Colocación de la armadura. Se deberá asegurar el correcto alineamiento de la armadura
- e) Puesta en obra del mortero mediante una tolva tremie.
- f) Colocación del mortero. Se debe asegurar que la cobertura de concreto cubra toda la armadura. La composición de la lechada deberá ser adaptada a las condiciones locales y del terreno. Su resistencia a los 28 días debería alcanzar 25 MPa.
- g) Extracción de la entubación manteniendo el mortero a presión mediante aire comprimido.
- h) Terminación añadiendo algo de mortero en cabeza.

Respecto a los sistemas de ejecución, la perforación puede realizarse a rotoperCUSIÓN, a rotación o con barrera helicoidal, dependiendo de la consistencia del terreno. Además, se destaca que es posible que se pueda omitir la entubación si las paredes del taladro son estables.

8.5 MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD

Control de calidad:

En general se consideran cargas de prueba en micropilote que corresponden a cargas a compresión. Se recomienda considerar el uso de la norma ASTM D-1143 de tal manera de aplicar el criterio de aceptación o rechazo. La cantidad de ensayos se recomienda en al menos un 3% del número proyectado de micropilotes, pero con una cantidad no menor a 2 (Johnson, 2013).

Para la evaluación de la tracción, la fuerza de ensayo puede ser aplicada directamente al suelo contiguo siempre que se tenga la seguridad de que las fuerzas de reacción no influyen en el rozamiento a lo largo del pilote. Se destaca que, para el micropilote a tracción, la columna de mortero de cemento no actúa como en el caso del pilote a compresión, aunque no se la tiene en cuenta en el cálculo.

La resistencia común de micropilotes en el estado límite de servicio son del orden de hasta 1 MN, dependiendo de las condiciones del terreno y la sección transversal de la pila (Johnson, 2013).

Respecto a las pruebas en micropilotes, se recomienda monitorear el desplazamiento de la cabeza del micropilote, la carga aplicada y el tiempo medido. De manera adicional, se recomienda medir el desplazamiento del micropilote en varias secciones a lo largo de este. El desplazamiento puede ser medido con strain gauges, transductores de desplazamiento eléctrico, o por topografía.

Respecto al aseguramiento de calidad, se deberá enfocar en la prevención de fallas y reducción de capacidad del micropilote, específicamente en la protección contra la corrosión, durabilidad y resistencia contra el ataque químico (Johnson, 2013).

8.6 LIMITACIONES DE LA TÉCNICA

Una limitación importante de los micropilotes es que estos poseen baja resistencia a cargas laterales, aunque es posible instalarlos de manera inclinada para así incrementar la resistencia lateral. Además, son usados generalmente en área de base pequeñas. (Tomlinson y Woodward, 2015). Debido a su alto radio de esbeltez (largo vs diámetro), micropilotes no sería una técnica óptima en la restauración sísmica convencional en áreas donde podría ocurrir licuación debido al problema del pandeo resultante por pérdida de soporte lateral (Sabatini et al, 2005).

8.7 ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Las ventajas de los micropilotes son detalladas a continuación:

- Rosca continua y roscabilidad a lo largo de toda la longitud de la barra (por ejemplo, Unión de tramos cortos en condiciones de instalación restringidas, por ejemplo, bajo puentes o en recintos).
- Núcleo de acero continuo con características de resistencia garantizadas (necesaria para resistir fuerzas de tracción y compresión tales como viento y/o cargas dinámicas).
- Pequeño diámetro de perforación: Por ejemplo, Para trabajar en plataformas muy pequeñas.
- Colocación de micropilote para diferentes inclinaciones: Por ejemplo, para soportar grandes cargas horizontales.
- Inyección del pilote con mortero de cemento: Ayuda a la consolidación del suelo del adyacente.
- Posibilidad de inyección posterior del pilote:
- Asentamiento reducido.
- Genera bajo sonido y baja vibración, en comparación al uso de pilotes.

Las desventajas se presentan a continuación:

- Es mayor el costo de un micropilote que es un pilote, según la relación entre el coste y la carga admitida.
- Muchos procesos de cálculo son empíricos, por lo cual se requieren de pruebas de carga.

8.8 BIBLIOGRAFÍA

Tomlinson M., Woodward J. (2015). Pile Design and Construction Practice. Taylor & Francis Group, Florida, USA.

Viggiani C, Mandolini A., Russo G. (2011). Piles and Pile Foundations. Spon Press, Canada, USA.

Gomez M, Juanco A, Parrilla A. (2015). Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera. Serie normativa-Instrucciones de seguridad. Ministerio de Fomento, división general de carreteras, España.

Johnson, A. (2013). Recommendations of the Piling. Piling Committee of the German Geotechnical Society, Wiley & Sons. Hamburg, Germany: German Geotechnical Society.

Kyung D., y Lee J. (2018). Interpretative Analysis of Lateral Load-Carrying Behavior and Design Model for Inclined Single and Group Micropiles. American Society of Civil Engineers, University Of Florida.

Doshi D., Desai A., Solanki C., Tandel Y. (2017). Seismic Performance of a Group of Pile Reinforced with Micro Piles. Vol. 22. Gujarat, India: EGJE

Wong, J. (2004). Seismic Behavior of Micropiles. Master of Science In Civil Engineering. Department of Civil and Environmental Engineering, Washington State University, WA, USA.

Sabatini, P., Tanyu, B., Armour, T., Groneck, P., and Keeley, J. (2005). Micropile Design and Construction. Publication No. FHWA NHI-05-039, National Highway Institute Federal Highway Administration, Washington, DC.

AASHTO, (2012). AASHTO LRFD bridge design specifications. AASHTO, American association of state Highway and Transportation officials, Washington, DC.

8.9 LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE MICRO PILOTES S

a. Estudios de mecánica de suelos

- Recomendaciones particulares y/o complementarias a la exploración mínima exigida por la NCh1508.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer recomendaciones para campaña de prospección, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Recomendaciones de ensayos particulares para el diseño de la técnica en particular.

Ensayos requeridos: Se consideran cargas de prueba (cargas a compresión) y carga lateral, para un control de la calidad del micropilote.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer la realización de ensayos adicionales, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Otras recomendaciones particulares al estudio de mecánica de suelos que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas para el correcto diseño, verificación, implementación y control de la técnica descrita.

b. Diseño

- Metodología de cálculo y/o parámetros a controlar con la aplicabilidad de la técnica.

En estos casos, el informe de mecánica de suelos debe entregar:

Parámetros mínimos:

- Capacidad del fuste
- Capacidad de punta
- Profundidad de enterramiento
- Resistencia al corte
- Área

Parámetros que deben estar especificados en mecánica de suelos:

- Ecuación de resistencia al fuste
- Ecuación de resistencia por punta (15% de la resistencia al fuste)
- Parámetros mínimos para los cuales, según la experiencia del consultor o basado en su investigación, la técnica se hace viable de implementar.

Análisis de situaciones especiales:

- Utilización de micropilotes en Chile
- Rangos referenciales que, a experiencia del consultor o basado en su investigación, se aumenta las propiedades requeridas para el proyecto.

c. Monitoreo Geotécnico

- Recomendaciones para excavaciones.

Se dispone de actividades que contempla la instalación de micropilotes

- Puntos críticos que podrían afectar la ejecución de la técnica descrita.

Bajas resistencias a cargas laterales, no obstante se pueden instalar de forma inclinada.

- Soporte técnico.

Equipos y actividades necesarias para la ejecución de los trabajos

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Incluir aspectos relevantes para el consultor

d. Especificaciones técnicas para ejecución

- Descripción y detalle de las etapas constructivas.
- Detalle de partidas.
- Detalle de materiales.
- Secuencia de ejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Todos estos aspectos obedecen a lo que se refiere cualquier especificación técnica de obra.

e. Metodología de control de calidad

- Pruebas y parámetros de control.

Establecer recomendaciones de pruebas de control: Cargas de prueba (compresión), evaluación de la tracción.

- Frecuencia de control.

Definir frecuencias recomendadas, según criterio y/o experiencia del consultor.

- Registros.

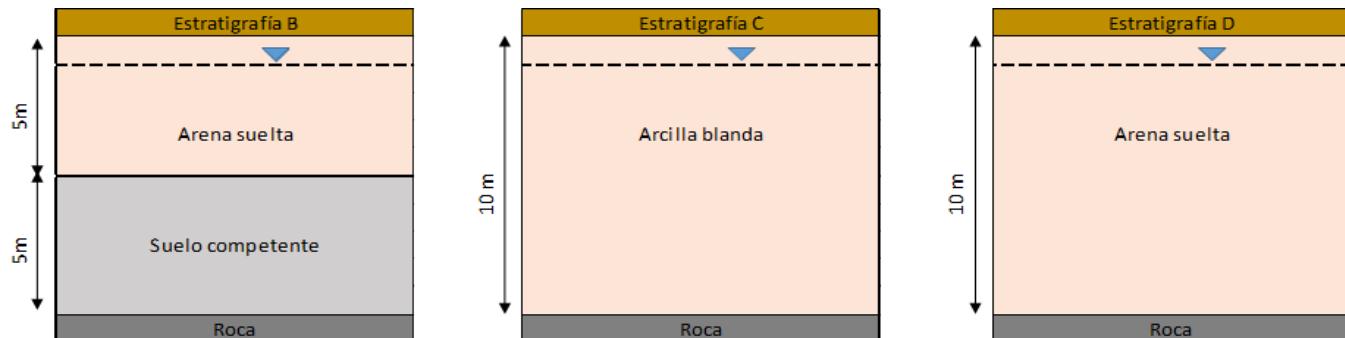
- Control postejecución.

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

- Se debe monitorear el desplazamiento de la cabeza del micropilote y en varias secciones (largo), la carga aplicada, entre otros. Todo esto para la prevención de fallas.

8.10 CASOS DE ANÁLISIS

Se desea realizar un análisis técnico y económico de diversas alternativas de estructuras geotécnicas y/o mejoramiento de suelos. Para esto, se han propuesto tres diferentes estratigrafías de análisis, las cuales se presentan en la Figura 8.2:



↑ Figura 8.2. Estratigrafías de análisis

Las características de los materiales que se presentan en la Figura 8.2, son las siguientes:

- **Arena suelta:** Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\varphi=30^\circ$, una cohesión efectiva de $c'=0 \text{ kPa}$ y un peso específico seco de $\gamma d=14.5 \text{ kN/m}^3$ y un peso específico saturado de $\gamma sat=15.5 \text{ kN/m}^3$ y un SPT de 12.

- **Suelo competente:** Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\phi'=36^\circ$, una cohesión efectiva de $c'=0 \text{ kPa}$, un peso específico seco de $\gamma_d=18 \text{ kN/m}^3$, un peso específico saturado de $\gamma_{sat}=20 \text{ kN/m}^3$ y un SPT de 35.
- **Arcilla blanda:** Este material cuenta con una cohesión no drenada de $C_u=30 \text{ kPa}$, un peso específico seco de $\gamma_d=16.5 \text{ kN/m}^3$, un peso específico saturado de $\gamma_{sat}=19 \text{ kN/m}^3$ y un SPT de 3 a 6.
- **Roca:** Se asume que este material tiene una resistencia mucho mayor que los demás tipos de suelos.

8.10.1 SOLUCIÓN CON MICROPILOTES PARA ESTRATIGRAFÍAS B, C Y D

Para la solución de fundación profunda con micropilotes, se consideraron elaborados de hormigón armado con armadura de perfil circular con un diámetro nominal de 22 cm.

- **Caso "Casa"**

Se propone la construcción de un conjunto habitacional de 50 casas en las estratigrafías B, C y D (Figura 8.2), cada casa tendrá un peso de 126 ton, superficie de 60 m² y una superficie de fundación de 38 m². Para la mejora del terreno se realiza un análisis de capacidad por punta y fuste, tal como se realiza para el punto 3.2.1, se obtienen los resultados que se resumen en las siguientes tablas.

↓ **Tabla 8.3.** Micropilotes caso "Casa" - Estratigrafía B

Lent (m)	Qp (ton)	Qs (ton)	Qu (ton)	Qadm (ton)	Qcasa (ton)	Nº micropilotes
8	9,6	64,0	73,6	29,4	25,2	250
8,5	10,6	70,7	81,4	32,5	31,5	200
9	11,6	77,5	89,2	35,7	31,5	200
9,5	12,6	84,3	97,0	38,8	31,5	200
10	13,7	91,1	104,8	41,9	31,5	200

↓ **Tabla 8.4.** Micropilotes caso "Casa" - Estratigrafía C

Lent (m)	Qp (ton)	Qs (ton)	Qu (ton)	Qadm (ton)	Qcasa (ton)	Nº micropilotes
8	5,9	39,2	45,1	18,1	18,0	350
8,5	6,3	41,7	47,9	19,2	18,0	350
9	6,6	44,1	50,8	20,3	18,0	350
9,5	7,0	46,6	53,6	21,4	21,0	300
10	7,4	49,1	56,4	22,6	21,0	300

↓ **Tabla 8.5.** Micropilotes caso "Casa" – Estratigrafía D

Lent (m)	Qp (ton)	Qs (ton)	Qu (ton)	Qadm (ton)	Qcasa (ton)	Nº micropilotes
8	5,6	37,2	42,8	17,1	15,8	400
8,5	5,9	39,5	45,5	18,2	18,0	350
9	6,3	41,9	48,1	19,3	18,0	350
9,5	6,6	44,2	50,8	20,3	18,0	350
10	7,0	46,5	53,5	21,4	21,0	300

• **Caso "Edificio"**

Análogo a lo realizado para el caso anterior, se presentan en las siguientes tablas el resumen de los resultados del análisis técnico de micropilotes para el caso "Edificio", el edificio tendrá un peso 1277,5 ton, superficie de 300 m² y una superficie de fundación de 85 m².

↓ **Tabla 8.6.** Micropilotes caso "Edificio" – Estratigrafía B

Lent (m)	Qp (ton)	Qs (ton)	Qu (ton)	Qadm (ton)	Qedificio (ton)	Nº micropilotes
8	9,6	64,0	73,6	29,4	29,0	44
8,5	10,6	70,7	81,4	32,5	33,6	38
9	11,6	77,5	89,2	35,7	35,5	36
9,5	12,6	84,3	97,0	38,8	38,7	33
10	13,7	91,1	104,8	41,9	41,2	31

↓ **Tabla 8.7.** Micropilotes caso "Edificio" – Estratigrafía C

Lent (m)	Qp (ton)	Qs (ton)	Qu (ton)	Qadm (ton)	Qedificio (ton)	Nº micropilotes
8	5,9	39,2	45,1	18,1	18,0	71
8,5	6,3	41,7	47,9	19,2	19,1	67
9	6,6	44,1	50,8	20,3	20,3	63
9,5	7,0	46,6	53,6	21,4	21,3	60
10	7,4	49,1	56,4	22,6	22,4	57

↓ **Tabla 8.8.** Micropilotes caso "Edificio" – Estratigrafía D

Lent (m)	Qp (ton)	Qs (ton)	Qu (ton)	Qadm (ton)	Qedificio (ton)	Nº micropilotes
8	5,6	37,2	42,8	17,1	17,0	75
8,5	5,9	39,5	45,5	18,2	18,0	71
9	6,3	41,9	48,1	19,3	19,1	67
9,5	6,6	44,2	50,8	20,3	20,3	63
10	7,0	46,5	53,5	21,4	21,3	60

8.11 PRESUPUESTO PARA MICROPILOTES

8.11.1 CASO CASA

Para las estratigrafías B, C y D (Figura 8.2) se propone la construcción de un conjunto habitacional de 50 casas. Cada casa tendrá una superficie de 60 m², un peso de 126 ton y estará apoyada sobre una superficie de fundación de 38 m², para mejorar las condiciones mecánicas de cada estratigrafía se implementarán micropilotes de hormigón armado con armadura de perfil circular con un diámetro nominal de 22 cm, la cantidad de micropilotes dependerá de la capacidad admisible del grupo de micropilotes con una longitud fija comparada con la carga producida por la casa en la superficie de fundación. Se utilizó un factor de seguridad de 2.5 para obtener la capacidad admisible del grupo de micropilotes, en base a la capacidad última de estos (ecuación (8.4)) que depende de su capacidad por fuste y punta. En las siguientes tablas se presentan los precios asociados a la utilización de sistemas de fundación, equipo y maquinaria para la implementación del grupo de micropilotes, se presentan cinco longitudes diferentes de micropilotes y la cantidad necesaria para cumplir con las condiciones mecánicas requeridas para la construcción del conjunto habitacional para cada estratigrafía estudiada.

CASO: Casa Suelo A					
Presupuesto de Micropilotes					
250 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=8 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	31,20	\$ 100.013	\$ 3.120.395
	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	2000,00	\$ 36.185	\$ 72.370.780
2.2	Descabezado de micropilote	m	75,00	\$ 4.727	\$ 354.529
Costo Directo (CLP)					\$ 77.441.692
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 89.057.946
19% iva					\$ 16.921.010
Total (CLP)					\$ 105.978.956

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Casa Suelo A



Presupuesto de Micropilotes

200 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=8,5 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

tem	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	26,52	\$ 100.013	\$ 2.652.336
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	1700,00	\$ 36.185	\$ 61.515.163
2.2	Descabezado de micropilote	m	60,00	\$ 4.727	\$ 283.623
					Costo Directo (CLP) \$ 66.047.110
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 75.954.177
					19% iva \$ 14.431.294
					Total (CLP) \$ 90.385.470

CASO: Casa Suelo A



Presupuesto de Micropilotes

200 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=9 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

tem	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	28,08	\$ 100.013	\$ 2.808.356
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	1800,00	\$ 36.185	\$ 65.133.702
2.2	Descabezado de micropilote	m	60,00	\$ 4.727	\$ 283.623
					Costo Directo (CLP) \$ 69.821.669
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 80.294.919
					19% iva \$ 15.256.035
					Total (CLP) \$ 95.550.954

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Casa Suelo A



Presupuesto de Micropilotes

200 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=9,5 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

tem	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	29,64	\$ 100.013	\$ 2.964.376
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	1900,00	\$ 36.185	\$ 68.752.241
2.2	Descabezado de micropilote	m	60,00	\$ 4.727	\$ 283.623
Costo Directo (CLP)					\$ 73.596.228
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 84.635.662
19% iva					\$ 16.080.776
Total (CLP)					\$ 100.716.438

CASO: Casa Suelo A



Presupuesto de Micropilotes

200 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=10 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

tem	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	31,20	\$ 100.013	\$ 3.120.395
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	2000,00	\$ 36.185	\$ 72.370.780
2.2	Descabezado de micropilote	m	60,00	\$ 4.727	\$ 283.623
Costo Directo (CLP)					\$ 77.370.786
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 88.976.404
19% iva					\$ 16.905.517
Total (CLP)					\$ 105.881.921

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Casa Suelo B



Presupuesto de Micropilotes

350 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=8 m. Para conjunto un habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	43,68	\$ 100.013	\$ 4.368.553
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	2800,00	\$ 36.185	\$ 101.319.092
2.2	Descabezado de micropilote	m	105,00	\$ 4.727	\$ 496.340
Costo Directo (CLP)					\$ 107.779.974
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 123.946.970
19% iva					\$ 23.549.924
Total (CLP)					\$ 147.496.894

CASO: Casa Suelo B



Presupuesto de Micropilotes

350 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=8,5 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	46,41	\$ 100.013	\$ 4.641.588
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	2975,00	\$ 36.185	\$ 107.651.535
2.2	Descabezado de micropilote	m	105,00	\$ 4.727	\$ 496.340
Costo Directo (CLP)					\$ 114.385.452
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 131.543.269
19% iva					\$ 24.993.221
Total (CLP)					\$ 156.536.490

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Casa Suelo B



Presupuesto de Micropilotes

350 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=9 m. Para conjunto un habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	49,14	\$ 100.013	\$ 4.914.623
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	3150,00	\$ 36.185	\$ 113.983.979
2.2	Descabezado de micropilote	m	105,00	\$ 4.727	\$ 496.340
					Costo Directo (CLP) \$ 120.990.929
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 139.139.569
					19% iva \$ 26.436.518
					Total (CLP) \$ 165.576.087

CASO: Casa Suelo B



Presupuesto de Micropilotes

300 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=9,5 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	44,46	\$ 100.013	\$ 4.446.563
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	2850,00	\$ 36.185	\$ 103.128.362
2.2	Descabezado de micropilote	m	90,00	\$ 4.727	\$ 425.434
					Costo Directo (CLP) \$ 109.596.347
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 126.035.799
					19% iva \$ 23.946.802
					Total (CLP) \$ 149.982.601

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Casa Suelo B



Presupuesto de Micropilotes

300 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=10 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	46,80	\$ 100.013	\$ 4.680.593
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	3000,00	\$ 36.185	\$ 108.556.170
2.2	Descabezado de micropilote	m	90,00	\$ 4.727	\$ 425.434
					Costo Directo (CLP) \$ 115.258.185
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 132.546.913
					19% iva \$ 25.183.914
					Total (CLP) \$ 157.730.827

CASO: Casa Suelo C



Presupuesto de Micropilotes

400 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=8 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	49,92	\$ 100.013	\$ 4.992.632
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	3200,00	\$ 36.185	\$ 115.793.248
2.2	Descabezado de micropilote	m	120,00	\$ 4.727	\$ 567.246
					Costo Directo (CLP) \$ 122.949.114
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 141.391.482
					19% iva \$ 26.864.382
					Total (CLP) \$ 168.255.863

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Casa Suelo C



Presupuesto de Micropilotes

350 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=8,5 m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	46,41	\$ 100.013	\$ 4.641.588
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	2975,00	\$ 36.185	\$ 107.651.535
2.2	Descabezado de micropilote	m	105,00	\$ 4.727	\$ 496.340
Costo Directo (CLP)					\$ 114.385.452
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 131.543.269
19% iva					\$ 24.993.221
Total (CLP)					\$ 156.536.490

CASO: Casa Suelo C



Presupuesto de Micropilotes

350 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=9m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	49,14	\$ 100.013	\$ 4.914.623
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	3150,00	\$ 36.185	\$ 113.983.979
2.2	Descabezado de micropilote	m	105,00	\$ 4.727	\$ 496.340
Costo Directo (CLP)					\$ 120.990.929
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 139.139.569
19% iva					\$ 26.436.518
Total (CLP)					\$ 165.576.087

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Casa Suelo C



Presupuesto de Micropilotes

350 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=9,5m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	51,87	\$ 100.013	\$ 5.187.657
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	3325,00	\$ 36.185	\$ 120.316.422
2.2	Descabezado de micropilote	m	105,00	\$ 4.727	\$ 496.340
					Costo Directo (CLP) \$ 127.596.407
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 146.735.868
					19% iva \$ 27.879.815
					Total (CLP) \$ 174.615.683

CASO: Casa Suelo C



Presupuesto de Micropilotes

300 Micropilotes de hormigón armado, D=22 cm, L=10m. Para un conjunto habitacional de 50 casas

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	46,80	\$ 100.013	\$ 4.680.593
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	3000,00	\$ 36.185	\$ 108.556.170
2.2	Descabezado de micropilote	m	90,00	\$ 4.727	\$ 425.434
					Costo Directo (CLP) \$ 115.258.185
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 132.546.913
					19% iva \$ 25.183.914
					Total (CLP) \$ 157.730.827

↑ Valores referenciales, año 2019

8.11.2 CASO EDIFICIO

Para las estratigrafías B, C y D (Figura 8.2) se propone la construcción de un edificio con una superficie de 300 m² y un peso de 1277 ton, el cual está apoyado sobre una superficie de fundación de 85 m², para mejorar las condiciones mecánicas de cada estratigrafía se implementaran micropilotes de hormigón armado con armadura de perfil circular con un diámetro nominal de 22 cm, la cantidad de micropilotes dependerá de la capacidad admisible del grupo de micropilotes con una longitud fija comparada con la carga producida por la casa en la superficie de fundación. Se utilizó un factor de seguridad de 2.5 para obtener la capacidad admisible del grupo de micropilotes, en base a la capacidad última de estos (ecuación (8.4)) que depende de su capacidad por fuste y punta. En las siguientes tablas se presentan los precios asociados a la utilización de sistemas de fundación, equipo y maquinaria para la implementación del grupo de micropilotes, se presentan cinco longitudes diferentes de micropilotes y la cantidad necesaria para cumplir con las condiciones mecánicas requeridas para la construcción del edificio para cada estratigrafía estudiada.

CASO: Edificio Suelo A					
Presupuesto de Micropilotes					
44 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=8 m					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	5,49	\$ 100.013	\$ 549.190
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	352,00	\$ 36.185	\$ 12.737.257
2.2	Descabezado de micropilote	m	13,20	\$ 4.727	\$ 62.397
					Costo Directo (CLP) \$ 14.944.832
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 17.186.557
					19% iva \$ 3.265.446
					Total (CLP) \$ 20.452.003

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Edificio Suelo A					
Presupuesto de Micropilotes					
40 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=8.5 m					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	5,30	\$ 100.013	\$ 530.467
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	340,00	\$ 36.185	\$ 12.303.033
2.2	Descabezado de micropilote	m	12,00	\$ 4.727	\$ 56.725
				Costo Directo (CLP)	\$ 14.486.213
				G.G.%	5
				Utilidad %	10
				Total Neto	\$ 16.659.145
				19% iva	\$ 3.165.237
				Total (CLP)	\$ 19.824.382

CASO: Edificio Suelo A					
Presupuesto de Micropilotes					
36 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=9 m					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	5,05	\$ 100.013	\$ 505.504
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	324,00	\$ 36.185	\$ 11.724.066
2.2	Descabezado de micropilote	m	10,80	\$ 4.727	\$ 51.052
				Costo Directo (CLP)	\$ 13.876.611
				G.G.%	5
				Utilidad %	10
				Total Neto	\$ 15.958.102
				19% iva	\$ 3.032.039
				Total (CLP)	\$ 18.990.142

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Edificio Suelo A					
Presupuesto de Micropilotes					
33 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=9.5 m					
tem	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	4,89	\$ 100.013	\$ 489.122
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	313,50	\$ 36.185	\$ 11.344.120
2.2	Descabezado de micropilote	m	9,90	\$ 4.727	\$ 46.798
					Costo Directo (CLP) \$ 13.476.028
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 15.497.432
					19% iva \$ 2.944.512
					Total (CLP) \$ 18.441.944

CASO: Edificio Suelo A					
Presupuesto de Micropilotes					
31 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=10 m					
tem	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	4,84	\$ 100.013	\$ 483.661
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	310,00	\$ 36.185	\$ 11.217.471
2.2	Descabezado de micropilote	m	9,30	\$ 4.727	\$ 43.962
					Costo Directo (CLP) \$ 13.341.082
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 15.342.244
					19% iva \$ 2.915.026
					Total (CLP) \$ 18.257.271

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Edificio Suelo B



Presupuesto de Micropilotes

71 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=8 m

tem	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	8,86	\$ 100.013	\$ 886.192
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	568,00	\$ 36.185	\$ 20.553.302
2.2	Descabezado de micropilote	m	21,30	\$ 4.727	\$ 100.686
					Costo Directo (CLP) \$ 23.136.168
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 26.606.593
					19% iva \$ 5.055.253
					Total (CLP) \$ 31.661.846

CASO: Edificio Suelo B



Presupuesto de Micropilotes

67 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=8.5 m

tem	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	8,88	\$ 100.013	\$ 888.533
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	569,50	\$ 36.185	\$ 20.607.580
2.2	Descabezado de micropilote	m	20,10	\$ 4.727	\$ 95.014
					Costo Directo (CLP) \$ 23.187.114
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 26.665.181
					19% iva \$ 5.066.384
					Total (CLP) \$ 31.731.566

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Edificio Suelo B					
Presupuesto de Micropilotes					
63 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=9 m					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	8,85	\$ 100.013	\$ 884.632
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	567,00	\$ 36.185	\$ 20.517.116
2.2	Descabezado de micropilote	m	18,90	\$ 4.727	\$ 89.341
					Costo Directo (CLP) \$ 23.087.078
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 26.550.139
					19% iva \$ 5.044.526
					Total (CLP) \$ 31.594.666

CASO: Edificio Suelo B					
Presupuesto de Micropilotes					
60 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=9.5 m					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	8,89	\$ 100.013	\$ 889.313
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	570,00	\$ 36.185	\$ 20.625.672
2.2	Descabezado de micropilote	m	18,00	\$ 4.727	\$ 85.087
					Costo Directo (CLP) \$ 23.196.060
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 26.675.469
					19% iva \$ 5.068.339
					Total (CLP) \$ 31.743.808

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Edificio Suelo B



Presupuesto de Micropilotes

57 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=10 m

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	8,89	\$ 100.013	\$ 889.313
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	570,00	\$ 36.185	\$ 20.625.672
2.2	Descabezado de micropilote	m	17,10	\$ 4.727	\$ 80.833
Costo Directo (CLP)					\$ 23.191.806
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 26.670.577
19% iva					\$ 5.067.410
Total (CLP)					\$ 31.737.986

CASO: Edificio Suelo C



Presupuesto de Micropilotes

75 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=8 m

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	9,36	\$ 100.013	\$ 936.119
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	600,00	\$ 36.185	\$ 21.711.234
2.2	Descabezado de micropilote	m	22,50	\$ 4.727	\$ 106.359
Costo Directo (CLP)					\$ 24.349.699
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 28.002.154
19% iva					\$ 5.320.409
Total (CLP)					\$ 33.322.564

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Edificio Suelo C



Presupuesto de Micropilotes

71 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=8.5 m

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	9,41	\$ 100.013	\$ 941.579
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	603,50	\$ 36.185	\$ 21.837.883
2.2	Descabezado de micropilote	m	21,30	\$ 4.727	\$ 100.686
Costo Directo (CLP)					\$ 24.476.137
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 28.147.557
19% iva					\$ 5.348.036
Total (CLP)					\$ 33.495.593

CASO: Edificio Suelo C



Presupuesto de Micropilotes

67 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=9 m

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	9,41	\$ 100.013	\$ 940.799
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	603,00	\$ 36.185	\$ 21.819.790
2.2	Descabezado de micropilote	m	20,10	\$ 4.727	\$ 95.014
Costo Directo (CLP)					\$ 24.451.591
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$ 28.119.330
19% iva					\$ 5.342.673
Total (CLP)					\$ 33.462.003

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO: Edificio Suelo C



Presupuesto de Micropilotes

63 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=9.5 m

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	9,34	\$ 100.013	\$ 933.778
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	598,50	\$ 36.185	\$ 21.656.956
2.2	Descabezado de micropilote	m	18,90	\$ 4.727	\$ 89.341
					Costo Directo (CLP) \$ 24.276.064
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 27.917.473
					19% iva \$ 5.304.320
					Total (CLP) \$ 33.221.793

CASO: Edificio Suelo C



Presupuesto de Micropilotes

57 Micropilotes de HA, D=22 cm, L=10 m

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Equipo y Maquinaria				
1.1	Transporte y retirada de equipo ejecución de micropilotes	un	1,00	\$ 1.595.988	\$ 1.595.988
1.2	Paralización del equipo para ejecución de micropilotes.	h	8,89	\$ 100.013	\$ 889.313
2	Sistema de Fundación				
2.1	Micropilote con armadura de perfil tubular de acero	m	570,00	\$ 36.185	\$ 20.625.672
2.2	Descabezado de micropilote	m	17,10	\$ 4.727	\$ 80.833
					Costo Directo (CLP) \$ 23.191.806
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$ 26.670.577
					19% iva \$ 5.067.410
					Total (CLP) \$ 31.737.986

↑ Valores referenciales, año 2019

9. ANCLAJES ACTIVOS

9.1 OBJETIVOS DE LA TÉCNICA

Un anclaje es un dispositivo capaz de transmitir fuerzas de extensión que le son aplicadas a un lecho de terreno existente. Los anclajes cuentan un elemento longitudinal (tendón, tirante) para funcionar a tensión y un bulbo para fijar el anclaje con el terreno. Los anclajes en suelos o rocas, permiten la estabilización de un talud, ya que permiten transmitir la carga que se encuentra en la superficie a un suelo o roca más profundo y competente con mejores capacidades geomecánicas. Los anclajes pueden ser de dos tipos: activos y pasivos. La diferencia entre estos tipos de anclajes es que el anclaje activo se pretensa a cierta carga, mientras el pasivo solo se “activa” mediante su movilización. Por lo general, los anclajes activos se emplean para sistemas rígidos, es decir, en donde se deba controlar la deformación de la pared debido a la existencia de una estructura. La Figura 9.1 presenta un esquema típico de un anclaje activo en un muro con anclajes pretensados.

Figura 9.1. →

Muro con anclajes pretensados (Suárez, 2009)



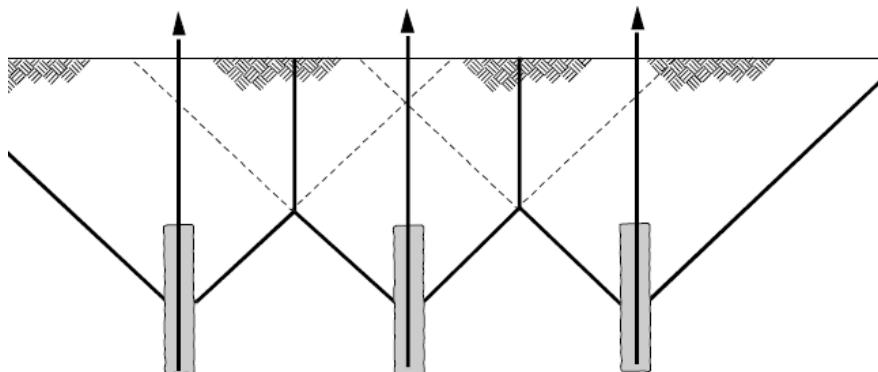
Los anclajes activos se construyen con barras de acero o con torones y cargas de tensionamiento superiores a 30 toneladas. La fuerza del anclaje es establecida antes de la deformación del suelo.

Durante el diseño de los anclajes activos, se busca diseñar la longitud del anclaje, la cual está compuesta por la longitud libre y la longitud del bulbo (lechada); la fuerza requerida del anclaje para estabilizar el suelo, la resistencia de la lechada, la fuerza de pretensionamiento y el tipo de tendón a utilizar. Las metodologías de cálculo para determinar estas características dependen de la estratigrafía del suelo, la ubicación del nivel freático, los parámetros geomecánicos del suelo y la tipología de obra que se desea contener.

Entre los tipos más comunes de estructuras que emplean anclajes activos se encuentran:

- **Muros de gravedad anclados:** Se emplean anclajes en una o varias hileras para aumentar los factores de seguridad por deslizamiento y por volcamiento.
- **Pantallas ancladas:** Se emplean anclajes en una o varias hileras con el objetivo de contener las presiones laterales del suelo.
- **Tablestacas ancladas:** Usualmente se emplea una hilera de anclaje en la parte superior de la tablestaca, la cual tiene por objeto ayudar a contener las presiones laterales del suelo y a disminuir la profundidad de enterramiento de la tablestaca.
- **Taludes:** Para aumentar el factor de estabilidad general del sistema.
- **Control de levantamiento de estructuras por subpresiones:** Generan una fuerza adicional que ayude a que las altas presiones de agua no levanten las estructuras.

La Figura 9.2 presenta un esquema típico de anclajes activos implementados para evitar el levantamiento debido a sub-presiones.



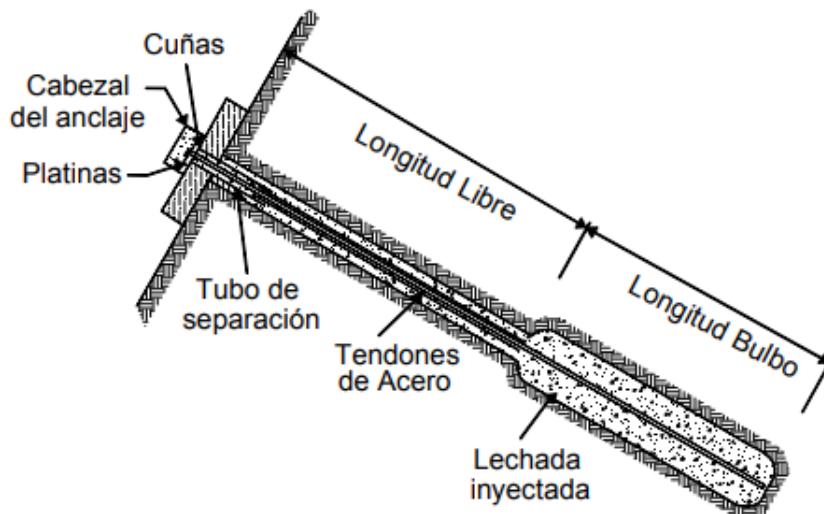
← **Figura 9.2.**
Diseño de anclajes para evitar levantamiento por cargas hidrostáticas. Fuente: (FHWA, 1999).

Entre los tipos de falla más comunes de los anclajes activos se encuentran:

- **Falla del acero del tendón:** Este tipo de falla es ocasionada cuando se excede la resistencia a tensión del tendón. Por esto, usualmente se tensa el tendón al 60% de su resistencia, para evitar que se presenten fallas del acero del tendón.
- **Falla del bulbo:** Este tipo de falla se genera cuando la carga es mayor a la resistencia de la interfaz del bulbo, es decir que se arranca la adherencia bulbo-suelo.
- **Falla del tendón-lechada:** Este tipo de falla se genera usualmente cuando no se garantiza una adherencia suficiente entre el tendón y la lechada del bulbo.

Los anclajes activos están compuestos principalmente por: las cuñas, el cabezal del anclaje, las platinas, los tubos separadores, el tendón de acero y la lechada. La Figura 9.3 muestra un esquema típico de este tipo de anclajes.

Figura 9.3. →
Partes de un anclaje activo (Suárez, 2009)



9.2 CLASIFICACIÓN

Según el periodo de diseño, los anclajes se pueden clasificar en:

- **Anclajes provisionales:** Para pantallas en excavaciones, poseen factores de seguridad flexibles y no presentan sistemas anticorrosión. Corresponden a diseños de máximo de 2 años.
- **Anclajes permanentes:** Para taludes y muros, presentan factores de seguridad exigentes, y deben invertir en sistemas anticorrosión.

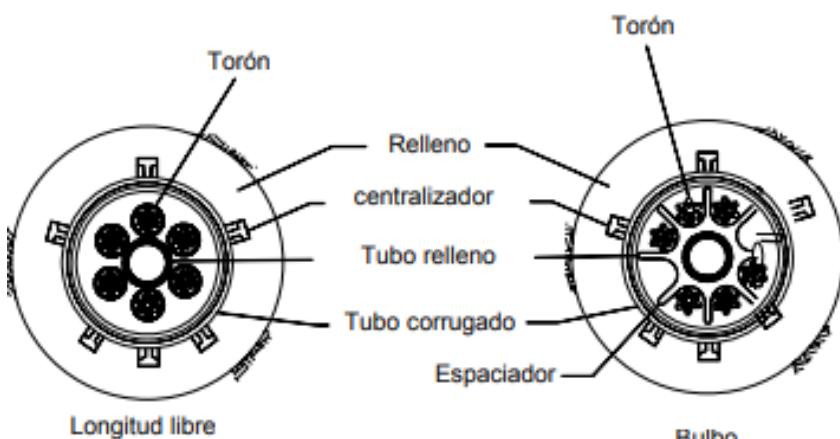
Por otro lado, según el tipo de tendón los anclajes activos se clasifican en:

- **Anclajes de barra:** Este tipo de torones emplean barras con resistencia última a la tensión de aproximadamente 1.03 MPa y diámetros variables entre 1.0 y 2.5 pulgadas y que cumpla con la especificación ASTM A-722 tipo II, o ASTM A416. Una varilla de 1 y 3/8 de pulgada tiene una capacidad de carga máxima de 620 kN. Una carga típica de diseño para un varilla de 2.5 pulgadas es 2000 kN. La longitud de las varillas es de 6, 9, 12, 15, y 18 metros. La principal dificultad con las varillas es la necesidad de uniones o soldadura. La soldadura presenta con frecuencia problemas de posibilidad de rotura por defectos de colocación. La ventaja de las varillas es la facilidad para tensionarlas y para ajustarlas (Suárez, 2009).

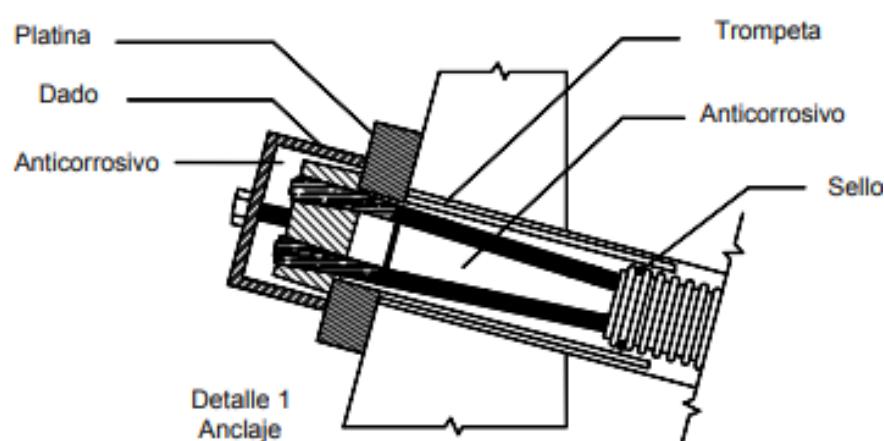
↓ **Tabla 9.1.** Resistencia última de diferentes tipos de tendones (Suárez, 2009)

Tipo de tendón	Diámetro nominal (Pulgadas)	Resistencia última (kN)
Anclaje de torones con 7 alambres	0,5	183
	0,6	260
	1,0	566
Anclaje de barra de alta resistencia	1,375	1054

- Anclajes de torón: Son hilos de siete alambres con resistencia a tensión última de 1.86 MPa con diámetro entre 0.5 y 0.6 pulgadas que cumpla con la especificación ASTM A-416. El número de alambres y de hilos depende de la carga de diseño. La ventaja de los cables es que pueden cortarse a la longitud requerida y no requieren uniones ni soldaduras. Un cable de 0.6 pulgadas de diámetro puede soportar una carga de diseño de 150 kN (Suárez , 2009).



← **Figura 9.4.**
Estructura de un tendon tipo torón (Suárez J., 2009)



← **Figura 9.5.**
Estructura de un tendon tipo torón (Suárez, 2009)

Figura 9.6. →

Estructura de un tendón tipo barra (Suárez, 2009)



Por otro lado, según la forma de inyección de la lechada del bulbo, las inyecciones se clasifican en:

- **Inyección por gravedad (Tipo A).** En este método la inyección se instala por el método por gravedad. Se requiere que la perforación tenga más de 10° de inclinación con la vertical para permitir el llenado del bulbo. Se usa para rocas (Suárez, 2009).
- **Inyección a presión baja 145 psi-1000 kPa (Tipo B).** En esta técnica se inyecta a presión la lechada para que penetre dentro de suelos granulares o roca fracturada. Generalmente se utilizan presiones aproximadas de 145 psi. La presión puede además aumentar el diámetro del hueco y producir esfuerzos normales más altos (Suárez, 2009). Para suelos granulares y material fisurado.
- **Inyección a presión alta 290 psi-2000 kPa (Tipo C).** Anclajes inyectados a presiones de más de 290 psi (2000 kN/m²). El diámetro del bulbo aumenta por fractura hidráulica del suelo. Esta técnica se utiliza en suelos sin cohesión y en ocasiones en suelos cohesivos. Este es tal vez, el sistema de inyección más utilizado.

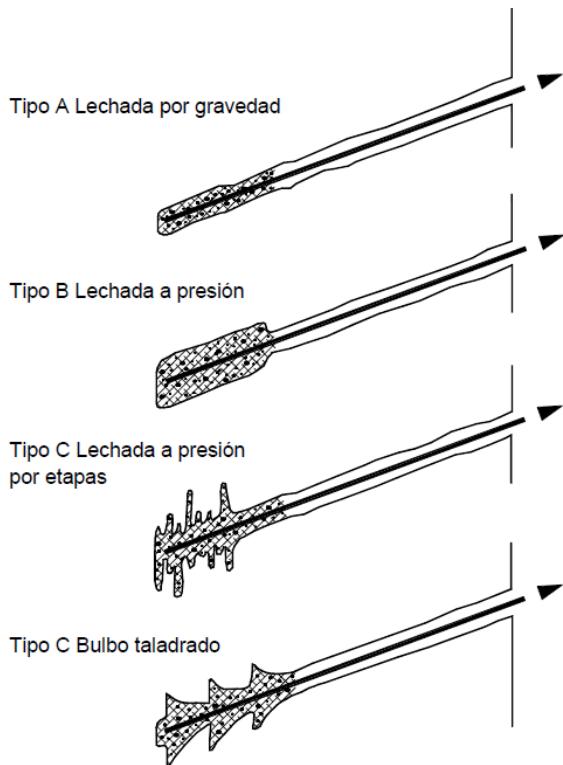


Figura 9.7.
Forma esquemática de los bulbos dependiendo del tipo de inyección de lechada (Suárez, 2009).

9.3 ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO

En esta sección se describen los fundamentos teórico-empíricos de los diseños de anclajes activos. Se consideran los siguientes casos para el diseño teórico-empírico según (Braja, 2012)

Para el diseño de los anclajes se debe garantizar que el bulbo quede detrás de la superficie de falla (mínimo cuña activa). Adicionalmente, que la Longitud libre mínima de 4.5 m para torones y 3 m para barras, para evitar pérdidas de tensionamiento debido a la deformación de estos elementos.

De acuerdo a las recomendaciones de la (FHWA, 1999) es deseable que por encima del bulbo haya como mínimo 4.5 metros de suelo y que el ángulo de inclinación de los anclajes respecto a la horizontal sea entre 10° y 30°.

Los bulbos se deben localizar en:

- Rocas (desde blandas, como lutitas, hasta duras, como granito)
- Arenas (con $N > 10$)
- Suelos arcillosos. Puede existir problemas a largo plazo por creep, o suelos con resistencia a la compresión inconfinada menor a 96 kPa. El índice de consistencia debe ser mayor a $I_c = (w_L - w) / (w_L - w_P) > 0.8$

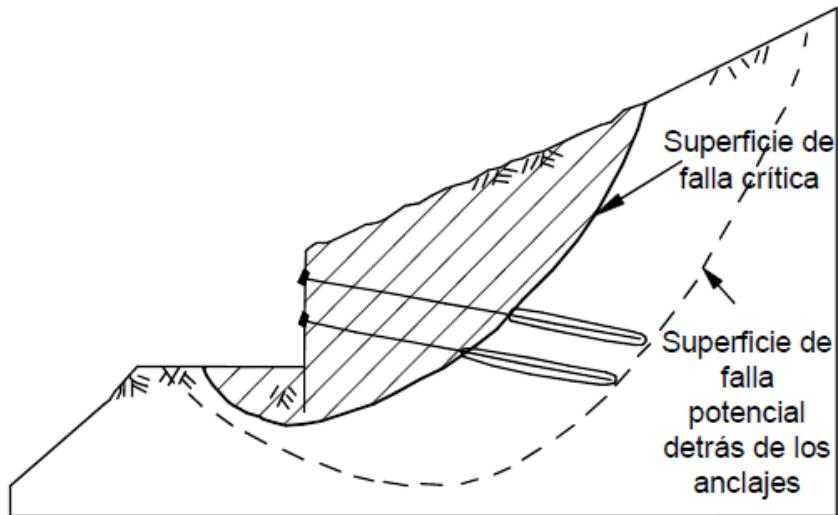


Figura 9.8. →

Ejemplo de ubicación de anclajes luego de la superficie de falla crítica (Suárez, 2009)

↓ Tabla 9.2. Factores que afectan la resistencia al bulbo (Sabatini et, al, 1999)

Factor	Tipo de suelo	
	Suelo Granular	Suelo Cohesivo
Propiedades del suelo	Angulo de fricción, tamaño y distribución de los granos.	Adhesión, índice plástico.
Método de perforación	El uso de tubería de revestimiento aumenta los esfuerzos normales y de fricción.	El uso de lodos en la perforación disminuye la capacidad.
Longitud del bulbo	La resistencia aumenta al aumentar la longitud del bulbo hasta 6 metros con incrementos moderados hasta los 12 metros y muy poco incremento después de los 12 m.	Incrementos continuos en suelos con resistencia no drenada menor de 96 kPa.
Diseño del bulbo	Aumenta la resistencia al aumentar el diámetro hasta 10 centímetros y muy poco a partir de ese diámetro.	Aumenta la resistencia hasta un diámetro de 30 centímetros.
Presión de inyección	La capacidad del ancla aumenta al aumentar la presión de inyección.	La capacidad del ancla aumenta solamente con inyección por etapas. Presiones iniciales muy altas deben evitarse.

↓ **Tabla 9.3.** Transferencia de carga en bulbos con el suelo. Fuente: (Suárez, 2009).

Tipo de suelo	Densidad Relativa (SPT)	Transferencia Estimada en kN/m
Arena y grava	Suelta	145
	Media densa	220
	Densa	290
Arena	Suelta	100
	Media densa	145
	Densa	190
Arena y limos	Suelta	70
	Media densa	100
	Densa	130
Mezcla de arena y arcilla de baja plasticidad	Dura	30
	Muy Dura	60
Suelta	SPT = 4 a 15	
Media densa	SPT = 15 a 30	
Densa	SPT = más de 30	

9.3.1 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES

Las distribuciones de presiones en el suelo, para anclajes activos presentan forma trapezoidal. La magnitud de las presiones y las fuerzas vienen dadas dependiendo del tipo de material, la altura del muro y su peso específico. La forma y magnitud de las presiones son las propuestas por (Terzaghi y Peck, 1967), las cuales están basadas en evidencia teórica y empírica (mediante la instrumentación de muros con anclajes activos). En las siguientes subsecciones se describen las distribuciones de presiones para los diferentes tipos de materiales:

9.3.1.1 SUELO GRANULAR

Para suelos granulares, el diagrama de presiones aparentes es el que se presenta en la figura (9.9) La idea detrás de esta figura es determinar cuánto es la fuerza por unidad de longitud (kN/m) que requiere una o cada una de las hileras analizadas. La Carga total se define como:

$$\text{Carga Total} = 0.65\gamma H^2 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

↑ Ecuación (9.1)

Donde:

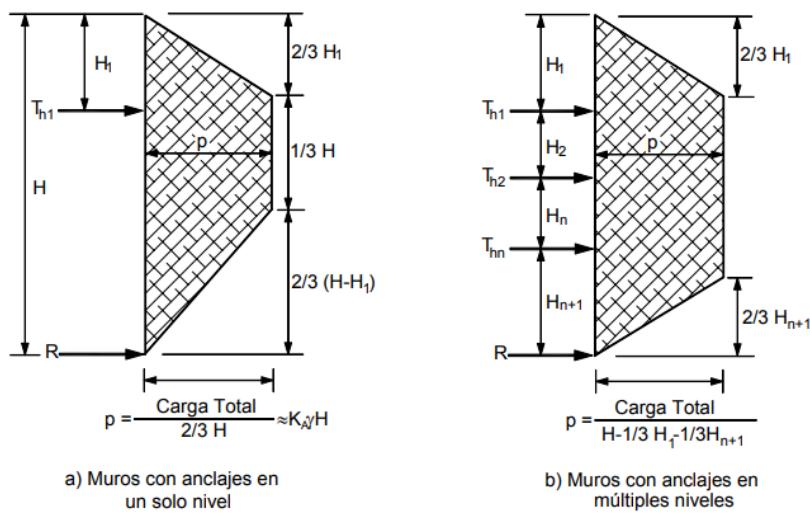
γ : Es el peso específico del suelo

H : Es la altura del muro analizado

ϕ : Es el ángulo de fricción interna del suelo

Figura 9.9. →

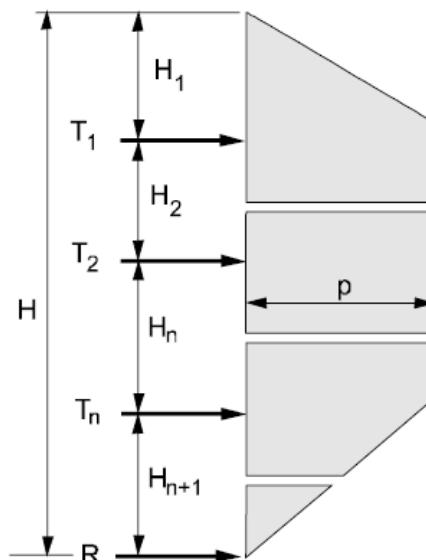
Diagrama de presiones aparentes para arenas
(FHWA, 1999)



Una vez se ha definido la carga total, se debe determinar la magnitud de la carga por unidad de longitud que soportaría cada hilera de anclajes. Para el caso de 1 o 2 líneas debiese aplicarse simplemente equilibrio de fuerzas horizontales y momento para la obtención de T_1 y T_2 . En caso de que se presenten 3 o más líneas de anclaje, se debe usar el método de áreas tributarias (Figura 9.10):

Figura 9.10. →

Método de áreas tributarias. Fuente: (FHWA, 1999).



Donde:

$$T_1 = (p)(H_1 + 0.5H_2)$$

↑ Ecuación (9.2)

$$T_2 = (p)(0.5H_2 + 0.5H_n)$$

↑ Ecuación (9.3)

$$T_n = (p)(0.5H_n + 0.5H_{n+1})$$

↑ Ecuación (9.4)

La fuerza de reacción R que debe ser resistida por la subrasante, actúa en la base de la excavación y se puede calcular como:

$$R = \left(\frac{3H_3}{16}\right)p + \left(\frac{H_3}{2}\right)p_s$$

↑ Ecuación (9.5)

Donde p_s es la magnitud de una sobrecarga (en caso de existir).

9.3.1.2 SUELO COHESIVO

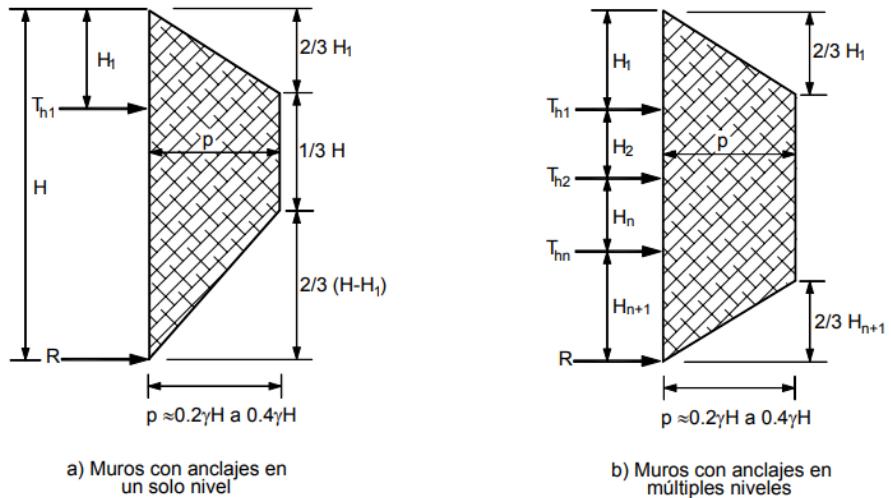
Para suelos cohesivos, el diagrama de presiones aparentes es el que se presenta en la Figura 9.11. La idea detrás de esta figura es determinar cuánto es la fuerza por unidad de longitud (kN/m) que requiere una o cada una de las hileras analizadas. La Carga total p en kN/m se define como:

$$p = 3H^2 \text{ a } 6H^2 \text{ (H en metros)}$$

↑ Ecuación (9.6)

Figura 9.11. →

Diagrama de presiones aparentes para arenas.
Fuente: (Suárez, 2009).



Una vez se ha definido la carga total, se debe determinar la magnitud de la carga por unidad de longitud que soportaría cada hilera de anclajes. Para el caso de 1 o 2 líneas debiese aplicarse simplemente equilibrio de fuerzas horizontales y momento para la obtención de T_1 y T_2 . En caso de que se presenten 3 o más líneas de anclaje, se debe usar el método de áreas tributarias:

Donde:

$$T_1 = (p)(H_1 + 0.5H_2)$$

↑ Ecuación (9.7)

$$T_2 = (p)(0.5H_2 + 0.5H_n)$$

↑ Ecuación (9.8)

$$T_n = (p)(0.5H_n + 0.5H_{n+1})$$

↑ Ecuación (9.9)

La fuerza de reacción R que debe ser resistida por la subsanante, actúa en la base de la excavación y se puede calcular como:

$$R = \left(\frac{3H_3}{16} \right) p + \left(\frac{H_3}{2} \right) p_s$$

↑ Ecuación (9.10)

Donde p_s es la magnitud de una sobrecarga (en caso de existir).

9.3.1.3 SUELO ESTRATIFICADO

Se debe evaluar las presiones activas y la carga total resultante con los métodos convencionales de geotécnica. Incrementar la carga resultante por un factor de 1.3 y distribuir la fuerza total con un diagrama de presión aparentes trapezoidal igual al de arenas (el área debe ser igual a la fuerza).

9.3.2 CARGA DE DISEÑO

Para un anclaje a una profundidad z_i la carga requerida se puede expresar como.

$$DL_i = \frac{T_{Hi}S}{\cos\alpha}$$

↑ Ecuación (9.11)

Donde:

T_{Hi} es la carga por unidad de longitud del anclaje

S es la separación horizontal entre anclajes (no debe ser menor a 1.5 metros)

α es el ángulo de inclinación del anclaje respecto a la horizontal

La longitud del bulbo se puede calcular como:

$$L.B = \frac{(DL_i)(FS_B)}{TE}$$

↑ Ecuación (9.12)

Donde:

(FS_B) : Es el factor de seguridad para la longitud del bulbo que usualmente se asume de 2.

TE : Es la resistencia entre el suelo y el bulbo que depende del material (ver Tabla 9.3).

9.4 METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN

Paso 1, Perforación del hueco para el anclaje: El diámetro de perforación debe ser mucho mayor que las barras, de tal forma que se pueda insertar el anclaje sin generar problemas. Se utilizan sistemas de rotación y rotopercusión (para suelos muy duros o roca). Se puede usar con aire y agua como fluido de barrido. Se deben controlar: velocidad de avance, presión del fluido de barrido y otras variables. El aire es mucho más efectivo que el agua, porque puede dañar las paredes agrietadas. En suelos sumergidos o con altas humedades, el uso de aire no es recomendado.

Paso 2, Colocación del anclaje: Una vez se cuenta con el anclaje previamente construido y diseñado, se debe insertar en el hueco para anclaje creado en el Paso 1.

Paso 3, Inyección de la lechada para el bulbo: Dependiendo del número de veces que se realiza la inyección de la lechada, se pueden clasificar en:

Inyección IU: inyección única, se hace una sola vez, desde abajo hacia arriba. Se inyecta en toda la longitud del anclaje, desde el bulbo hasta la cabeza. Se debe alcanzar una presión de 130 psi. Cuando la lechada sale por el hueco del anclaje, con su mismo color, entonces se para la inyección (pierde presión).

Inyección IR: inyección repetitiva. Se hace primero una global (IU) y a las pocas horas se vuelve a inyectar en varias fases y puntos. Se hace colocando tubos de inyección de distintas longitudes, o un tubo con varias válvulas con resistencia diseñada para que se abran al mismo tiempo. Las relaciones agua/cemento en se sitúan entre 0.4 y 0.6, siendo de 0.4 para las lechadas a emplear en el sellado entre la armadura y las vainas anticorrosión. Se debe recomendar cemento Portland Tipo I, para garantizar una resistencia de 21 Mpa. A los siete días debe ser de 25 Mpa.

Paso 4, Colocación de la cabeza (platina) y tensado: Tras el fraguado de la lechada, que puede tardar entre 3 y 7 días en función del cemento, aditivos y dosificación empleada, se procede a la colocación de la cabeza del anclaje y a su tensado. El gato debe tener capacidad para por lo menos 1.8 veces la carga de diseño (Geotechnical Control Office, 1989). La tensión máxima debe ser menor al 80% de la resistencia del anclaje.

Para el caso de anclajes permanentes se deberán emplear accesorios para evitar su corrosión. Existen diferentes casos en los cuales este efecto debe ser analizado con mucho cuidado:

- Suelos y rocas con cloruros
- Cambios estacionales del N.F.
- Ambientes marinos

- Arcillas saturadas con sulfatos (>2000 mg/kg)
- Suelos con pH bajos o altos ($pH < 5$ (2000 ohm-cm) o $pH > 7$)

Los métodos de protección contra la corrosión incluyen el galvanizado, aplicación de cubiertas epóxicas, encapsulación del acero y el cemento. Generalmente, se encapsula en un tubo lleno de grasa que provee propiedades anticorrosión. También se puede encapsular llenando el espacio dentro del tubo con cemento.

9.5 MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD

Se deberán ejecutar pruebas de carga a los anclajes para verificar que la capacidad de carga de cada anclaje activo sea al menos la mínima requerida en los diseños suministrados por el contratante.

Todos los anclajes que presenten problemas en término de la calidad de sus materiales o que no cumplan con las capacidades de carga establecidas en los diseños, deberán ser reemplazados de manera que se garanticen las condiciones de resistencia, seguridad y funcionalidad del diseño. El número de pruebas de cargas requeridas en el monitoreo deben ser definidas por la entidad contratante.

Se deberá medir el desplazamiento de las cabezas de los anclajes. El desplazamiento de la cabeza del anclaje no deberá ser mayor a lo propuesto en los diseños en más de 50 mm. Por otro lado, el alineamiento de la excavación del anclaje no deberá diferir del alineamiento proyectado para el anclaje en más de 20 mm/m en cualquier dirección.

La idoneidad de los sensores de esfuerzos y deformaciones deben ser verificados previo a su utilización, para garantizar que estén correctamente calibrados. El gato para el tensado debe estar en buen estado y debe permitir incrementos y decrecimientos de carga deseados.

Para analizar el comportamiento del nivel freático se deben implementar piezómetros. Se debe comprobar que el nivel freático concuerde con aquel considerado en el diseño después de la construcción del muro.

9.6 LIMITACIONES DE LA TÉCNICA

Considerando factores como el tipo de suelos en los cuales es factible su aplicación, restricciones propias del procedimiento y equipos, entre otros. A pesar de la versatilidad de esta técnica, existen ciertos casos en los cuales posee limitaciones, entre ellas están:

- **Anclajes permanentes en arcillas muy plásticas:** arcillas clasificadas como CH son susceptibles al creep o consolidación secundaria (deformación lenta bajo esfuerzo efectivo constante). Su movimiento

constante produce un destensionamiento de anclajes permantes que puede inducir a movimientos del muro anclado. Por lo tanto, el uso de anclajes activos permanentes en arcillas CH no es recomendado.

- **Suelos orgánicos:** Se recomienda no utilizar anclajes activos en presencia de suelos orgánicos.
- **Afectación de estructuras aledañas:** se debe verificar que la trayectoria de los anclajes no afecte ninguna estructura aledaña o tubería de servicios públicos.

9.7 ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS

La técnica de anclajes activos es una alternativa eficiente para ayudar en la contención de estructuras geotécnicas. Entre las ventajas de esta alternativa podemos encontrar:

- Genera pocas alteraciones a estructuras aledañas cuando se siguen los lineamientos de diseño para anclajes
- Es de fácil construcción.
- Permiten el control de deformaciones.
- Los equipos empleados son de poco peso. Por lo tanto, no se requiere la construcción de plataformas de trabajo (relleno granulares) para posibilitar el acceso de máquinas como en otros métodos.
- No produce vibración ni ruido que afecte las construcciones aledañas.
- Se puede combinar con otras técnicas, por ejemplo, con tablestaca, muro pantalla, pilotes adyacentes, etc.

Entre las desventajas que presentan las tablestacas se encuentran:

- La carga de diseño de los anclajes usualmente se limita a un máximo de 500 Kn. En algunos proyectos, los empujes laterales del suelo demandan mayores cargas de anclaje lo que imposibilita su uso.
- El proceso constructivo debe esperar a que la lechada adquiera la resistencia solicitada previa al tensado de los anclajes, lo cual puede tomar varios días.
- Se requiere protección contra la corrosión para los anclajes permanentes. Estos dispositivos elevan su costo.
- Rocas muy duras o obstrucciones en la trayectoria de la instalación del anclaje pueden generar problemas en la ubicación y longitud de los anclajes.

9.8 BIBLIOGRAFÍA

British Standards Institution (1989). Ground Anchorages. BS. 8081, British Standards Institution, London, England. Braja, D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. México, D.F, Mexico: Cengage Learning.

Cheney, R.S. (1988). "Permanent Ground Anchors." Report FHWA-DP-68-1R, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Draft European Standard (1994). "Execution of Special Geotechnical Work: Ground Anchors." European Committee for Standardization, Central Secretariat: Rue de Stassart 36, B-1050 Brussels, Belgium

FHWA. (1999). Ground Anchors and Anchored Systems. Washington, USA: Geotechnical Engineering Circular No. 4.

Long, J.H., Weatherby, D.E., and Cording, E.J. (1997) "Summary Report of Research on Permanent Ground Anchor Walls, Vol. 1, Current Practice and Limiting Equilibrium Analyses." Report FHWARD-98-065, Federal Highway Administration, McLean, VA.

Nataraj, M.S. y Hoadley, P.G. (1984). "Design of Anchored Bulkheads in Sand", Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, vol. 110, GT4, pp. 505-515.

Feeley, W.J., Stuart, J.G. y Graham, J. (1973). "Failure Loads of Vertical Anchor Plates in Sand", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, vol. 99, núm. SM9, pp. 669-685.

Nicholson, P.J., Uranowski, D.D., and Wycliffe-Jones, P.T. (1982). "Permanent Ground Anchors, Nicholson Design Criteria." Report FHWA-RD-81-151, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Tschebotarioff, G.P. (1973). Foundations, Retaining and Earth Structures, 2a. ed., McGraw-Hill, Nueva York.

Tsinker, G.P. (1983). "Anchored Sheet Pile Bulkheads: Design Practice", Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, vol. 109, núm. GT8, pp. 1021-1038.

Siller, T.J. (1992). "Design of Tied-Back Walls for Seismic Loading." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 11, pp. 1804-1821.

Siller, T.J., and Frawley, D.D. (1992). "Seismic Response of Multianchored Retaining Walls." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 11, pp. 1787-1803.

Skempton, A.W. (1964). "Long-Term Stability of Clay Slopes." Geotechnique, Vol. 14, No. 2, pp. 75-101.

Terzaghi, K. (1954). "Anchored Bulkheads." Transactions, ASCE, Vol. 119

Suárez, J., (2009). Deslizamientos: Análisis Geotécnico. UIS, Universidad Industrial de Santander. Facultad de Ingenierías Físico Mecánica Escuela de Ingeniería Civil, Volumen 1, Colombia.

9.9 LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE ANCLAJE ACTIVO S

a. Estudios de mecánica de suelos

- Recomendaciones particulares y/o complementarias a la exploración mínima exigida por la NCh1508.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer recomendaciones para campaña de prospección, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Recomendaciones de ensayos particulares para el diseño de la técnica en particular.

Ensayos requeridos: Pruebas de carga, para monitorear que esta cumpla con las capacidades de carga establecidas en los diseños.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer la realización de ensayos adicionales, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Otras recomendaciones particulares al estudio de mecánica de suelos que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas para el correcto diseño, verificación, implementación y control de la técnica descrita.

b. Diseño

- Metodología de cálculo y/o parámetros a controlar con la aplicabilidad de la técnica.

En estos casos, el informe de mecánica de suelos debe entregar:

Parámetros mínimos:

- Propiedades del suelo
- Método de perforación

- Longitud del bulbo
- Diseño del bulbo
- Presión de inyección
- Altura del muro analizado
- Diámetro de barras y perforación

Parámetros que deben estar especificados en mecánica de suelos:

- Ecuación de carga total (Para determinar la fuerza por unidad de longitud)
- Ecuación de fuerza por reacción (carga por unidad de longitud que soporta cada hilera de anclajes).
- Ecuación de carga de diseño
- Parámetros mínimos para los cuales, según la experiencia del consultor o basado en su investigación, la técnica se hace viable de implementar.

Análisis de situaciones especiales:

- Utilización de micropilotes en Chile
- Rangos referenciales que, a experiencia del consultor o basado en su investigación, se aumenta las propiedades requeridas para el proyecto.

c. Monitoreo Geotécnico

- Recomendaciones para excavaciones.

Se dispone metodología para la ejecución de la instalación de anclaje activo.

- Puntos críticos que podrían afectar la ejecución de la técnica descrita.

Arcillas muy plásticas (destensionamiento), estructuras aledañas, suelos orgánicos.

- Soporte técnico.

Equipos y materiales para la ejecución de anclajes bajo condiciones que lo requieran

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Incluir aspectos relevantes para el consultor

d. Especificaciones técnicas para ejecución

- Descripción y detalle de las etapas constructivas.
- Detalle de partidas.
- Detalle de materiales.
- Secuencia de ejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Todos estos aspectos obedecen a lo que se refiere cualquier especificación técnica de obra.

e. Metodología de control de calidad

- Pruebas y parámetros de control.

Establecer recomendaciones de pruebas de control: Pruebas de carga (anclajes), para que cumplan con la capacidad de carga establecida en los diseños

- Frecuencia de control.

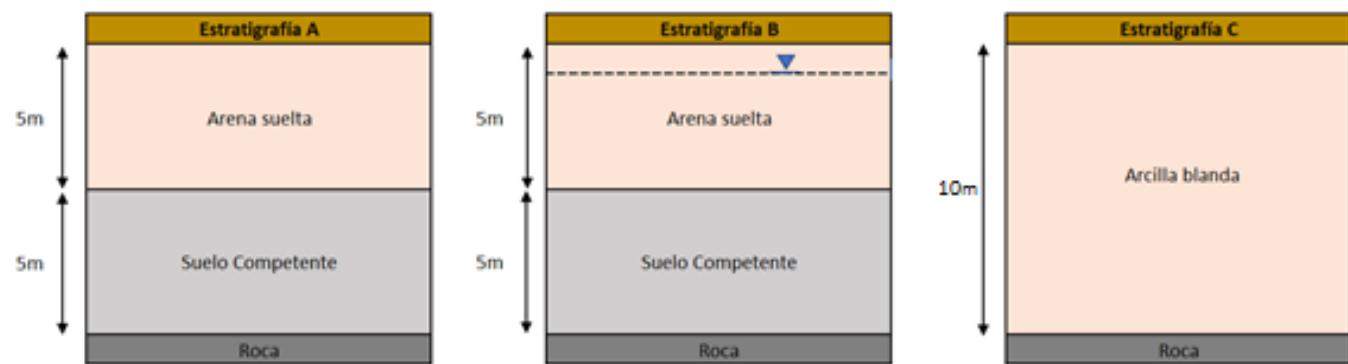
Definir frecuencias recomendadas, según criterio y/o experiencia del consultor.

- Registros.
- Control postejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

En presencia de nivel freático, implementar piezómetros antes y después de la construcción del muro. Se debe medir el desplazamiento de los anclajes.

9.10 CASOS DE ANÁLISIS

Se desea realizar un análisis técnico y económico de diversas alternativas de estructuras geotécnicas y/o mejoramiento de suelos. Para esto, se han propuesto tres diferentes estratigrafías de análisis, las cuales se presentan en la Figura 6.8:



↑ Figura 9.12. Estratigrafías de análisis.

Las características de los materiales que se presentan en la Figura 6.8, son las siguientes:

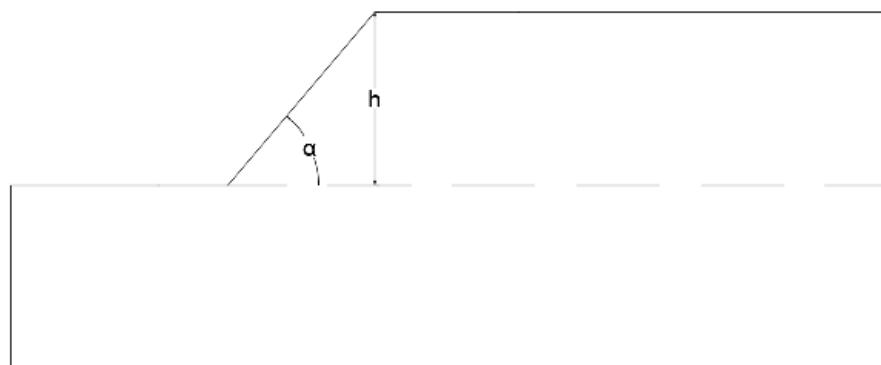
- Arena suelta: Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\varphi'=30^\circ$, una cohesión efectiva de $c'=0 \text{ kPa}$ y un peso específico seco de $\gamma_d=14.5 \text{ kN/m}^3$.
- Suelo competente: Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\varphi'=36^\circ$, una cohesión efectiva de $c'=0 \text{ kPa}$, un peso específico seco de $\gamma_d=18 \text{ kN/m}^3$ y un peso específico saturado de $\gamma_{sat}=20 \text{ kN/m}^3$.
- Arcilla blanda: Este material cuenta con una cohesión no drenada de $C_u=30 \text{ kPa}$, un peso específico seco de $\gamma_d=16.5 \text{ kN/m}^3$ y un peso específico saturado de $\gamma_{sat}=19 \text{ kN/m}^3$.
- Roca: Se asume que este material tiene una resistencia mucho mayor que los demás tipos de suelos y no será considerado para los análisis de estabilidad de taludes.

Adicional a las 3 estratigrafías propuestas, se consideran tres diferentes taludes, los cuales presentan diferentes pendientes (α) y diferentes alturas del talud (h). La Tabla 9.4 presenta las características geométricas de los 3 taludes, y estas se muestran esquemáticamente en la Figura 9.13.

↓ **Tabla 9.4.** Taludes por analizar.

Talud	α (°)	h (m)
A	30	10
B	60	10
C	60	6

Figura 9.13. →
Talud por analizar.

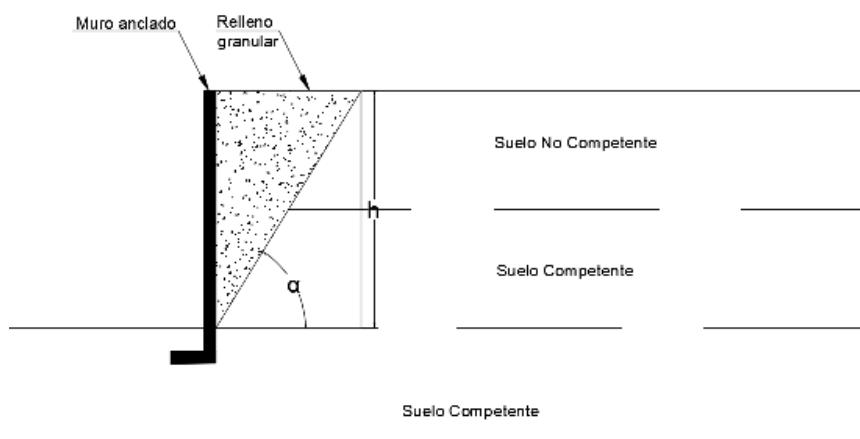


9.10.1 SOLUCIÓN PARA MURO PANTALLA Y ANCLAJES ACTIVOS

- **Talud A y B, estratigrafías A y B:**

Se desea diseñar un muro anclado permanente con altura de 10 m, el cual servirá de contención para un talud. El talud será rellenado con material de relleno granular, tal como se aprecia en la Figura 9.14. El material de relleno granular en el muro cuenta con un $\gamma=19 \frac{kN}{m^3}$ y un $\phi'=35^\circ$. Se considerará una sobrecarga de servicio (q_s) de 20 kPa en la corona del talud. Se deben determinar las ubicaciones, longitudes, características de los anclajes y factor de seguridad mínimo de estabilidad global.

Figura 9.14. →
Talud por estabilizar con anclajes activos.



Solución

Inicialmente se debe determinar el diagrama de presiones aparentes, con la forma del que se plantea en la Figura 9.9. Dado que la altura es de 10 metros, se propone realizar el muro en cuatro pantallas de 2.5 metros, ubicando anclajes en la mitad de cada uno de ellos, con profundidades $z=1.25\text{ m}$, $z=3.75\text{ m}$, $z=6.25\text{ m}$, y $z=8.75\text{ m}$. De esta manera $H_1=1.25\text{ m}$, $H_2=2.5\text{ m}$, $H_3=2.5\text{ m}$, $H_4=2.5\text{ m}$ y $H_5=1.25\text{ m}$ (ver Figura 9.9). El suelo que se encuentra pegado al muro es material de relleno granular, por lo que se asume que este es el que generara los empujes laterales.

$$p_e = \frac{0.65 \left(\tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right) \gamma H^2}{H - \frac{H_1}{3} - \frac{H_5}{3}}$$

$$p_e = \frac{0.65 \left(\tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) \right) \left(19 \frac{kN}{m^3} \right) (10\text{ m})^2}{10\text{ m} - \frac{1.25\text{ m}}{3} - \frac{1.25\text{ m}}{3}} = 36.5\text{ kPa}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin(35)}{1 + \sin(35)} = 0.27$$

$$p_s = K_a q_s$$

$$p_s = (0.27)(20\text{ kPa}) = 5.4\text{ kPa}$$

$$T_{H1} = (p_e)(H_1 + 0.5H_2) + (p_s)(H_1 + 0.5H_2)$$

$$T_{H1} = (36.5\text{ kPa})(1.25\text{ m} + 0.5(2.5\text{ m})) + (5.4\text{ kPa})(1.25\text{ m} + 0.5(2.5\text{ m}))$$

$$T_{H1} = 104.75 \frac{kN}{m}$$

$$T_{H2} = (p_e)(0.5H_2 + 0.5H_3) + (p_s)(0.5H_2 + 0.5H_3)$$

$$T_{H2} = (36.5\text{ kPa})(0.5(2.5\text{ m}) + 0.5(2.5\text{ m})) + (5.4\text{ kPa})(0.5(2.5\text{ m}) + 0.5(2.5\text{ m}))$$

$$T_{H2} = 104.75 \frac{kN}{m}$$

$$T_{H3} = (p_e)(0.5H_3 + 0.5H_4) + (p_s)(0.5H_3 + 0.5H_4)$$

$$T_{H3} = (36.5\text{ kPa})(0.5(2.5\text{ m}) + 0.5(2.5\text{ m})) + (5.4\text{ kPa})(0.5(2.5\text{ m}) + 0.5(2.5\text{ m}))$$

$$T_{H3} = 104.75 \frac{kN}{m}$$

$$T_{H4} = (p_e)(0.5H_4 + 0.5H_5) + (p_s)(0.5H_4 + 0.5H_5)$$

$$T_{H4} = (36.5 \text{ kPa})(0.5(2.5 \text{ m}) + 0.5(1.25 \text{ m})) + (5.4 \text{ kPa})(0.5(2.5 \text{ m}) + 0.5(1.25 \text{ m}))$$

$$T_{H4} = 78.55 \frac{kN}{m}$$

Para la carga de diseño, se toma la carga de cada fila y se asume una inclinación de 20 grados para los anclajes y una separación horizontal de 2.5 metros. La carga de diseño se puede estimar como:

$$D.L_1 = \frac{\left(104.75 \frac{kN}{m}\right) (2.5 \text{ m})}{\cos(20)} = 278.7 \text{ kN}$$

$$D.L_2 = \frac{\left(104.75 \frac{kN}{m}\right) (2.5 \text{ m})}{\cos(20)} = 278.7 \text{ kN}$$

$$D.L_3 = \frac{\left(104.75 \frac{kN}{m}\right) (2.5 \text{ m})}{\cos(20)} = 278.7 \text{ kN}$$

$$D.L_4 = \frac{\left(78.55 \frac{kN}{m}\right) (2.5 \text{ m})}{\cos(20)} = 208.9 \text{ kN}$$

La longitud del bulbo se calcula como la máxima carga de diseño por un factor de seguridad del bulbo, que se asume de dos, entre el factor de transferencia de carga. El coeficiente de transferencia de carga estimado fue seleccionado con la Tabla 9.3 y se tomó un valor de 145 kN/m, ya que los anclajes se ubicarán en el suelo competente (arena medio densa).

$$\text{Longitud del bulbo} = \frac{(278.7 \text{ kN})(2.0)}{145 \frac{kN}{m}} = 3.84 \text{ m} \approx 4 \text{ m}$$

El plano de falla se asume que se encuentra a un ángulo θ :

$$\theta = 45 + \frac{\phi}{2}$$

$$\theta = 45 + \frac{35}{2} = 62.5^\circ$$

Para determinar la longitud libre del anclaje (sin bulbo), se debe dibujar el plano de falla y una línea paralela a 2 metros y se mide la distancia desde el punto de inicio del anclaje y la paralela al plano de falla. También se analiza la distancia mínima para llegar hasta el estrato competente. La mayor de estas dos condiciones determina la longitud libre del anclaje, ver Figura 9.15.

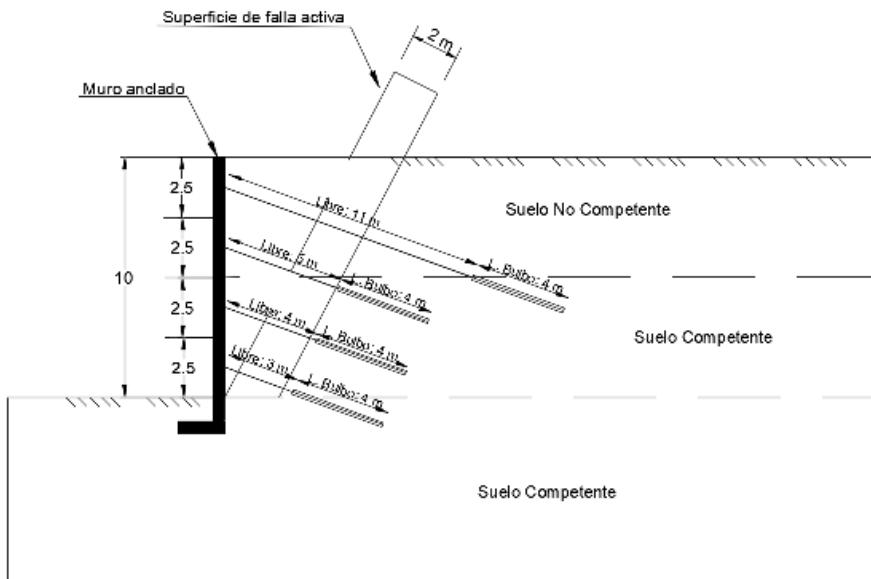


Figura 9.15.
Determinación de la longitud de los anclajes.

De acuerdo con la Figura 9.15, se determina que el primer anclaje tendrá una longitud total de 15 metros (11 metros de longitud libre y 4 metros de bulbo), el segundo anclaje tendrá una longitud de 9 metros (5 metros de longitud libre y 4 metros de bulbo), el tercer anclaje tendrá una longitud de 8 metros (4 metros de longitud libre y 4 metros de bulbo), el cuarto anclaje tendrá una longitud de 7 metros (3 metros de longitud libre y 4 metros de bulbo). La carga de diseño para los anclajes es la mayor obtenida entre ambos anclajes, que corresponde a 278.7 kN. El muro debe estar desplantado una profundidad mínima de 1 metro y deben implementarse tuberías perforadas de 3" de diámetro para la evacuación de aguas subterráneas. Los factores de seguridad de estabilidad global fueron evaluados con el software Slide y las características definidas de los anclajes mediante los métodos Bishop, Spencer y Morgenstern-Price. La Tabla 9.9 presenta el resumen de los factores de seguridad obtenido para cada talud y estratigrafía analizada. En la sección de Anexos se presentan los resultados de estos análisis y se concluye que los taludes A y B con las estratigrafías A y B son estables (factor de seguridad mayor a 1.5).

↓ **Tabla 9.5.** Factores de seguridad mínimos de los análisis de estabilidad de taludes

		Talud	
		A	B
Estratigrafía	A	1.764	1.924
	B	1.661	1.678

• **Talud A y B, estratigrafías C:**

Para este caso, el suelo de apoyo corresponde a una arcilla blanda, la cual será analizada en condiciones no drenadas. Parte del procedimiento es análogo al de las estratigrafías A y B, pero la resistencia del suelo-bulbo es distinta y también cambia la inclinación del plano de falla.

Inicialmente se debe determinar el diagrama de presiones aparentes, con la forma del que se plantea en la Figura 9.9. Dado que la altura es de 10 metros, se propone realizar el muro en cuatro pantallas de 2.5 metros, ubicando anclajes en la mitad de cada uno de ellos, con profundidades $z=1.25\text{ m}$, $z=3.75\text{ m}$, $z=6.25\text{ m}$, y $z=8.75\text{ m}$. De esta manera $H_1=1.25\text{ m}$, $H_2=2.5\text{ m}$, $H_3=2.5\text{ m}$, $H_4=2.5\text{ m}$ y $H_5=1.25\text{ m}$ (ver Figura 9.9). El suelo que se encuentra pegado al muro es material de relleno granular, por lo que se asume que este es el que generará los empujes laterales.

$$p_e = \frac{0.65 \left(\tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right) \gamma H^2}{H - \frac{H_1}{3} - \frac{H_3}{3}}$$

$$p_e = \frac{0.65 \left(\tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) \right) \left(19 \frac{kN}{m^3} \right) (6\text{ m})^2}{6\text{ m} - \frac{1.5\text{ m}}{3} - \frac{1.5\text{ m}}{3}} = 24.1\text{ kPa}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin(35)}{1 + \sin(35)} = 0.27$$

$$p_s = K_a q_s$$

$$p_s = (0.27)(20\text{ kPa}) = 5.4\text{ kPa}$$

$$T_{H1} = (p_e)(H_1 + 0.5H_2) + (p_s)(H_1 + 0.5H_2)$$

$$T_{H1} = (36.5 \text{ kPa})(1.25 \text{ m} + 0.5(2.5 \text{ m})) + (5.4 \text{ kPa})(1.5 \text{ m} + 0.5(2.5 \text{ m}))$$

$$T_{H1} = 104.75 \frac{kN}{m}$$

$$T_{H2} = (p_e)(0.5H_2 + 0.5H_3) + (p_s)(0.5H_2 + 0.5H_3)$$

$$T_{H2} = (36.5 \text{ kPa})(0.5(2.5 \text{ m}) + 0.5(2.5 \text{ m})) + (5.4 \text{ kPa})(0.5(2.5 \text{ m}) + 0.5(2.5 \text{ m}))$$

$$T_{H2} = 104.75 \frac{kN}{m}$$

$$T_{H3} = (p_e)(0.5H_3 + 0.5H_4) + (p_s)(0.5H_3 + 0.5H_4)$$

$$T_{H3} = (36.5 \text{ kPa})(0.5(2.5 \text{ m}) + 0.5(2.5 \text{ m})) + (5.4 \text{ kPa})(0.5(2.5 \text{ m}) + 0.5(2.5 \text{ m}))$$

$$T_{H3} = 104.75 \frac{kN}{m}$$

$$T_{H4} = (p_e)(0.5H_4 + 0.5H_5) + (p_s)(0.5H_4 + 0.5H_5)$$

$$T_{H4} = (36.5 \text{ kPa})(0.5(2.5 \text{ m}) + 0.5(1.25 \text{ m})) + (5.4 \text{ kPa})(0.5(2.5 \text{ m}) + 0.5(1.25 \text{ m}))$$

$$T_{H4} = 78.55 \frac{kN}{m}$$

Para la carga de diseño, se toma la carga de cada fila y se asume una inclinación de 20 grados para los anclajes y una separación horizontal de 2.5 metros. La carga de diseño se puede estimar como:

$$D.L_1 = \frac{(104.75 \frac{kN}{m})(2.5 \text{ m})}{\cos(20)} = 278.7 \text{ kN}$$

$$D.L_2 = \frac{(104.75 \frac{kN}{m})(2.5 \text{ m})}{\cos(20)} = 278.7 \text{ kN}$$

$$D.L_3 = \frac{(104.75 \frac{kN}{m})(2.5 \text{ m})}{\cos(20)} = 278.7 \text{ kN}$$

$$D.L_4 = \frac{(78.55 \frac{kN}{m})(2.5 \text{ m})}{\cos(20)} = 208.9 \text{ kN}$$

La longitud del bulbo se calcula como la máxima carga de diseño por un factor de seguridad del bulbo, que se asume de dos, entre el factor de transferencia de carga. El coeficiente de transferencia de carga estimado fue seleccionado con la Tabla 9.3 y se tomó un valor de 30 kN/m, ya que los anclajes se ubicarán en la arcilla blanda.

$$\text{Longitud del bulbo} = \frac{(282.5 \text{ kN})(2.0)}{145 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 3.89 \text{ m} \approx 4 \text{ m}$$

El plano de falla se asume que se encuentra a un ángulo θ :

$$\theta = 45 + \frac{\phi}{2}$$

$$\theta = 45 + \frac{35}{2} = 62.5^\circ$$

Para determinar la longitud libre del anclaje (sin bulbo), se debe dibujar el plano de falla y una línea paralela a 2 metros y se mide a distancia desde el punto de inicio del anclaje y la paralela al plano de falla, ver Figura 9.16.

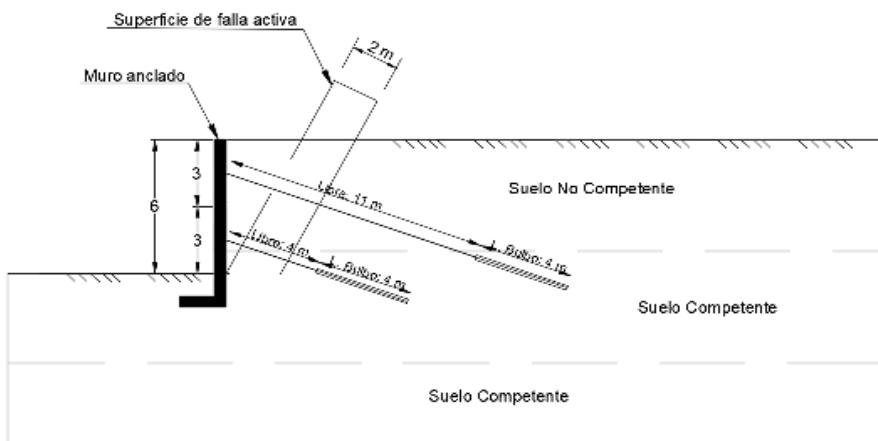


Figura 9.16. →

Determinación de la longitud de los anclajes.

De acuerdo con la Figura 9.16, se determina que el primer anclaje tendrá una longitud total de 29 metros (10 metros de longitud libre y 19 metros de bulbo), el segundo anclaje tendrá una longitud de 26 metros (7 metros de longitud libre y 19 metros de bulbo), el tercer anclaje tendrá una longitud de 25 metros (6 metros de longitud libre y 19 metros de bulbo), el cuarto anclaje tendrá una longitud de 23 metros (4 metros de longitud libre y 19 metros de bulbo). La carga de diseño para los anclajes es la mayor obtenida entre ambos anclajes, que corresponde a 278.7 kN. El muro debe estar desplantado una profundidad mínima de 1 metro y deben implementarse tuberías perforadas de 3" de diámetro para la evacuación de aguas subterráneas. La Tabla 9.6

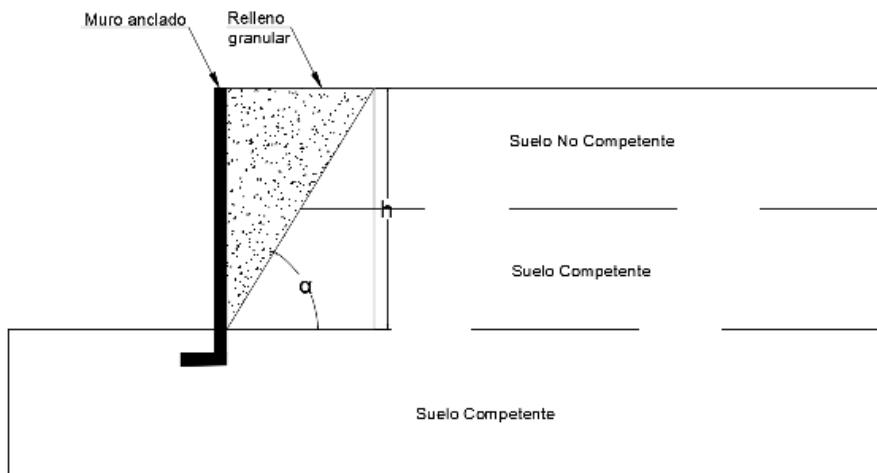
presenta el resumen de los factores de seguridad obtenido para cada talud y estratigrafía analizada. En la sección de Anexos se presentan los resultados de estos análisis y se concluye que los taludes A y B con la estratigrafía C no son estables (factor de seguridad menor a 1.5).

▼ **Tabla 9.6.** Factores de seguridad mínimos de los análisis de estabilidad de taludes.

		Talud	
		A	B
Estratigrafía	C	0,784	0,783

- **Talud C, estratigrafías A y B:**

Se desea diseñar un muro anclado permanente con altura de 6 m, el cual servirá de contención para un talud. El talud será relleno con material de relleno granular, tal como se aprecia en la Figura 9.14. El material de relleno granular en el muro cuenta con un $\gamma=19 \text{ kNm}^3$ y un $\phi'=35^\circ$. Se considerará una sobrecarga de servicio (q_s) de 20 kPa en la corona del talud. Se deben determinar las ubicaciones, longitudes y características de los anclajes.



◀ **Figura 9.17.**
Determinación de la longitud de los anclajes.

Solución

Inicialmente se debe determinar el diagrama de presiones aparentes, con la forma del que se plantea en la Figura 9.9. Dado que la altura es de 6 metros, se propone realizar el muro en dos pantallas de 3 metros, ubicando anclajes en la mitad de cada uno de ellos, con profundidades $z=1.5 \text{ m}$ y $z=4.5 \text{ m}$. De esta manera $H1=1.5 \text{ m}$, $H2=3 \text{ m}$, $H3=1.5 \text{ m}$ (ver Figura 9.9). El suelo que se encuentra pegado al muro es material de relleno granular, por lo que se asume que este es el que generará los empujes laterales.

$$p_e = \frac{0.65 \left(\tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right) \gamma H}{H - \frac{H_1}{3} - \frac{H_3}{3}}$$

$$\frac{65 \left(\tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) \right) \left(19 \frac{kN}{m^3} \right) (6 m)^2}{6 m - \frac{1.5 m}{3} - \frac{1.5 m}{3}} = 24.1 \text{ kPa}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin(35)}{1 + \sin(35)} = 0.27$$

$$p_s = K_a q_s$$

$$p_s = (0.27)(20 \text{ kPa}) = 5.4 \text{ kPa}$$

$$T_{H1} = (p_e)(H_1 + 0.5H_2) + (p_s)(H_1 + 0.5H_2)$$

$$T_{H1} = (24.1 \text{ kPa})(1.5 m + 0.5(3 m)) + (5.4 \text{ kPa})(1.5 m + 0.5(3 m))$$

$$T_{H1} = 88.5 \frac{kN}{m}$$

$$T_{H2} = (p_e)(0.5H_2 + 0.5H_3) + (p_s)(0.5H_2 + 0.5H_3)$$

$$T_{H2} = (24.1 \text{ kPa})(0.5(3 m) + 0.5(3 m)) + (5.4 \text{ kPa})(0.5(3 m) + 0.5(3 m))$$

$$T_{H2} = 88.5 \frac{kN}{m}$$

Para la carga de diseño, se toma la carga de cada fila y se asume una inclinación de 20 grados para los anclajes y una separación horizontal de 3 metros. La carga de diseño se puede estimar como:

$$D.L_1 = \frac{(88.5 \frac{kN}{m})(3 m)}{\cos(20)} = 282.5 \text{ kN}$$

$$D.L_2 = \frac{(88.5 \frac{kN}{m})(3 m)}{\cos(20)} = 282.5 \text{ kN}$$

La longitud del bulbo se calcula como la máxima carga de diseño por un factor de seguridad del bulbo, que se asume de dos, entre el factor de

transferencia de carga. El coeficiente de transferencia de carga estimado fue seleccionado con la Tabla 9.3 y se tomó un valor de 145 kN/m, ya que los anclajes se ubicarán en el suelo competente (arena medio densa).

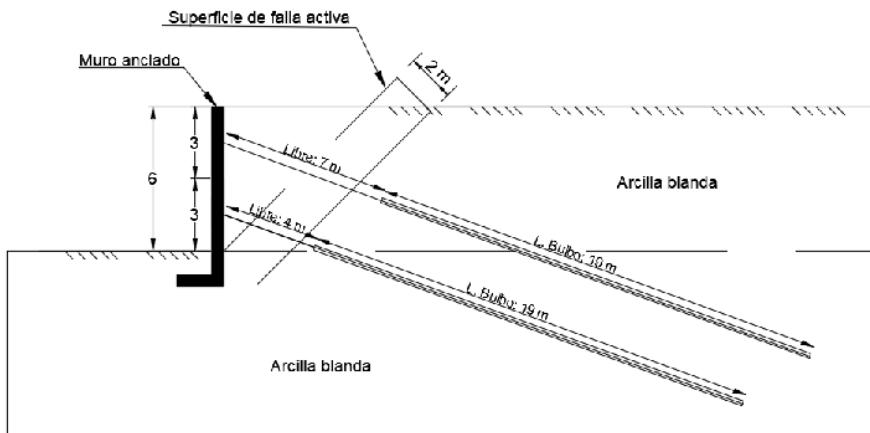
$$\text{Longitud del bulbo} = \frac{(282.5 \text{ kN})(2.0)}{30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 18.83 \text{ m} \approx 19 \text{ m}$$

El plano de falla se asume que se encuentra a un ángulo θ :

$$\theta = 45 + \frac{\phi}{2}$$

$$\theta = 45 + 0 = 45^\circ$$

Para determinar la longitud libre del anclaje (sin bulbo), se debe dibujar el plano de falla y una línea paralela a 2 y se mide a distancia desde el punto de inicio del anclaje y la paralela al plano de falla. También se analiza la distancia mínima para llegar hasta el estrato competente. La mayor de estas dos condiciones determina la longitud libre del anclaje, ver Figura 9.18.



← **Figura 9.18.**
Determinación de la longitud de los anclajes.

De acuerdo con la Figura 9.18, se determina que el primer anclaje tendrá una longitud total de 15 metros (11 metros de longitud libre y 4 metros de bulbo), y el segundo anclaje tendrá una longitud de 8 metros (4 metros de longitud libre y 4 metros de bulbo). La carga de diseño para los anclajes es la mayor obtenida entre ambos anclajes, que corresponde a 282.5 kN. El muro debe estar desplantado una profundidad mínima de 1 metro y deben implementarse tuberías perforadas de 3" de diámetro para la evacuación de aguas subterráneas. La Tabla 9.7 presenta el resumen de los factores de seguridad obtenido para cada talud y estratigrafía analizada. En la sección de Anexos se presentan los resultados de estos análisis y se concluye que el talud C con las estratigrafías A y B son estables (factor de seguridad mayor a 1.5).

↓ **Tabla 9.7.** Factores de seguridad mínimos de los análisis de estabilidad de taludes.

Estratigrafía	Talud	
	A	C
		2.538
	B	2.238

• **Talud C, estratigrafías C:**

Para este caso, el suelo de apoyo corresponde a una arcilla blanda, la cual será analizada en condiciones no drenadas. Parte del procedimiento es análogo al de las estratigrafías A y B, pero la resistencia del suelo-bulbo es distinta y la inclinación del plano de falla también.

Inicialmente se debe determinar el diagrama de presiones aparentes, con la forma del que se plantea en la Figura 9.9. Dado que la altura es de 6 metros, se propone realizar realizar el muro en dos pantallas de 3 metros, ubicando anclajes en la mitad de cada uno de ellos, con profundidades $z=1.5\text{ m}$ y $z=4.5\text{ m}$. De esta manera $H_1=1.5\text{ m}$, $H_2=3\text{ m}$, $H_3=1.5\text{ m}$ (ver Figura 9.9). El suelo que se encuentra pegado al muro es material de relleno granular, por lo que se asume que este es el que generara los empujes laterales.

$$p_e = \frac{0.65 (\tan^2 (45 - \frac{\alpha}{2})) \gamma H^2}{H - \frac{H_1}{3} - \frac{H_3}{3}}$$

$$p_e = \frac{0.65 (\tan^2 (45 - \frac{35}{2})) (19 \frac{kN}{m^3}) (6\text{ m})^2}{6\text{ m} - \frac{1.5\text{ m}}{3} - \frac{1.5\text{ m}}{3}} = 24.1\text{ kPa}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin(\alpha)}{1 + \sin(\alpha)}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin(35)}{1 + \sin(35)} = 0.27$$

$$p_s = K_a q_s$$

$$p_s = (0.27)(20\text{ kPa}) = 5.4\text{ kPa}$$

$$T_{H1} = (p_e)(H_1 + 0.5H_2) + (p_s)(H_1 + 0.5H_2)$$

$$T_{H1} = (24.1 \text{ kPa})(1.5 \text{ m} + 0.5(3 \text{ m})) + (5.4 \text{ kPa})(1.5 \text{ m} + 0.5(3 \text{ m}))$$

$$T_{H1} = 88.5 \frac{kN}{m}$$

$$T_{H2} = (p_e)(0.5H_2 + 0.5H_3) + (p_s)(0.5H_2 + 0.5H_3)$$

$$T_{H2} = (24.1 \text{ kPa})(0.5(3 \text{ m}) + 0.5(3 \text{ m})) + (5.4 \text{ kPa})(0.5(3 \text{ m}) + 0.5(3 \text{ m}))$$

$$T_{H2} = 88.5 \frac{kN}{m}$$

Para la carga de diseño, se toma la carga de cada fila y se asume una inclinación de 20 grados para los anclajes y una separación horizontal de 3 metros. La carga de diseño se puede estimar como:

$$D.L_1 = \frac{(88.5 \frac{kN}{m})(3 \text{ m})}{\cos(20)} = 282.5 \text{ kN}$$

$$D.L_2 = \frac{(88.5 \frac{kN}{m})(3 \text{ m})}{\cos(20)} = 282.5 \text{ kN}$$

La longitud del bulbo se calcula como la máxima carga de diseño por un factor de seguridad del bulbo, que se asume de dos, entre el factor de transferencia de carga. El coeficiente de transferencia de carga estimado fue seleccionado con la Tabla 9.3 y se tomó un valor de 30 kN/m, ya que los anclajes se ubicarán en la arcilla blanda.

$$\text{Longitud del bulbo} = \frac{(282.5 \text{ kN})(2.0)}{30 \frac{kN}{m}} = 18.83 \text{ m} \approx 19 \text{ m}$$

El plano de falla se asume que se encuentra a un ángulo θ :

$$\theta = 45 + \frac{\emptyset}{2}$$

$$\theta = 45 + 0 = 45^\circ$$

Para determinar la longitud libre del anclaje (sin bulbo), se debe dibujar el plano de falla y una línea paralela a 2 metros y se mide a distancia desde el punto de inicio del anclaje y la paralela al plano de falla, ver Figura 9.19.

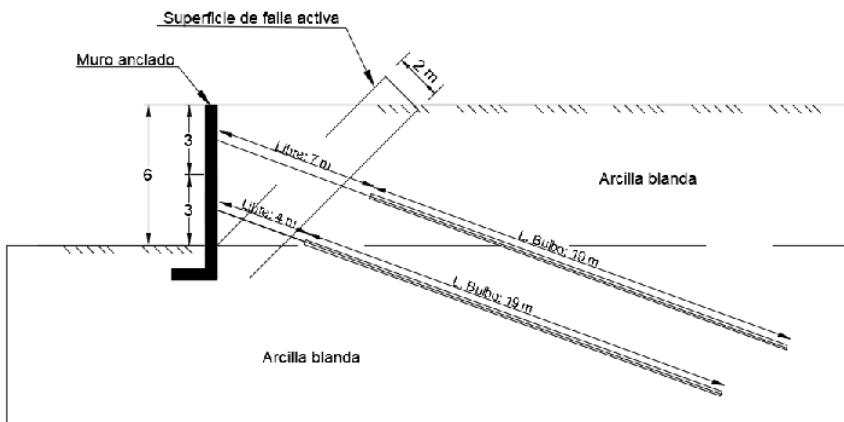


Figura 9.19. →
Determinación de la longitud de los anclajes.

De acuerdo con la Figura 9.19, se determina que el primer anclaje tendrá una longitud total de 26 metros (7 metros de longitud libre y 19 metros de bulbo), y el segundo anclaje tendrá una longitud de 23 metros (4 metros de longitud libre y 19 metros de bulbo). La carga de diseño para los anclajes es la mayor obtenida entre ambos anclajes, que corresponde a 282.5 kN. El muro debe estar desplantado una profundidad mínima de 1 metro y deben implementarse tuberías perforadas de 3" de diámetro para la evacuación de aguas subterráneas. En la Tabla 9.8 se presentan los resultados de este análisis y en la sección de Anexos se presentan los cálculos realizados. Se concluye que el talud C, con la estratigrafía C no es estable (factor de seguridad menor a 1.5).

↓ Tabla 9.8. Factores de seguridad mínimos de los análisis de estabilidad de taludes.

		Talud
		C
Estratigrafía	C	1.223

La Tabla 9.9 presenta el resumen de los factores de seguridad obtenido para cada talud y estratigrafía analizada. Se concluye que los 3 taludes (A, B y C) son estables para las estratigrafías A y B. Sin embargo, para la estratigrafía C (suelo homogéneo de arcilla muy blanda) se concluye que no es viable esta alternativa porque los factores de seguridad obtenidos son menores al mínimo propuesto de 1.5 y que la superficie de falla se encuentra muy profunda como para realizar un reemplazo con otro tipo de material.

↓ **Tabla 9.9.** Factores de seguridad mínimos de los análisis de estabilidad de taludes.

		Talud		
		A	B	C
Estratigrafía	A	1.764	1.924	2.538
	B	1.661	1.678	2.238
	C	0.784	0.783	1.223

9.11 PRESUPUESTO PARA ANCLAJES ACTIVOS

Se tiene un talud de 10 m de altura, al cual se le realizó un mejoramiento del suelo a través de la construcción de un muro con anclajes. Las estratigrafías A y B, los primeros 5 metros corresponden a arena suelta, luego los siguientes 5 metros corresponden a suelo competente, finalmente a una profundidad de 10 m., medidos desde la superficie se encuentra roca. Para llevar a cabo la ejecución de los trabajos, se determinó realizar el muro en 4 pantallas. Se llenó con un material granular con una densidad de 19 kN/m³ y un ángulo de fricción interna igual a 35°. En cuanto a la inclinación de los anclajes, según lo recomendado por FHWA (1999), se utilizó una inclinación de 20° respecto la horizontal. Se establecieron las longitudes por cada hilera y las características de los anclajes. El factor seguridad global fue analizado a través del software Slide, obteniéndose valores que varían desde 1.7 y 1.9 aproximadamente para el talud A y B con la estratigrafía A, mientras que para el talud A y B con la estratigrafía B no varió mucho, se mantuvo en 1.6 aproximadamente. Luego, las características de los anclajes fueron analizadas por los métodos Birshop y Morgenstern-Price. Finalmente en la Tabla 2, Tabla 3, Tabla 4, Tabla 5 y Tabla 6, se resume el presupuesto para los taludes A, B y C, asumiendo que las condiciones de las estratigrafías son iguales (estratigrafía A y B), la pendiente inicial no genera ninguna diferencia en los análisis. En el presupuesto de anclaje activo, se consideró el equipo mecánico para realización de los trabajos de perforación del muro y del terreno, con o sin entubación para anclaje provisional de muro pantalla, el cable formado por cordones de acero de 0,6" (15,2 mm) de diámetro nominal y 1860 MPa de carga unitaria máxima, para anclajes al terreno, agua, cemento, mano de obra y herramientas. Para el caso del presupuesto se consideró la pendiente para obtener el valor del material de relleno.

En las siguientes tablas se muestra el presupuesto para cada talud, según la estratigrafía correspondiente, cabe destacar que en algunos casos el presupuesto se repite, esto se debe a lo antes mencionado.

- Talud A

CASO A y B					
Presupuesto de Anclaje Activo					
Anclajes de muro pantalla de hormigón armado para h = 10 m, grado de pendiente = 30° y 100 m lineales					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Transporte				
1.1	Transporte y retirada de equipo para anclajes al terreno	un	1,00	2399969,42	\$2.399.969
2	Relleno				
2.1	Material de relleno	m3	8660,25	15303,00	\$132.527.806
3	Anclajes				
3.1	Anclaje permanente de muro pantalla	m	1560,00	46668,55	\$72.802.938
3.2	Cabeza de anclaje permanente para muro pantalla	un	4,00	74750,69	\$299.003
3.3	Tesado de anclajes permanentes	un	4,00	574317,72	\$2.297.271
					Costo Directo (CLP) \$210.326.987
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$241.876.035
					19% Iva \$45.956.447
					Total (CLP) \$287.832.481

- Talud B

CASO A y B					
Presupuesto de Anclaje Activo					
Anclajes de muro pantalla de hormigón armado para h = 10 m, grado de pendiente = 60° y 100 m lineales					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Transporte				
1.1	Transporte y retirada de equipo para anclajes al terreno	un	1,00	2399969,42	\$2.399.969
2	Relleno				
2.1	Material de relleno	m3	2886,75	15303,00	\$44.175.935
3	Anclajes				
3.1	Anclaje permanente de muro pantalla	m	1560,00	46668,55	\$72.802.938
3.2	Cabeza de anclaje permanente para muro pantalla	un	4,00	74750,69	\$299.003
3.3	Tesado de anclajes permanentes	un	4,00	574317,72	\$2.297.271
					Costo Directo (CLP) \$121.975.116
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$140.271.384
					19% Iva \$26.651.563
					Total (CLP) \$166.922.947

↑ Valores referenciales, año 2019

- Talud C

CASO A y B					
Presupuesto de Anclaje Activo					
Anclajes de muro pantalla de hormigón armado para $h = 6$ m, grado de pendiente = 60° y 100 m lineales					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Transporte				
1.1	Transporte y retirada de equipo para anclajes al terreno	un	1,00	2399969,42	\$2.399.969
2	Relleno				
2.1	Material de relleno	m ³	1039,23	15303,00	\$15.903.337
3	Anclajes				
3.1	Anclaje permanente de muro pantalla	m	759,00	46668,55	\$35.421.429
3.2	Cabeza de anclaje permanente para muro pantalla	un	2,00	74750,69	\$149.501
3.3	Tesado de anclajes permanentes	un	2,00	574317,72	\$1.148.635
					Costo Directo (CLP) \$55.022.872
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$63.276.303
					19% iva \$12.022.498
					Total (CLP) \$75.298.801

↑ Valores referenciales, año 2019

10. MURO PANTALLA

10.1 OBJETIVOS DE LA TÉCNICA

Los muros pantallas consisten en una pared de hormigón empleada primordialmente como sistema de contención de sótanos. Por lo general se emplean en suelos arenosos, pero también pueden ser ejecutados en suelos arcillosos.

10.2 CLASIFICACIÓN

Existen primordialmente dos sistemas de muros pantallas (Figura 10.1) dependiendo si emplean elementos adicionales para su soporte: a) sistemas autoportantes, es decir, no requieren elementos adicionales para su soporte. b) sistemas arriostrados, que a diferencia del anterior, requieren por lo general anclajes o codales para su entibación.

El sistema de muro pantalla autoportante requiere equipos especiales para ejecutar una excavación tipo franja con el mismo grosor del muro. La excavación se mantiene estable debido al uso de lodos bentoníticos que transmiten presiones hidrostáticas en las paredes de la excavación. Para el caso de sistemas muro pantalla arriostrados se emplean hileras de anclajes activos (pretensados) para su sostenimiento. A diferencia del anterior, este sistema no requiere de máquinas especiales para realizar la excavación del muro pantalla con ayuda de lodo bentonítico, pero si requiere entibamiento para su construcción. El sistema arriostrado disminuye, o en algunos casos, elimina la longitud de empotramiento por debajo del sótano. Para este sistema, se requiere determinar la geometría de los anclajes, es decir, sus posiciones, longitudes totales, longitudes de bulbo, inclinación con respecto a la horizontal, entre otros aspectos.



↑ **Figura 10.1.** Muro pantalla. A) sistema autoportante (Yepes, 2016). B) sistema arriostrado (Construproductos, 2018).

Adicional a las anteriores, también se encuentran otros tipos de pantallas que incluyen elementos adicionales de soporte, como lo son: pantallas acodadas, pantallas atirantadas y pantallas con contrafuertes.

Las pantallas también se pueden clasificar según su función. La primera pantalla es para contención de tierras, la segunda es para impermeabilización y la tercera como cimentación profunda. Obviamente algunas de ellas pueden combinar más de una función.

En el presente documento se describe los detalles de las pantallas autoportantes (sin elementos adicionales de soporte) para contención de tierras. Detalles de los anclajes se puede encontrar en el capítulo 9.

10.3 ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO

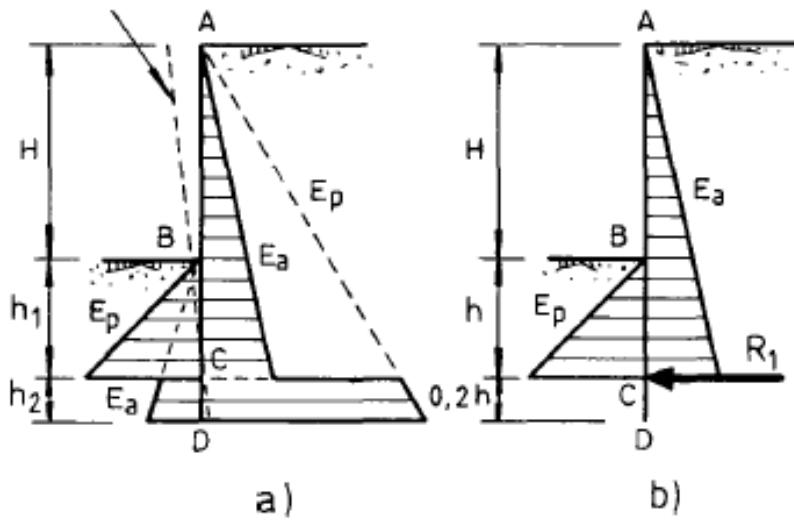
El cálculo del muro pantalla requiere la obtención de la longitud de empotramiento por debajo del nivel de sótano. El método más empleado para su diseño corresponde al de equilibrio límite, en donde se supone que la pantalla es rígida y en ambos lados el suelo actúa en condición de falla, bajo condición activa (desconfinamiento del suelo) o pasiva (confinamiento del suelo). El método asume el muro en voladizo, equilibrada por los empujes activos y pasivos del suelo y se despeja la longitud de empotramiento satisfaciendo las ecuaciones de balance. El diseño se realiza para condiciones estáticas y sísmicas.

Las fuerzas a considerar para el caso estático son: empujes activos del suelo, empujes pasivos del suelo, empujes horizontales debido al agua freática y empujes horizontales debido a sobrecarga. Para el diseño sísmico se deberá considerar las fuerzas sísmicas. El diseño deberá contemplar otras fuerzas adicionales en caso de ser necesario, como por ejemplo, impactos de barcos, oleaje, etc.

Para diseñar se emplea por lo general el método de Blum. Este método es el mismo empleado para el diseño de tablestacas. El método se basa en la suposición que la pantalla es rígida, y lateralmente se ejercen presiones del suelo en condición de falla activa o pasiva. Por lo general se emplea la teoría de Coulomb o Rankine para el cálculo de estas presiones, pero se prefiere el método de Coulomb por considerar la fricción entre el hormigón y el suelo. La Figura 10.2 muestra el esquema de las presiones laterales de un muro pantalla diseñado para altura de sótano H , y longitud de empotramiento igual a $h=h_1+h_2$. La deformada esperada asume movimiento de cuerpo rígido con punto de rotación en C . Por encima de este punto se esperan empujes activos E_a al lado derecho, y pasivos E_p al lado izquierdo. Por debajo de este punto se esperan empujes pasivos al lado derecho y activos al lado izquierdo. El diagrama de los empujes laterales que asume el método se muestra en la Figura 10.2.a. Para

resolver el método, se reemplaza el diagrama de fuerzas resultante en la parte inferior al punto de rotación con una fuerza equivalente R_1 , tal como se muestra en la Figura 10.2.b. Algunos autores reducen los empujes pasivos por un factor de reducción de 0.5 considerando que requieren altos desplazamientos del muro para su desarrollo.

PANTALLA DEFORMADA



← **Figura 10.2.**
Empujes laterales según método de Blum
(Calavera, 1989).

El método de Blum asume que el balance de momento con respecto al punto de rotación C es igual a cero. El método se resuelve estableciendo un balance de fuerzas horizontales y de momento con respecto al punto C. la Longitud de empotramiento resultante. Los detalles del método de Blum se describen en el capítulo de tablestacas.

Otros métodos de cálculos diferentes al método de equilibrio límite corresponden a los siguientes:

Método de Winkler: la pantalla se asume como viga elástica según las ecuaciones de Euler-Bernoulli. El suelo se representa como elementos horizontales tipos resortes (spring elements) con módulo de balasto horizontal $kh=q/w$, en donde q es la presión ejercida (kPa) y w es el desplazamiento horizontal (m). Este método permite calcular las presiones laterales y la deformada del suelo. Para su solución, se emplean métodos numéricos de diferencias finitas, o elementos finitos tipo viga. Su desventajas principales son el hecho que no pueden predecir la falla del suelo y por lo general la variación del módulo de balasto del suelo con la profundidad del suelo o los cambios de esfuerzo efectivo debido a la deformación de la pantalla no son consideradas.

Método de elementos finitos: se emplea el método de los elementos finitos para simular el comportamiento esfuerzo-deformación de la estructura. El análisis se realiza bajo condiciones de deformación

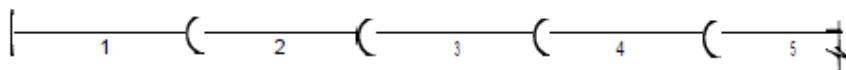
plana (plane strain) en 2D. El suelo se simula con elementos continuos con modelos constitutivos elastoplásticos. La pantalla se simula con elementos tipo viga con material elástico o elastoplástico. La solución se realiza por análisis estático (momento lineal sin aceleraciones) en caso de suelo drenado o no drenado, o análisis dinámico en caso de sismo (momento lineal con aceleraciones).

10.4 METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN

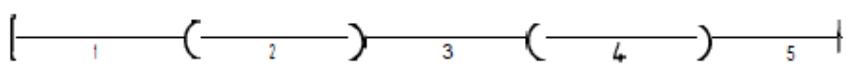
El proceso constructivo de sistemas de muros pantallas autoportantes comprende las siguientes fases:

a) Construcción de muretes guías: se construyen unos muretes-guías sobre la superficie del terreno para asegurar la verticalidad de la pared. Suele emplearse el hormigón o metal (hierro) como material de los muretes. En caso de emplear hormigón, se puede reforzar ligeramente y construir con un espesor de 0.25 m y una profundidad de 0.7 m. La separación de los muros guías es ligeramente superior a la del muro pantalla para facilitar su construcción y evitar el entrabamiento de la máquina empleada para la excavación. Por lo general, su separación será igual a su espesor más 5 cm.

b) Excavación: se ejecuta con equipos especiales provistas de una cuchara o "almeja" con ancho igual al ancho del muro. La máquina reemplaza al suelo excavado con lodo bentónico en el caso de suelos arenosos o lodos poliméricos en el caso de suelos arcillosos para evitar el derrumbe de las paredes. En caso de usar lodo bentonítico, se debe mantener a una densidad entre 1.01 a 1.05 gr/cm³, viscosidad de Marsh entre 32 a 60 seg, pH entre 8 a 10 y contenido de arena menor a 1%. En caso que el contenido de arena presente valores críticos (por ejemplo mayor a 4%), se deberá emplear desarenador de lodos para evitar su decantado sobre el hormigón. La excavación se realiza por paneles (o módulos), es decir, se excavan zonas con anchos entre 3 y 5 m, dependiendo las recomendaciones del estudio de suelos. La secuencia de excavación por paneles puede ser contigua o alternada,



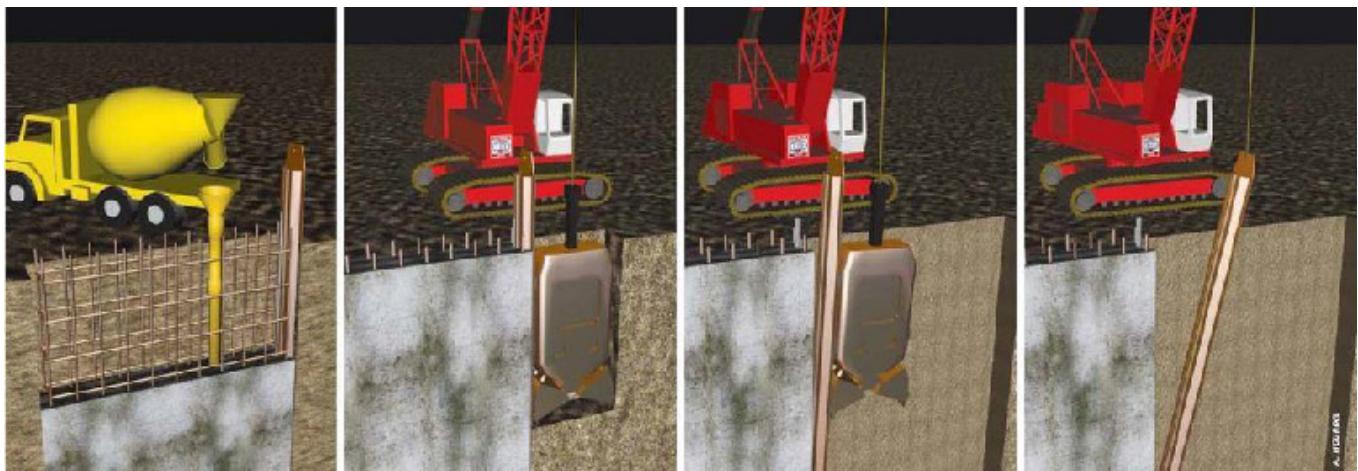
a) PROCEDIMIENTO DE PANELES CONTIGUOS.
ORDEN DE EJECUCIÓN 1, 2, 3, 4, 5,



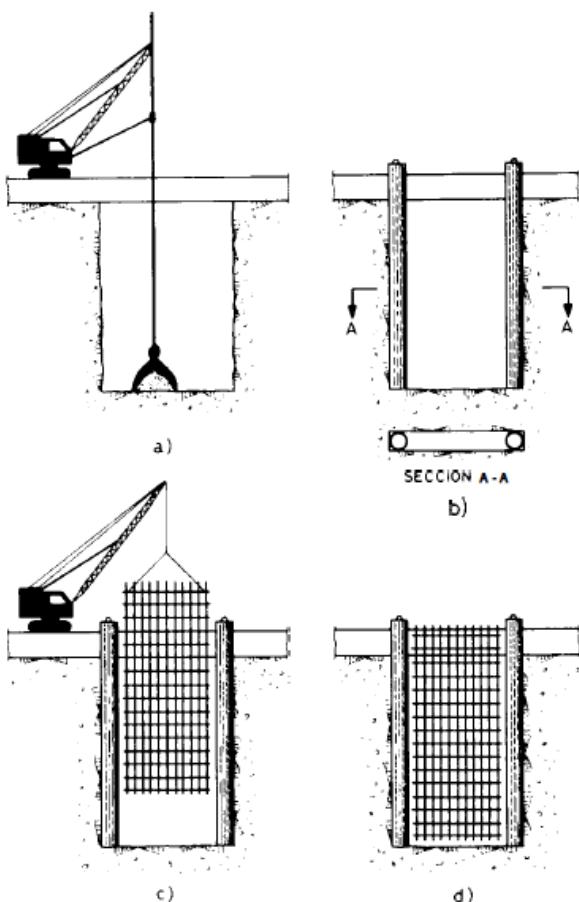
b) PROCEDIMIENTO DE PANELES ALTERNADOS.
ORDEN DE EJECUCIÓN 1, 3, 5,
2, 4, 6,

Figura 10.3. →
Proceso de excavación de muro pantalla. Se indica las posibles secuencias de los paneles de excavación (Calavera, 1989).

Para separar los paneles se emplean juntas trapezoidales, circulares, tricilíndricas entre los paneles para permitir el fraguado del concreto mientras se excava el panel adyacente.



↑ **Figura 10.4.** Secuencia de excavación. a) hormigoneado en el panel de excavación actual. Nótese la junta para confinar el lado derecho del panel. B) Inicio de excavación del panel adyacente. C) Fin de excavación de panel adyacente. D) remoción de la junta entre los paneles para iniciar proceso de hormigoneado del panel adyacente. Fuente: (UEM, 2018)



← **Figura 10.5.**
Proceso constructivo de muros pantallas (autoportantes). a) excavación del panel actual. b) instalación de las juntas, c) instalación de las armaduras. d) hormigoneado (Calavera, 1989).

Por lo general se emplean dos tipos de máquinas para la perforación. La primera corresponde a cuchara de cable. Este tipo de equipo presenta un cierre mecánico por medio de la tensión de un sistema de dos cables. La fuerza de cierre es proporcional a la tensión ejercida por estos cables. La cuchara se puede adaptar en la misma grúa empleada para las actividades de hormigonado y/o levantamiento de la armadura, lo que aumenta la versatilidad del equipo. La Figura 10.6 presenta algunas fotos de cuchara de cables ensambladas con grúas. La segunda opción corresponde a cuchara hidráulica. Estas máquinas presentan una fuerza de cierre de la cuchara controlada por un sistema hidráulico. Esta ventaja permite que se pueda graduar la fuerza dependiendo del tipo de suelo. La desventaja es que no se puede ensamblar con la grúa empleada para el hormigonado y el levantamiento de la armadura. La Figura 10.7 muestra fotos de cucharas hidráulicas.



Figura 10.6. →
a) cuchara de cable (Murete, 2018).



Figura 10.7. →
Cuchara hidráulica (LIEBHERR, 2018).

c) Colocación de la armadura: se introduce la armadura metálica, con barras corrugadas para aumentar su adherencia dentro del lodo bentonítico. Los recubrimientos empleados deben ser mayores a 5 cm. Por lo general se emplean armaduras con barras verticales con separaciones de 10 cm o mayor, y barras horizontales con separaciones de 15 cm o mayor. El tipo de armadura deberá ser diseñada por el ingeniero estructural. Especial cuidado se debe tener durante el levantamiento e instalación de la armadura por medio de la grúa. Armaduras de longitudes mayores a 10 m, se recomiendan atarlas en distintos puntos al levantarlas para evitar su deflexión durante este proceso. Para garantizar el recubrimiento de concreto con respecto a las paredes de excavación, se debe emplear separadores metálicos o de hormigón.

d) Hormigonado: el hormigón se introduce con tubería tremie, desplazando de abajo hacia arriba. Especial cuidado se debe tener al subir la tubería, considerando que se debe garantizar que durante el proceso permanezca sumergida en el hormigón (técnica de hormigón sumergido). De lo contrario, se pueden presentar burbujas de aires, que puede generar porosidades indeseadas o patologías tipo hormigueros. Usualmente el hormigón presenta alto contenido de cemento (325/375 kg/m³) con alta relación de agua/cemento para aumentar su fluidez y facilitar su proceso constructivo.



← **Figura 10.8.**
Construcción de muretes guías (Yepes, 2016).

10.5 MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD

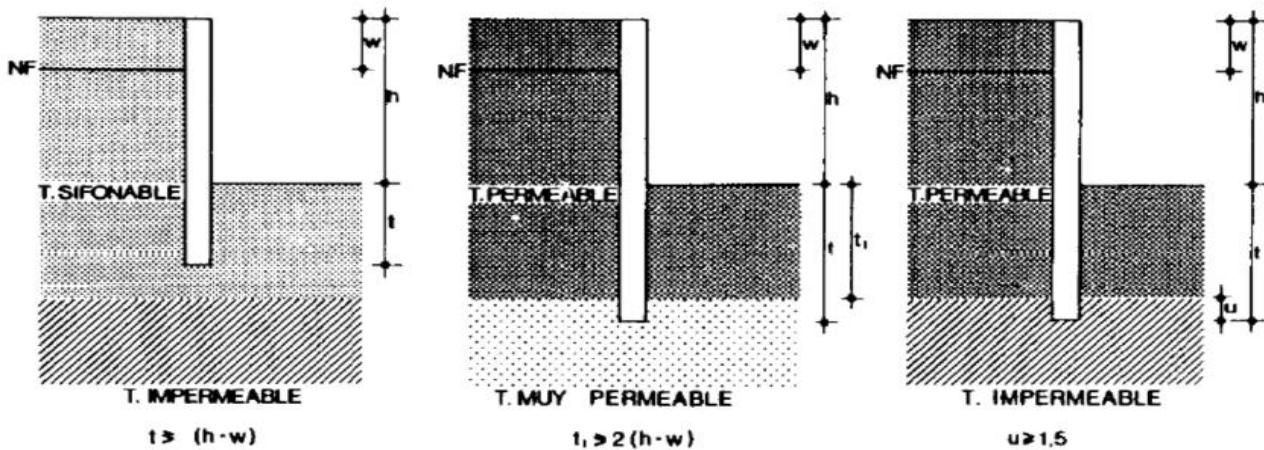
Para el caso de muro pantallas, el control de calidad son de tipo geométrico, y de calidad de la estructura. A continuación, se mencionan los controles de calidad de tipo geométrico:

- Se recomiendan controlar los desplazamientos laterales del muro después de su construcción. Para muros pantallas con características convencionales, se recomiendan desplazamientos máximos de 2 cm en dirección de la excavación, y 5 cm en dirección del suelo contenido.
- Se recomienda una pendiente en dirección vertical máximo del 1%, y en dirección transversal (en dirección del perímetro de excavación) máximo del 1%.
- Las tolerancias geométricas podrán aumentarse en algunas zonas específicas bajo la recomendación del ingeniero estructural y del ingeniero geotécnico, en caso de que se hayan encontrado dificultades constructivas, como por ejemplo, la aparición de bolas (rocas de gran diámetro) durante la excavación.
- La rugosidad de la cara de excavación de la pantalla no deberá sobrepasar el límite de tolerancia de los desplazamientos laterales.
- Se recomienda un desplazamiento relativo entre dos paneles adyacentes de 1 cm.

10.6 LIMITACIONES DE LA TÉCNICA

Las limitaciones del método abarcan las siguientes:

- Cuando existe un nivel freático distinto por detrás y delante del muro pantalla, se induce un flujo de agua alrededor del muro. El caso especial de falla hidráulica se produce cuando existe un flujo vertical de agua hacia la excavación que reduce el esfuerzo efectivo a cero produciendo la licuefacción del material. Esto puede inducir la falla del fondo de excavación y el colapso del muro pantalla. Para predecir este evento, se debe realizar un análisis por falla de fondo hidráulica. El evento se puede evitar por medio del alargamiento de la pared hasta estratos considerados como impermeables. La norma técnica española de edificaciones incluye unas recomendaciones generales para predimensionar el alargamiento de estas estructuras, véase Figura 10.9. También se recomienda la ubicación de sobrepeso en el fondo de excavación. Algunos métodos modernos incluyen el congelamiento del nivel freático en el fondo de excavación para impedir su flujo vertical.



↑ Figura 10.9. Recomendaciones de la NTE para evitar la falla hidráulica de fondo (NTE, 1977).

10.7 ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Entre las ventajas de esta técnica se encuentra que:

- El proceso de la construcción del muro genera pocas vibraciones
- El muro puede ser construido a grandes alturas
- La pared del muro sirve como pared externa para el sótano y como base para la superestructura.
- El muro provee soporte para la contención del suelo durante las excavaciones
- El muro genera pocas afectaciones a las estructuras adyacentes
- Entre las desventajas de esta técnica se encuentra que:
 - Requiere lodos bentoníticos o polimérico para el sostenimiento de las paredes verticales. Esto requiere el uso de equipos sofisticados para proveer la recirculación de los lodos, y garantizar su desarenización. También requiere la construcción de piscinas para los lodos y organizar su deposición.
 - Requiere máquinas sofisticadas para la excavación, ya sea de cuchara de cable hidráulica. La excavación con estas máquinas es compleja y eleva los costos.
 - En suelos blandos, la longitud de empotramiento puede alargarse significativamente. Esto puede aumentar los costos de la estructura.
 - El empotramiento de la estructura en suelos muy duros o rocas está limitado por la capacidad de la cuchara.

10.8 BIBLIOGRAFÍA

Calavera, J. (1989). Muros de contención y muros de sótano. Madrid: INTEMAC.

Colletif, (1986). Recommendations concernant la conception, le calcul, l'execution et le controle des tirants d'anerage. Bureau Securitas. Paris, Francia: Eyrolles

Construproducts, (2018). Muro Anclado, Muro de Pantalla, Soil Nailing. Obtenido de <https://www.construproducts.com/>

Hajnal, I., Marton, J., Regele, Z. (1984). Construction of Diaphragm walls. Budapest, Hungria: J. Wiley & Sons.

Jiménez, S. (1980). Geotecnia y Cimientos. Madrid, España.

Murete. (2018). Desde el Murete. Obtenido de <https://www.desdeelmurete.com/tipos-de-cucharas-al-cable/>

NTE. (1977). Normas Tecnológicas de la Edificación. España.

Schneebeli, B. (1981). Muros pantalla. Barcelona, España: Editores Técnicos Asociados.

UEM, (2018). Muros de pantalla 45. Obtenido de <https://docplayer.es/59182427-5-5-muros-pantalla-45.html>

Yepes, V. (2016). Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención. Valencia: Universitat Politècnica de València.

LIEBHERR. (2018). Obtenido de <https://www.liebherr.com>

10.9 LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE MUROS PANTALLA

a. Estudios de mecánica de suelos

- Recomendaciones particulares y/o complementarias a la exploración mínima exigida por la NCh1508.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer recomendaciones para campaña de prospección, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Recomendaciones de ensayos particulares para el diseño de la técnica en particular.

Ensayos requeridos: Pruebas de carga, para monitorear que esta cumpla con las capacidades de carga establecidas en los diseños.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer la realización de ensayos adicionales, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Otras recomendaciones particulares al estudio de mecánica de suelos que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas para el correcto diseño, verificación, implementación y control de la técnica descrita.

b. Diseño

- Metodología de cálculo y/o parámetros a controlar con la aplicabilidad de la técnica.

En estos casos, el informe de mecánica de suelos debe entregar:

Parámetros mínimos:

- Longitud de empotramiento por debajo del nivel del sótano
- Espesor del muro
- Geometría de los anclajes (posiciones, longitudes totales, longitudes del bulbo, inclinación con respecto a la horizontal, entre otros), para el caso de sistemas arriostrados
- Entibamiento (para el caso de sistemas arriostrados)
- Presiones laterales y deformación del suelo

Parámetros que deben estar especificados en mecánica de suelos:

- Ecuaciones de teoría de Coulomb o de teoría de Rankine (para

el cálculo de presiones del suelo en condiciones de falla activa o pasiva).

- Parámetros mínimos para los cuales, según la experiencia del consultor o basado en su investigación, la técnica se hace viable de implementar.

Análisis de situaciones especiales:

- Clasificación de muros de pantalla.
- Rangos referenciales que, a experiencia del consultor o basado en su investigación, se aumenta las propiedades requeridas para el proyecto.

c. Monitoreo Geotécnico

- Recomendaciones para excavaciones.

Se dispone metodología para la construcción de muros de pantallas autoportantes.

- Puntos críticos que podrían afectar la ejecución de la técnica descrita.

Existencia de nivel freático delante y detrás del muro de pantalla.

- Soporte técnico.

Equipos y materiales para la realización de instalación de muros de pantalla

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Incluir aspectos relevantes para el consultor

d. Especificaciones técnicas para ejecución

- Descripción y detalle de las etapas constructivas.

- Detalle de partidas.

- Detalle de materiales.

- Secuencia de ejecución.

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Todos estos aspectos obedecen a lo que se refiere cualquier especificación técnica de obra.

e. Metodología de control de calidad

- Pruebas y parámetros de control.

Establecer recomendaciones de pruebas de control: Control de desplazamientos laterales después de su construcción, pendiente vertical y transversal, tolerancias geométricas, límite de tolerancia.

- Frecuencia de control.

Definir frecuencias recomendadas, según criterio y/o experiencia del consultor.

- Registros.
- Control postejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Control de desplazamientos del muro.

10.10 CASOS DE ANÁLISIS

Se desea realizar un análisis técnico y económico de diversas alternativas de estructuras geotécnicas y/o mejoramiento de suelos. Para esto, se han propuesto tres diferentes estratigrafías de análisis, las cuales se presentan en la Figura 6.8:

Las características de los materiales que se presentan en la Figura 6.8, son las siguientes:

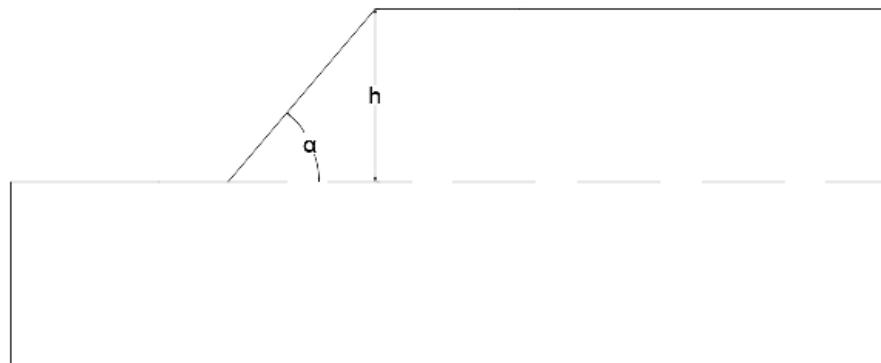
- Arena suelta: Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\varphi'=30^\circ$, una cohesión efectiva de $c'=0 \text{ kPa}$ y un peso específico seco de $\gamma_d=14.5 \text{ kN/m}^3$.
- Suelo competente: Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\varphi'=36^\circ$, una cohesión efectiva de $c'=0 \text{ kPa}$, un peso específico seco de $\gamma_d=18 \text{ kN/m}^3$ y un peso específico saturado de $\gamma_{sat}=20 \text{ kN/m}^3$.
- Arcilla blanda: Este material cuenta con una cohesión no drenada de $C_u=30 \text{ kPa}$, un peso específico seco de $\gamma_d=16.5 \text{ kN/m}^3$ y un peso específico saturado de $\gamma_{sat}=19 \text{ kN/m}^3$.
- Roca: Se asume que este material tiene una resistencia mucho mayor que los demás tipos de suelos y no será considerado para los análisis de estabilidad de taludes.

Adicional a las 3 estratigrafías propuestas, se consideran tres diferentes taludes, los cuales presentan diferentes pendientes (α) y diferentes alturas del talud (h). La Tabla 9.4 presenta las características geométricas de los 3 taludes, y estas se muestran esquemáticamente en la Figura 9.13.

↓ **Tabla 10.1.** Taludes por analizar.

Talud	α (°)	h (m)
A	30	10
B	60	10
C	60	6

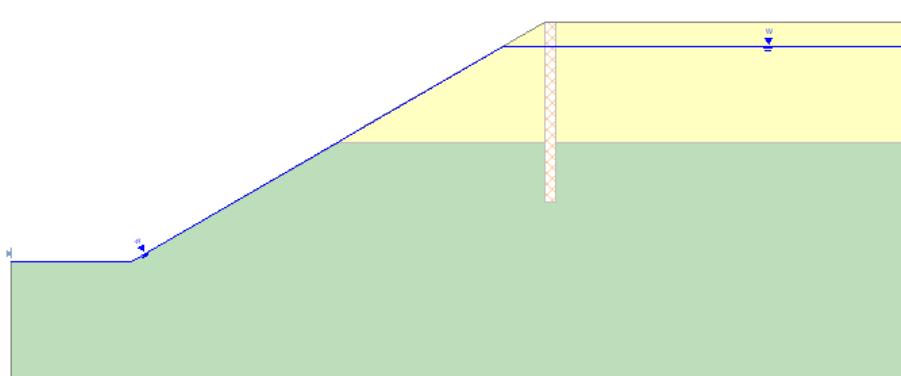
Figura 10.10. →
Talud por analizar.



10.10.1 SOLUCIÓN CASO MURO PANTALLA

Para el Talud 1-B se considera un muro de 7.5 m de profundidad llegando al estrato más competente, de esta forma estabilizando el talud.

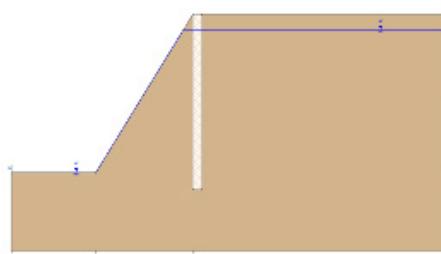
Figura 10.11. →
Estabilidad con Anclajes Talud 2-B



Para los Talud 2-A, B y C se considera un muro de 7.5, 10.5 y 11 m de profundidad respectivamente, estabilizando de esta forma al talud.



Figura 10.12.
Estabilidad con Anclajes Talud 2-A,B,C



Para los Talud 3-A y B se considera un muro de 5.5 y 6 m de profundidad respectivamente, manteniendo estabilizado al talud.

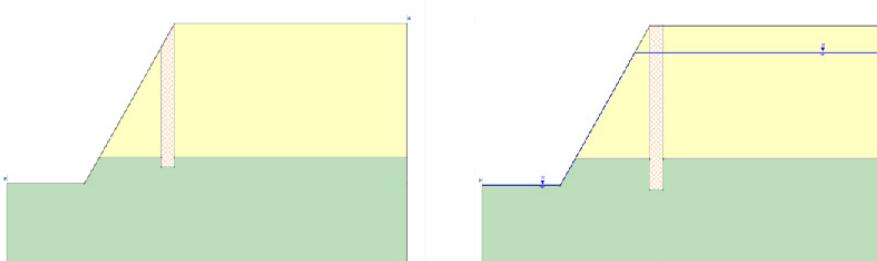


Figura 10.13.
Estabilidad con Anclajes Talud 3-A,B

10.11 PRESUPUESTO PARA MURO DE PANTALLA

Se tiene un talud, al cual se le implementó un sistema de contención para mejorar las propiedades geomecánicas del suelo. La estratigrafía del suelo presenta en los primeros 5 metros, arena suelta, luego en los 5 metros siguientes se tiene un suelo competente, finalmente a una profundidad de 10 m., medidos desde la superficie se tiene roca. Por otro lado, para la estratigrafía C, solo se tiene 15 metros de arcilla blanda y luego le sigue un estrato de roca.

Para llevar a cabo la ejecución de los trabajos, se determinaron las profundidades a las cuales el muro quedara empotrado en un estrato más competente, con el objetivo de dar una mayor estabilidad al talud. Por lo que finalmente, en base a las profundidades obtenidas y los respectivos análisis de cada talud, se procedió a estimar el presupuesto para un muro de pantalla de hormigón armado de 40 cm de espesor y 1 metro

lineal de profundidad para todos los casos. Finalmente en las siguientes tablas se muestran los presupuestos en los cuales se consideran materiales (paneles metálicos de varias dimensiones, para conformar moldajes elementos de hormigón, arriostramiento compuesto por perfil metálico, placas de anclaje y fijaciones, separador homologado para muros pantalla, acero en barras con resaltes, Hormigón, entre otros), herramientas, maquinarias (retroexcavadora, trépano, equipo de fresado, para muro pantalla) y mano de obra.

• Talud A

Caso B					
Presupuesto de Muro Pantalla					
Muro pantalla de hormigón armado de 40 cm de espesor, 7.5 m de altura y 1 m lineal de profundidad.					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1 Transporte					
1.1	Transporte y retirada de equipo de maquina pantalladora	un	1,00	2828271,87	\$2.828.272
1.2	Transporte y retirada de equipo de lodos tixotrópicos	un	1,00	1407389,46	\$1.407.389
2 Sistema de Contención					
2.1	Murete guía para muro pantalla	m	1,00	54084,60	\$54.085
2.2	Muro pantalla de hormigón armado, con lodos	m ²	7,50	65789,59	\$493.422
2.3	Mortero base de murete guía y relleno de quedades	m ³	0,13	41773,58	\$5.222
2.4	Reparación de la excavación de bataches	m ²	0,38	43910,90	\$16.467
2.5	Perforación con trépano	h	26,40	126143,70	\$3.330.194
2.6	Perforación en roca o capas duras del terreno	h	26,40	147163,95	\$3.885.128
2.7	Paralización de equipo y maquinaria	h	13,20	131132,48	\$1.730.949
2.8	Descabezado de paneles	m	1,00	27372,69	\$27.373
2.9	Viga de borde de paneles	m	1,00	79122,09	\$79.122
2.10	Arriostramiento	m	1,00	110367,58	\$110.368
2.11	Encuentro de muro y placa de fundación	m	1,00	35206,48	\$35.206
2.12	Encuentro de muro y losa sótano	m	1,00	27925,28	\$27.925
Costo Directo (CLP)					\$9.795.460
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$11.264.779
19% Iva					\$2.140.308
Total (CLP)					\$13.405.086

↑ Valores referenciales, año 2019

- Talud B

Caso A					
Presupuesto de Muro Pantalla					
Muro pantalla de hormigón armado de 40 cm de espesor, 7,5 m de altura y 1 m lineal de profundidad.					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Transporte				
1.1	Transporte y retirada de equipo de maquina pantalladora	un	1,00	2828271,87	\$2.828.272
1.2	Transporte y retirada de equipo de lodos tixotrópicos	un	1,00	1407389,46	\$1.407.389
2	Sistema de Contención				
2.1	Murete guía para muro pantalla	m	1,00	54084,60	\$54.085
2.2	Muro pantalla de hormigón armado, con lodos	m ²	7,50	65789,59	\$493.422
2.3	Mortero base de murete guía y relleno de oquedades	m ³	0,13	41773,58	\$5.222
2.4	Reparación de la excavación de bataches	m ²	0,38	43910,90	\$16.467
2.5	Perforación con trépano	h	26,40	126143,70	\$3.330.194
2.6	Perforación en roca o capas duras del terreno	h	26,40	147163,95	\$3.885.128
2.7	Paralización de equipo y maquinaria	h	13,20	131132,48	\$1.730.949
2.8	Descabezado de paneles	m	1,00	27372,69	\$27.373
2.9	Viga de borde de paneles	m	1,00	79122,09	\$79.122
2.10	Arriostramiento	m	1,00	110367,58	\$110.368
2.11	Encuentro de muro y placa de fundación	m	1,00	35206,48	\$35.206
2.12	Encuentro de muro y losa sótano	m	1,00	27925,28	\$27.925
					Costo Directo (CLP) \$9.795.460
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$11.264.779
					19% Iva \$2.140.308
					Total (CLP) \$13.405.086

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO B

Presupuesto de Muro Pantalla



Muro pantalla de hormigón armado de **40 cm** de espesor, **10.5 m** de altura y **1 m** lineal de profundidad.

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Transporte				
1.1	Transporte y retirada de equipo de maquina pantalladora	un	1,00	2828271,87	\$2.828.272
1.2	Transporte y retirada de equipo de lodos tixotrópicos	un	1,00	1407389,46	\$1.407.389
2	Sistema de Contención				
2.1	Murete guía para muro pantalla	m	1,00	54084,60	\$54.085
2.2	Muro pantalla de hormigón armado, con lodos	m ²	10,50	65789,59	\$690.791
2.3	Mortero base de murete guía y relleno de oquedades	m ³	0,13	41773,58	\$5.222
2.4	Reparación de la excavación de bataches	m ²	0,53	43910,90	\$23.053
2.5	Perforación con trépano	h	26,40	126143,70	\$3.330.194
2.6	Perforación en roca o capas duras del terreno	h	26,40	147163,95	\$3.885.128
2.7	Paralización de equipo y maquinaria	h	13,20	131132,48	\$1.730.949
2.8	Descabezado de paneles	m	1,00	27372,69	\$27.373
2.9	Viga de borde de paneles	m	1,00	79122,09	\$79.122
2.10	Arriostramiento	m	1,00	110367,58	\$110.368
2.11	Encuentro de muro y placa de fundación	m	1,00	35206,48	\$35.206
2.12	Encuentro de muro y losa sótano	m	1,00	27925,28	\$27.925
					Costo Directo (CLP) \$9.999.415
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$11.499.327
					19% iva \$2.184.872
					Total (CLP) \$13.684.199

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO C

Presupuesto de Muro Pantalla



Muro pantalla de hormigón armado de **40 cm** de espesor, **11 m** de altura y **1 m** lineal de profundidad.

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Transporte				
1.1	Transporte y retirada de equipo de maquina pantalladora	un	1,00	2828271,87	\$2.828.272
1.2	Transporte y retirada de equipo de lodos tixotrópicos	un	1,00	1407389,46	\$1.407.389
2	Sistema de Contención				
2.1	Murete guía para muro pantalla	m	1,00	54084,60	\$54.085
2.2	Muro pantalla de hormigón armado, con lodos	m ²	11,00	65789,59	\$723.685
2.3	Mortero base de murete guía y relleno de oquedades	m ³	0,13	41773,58	\$5.222
2.4	Reparación de la excavación de bataches	m ²	0,55	43910,90	\$24.151
2.5	Perforación con trépano	h	26,40	126143,70	\$3.330.194
2.6	Perforación en roca o capas duras del terreno	h	26,40	147163,95	\$3.885.128
2.7	Paralización de equipo y maquinaria	h	13,20	131132,48	\$1.730.949
2.8	Descabezado de paneles	m	1,00	27372,69	\$27.373
2.9	Viga de borde de paneles	m	1,00	79122,09	\$79.122
2.10	Arriostamiento	m	1,00	110367,58	\$110.368
2.11	Encuentro de muro y placa de fundación	m	1,00	35206,48	\$35.206
2.12	Encuentro de muro y losa sótano	m	1,00	27925,28	\$27.925
Costo Directo (CLP)					\$10.033.408
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$11.538.419
19% iva					\$2.192.300
Total (CLP)					\$13.730.718

↑ Valores referenciales, año 2019

- Talud C

CASO A					
Presupuesto de Muro Pantalla					
Muro pantalla de hormigón armado de 40 cm de espesor, 5,5 m de altura y 1 m lineal de profundidad.					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Transporte				
1.1	Transporte y retirada de equipo de maquina pantalladora	un	1,00	2828271,87	\$2.828.272
1.2	Transporte y retirada de equipo de lodos tixotrópicos	un	1,00	1407389,46	\$1.407.389
2	Sistema de Contención				
2.1	Murete guía para muro pantalla	m	1,00	54084,60	\$54.085
2.2	Muro pantalla de hormigón armado, con lodos	m ²	5,50	65789,59	\$361.843
2.3	Mortero base de murete guía y relleno de oquedades	m ³	0,13	41773,58	\$5.222
2.4	Reparación de la excavación de bataches	m ²	0,28	43910,90	\$12.075
2.5	Perforación con trépano	h	26,40	126143,70	\$3.330.194
2.6	Perforación en roca o capas duras del terreno	h	26,40	147163,95	\$3.885.128
2.7	Paralización de equipo y maquinaria	h	13,20	131132,48	\$1.730.949
2.8	Descabezado de paneles	m	1,00	27372,69	\$27.373
2.9	Viga de borde de paneles	m	1,00	79122,09	\$79.122
2.10	Arriostamiento	m	1,00	110367,58	\$110.368
2.11	Encuentro de muro y placa de fundación	m	1,00	35206,48	\$35.206
2.12	Encuentro de muro y losa sótano	m	1,00	27925,28	\$27.925
					Costo Directo (CLP) \$9.659.489
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$11.108.413
					19% iva \$2.110.598
					Total (CLP) \$13.219.011

↑ Valores referenciales, año 2019

CASO B

Presupuesto de Muro Pantalla



Muro pantalla de hormigón armado de **40 cm** de espesor, **6 m** de altura y **1 m** lineal de profundidad.

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Transporte				
1.1	Transporte y retirada de equipo de maquina pantalladora	un	1,00	2828271,87	\$2.828.272
1.2	Transporte y retirada de equipo de lodos tixotrópicos	un	1,00	1407389,46	\$1.407.389
2	Sistema de Contención				
2.1	Murete guía para muro pantalla	m	1,00	54084,60	\$54.085
2.2	Muro pantalla de hormigón armado, con lodos	m ²	6,00	65789,59	\$394.738
2.3	Mortero base de murete guía y relleno de oquedades	m ³	0,13	41773,58	\$5.222
2.4	Reparación de la excavación de bataches	m ²	0,30	43910,90	\$13.173
2.5	Perforación con trépano	h	26,40	126143,70	\$3.330.194
2.6	Perforación en roca o capas duras del terreno	h	26,40	147163,95	\$3.885.128
2.7	Paralización de equipo y maquinaria	h	13,20	131132,48	\$1.730.949
2.8	Descabezado de paneles	m	1,00	27372,69	\$27.373
2.9	Viga de borde de paneles	m	1,00	79122,09	\$79.122
2.10	Arriostamiento	m	1,00	110367,58	\$110.368
2.11	Encuentro de muro y placa de fundación	m	1,00	35206,48	\$35.206
2.12	Encuentro de muro y losa sótano	m	1,00	27925,28	\$27.925
					Costo Directo (CLP) \$9.693.482
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$11.147.504
					19% iva \$2.118.026
					Total (CLP) \$13.265.530

↑ Valores referenciales, año 2019

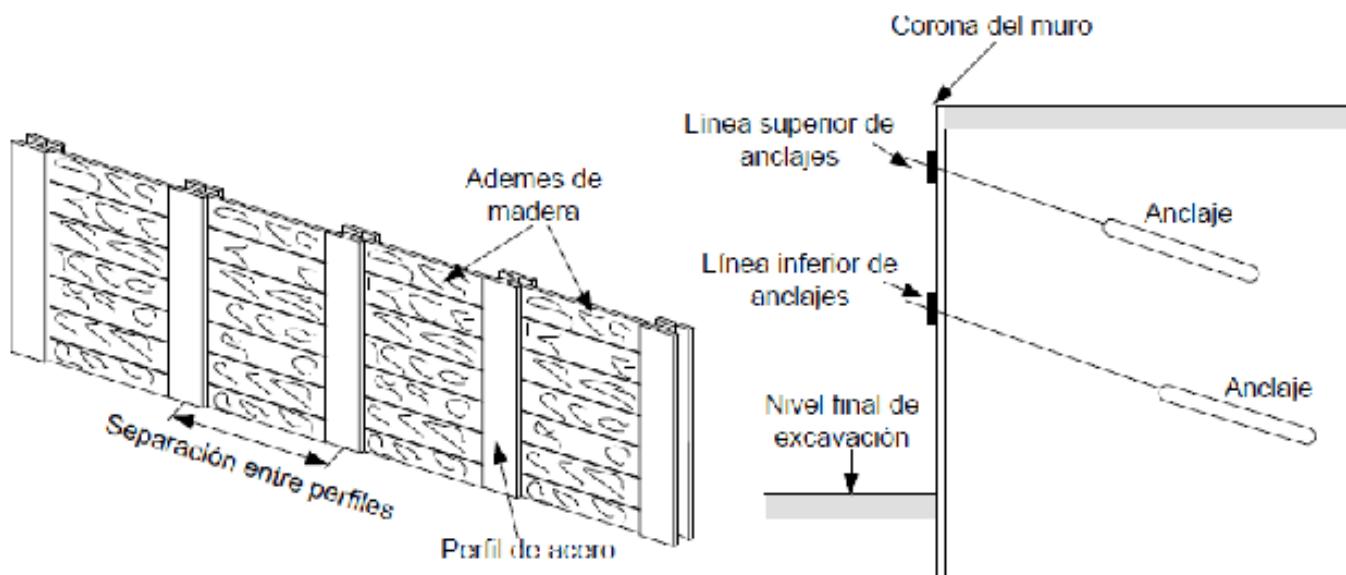


11. MURO BERLINÉS

11.1 OBJETIVOS DE LA TÉCNICA

El Muro Berlinés consiste en perfiles metálicos verticales, entre los cuales se colocan tablones de madera, para así poder contener los suelos. La estabilidad del conjunto se logra agregando anclajes, pernos o puntales. Se destaca su uso en ciudades chilenas como Concepción (Tabla 11.1) y Viña del Mar.

El muro berlínés, es útil cuando no es estrictamente necesario que el muro sea impermeable y rígido. De hecho, se recomienda que sea usado para condiciones del suelo de tipo no-drenadas, siempre y cuando el nivel freático este cercano a la superficie. Una figura con sus características se presenta en Figura 11.1. Su uso comenzó en la década de 1930 en Alemania, aunque comenzó a tener notoriedad en Chile en la década de 1990.



↑ Figura 11.1. Layout de muro Berlinés típico (Alarcón, 2011).

↓ **Tabla 11.1.** Uso de muro Berlinés en la ciudad de Concepción, Chile (Alarcón, 2011)

Nombre del Proyecto	(m ²) construidos de muro	Año de construcción
Edificio Murano	-	2007
Edificio City II	1330	2007
Edificio Colo Colo	1317	2007
Hospital Traumatológico	-	2007
Edificio Don Alberto	-	2008
Edificio Espacio Mayor	897	2008
Palacio de los Tribunales	3596	2009
Edificio Orompello	660	2009
Santo Tomás, sede	709	2010
Concepción II etapa		
Edificio de Oficinas (Lomas de san Andrés)	1200	2010
Juzgado de Garantía	325	2010
Edificio Maipú/Aníbal Pinto	508	2010
Edificio Pedro de Valdivia	946	2010

11.2 CLASIFICACIÓN

El muro Berlinés consta de 3 principales materiales para su ejecución.

- a) Perfiles de acero
- b) Ademes de madera
- c) Acero para anclajes

11.3 ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO

El fundamento teórico-Empírico del muro berlínés está basado en las teorías clásicas de empuje según la teoría de Rankine y Coulomb, que incluyen esfuerzos triangulares de esfuerzos horizontales. Últimamente, Alarcón (2011) ha indicado que la distribución de esfuerzos triangular (Figura 11.2) no siempre es aplicable a estos muros. Es por esto que se recomienda el uso del software El programa GGU-RETAIN (2007) considera casos de distribución basados en la EAB (2008).

Empujes:

11.3.1 CASO ACTIVO:

$$E_{agh} = Z\gamma K_{agh}$$

↑ Ecuación (11.1)

Donde las componentes de fuerza horizontal y vertical son:

$$E_{agh} = \frac{\gamma h^2 K_{agh}}{2}$$

↑ Ecuación (11.2)

$$K_{agh} = \frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha (1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta\alpha) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cos(\alpha + \delta\alpha)}})}$$

↑ Ecuación (11.3)

$$\theta_{ag} = \varphi + \arctan \left(\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\left(\sin(\varphi - \alpha) \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta\alpha) \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\varphi - \beta) \cos(\alpha + \delta\alpha)}} \right)} \right)$$

↑ Ecuación (11.4)

En el caso especial donde $a = b = d = 0$, se tiene que:

$$K_{agh} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

↑ Ecuación (11.5)

$$\theta_{ag} = 45 + \frac{\varphi}{2}$$

↑ Ecuación (11.6)

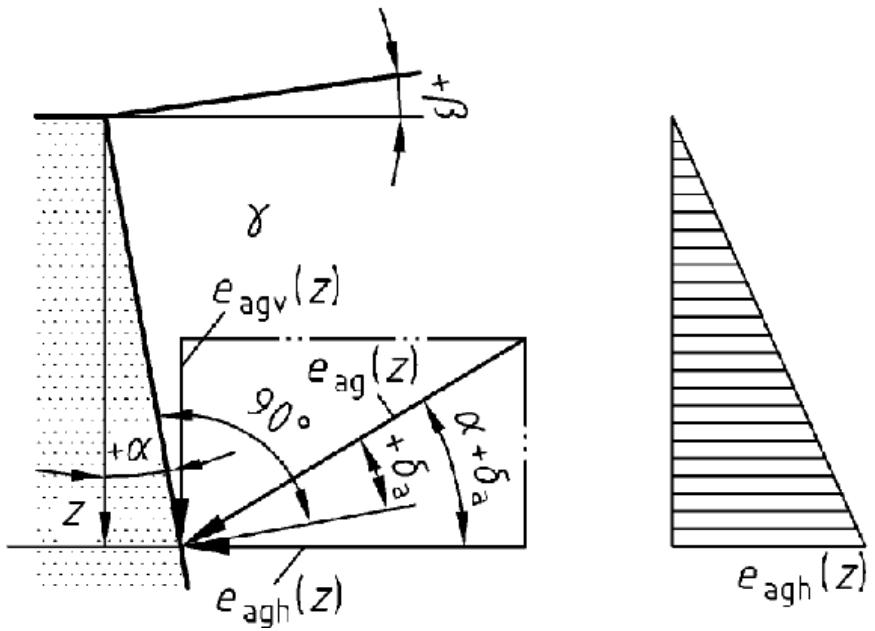


Figura 11.2. →
Cálculo de empuje de tierra activo (DIN 4085, 2007).

11.3.2 CASO PASIVO:

Para el caso pasivo, la componente horizontal del empuje pasivo está dada por:

$$E_{pgh} = Z\gamma K_{pgh}$$

↑ Ecuación (11.7)

Donde K_{pgh} es obtenido desde el grafico de la Figura 11.3.

De manera análoga al caso activo, para el caso pasivo donde se cumpla que $a = b = d = 0$, se tiene que:

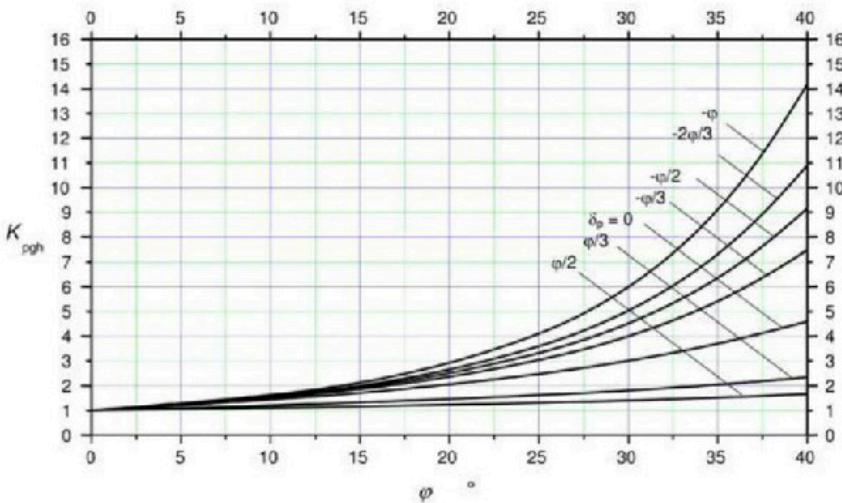
$$\theta_p = 45 + \frac{\varphi}{2}$$

↑ Ecuación (11.8)

Mientras que el coeficiente de empuje pasivo es de Rankine, de la siguiente forma:

$$K_{pgh} = \tan^2 (45 + \frac{\varphi}{2})$$

↑ Ecuación (11.9)



← **Figura 11.3.**
Curvas del coeficiente de empuje pasivo
según el ángulo de fricción suelo-muro δ (DIN
4085, 2007).

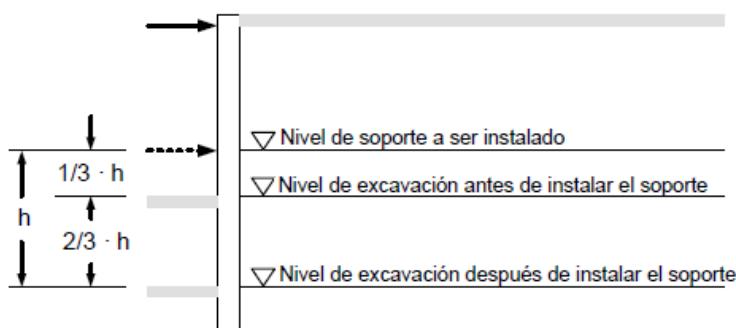
11.3.3 SISTEMA DE MURO NO ANCLADO:

En este caso, la pantalla de muro que no posee soporte lateral, por ende, la capacidad que la entibación posee por sí misma es suficiente para sostener las presiones de suelo, dentro del cual se puede considerar la distribución de empuje de la sección anterior. Respecto a la distribución de empujes, esta es de tipo triangular, tal como se muestra en Figura 11.2

11.3.4 SISTEMA DE MURO ANCLADO:

En el caso del muro anclado, éste posee soportes laterales que ayudan alcanzar profundidades mucho mayores que los muros no anclados (anclajes y apuntalamientos). Respecto a los anclajes, son los más usados ya que no quitan espacio físico de trabajo. Respecto a los apuntalamientos, estos son más rápidos de instalar y más económicos, pero que reducen la zona de trabajo.

Respecto al criterio de colocación de anclajes, diagramas de modelación con un soporte lateral y doblemente anclado, la EAB (2008) propone la siguiente Figuras:



← **Figura 11.4.**
Secuencia constructiva para la colocación de
anclajes (EAB, 2008).

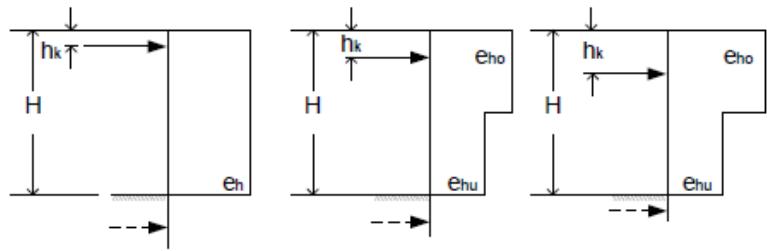


Figura 11.5. →
Diagramas de presiones con un soporte lateral (EAB, 2008).

a) Apoyo a $h_k \leq 0.1 H$ b) Apoyo a $0.1 H \leq h_k \leq 0.2 H$ c) Apoyo a $0.2 H \leq h_k \leq 0.3 H$

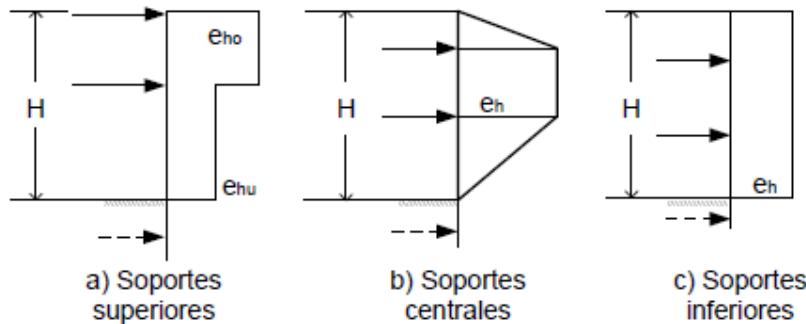


Figura 11.6. →
Diagramas de presiones doblemente anclado (EAB, 2008).

a) Soportes superiores b) Soportes centrales c) Soportes inferiores

11.3.5 CONSIDERACIONES SOBRE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN UN MURO BERLINÉS

Deformaciones en un muro berlínés:

Las deformaciones de un muro berlínés en función al proceso de excavación se muestran e indican en la Figura 11.7:

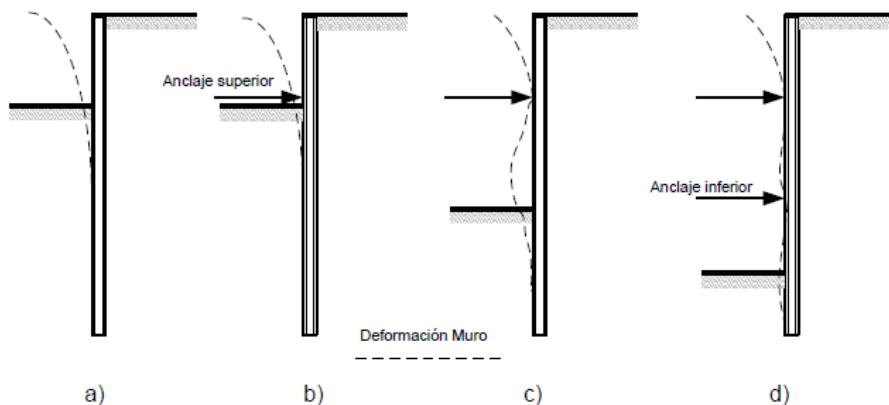
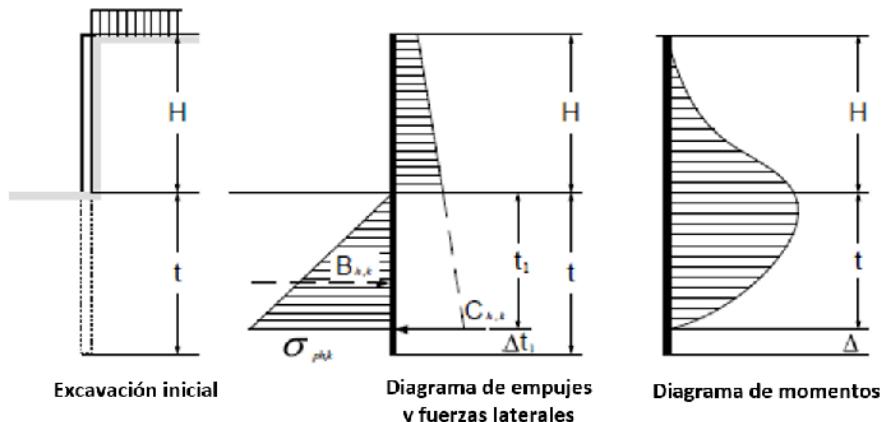


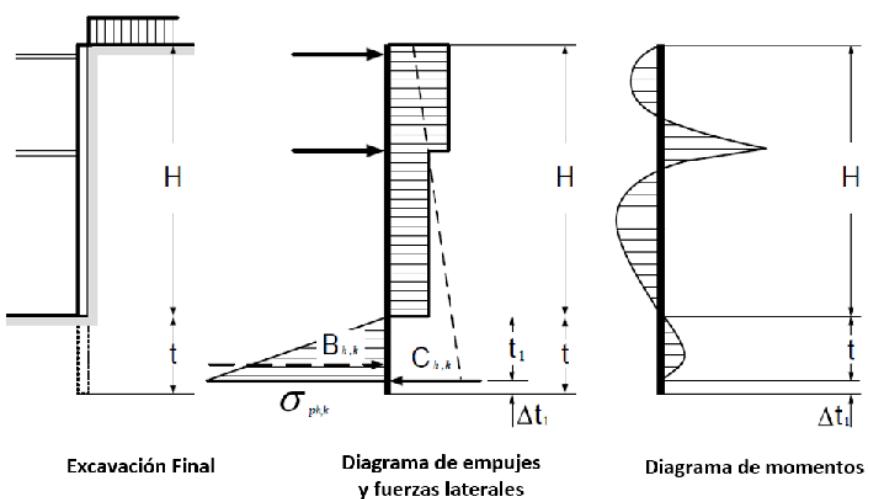
Figura 11.7. →
Deformaciones de un muro berlínés (Alarcón, 2011).

- Excavación en el nivel del anclaje superior
- Colocación del primer anclaje
- Excavación en el nivel de anclaje inferior
- Condición de diseño final

Cargas y sobrecargas en el muro berlínés:



← **Figura 11.8.**
Muro Berlínés sin soporte lateral (EAB, 2008).



← **Figura 11.9.**
Muro Berlínés con doble soporte lateral (EAB, 2008).

11.4 METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN

Los pasos para seguir para la ejecución de un muro Berlínés se explican a continuación, mientras que un resumen es presentado en Figura 11.10.

11.4.1 INSTALACIÓN DE LAS SECCIONES DE ACERO:

Las secciones de acero son instaladas previamente realizada la perforación. Se debe agregar que después de la perforación en general se agrega una capa de arena para así evitar el contacto entre el concreto y el suelo natural. Luego se procede a hormigonar la perforación, y así concluir la instalación de las secciones de acero (pilotes).

11.4.2 INSTALACIÓN DE PANELES PRIMARIOS:

Después de la instalación de las secciones de acero, comienza la excavación de los tablones primarios, y luego de los secundarios (los

cuales están ubicados entre los tablones primarios). Aquí también se incluye la capa de arena para separar el concreto del suelo natural.

Luego, se instala el encofrado para seguir con la perforación de los anclajes, los cuales luego de ser instalados, son sellados con una inyección de lechada de cemento.



Paso 1: Hincado de perfil



Paso 2: Instalación de tablones



Paso 3: Perforación y colocación de anclajes



Paso 4: Instalación y vigas de amarre



Paso 5: Tensado de anclajes



Paso 6: Término de la obra

Figura 11.10. →
Metodología de ejecución muro berlínés
(Alarcón, 2011).

11.5 MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD

El monitoreo geotécnico es clave en el éxito de este método. Por ejemplo, el uso de inclinómetros, monitoreos topográficos, MEMS (microelectromechanical system) y fibra óptica se destacan como posibles monitoreos geotécnicos. Sin embargo, se destaca que para que el monitoreo sea efectivo, es necesario cubrir de manera suficiente toda la estructura de contención, lo cual en la práctica resulta difícil. Últimamente han aparecido técnicas como es monitoreo laser el cual, justamente tendría una ventaja principal en su versatilidad para cubrir el área total a monitorear y no sólo puntos o franjas sobre las estructuras de contención a monitorear.

Algunos criterios de monitoreo geotécnico a considerar pueden ser los siguientes (TECNASOL 2010):

- Criterios de alerta: el desplazamiento horizontal máximo es de 25 mm y el desplazamiento vertical máximo es de 15 mm.
- Criterios de alarma: el desplazamiento horizontal máximo es de 35 mm y el desplazamiento vertical máximo es de 25 mm.

11.6 LIMITACIONES DE LA TÉCNICA

Aunque el muro Berlinés tiene grandes ventajas, su limitación fundamental es el desplazamiento horizontal del muro, tema ya explicado en sección anterior, y que va en línea a lo propuesto por (Orostegui y Villalobos, 2010). Quienes indican que no se tolere un desplazamiento mayor a 20 mm.

11.7 ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS

A diferencia de otros tipos de muros, el muro Berlinés es de tipo permeable, por lo cual tiene la ventaja de ser utilizado en lugares donde existe moderada a alta cantidad de precipitaciones (lluvias).

11.8 BIBLIOGRAFÍA

Alarcón, M. (2011). Efecto de la Variación de las Propiedades Geotécnicas Del Suelo en el Diseño de un Muro Berlinés. Tesis de Ingeniería Civil. Universidad Católica de la Santísima Concepción.

EAB (2008). DEUTSCHE gesellschaft für geotechnik e. v. Recommendations on Excavations (EAB), Ernst & Sohn

DIN 4085. (2007). Baugrund-Berechnung des erddrucks.

Tecnasol, (2010). Munich-type wall: Excavation and Retaing wall, Execution Design, Quinta do Mineiro Lote 1, Lisbon. (En Portugués).

GGU-RETAIN (2007). Análisis y diseño de muros pantalla de hormigón in situ, tablestacados metálicos y tablestacados mediante costillas y ademes. 4^a ed.

Orostegui, P., Villalobos, F. (2010). Diseño y construcción de Muro Berlinés para estacionamiento subterráneo de grandes dimensiones. Revista de la construcción. Vol 9, N°2, pp.04-17.

11.9 LISTA DE CHEQUERO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE MURO BERLINÉS

a. Estudios de mecánica de suelos

- Recomendaciones particulares y/o complementarias a la exploración mínima exigida por la NCh1508.

Profundidad mínima de exploraciones: Según NCh 1508 A.3.2.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer recomendaciones para campaña de prospección, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Recomendaciones de ensayos particulares para el diseño de la técnica en particular.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer la realización de ensayos adicionales, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Otras recomendaciones particulares al estudio de mecánica de suelos que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas para el correcto diseño, verificación, implementación y control de la técnica descrita.

b. Diseño

- Metodología de cálculo y/o parámetros a controlar con la aplicabilidad de la técnica.

En estos casos, el informe de mecánica de suelos debe entregar:

Parámetros mínimos:

- Separación entre perfiles
- Capacidad de soporte

Parámetros que deben estar especificados en mecánica de suelos:

- Esfuerzos triangulares de esfuerzos horizontales
- Parámetros mínimos para los cuales, según la experiencia del consultor o basado en su investigación, la técnica se hace viable de implementar.

Análisis de situaciones especiales:

- Aplicación de Muros de Berlín
- Rangos referenciales que, a experiencia del consultor o basado en su investigación, se aumenta las propiedades requeridas para el proyecto.

c. Monitoreo Geotécnico

- Recomendaciones para excavaciones.

Metodología de ejecución de un muro de Berlín.

- Puntos críticos que podrían afectar la ejecución de la técnica descrita.

Desplazamiento horizontal del muro.

- Soporte técnico.

Equipos y materiales para la realización de instalación de muro de Berlín.

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Incluir aspectos relevantes para el consultor.

d. Especificaciones técnicas para ejecución

- Descripción y detalle de las etapas constructivas.

- Detalle de partidas.
- Detalle de materiales.
- Secuencia de ejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Todos estos aspectos obedecen a lo que se refiere cualquier especificación técnica de obra.

e. Metodología de control de calidad

- Pruebas y parámetros de control.

Establecer recomendaciones de pruebas de control: Inclinómetros, monitoreo topográficos, criterios de alerta, criterios de alarma, MEMS (microelectromechanical system), fibra óptica, entre otros.

- Frecuencia de control.

Definir frecuencias recomendadas, según criterio y/o experiencia del consultor.

- Registros.

- Control postejecución.

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Control de desplazamientos horizontales del muro.

12. MUROS DE TIERRA ESTABILIZADOS MECÁNICAMENTE

12.1 OBJETIVOS DE LA TÉCNICA

Los muros de tierra estabilizados mecánicamente están basados en la estabilización del suelo mediante la utilización de tiras metálicas, geotextiles, geogrillas o geocompuestos. El contacto entre este material y el suelo proporciona una fuerza de fricción suficiente que imposibilita la creación de superficies de falla y mejora las propiedades geomecánicas del suelo. Este tipo de estructura ese construye por capas, mediante envolturas del geotextil, geogrilla o geocompuesto, o separadas por las tiras metálicas.

El geotextil es una tela sintética tejido o no tejido que permiten controlar el paso del agua, la separación de materiales y provee una fuerza de tensión adicional. Los geocompuestos son el producto de la combinación de diversos tipos de geosintéticos. Las geogrillas son materiales poliméricos que se añaden a los suelos con el objetivo de reforzarlos (Koerner, 1989).

Entre los usos más comunes de los muros de tierra estabilizado mecánicamente se encuentran su uso en estribos de puentes, como estructuras de contención y para la contención de las rampas de puentes. Usualmente, los muros de tierra estabilizada mecánicamente son decorados perimetralmente con acabados que ayudan a adaptarse al entorno en el que se encuentra.

12.2 CLASIFICACIÓN

De acuerdo al material que se utilice de refuerzo para la estabilización del terreno se pueden clasificar en muros estabilizados mecánicamente con tiras metálicas, geotextiles, geosintéticos y geocompuestos.

12.2.1 TIRAS METÁLICAS

Las tiras metálicas que se empleen deben ser galvanizadas, para evitar problemas por corrosión. La rapidez con la que se genera la corrosión depende de factores medioambientales que involucran al lugar en el que se construirá el muro y el pH del suelo. El espesor de las tiras metálicas viene dado por el espesor requerido por diseño más un adicional por la corrosión como lo muestra la ecuación (12.1) (Braja, 2012).

$$t_c = t_{diseño} + t_r$$

↑ Ecuación (12.1)

Donde:

tc : Espesor real de las tiras metálicas que se utilizaran para construir el muro de tierra estabilizado mecánicamente.

$tdiseño$: Espesor requerido por las tiras metálicas según el diseño.

tr : Espesor adicional a las tiras metálicas para contrarrestar el efecto de la corrosión.

12.2.2 GEOTEXTILES

Los geotextiles están hechos usualmente de materiales derivados del petróleo, como lo son el poliéster, polietileno y polipropileno. Los geotextiles se dividen en tejidos y no tejidos. Los geotextiles tejidos están conformados por un número de hebras paralelas que se entrelazan para formar una estructura planar. Los geotextiles no tejidos se forman de fibras cortas orientados con un patrón fijo que también dan como resultado una estructura planar. Los principales usos de los geotextiles en ingeniería geotécnica son:

- Drenaje: mediante el uso de geotextiles se puede conducir el agua de forma rápida y sencilla por varias salidas en el suelo, lo que ayuda a proporcionar una mayor resistencia al corte.
- Filtración: usualmente se colocan geotextiles con propósito de filtración entre dos estratos de suelo con diferentes características: uno granular y otro fino. El geotextil permite la libre filtración del agua de un estrato a otro, pero no permite la filtración de finos entre los estratos.
- Separación: mediante geotextiles que tengan el propósito de separación se pueden mantener diferentes estratos separados. Un caso práctico de esta aplicación es la separación de material arcilloso de material granular.
- Refuerzo: los geotextiles que tienen como objetivo principal el refuerzo. Ellos permiten aumentar la resistencia a la tensión del suelo, y con esto aumenta también la capacidad de carga del suelo.

12.2.3 GEOMALLAS

Las geomallas son materiales poliméricos que poseen resistencia a la tensión muy alta, su función principal es reforzar, gracias a la alta rigidez que poseen, su fabrican se elabora mediante un proceso de extrusión o de tejido. En primer lugar, las geomallas extruidas se forman mediante el uso de una hoja gruesa que puede ser de polietileno o polipropileno,

estos elementos se punzonan y estiran para crear aperturas que mejoran las propiedades del material. Por otro lado, también es posible fabricar las geomallas mediante la agrupación de polímeros, usando poliéster y polipropileno, que se teje en un patrón tipo red establecido. Las geomallas son en general de dos tipos: a) uniaxiales y b) biaxiales ver figura (12.1) (Braja, 2012).

Usualmente, las geomallas comerciales poseen un espesor nominal de nervadura entre los 0.5 a 1.5 mm y uniones de aproximadamente 2.5 a 5 mm. La geometría de sus aperturas suele ser rectangulares o elípticas y sus dimensiones varían de 25 a 150 mm. Las geomallas que se encuentran conformadas por mallas cuyas áreas abiertas son mayores que el 50% del área total desarrollan resistencia de refuerzo a niveles de deformación baja de aproximadamente 2% (Braja, 2012). También es importante tener en cuenta que el tamaño de la apertura de las geomallas debe ser lo suficientemente grande para que se permita el entrelazado entre las geomallas y el suelo a reforzar.

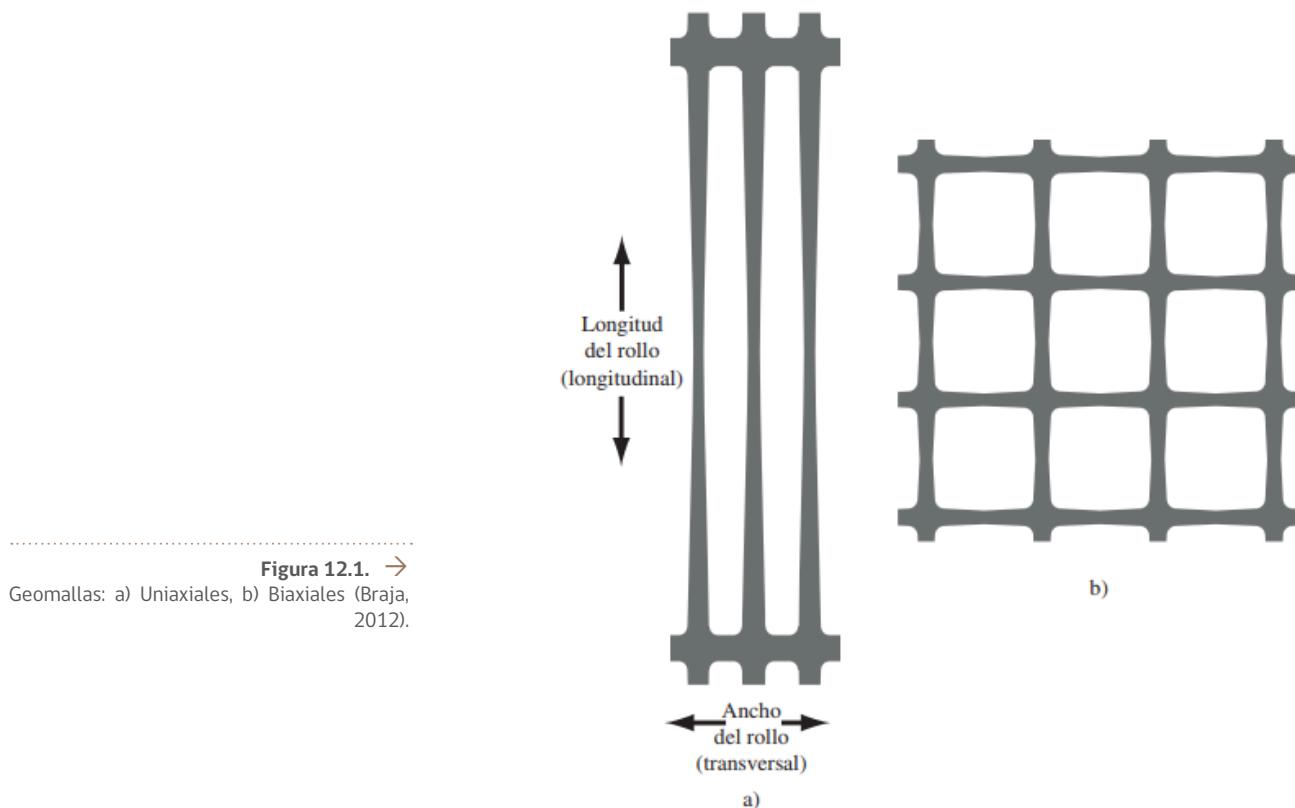


Figura 12.1. →
Geomallas: a) Uniaxiales, b) Biaxiales (Braja, 2012).

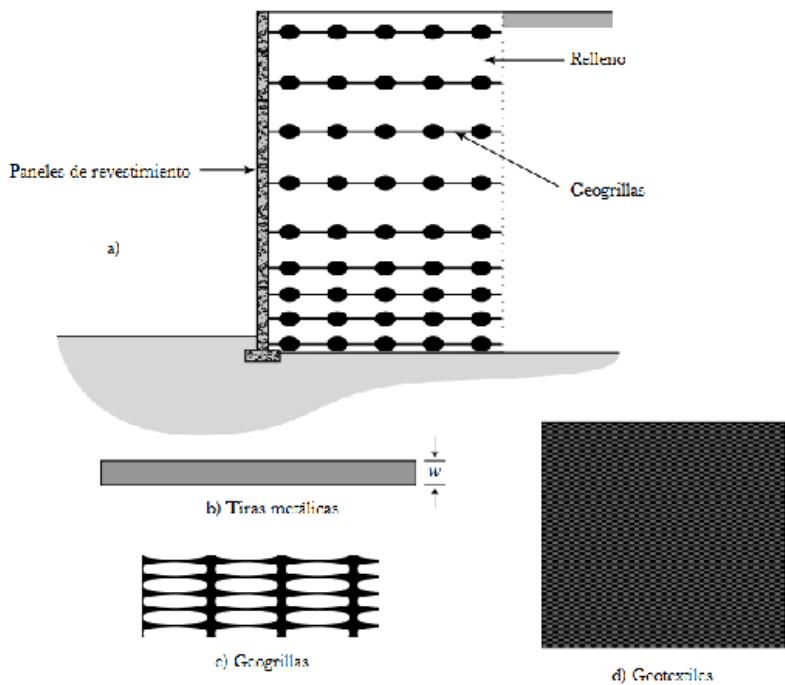


Figura 12.2.

Composición típica de un muro de tierra estabilizados mecánicamente y posibles materiales a implementarse (Braja, 2012).

12.3 ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO EMPÍRICO

Dentro del diseño de muros de tierra estabilizados mecánicamente se debe definir el número de capas de geosintético o tiras metálicas, la resistencia admisible del geosintético o de las tiras metálicas, la separación vertical entre las capas y la longitud de traslapo entre hileras de geosintéticos o tiras metálicas. Las metodologías de cálculo para determinar estas características dependen de la estratigrafía del suelo, la ubicación del nivel freático y los parámetros geomecánicos del suelo y de las tiras de material de refuerzo.

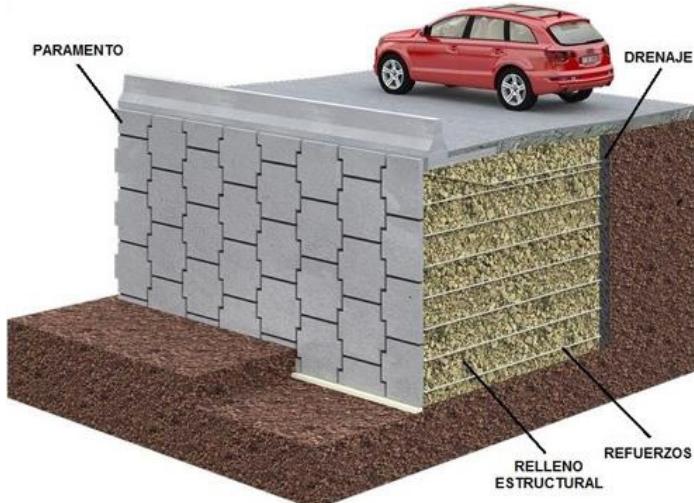


Figura 12.3.

Composición típica de un muro de tierra estabilizado mecánicamente (Yepes, 2016).

Para el diseñar muros estabilizados mecánicamente se debe tener en cuenta dos grandes etapas:

Diseño del muro para que satisfaga la estabilidad interna: Durante esta etapa se debe definir la resistencia a la tensión admisible de los geosintéticos, sus ubicaciones y separaciones de tal forma que se cumpla con la estabilidad interna del muro.

Verificación de la estabilidad externa: Durante esta etapa se debe verificar la estabilidad externa, por lo tanto, se realizan chequeos por volcamiento, deslizamiento, capacidad de carga y asentamientos, ver Figura 12.4.

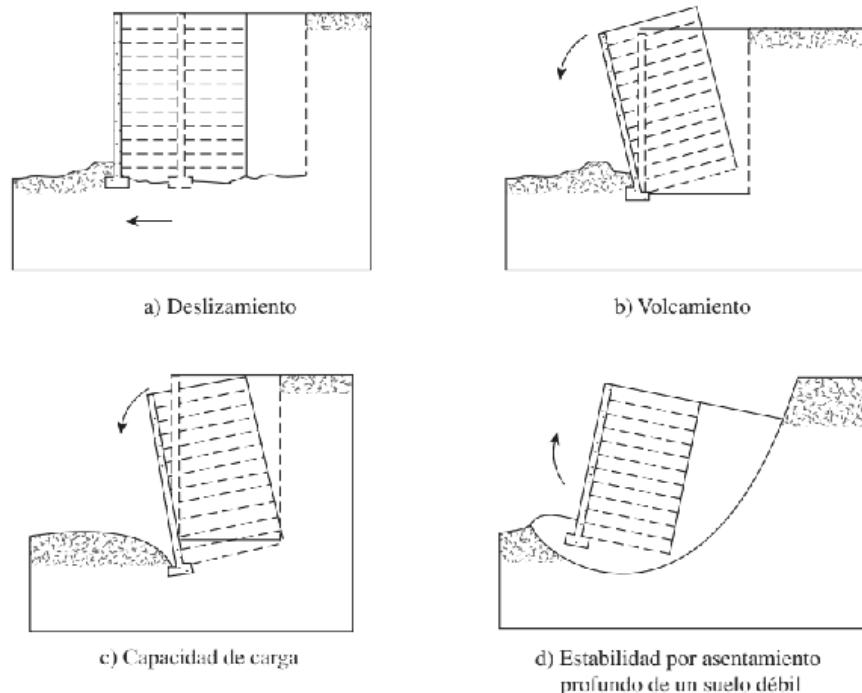


Figura 12.4. →
Verificaciones de la estabilidad externa (Braja, 2012).

12.3.1 DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN CON REFUERZOS DE TIRAS METÁLICAS

Este tipo de muros está compuesto por tres partes principales; un relleno dentro del muro que se realiza con suelo granular, se utilizan tiras de refuerzo metálicas que se caracterizan por estar ubicadas a intervalos regulares según el diseño, por ser delgadas y anchas. Por último, también se emplea una cubierta o revestimiento sobre la cara frontal del muro.

La metodología de análisis y diseño asume que los muros se encuentran en condición activa. De acuerdo a la metodología de Rankine, el esfuerzo activo se puede escribir de la siguiente forma:

$$\sigma'_a = \sigma'_0 K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

↑ Ecuación (12.2)

Donde:

σ'_0 : esfuerzo vertical efectivo del suelo y sobrecarga (en caso de existir)

K_a : el coeficiente de presión lateral activo que es equivalente a $\frac{1-\sin(\phi)}{1+\sin(\phi)}$

c' : cohesión efectiva del suelo

Como los muros de tierra estabilizados mecánicamente utilizan materiales granulares, se asume que $c' \approx 0$, de esta manera la ecuación (12.2) quedaría expresada como:

$$\sigma'_a = \sigma'_0 K_a$$

↑ Ecuación (12.3)

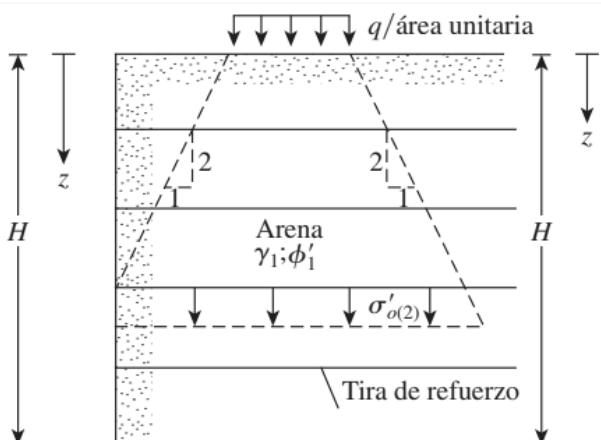
El esfuerzo debido a la sobrecarga se puede calcular de acuerdo con la Figura 12.5 como:

$$\sigma'_0 = \frac{qa'}{a' + z} \quad (\text{para } z \leq 2b')$$

↑ Ecuación (12.4)

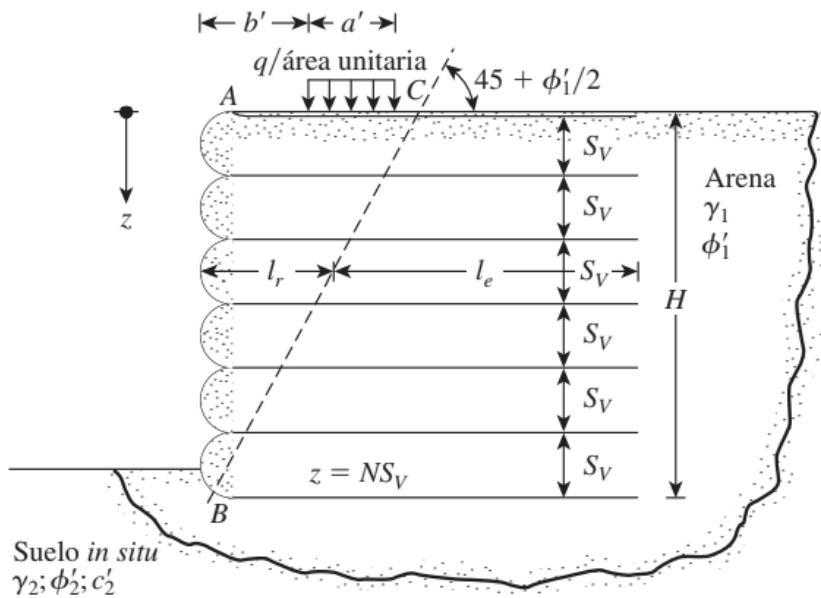
$$\sigma'_0 = \frac{qa'}{a' + \frac{z}{2} + b'} \quad (\text{para } z > 2b')$$

↑ Ecuación (12.5)



← Figura 12.5.
Método para el cálculo del esfuerzo generado debido a una sobrecarga (Braja, 2012).

Figura 12.6. →
Esquema típico para el análisis y diseño de muros de tierra estabilizados mecánicamente con tiras metálicas (Braja, 2012).



La fuerza del tirante metálico por longitud unitaria del muro T , se puede calcular como:

$$T = \sigma'_a S_V S_H$$

↑ Ecuación (12.6)

Donde S_V y S_H son las separaciones vertical y horizontal de los tirantes metálicos respectivamente.

Los tirantes metálicos pueden fallar por ruptura o por extracción. El factor de seguridad contra la ruptura del tirante FS_B se puede determinar utilizando la ecuación (12.7):

$$FS_B = \frac{wtf_y}{T}$$

↑ Ecuación (12.7)

Donde:

w : ancho de cada tirante

t : espesor de cada tirante

f_y : esfuerzo de fluencia o ruptura del material

En general, se recomienda un factor de seguridad de 2.5 a 3 para tirantes en todos los niveles. Por otro lado, la fuerza de fricción máxima FR que se puede desarrollar en un tirante a una profundidad z es:

$$F_R = 2l_e w \sigma'_0 \tan \delta$$

↑ Ecuación (12.8)

Donde:

l_e : Longitud efectiva (longitud por detrás de superficie de falla, véase Figura 12.6)

σ'_0 : Esfuerzo vertical efectivo a una profundidad z

δ : Ángulo de fricción entre el suelo y el tirante

De esta manera, el factor de seguridad contra la extracción del tirante FSP en cualquier profundidad z , se puede escribir como:

$$FS_P = \frac{F_R}{T}$$

↑ Ecuación (12.9)

La longitud total del tirante l es equivalente a la longitud dentro de la zona de falla de Rankine más la longitud efectiva respectivamente:

$$l = l_r + l_e$$

↑ Ecuación (12.10)

Si se despeja de la ecuación de FSP la longitud efectiva, se obtiene:

$$l_e = \frac{FS_P \sigma'_0 S_V S_H}{2w \sigma'_0 \tan \delta}$$

↑ Ecuación (12.11)

Así mismo, la longitud dentro de la zona de Rankine l_r se puede calcular a cualquier profundidad z como:

$$l_r = \frac{(H - z)}{\tan(45 + \frac{\phi_1}{2})}$$

↑ Ecuación (12.12)

En donde ϕ_1 es el ángulo de fricción del suelo. Por lo tanto, la longitud total se puede reescribir como:

$$L = \frac{(H - z)}{\tan(45 + \frac{\phi_1}{2})} + \frac{FS_p \sigma'_a S_V S_H}{2w \sigma'_0 \tan \delta}$$

↑ Ecuación (12.13)

A continuación se presenta un procedimiento paso a paso para el diseño de los muros estabilizados mecánicamente con tiras metálicas:

- **Paso 1:** Se define la altura del muro H , y las propiedades del material de relleno granular para el muro, como su peso específico (γ_1) y ángulo de fricción (ϕ_1).
- **Paso 2:** Se determina el ángulo de fricción entre el geosintético y el material de relleno granular δ , y se definen los valores requeridos de FS_B y FS_p
- **Paso 3:** Se asumen valores del espaciamiento vertical y horizontal de los tirantes. Adicionalmente, se supone el ancho de la tira de refuerzo w que se utilizará.
- **Paso 4:** Se calcula σ'_a en todos los puntos de interés.
- **Paso 5:** Se calculan las fuerzas de los tirantes en las diferentes profundidades.
- **Paso 6:** Para los valores asumidos de FS_B , se calcula el espesor del tirante requerido como:

$$t = \frac{FS_B \sigma'_a S_V S_H}{w f_y}$$

↑ Ecuación (12.14)

- **Paso 7:** Se determina la longitud L de cada una de las filas de los tirantes.
- **Paso 8:** Se rediseñan las dimensiones SV, SH, w, t y L para optimizar el diseño.
- **Paso 9:** Se calcula el factor de seguridad por volcamiento:

$$FS_{volcamiento} = \frac{\sum \text{Momentos resistentes}}{\sum \text{Momentos actuantes}}$$

↑ Ecuación (12.15)

- **Paso 10:** Se calcula el factor de seguridad por deslizamiento:

$$FS_{deslizamientos} = \frac{(\Sigma \text{ fuerzas verticales})(\tan \delta)}{P_a}$$

↑ Ecuación (12.16)

donde P_a es la presión activa total.

- **Paso 11:** Se calcula el factor de seguridad por capacidad portante, donde:

$$FS_{capacidad\ portante} = \frac{q_{ult}}{\sigma'_0 \text{ (en } z = H)}$$

↑ Ecuación (12.17)

Donde q_{ult} es la capacidad portante última del suelo que se puede determinar por métodos convencionales. Por lo general, se adopta como valores mínimos de factores de seguridad de 3 para volcamiento, 3 para deslizamiento y de 3 a 5 para capacidad portante.

12.3.2 DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN CON GEOSINTÉTICOS

En este tipo de muro de retención, su fachada se forma traslapando las hojas como se muestra en la Figura 12.7 con una longitud de traslape de L . Cuando se termina la construcción, la cara expuesta del muro se debe recubrir; de otra manera, el geotextil se deteriorará por la exposición a la luz ultravioleta o por factores externos. Para el diseño de muros de contención con geosintéticos se siguen los siguientes pasos:

- **Paso 1:** Se determina la distribución de la presión activa sobre el muro:

$$\sigma'_a = \sigma'_0 K_a$$

↑ Ecuación (12.18)

Donde:

σ'_0 es el esfuerzo vertical efectivo del suelo y sobrecarga (en caso de existir)

K_a : es el coeficiente de presión lateral activo que es equivalente a $\frac{1 - \tan(\phi_1)}{1 + \tan(\phi_1)}$

- **Paso 2:** Se selecciona un geosintético, con resistencia T_{ult} . Esta resistencia se reduce para hallar la resistencia admisible T_{adm} con la ecuación (12.9):

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{(RF_{id})(RF_{cr})(RF_{cbd})}$$

↑ Ecuación (12.19)

En donde:

RF_{id} : Factor de reducción por daño de instalación. Usualmente se adoptan valores entre 1.1 y 2.

RF_{cr} : Factor de reducción por fluencia. Usualmente se adoptan valores entre 2 y 4.

RF_{cbd} : Factor de reducción por degradación química y biológica. Usualmente se adoptan valores entre 1 y 1.5.

- **Paso 3:** Se determina el espaciamiento vertical de las capas a cualquier profundidad z con la ecuación (12.20):

$$S_V = \frac{T_{adm}}{\sigma'_a FS_B}$$

↑ Ecuación (12.20)

En donde:

FS_B : Factor de seguridad que se asume entre 1.3 a 1.5.

- **Paso 4:** Se determina la longitud de cada capa de geosintéticos con la fórmula (12.21):

$$L = l_r + l_e$$

↑ Ecuación (12.21)

Donde

$$l_e = \frac{FS_p \sigma'_a S_V}{2 \sigma'_0 \tan \delta}$$

↑ Ecuación (12.22)

$$l_r = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)}$$

↑ Ecuación (12.23)

$$\delta \approx \frac{2}{3}\phi_1$$

↑ Ecuación (12.24)

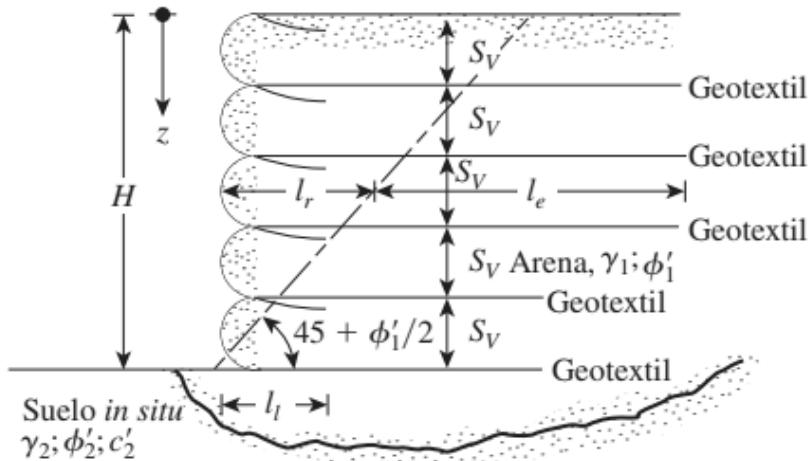
El factor FS_{spse} asume en el rango entre 1.3 a 1.5.

- **Paso 5:** Se determina la longitud de traslape ll , la cual debe ser de, al menos 1 metro:

$$l_l = \frac{FS_p \sigma'_a S_V}{4\sigma'_0 \tan\delta}$$

↑ Ecuación (12.25)

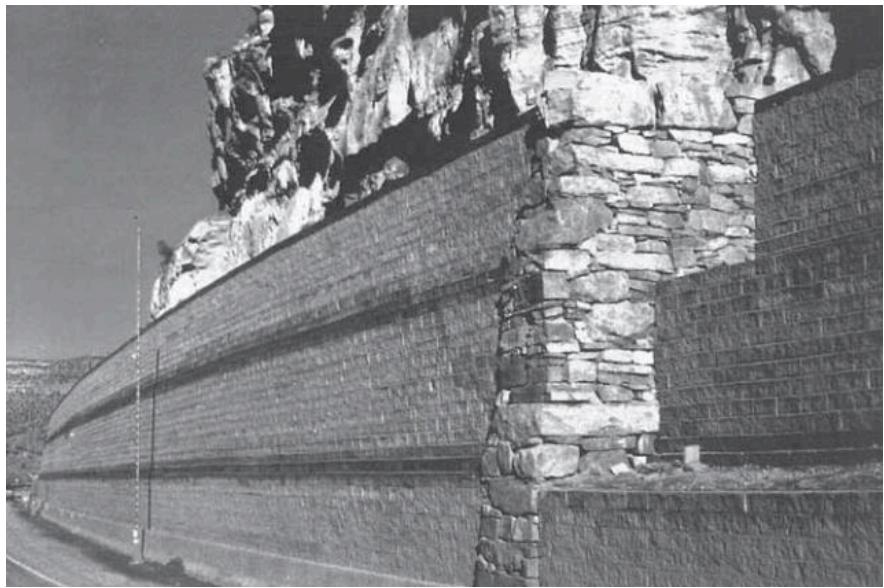
- **Paso 6:** Se verifica la estabilidad externa por volcamiento, deslizamiento y capacidad portante, similar al método descrito anteriormente.



← Figura 12.7.
Composición típica de un muro de tierra estabilizado mecánicamente con geosintéticos (Braja, 2012).

Figura 12.8. →

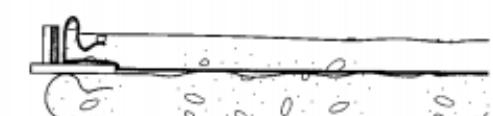
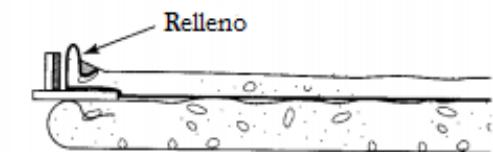
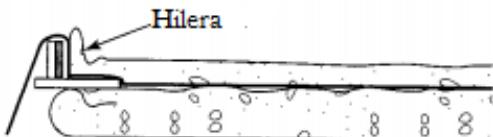
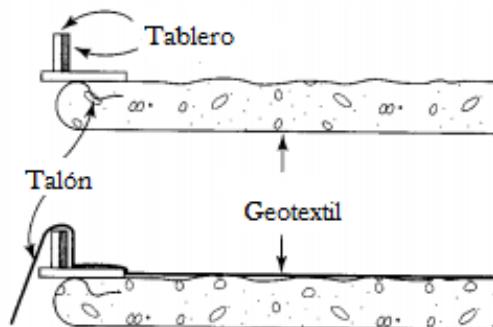
Ejemplo muro de tierra estabilizados mecánicamente con geosintéticos (Braja, 2012).



12.4 METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN

La Figura 12.9 ilustra el proceso constructivo de un muro de tierra estabilizado mecánicamente con geosintéticos en 7 pasos:

- **Paso 1:** Una herramienta de madera con tamaño ligeramente mayor al del espesor de cada capa del muro es colocada en la superficie.
- **Paso 2:** El geotextil es desenrollado y posicionado sobre el suelo y con una longitud de aproximadamente 1 m mayor a la longitud total, esto con el objetivo de poder dar la vuelta sobre la herramienta de madera.
- **Paso 3:** El material de relleno granular es colocado sobre el geosintético y es compactado. Se debe garantizar que el suelo sea de características granulares y que su forma angular no perjudique o dañe el geotextil.
- **Paso 4:** Se hace una barriga de 300 a 600 mm de la cara del muro. Se debe tener cuidado de no dañar el geotextil durante este proceso.
- **Paso 5:** La parte libre del geotextil es doblada hacia atrás sobre la herramienta de madera para formar la barriga.
- **Paso 6:** La altura restante del suelo es completada y compactada.
- **Paso 7:** La herramienta de madera es quitada del muro y es ensamblada en la parte superior de la capa que sigue.



← Figura 12.9.

Proceso constructivo de un muro de tierra estabilizado mecánicamente con geosintéticos (Koerner, 1989).

12.5 MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD

Una de las entidades internacionales que posee estándares para la verificación de las características de los geosintéticos que se implementan en los muros de tierra estabilizados mecánicamente es la American Society for Testing and Materials (ASTM). Las principales propiedades requeridas por los geosintéticos para este tipo de muros son (Budhu, 2010):

- Resistencia a la tensión (ASTM D 4632): este ensayo permite conocer la última resistencia a la tensión (N) del geosintético.
- Ensayo de tensión de banda ancha (ASTM D 4595): a partir de este ensayo es posible determinar la resistencia última a la tensión del geosintético por unidad de longitud (N/m).
- Prueba de fluencia a la tracción (ASTM D 5262): gracias a ensayo se puede conocer la resistencia última a la tensión cuando la tasa de deformación se acerca a cero con el tiempo.

Los resultados de los ensayos anteriormente descritos se deberán comparar con los valores de diseño. En caso de no cumplir, se deberá rechazar el geosintético.

El máximo movimiento lateral de la cara del muro durante la fase de construcción debe ser menor a $H/250$ para refuerzo inextensible y de $H/75$ para refuerzo extensible, en donde H es la altura de la estructura. La inclinación de la estructura deberá ser inferior a 4 mm por metro de altura.

La compactación del material de relleno se deberá controlar con pruebas de densidad seca en campo. La recomendación de densidad seca deberá estar previamente establecida en el estudio de suelos.

Para analizar el comportamiento del nivel freático se deben implementar piezómetros. Se debe comprobar que el nivel freático concuerde con aquel considerado en el diseño después de la construcción del muro.

12.6 LIMITACIONES DE LA TÉCNICA

Los geosintéticos pueden reducir su resistencia a la tensión si son expuestos a la degradación por luz ultravioleta, por lo tanto, es importante que durante el proceso constructivo, los geosintéticos no queden a la intemperie por más de 14 días para prevenir cualquier tipo de reducción de resistencia.



Figura 12.10.

Composición típica de un muro de tierra estabilizados mecánicamente y con tiras metálicas (Braja, 2012).

12.7 ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Entre las ventajas de los muros de tierra estabilizados mecánicamente se encuentran:

- Se emplean materiales fáciles de obtener y de bajo costo
- No se requiere mano de obra especializada para la construcción del muro
- Luego de colocar una tira de material en el muro, se empalma a la anterior sin necesidad de que estén unidas físicamente, ya que trabaja por tensión producida por la fricción con el suelo
- El sistema como tal del muro presenta alta flexibilidad, lo que permite disipar grandes movimientos
- Después de que se garantice la estabilidad interna y externa, no hay limitaciones del tipo de suelo sobre el cual se pueda construir el muro
- Es una alternativa con alta aprobación desde el punto de vista estético

Las desventajas que se encuentran debido a la utilización de este método son:

- Requiere un área grande para la construcción del muro
- El muro está compuesto por material de relleno granular seleccionado, libre de finos. Este material se debe garantizar y hay zonas donde no es sencillo obtenerlo
- Debe garantizarse muy bien la compactación del material de relleno granular
- Se debe garantizar un control topográfico estricto en cuanto a la ubicación y separación de los materiales de refuerzo

▼ **Tabla 12.1.** Ventajas y desventajas de los diversos tipos de refuerzos (Suárez, 2009).

Tipo	Ventajas	Desventajas
Refuerzo con tiras metálicas	Los refuerzos metálicos dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace presentable y decorativos. El agua no se acumula entre capas.	Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión. Se requieren características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzos.
Refuerzo con geomallas	Se deforma menos que los geotextiles y las capas no constituyen un plano de debilidad. El agua no se acumula entre capas. El anclaje con el suelo es mejor.	Dependiendo de la rigidez del material puede requerirse un material diferente para la fachada
Refuerzo con geotextiles	Son generalmente muy económicos y fáciles de construir	Son muy flexibles y se deforman fácilmente. Las capas de geotextil se pueden convertir en superficies de debilidad para deslizamientos. El agua puede acumularse entre capas

12.8 BIBLIOGRAFÍA

Bell, J.R., Stilley, A.N. y Vandre, B. (1975). "Fabric Retaining Earth Walls", Proceedings, Thirteenth Engineering Geology and Soils Engineering Symposium, Moscú, ID.

Bentler, J.G. y Labuz, J.F. (2006). "Performance of a Cantilever Retaining Wall", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers, vol. 132, núm. 8, pp. 1062-1070.

Berg, R.R., Bonaparte, R., Anderson, R.P. y Chouery, V.E. (1986). "Design Construction and Performance of Two Tensar Geogrid Reinforced Walls", Proceedings, Third International Conference on Geotextiles, Viena, pp. 401-406.

Binquet, J. y Lee, K.L. (1975). "Bearing Capacity Analysis of Reinforced Earth Slabs", Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, vol. 101, núm. GT12, pp. 1257-1276. Braja, D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. D.F, Mexico: Cengage Learning.

Budhu, M. (2010). Soil Mechanics and Foundations, 3rd Edition. Arizona: John Wiley & Sons, INC.

Carroll, R. Jr. (1988). "Specifying Geogrids", Geotechnical Fabric Report, Industrial Fabric Association International, St. Paul, marzoyabril.

Elman, M.T. y Terry, C.F. (1988). "Retaining Walls with Sloped Heel", Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, vol. 114, núm. GT10, pp. 1194-1199.

Koerner, R. (1989). Durability and Aging of Geosynthetics. New York, USA: Elsevier Applied Science.

Koerner, R.B. (1999), Design with Geosynthetics, 4a ed., Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Laba, J.T. y Kennedy, J.G. (1986). "Reinforced Earth Retaining Wall Analysis and Design", Canadian Geotechnical Journal, vol. 23, núm. 3, pp. 317-326.

Lee, K. L., Adams, B.D. y Vagneron, J.J. (1973). "Reinforced Earth Retaining Walls", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, vol. 99, núm. SM10, pp. 745-763.

Martin, J.P., Koerner, R.M. y Whitty, J.E. (1984). "Experimental Friction Evaluation of Slippage Between Geomembranes, Geotextiles, and Soils", Proceedings, International Conference on Geomembranes, Denver, pp. 191-196.

Sarsby, R.W. (1985). "The Influence of Aperture Size/Particle Size on the Efficiency of Grid Reinforcement", Proceeding, 2nd Canadian Symposium on Geotextiles and Geomembranes, Edmonton, pp. 7-12.

Schlosser, F. y Long, N. (1974). "Recent Results in French Research on Reinforced Earth", Journal of the Construction Division, American Society of Civil Engineers, vol. 100, núm. CO3, pp. 113-237. Schlosser, F. y Vidal, H. (1969). "Reinforced Earth" (en francés), Bulletin de Liaison des Laboratoires

Suárez, J. (2009). Deslizamientos: Técnicas de remediación. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander.

Terzaghi, K. y Peck, R.B. (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley, Nueva York.

Yepes, V. (2016). Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención. Colección Manual de Referencia. Universidad Politécnica de Valencia

12.9 LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE MUROS DE TIERRA ESTABILIZADOS MECÁNICAMENTE

a. Estudios de mecánica de suelos

- Recomendaciones particulares y/o complementarias a la exploración mínima exigida por la NCh1508.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer recomendaciones para campaña de prospección, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Recomendaciones de ensayos particulares para el diseño de la técnica en particular.

Ensayos requeridos:

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer la realización de ensayos adicionales, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Otras recomendaciones particulares al estudio de mecánica de suelos que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas para el correcto diseño, verificación, implementación y control de la técnica descrita.

b. Diseño

- Metodología de cálculo y/o parámetros a controlar con la aplicabilidad de la técnica.

En estos casos, el informe de mecánica de suelos debe entregar:

Parámetros mínimos:

- Número de capas de geosintéticos o tiras metálicas
- Resistencia admisible del geosintético o de las tiras metálicas
- Separación vertical entre las capas
- Longitud de traslapo entre hileras (geosintéticos de la estratigrafía del suelo)
- Ubicación del nivel freático
- Propiedades geomecánicas de las tiras y material de esfuerzo

Parámetros que deben estar especificados en mecánica de suelos:

- Ecuaciones para el diseño de muros con esfuerzo de tiras metálicas: FS por deslizamiento y por capacidad portante, fricción máxima, longitud total, esfuerzo activo y debido a sobrecarga, espesor del tirante.
- Ecuaciones para el diseño de muros de contención con geosintéticos: distribución de la presión activa sobre el muro (en caso de existir), resistencia admisible, espaciamiento vertical de las capas, longitud de cada capa de geosintéticos, longitud de traslape.
- Parámetros mínimos para los cuales, según la experiencia del consultor o basado en su investigación, la técnica se hace viable de implementar.

Análisis de situaciones especiales:

- Rangos referenciales que, a experiencia del consultor o basado en su investigación, se aumenta las propiedades requeridas para el proyecto.

c. Monitoreo Geotécnico

- Recomendaciones para excavaciones.

Metodología de proceso constructivo de un muro de tierra estabilizado mecánicamente.

- Puntos críticos que podrían afectar la ejecución de la técnica descrita.
 - Degradación por luz ultravioleta.
- Soporte técnico.
 - Equipos y materiales para la construcción de un muro de tierra estabilizado mecanicamente
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.
 - Incluir aspectos relevantes para el consultor

d. Especificaciones técnicas para ejecución

- Descripción y detalle de las etapas constructivas.
- Detalle de partidas.
- Detalle de materiales.
- Secuencia de ejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Todos estos aspectos obedecen a lo que se refiere cualquier especificación técnica de obra.

e. Metodología de control de calidad

- Pruebas y parámetros de control.

Establecer recomendaciones de pruebas de control: En caso de geosintéticos se debe considerar resistencia a la tensión (ASTM D4632), Ensayo de tensión de banda ancha (ASTM D 4595) y Prueba de fluencia a la tracción (ASTM D 5262).

- Frecuencia de control.

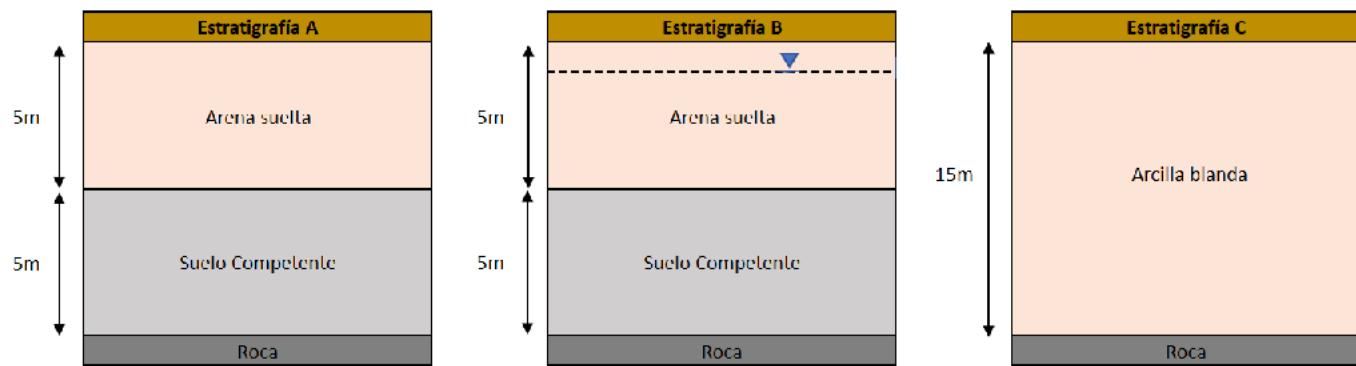
Definir frecuencias recomendadas, según criterio y/o experiencia del consultor.

- Registros.
- Control postejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Control en la degradación de geosintéticos.

12.10 CASOS DE ANÁLISIS

Se desea realizar un análisis técnico y económico de diversas alternativas de estructuras geotécnicas y/o mejoramiento de suelos. Para esto, se han propuesto tres diferentes estratigrafías de análisis, las cuales se presentan en la Figura 6.8:



↑ Figura 12.11. Estratigrafías de análisis.

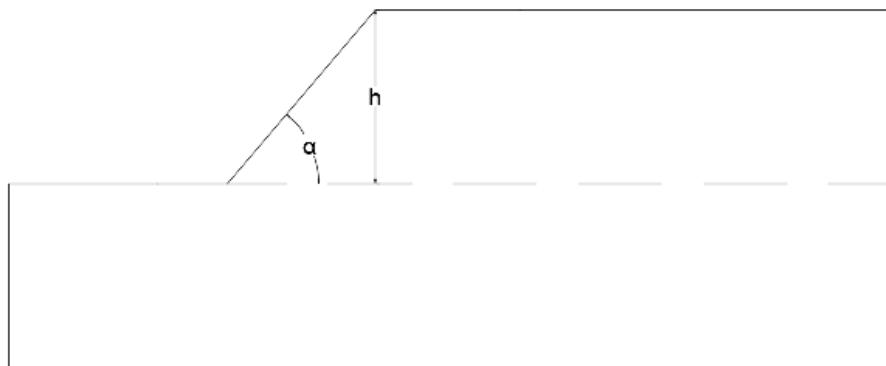
Las características de los materiales que se presentan en la Figura 6.8, son las siguientes:

- **Arena suelta:** Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\varphi'=30^\circ$, una cohesión efectiva de $c'=0 \text{ kPa}$ y un peso específico seco de $\gamma_d=14.5 \text{ kN/m}^3$.
- **Suelo competente:** Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\varphi'=36^\circ$, una cohesión efectiva de $c'=0 \text{ kPa}$, un peso específico seco de $\gamma_d=18 \text{ kN/m}^3$ y un peso específico saturado de $\gamma_{sat}=20 \text{ kN/m}^3$.
- **Arcilla blanda:** Este material cuenta con una cohesión no drenada de $C_u=30 \text{ kPa}$, un peso específico seco de $\gamma_d=16.5 \text{ kN/m}^3$ y un peso específico saturado de $\gamma_{sat}=19 \text{ kN/m}^3$.
- **Roca:** Se asume que este material tiene una resistencia mucho mayor que los demás tipos de suelos y no será considerado para los análisis de estabilidad de taludes.
- Adicional a las 3 estratigrafías propuestas, se consideran tres diferentes taludes, los cuales presentan diferentes pendientes (α) y diferentes alturas del talud (h). La Tabla 9.4 presenta las características geométricas de los 3 taludes, y estas se muestran esquemáticamente en la Figura 9.13.

↓ **Tabla 12.2.** Taludes por analizar.

Talud	α (°)	h (m)
A	30	10
B	60	10
C	60	6

Figura 12.12. →
Talud por analizar.



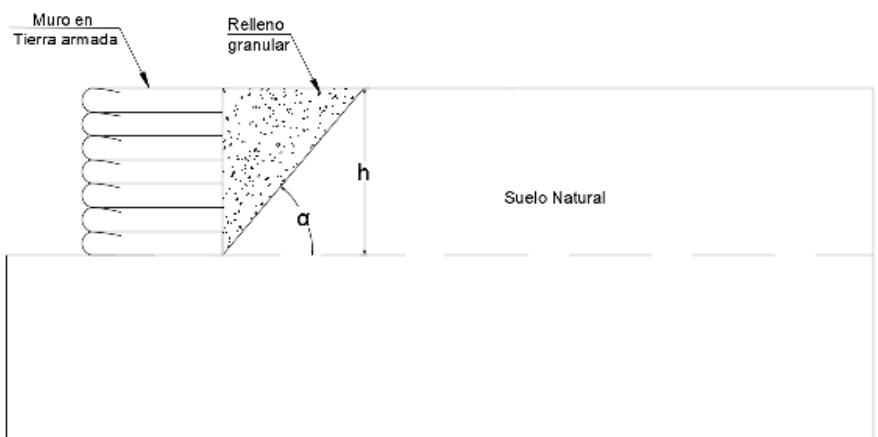
12.10.1 SOLUCIÓN PARA MUROS ESTABILIZADOS MECÁNICAMENTE (TIERRA ARMADA) PARA ESTRATIGRAFÍAS A, B Y C

- **Talud A, estratigrafías A y B:**

Se desea diseñar un muro estabilizado mecánicamente con geotérmica (muro en tierra armada), para estabilizar el talud A, el cual tiene una altura (h) de 10 metros. Inicialmente, se propone un material de relleno granular para nivelar la altura de la pendiente del talud hasta alcanzar la altura de la corona, al lado de este material se ubicará el muro en tierra armada (ver Figura 12.13).

Figura 12.13. →

Solución propuesta para el talud A, implementando un muro estabilizado mecánicamente.



El material de relleno granular en el muro cuenta con un $\gamma=19 \frac{kN}{m^3}$ y un $\phi'=35^\circ$. El geotextil empleado para los análisis presenta una resistencia última a la tensión $T_{ult}=110 kN/m$. Se deben determinar las características geométricas del muro S_v, L y ll .

Solución

Inicialmente, se debe determinar la resistencia admisible del geotextil:

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{(RF_{id})(RF_{cr})(RF_{cbd})}$$

En donde:

RF_{id} : Factor de reducción por daño de instalación. Usualmente se adoptan valores entre 1.1 y 2. Se adopta un valor de 1.5.

RF_{cr} : Factor de reducción por fluencia. Usualmente se adoptan valores entre 2 y 4. Se adopta un valor de 2.5.

RF_{cbd} : Factor de reducción por degradación química y biológica. Usualmente se adoptan valores entre 1 y 1.5. Se adopta un valor de 1.3.

$$T_{adm} = \frac{110 \text{ kN/m}}{(1.5)(2.5)(1.3)} = 22.56 \text{ kN/m}$$

El coeficiente de presión lateral de tierras activo se calcula como:

$$K_a = \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin(35)}{1 + \sin(35)} = 0.27$$

Para determinar S_v , se deben realizar cálculos a diferentes profundidades. Se asume un FS_B de 1.5 (recomendado por la FHWA):

$$S_v = \frac{T_{adm}}{\sigma'_a F_{SB}}$$

En $z=1m$:

$$S_v = \frac{22.56 \frac{kN}{m}}{(1 \text{ m}) (19 \frac{kN}{m^3}) (0.27)(1.5)} = 2.93 \text{ m}$$

En $z=3m$:

$$S_V = \frac{22.56 \frac{kN}{m}}{(3 \text{ m}) (19 \frac{kN}{m^3}) (0.27)(1.5)} = 0.98 \text{ m}$$

En $z=5m$:

$$S_V = \frac{22.56 \frac{kN}{m}}{(5 \text{ m}) (19 \frac{kN}{m^3}) (0.27)(1.5)} = 0.59 \text{ m}$$

En $z=9.5m$:

$$S_V = \frac{22.56 \frac{kN}{m}}{(9.5 \text{ m}) (19 \frac{kN}{m^3}) (0.27)(1.5)} = 0.31 \text{ m}$$

En $z=10m$:

$$S_V = \frac{22.56 \frac{kN}{m}}{(9.5 \text{ m}) (19 \frac{kN}{m^3}) (0.27)(1.5)} = 0.29 \text{ m}$$

Se selecciona el valor más conservador que corresponde a 0.29 metros y se establece un $SV=0.25\text{m}$. El factor FS_p se asume de 1.5 (recomendado por la FHWA).

$$L = l_r + l_e$$

$$L = \frac{(H - z)}{\tan(45 + \frac{\emptyset_1}{2})} + \frac{FS_p K_a S_V}{2 \tan \frac{2}{3} \emptyset_1}$$

Se seleccionará una profundidad muy pequeña, ya que entre mayor sea la profundidad, menor será la longitud de geotextil requerida. Para $z=0.5 \text{ m}$

$$L = \frac{(10 \text{ m} - 0.25 \text{ m})}{\tan(45 + \frac{35}{2})} + \frac{(1.5)(0.27)(0.25 \text{ m})}{2 \tan \frac{2}{3} (35)}$$

$$L = 5.19 \text{ m} \approx 5.2 \text{ m}$$

Por tanto, se emplearán longitudes de $L=5.2\text{ m}$ para cada capa. Para determinar la longitud de traslape ll , la cual debe ser de al menos 1 metro, se considera un factor de seguridad FS_p igual a 1.5 y se calcula con:

$$l_l = \frac{FS_p K_a S_v}{4 \tan \delta}$$

$$l_l = \frac{(1.5)(0.27)(0.25\text{ m})}{4 \tan \frac{2}{3}(35)} = 0.06\text{ m} \leq 1\text{ m}$$

Por lo tanto, se empleará el valor mínimo de $ll=1\text{ m}$. El factor de seguridad por volcamiento se calcula con la siguiente relación:

$$FS_{volcamiento} = \frac{W_1 x_1}{(P_a) \left(\frac{H}{3}\right)}$$

$$W_1 = (10\text{ m})(5.2\text{ m}) (19 \frac{kN}{m^3}) = 988 \frac{kN}{m}$$

$$x_1 = \frac{5.2\text{ m}}{2} = 2.6\text{ m}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a = \frac{1}{2} (19 \frac{kN}{m^3}) (10\text{ m})^2 (0.27) = 256.5 \frac{kN}{m}$$

$$FS_{volcamiento} = \frac{(988 \frac{kN}{m})(2.6\text{ m})}{(256.5 \frac{kN}{m})(\frac{10}{3}\text{ m})} = 3$$

El factor de seguridad de deslizamiento se calcula con la siguiente relación:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{W_1 \tan \left(\frac{2}{3} \phi'_1 \right)}{(P_a)} = \frac{(988 \frac{kN}{m}) \tan \left(\frac{2}{3}(35) \right)}{256.5 \frac{kN}{m}} = 1.66$$

El cálculo del factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga requiere el conocimiento de los parámetros geomecánicos del suelo de sitio. Para este problema el suelo de cimentación sobre el cual se apoya el muro es el suelo competente, el cual cuenta con un $\gamma'_2=18 \text{ kN/m}^3$, $c'_2=0 \text{ kPa}$ y $\phi'_2=36^\circ$. Para $\phi=36^\circ$, $N_c=50.59$ y $N_\gamma=56.31$.

$$q_u = c'_2 N_c + \frac{1}{2} \gamma'_2 L_2 N_\gamma$$

$$q_u = (0 \text{ kPa})(50.59) + \frac{1}{2} (18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}) (5.2 \text{ m})(56.31) = 2635.3 \text{ kPa}$$

$$FS_{capacidad \ de \ carga} = \frac{q_u}{\gamma_1 H} = \frac{2635.3 \text{ kPa}}{(19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3})(10 \text{ m})} = 13.87$$

Ya que los factores de seguridad obtenidos por volcamiento ($3 \geq 3$), deslizamiento ($1.66 \geq 1.5$) y capacidad de carga ($13.87 \geq 3$) son mayores a los mínimos propuestos, se considera que el diseño es favorable. El muro tendrá una base de 5.2 metros (longitud de los geosintéticos), la longitud de traslape (ll) será de 1 metro y las tiras de geosintéticos estarán espaciadas verticalmente cada 25 cm.

- **Talud A, estratigrafía C:**

Para la estratigrafía C, la única diferencia en términos de cálculos es el suelo de apoyo del muro estabilizado mecánicamente. Para este caso, el suelo de apoyo sería la arcilla blanda con una cohesión no drenada de $C_u=30 \text{ kPa}$, un peso específico de $\gamma=16.5 \text{ kN/m}^3$. Como se analiza una condición no drenada, se tiene que el ángulo de fricción interno (ϕ) es igual a cero. Para esta condición, $N_c=5.14$ y $N_\gamma=0$.

$$q_u = c'_2 N_c + \frac{1}{2} \gamma'_2 L_2 N_\gamma$$

$$q_u = (30 \text{ kPa})(5.14) + \frac{1}{2} (16.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}) (5.1 \text{ m})(0) = 154.2 \text{ kPa}$$

$$FS_{capacidad \ de \ carga} = \frac{q_u}{\gamma_1 H} = \frac{154.2 \text{ kPa}}{(19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3})(10 \text{ m})} = 0.81$$

Debido a que el factor de seguridad de capacidad de carga (0.81) es menor a 3, se concluye que esta alternativa no es viable en este tipo de arcilla blanda.

- **Talud B:**

La diferencia entre este talud y el talud A es la inclinación de la pendiente. Sin embargo, dentro de la propuesta realizada, la pendiente será rellenada con material de relleno granular. Por esto, la pendiente inicial no genera ninguna diferencia en los análisis y se concluye que para este talud se deben seguir las mismas recomendaciones encontradas para el Talud A.

- **Talud C, estratigrafías A y B:**

Se desea diseñar un muro estabilizado mecánicamente (muro en tierra armada) para estabilizar el talud C, el cual tiene una altura (h) de 6 metros. Inicialmente, se propone un material de relleno granular para nivelar la altura de la pendiente del talud hasta alcanzar la altura de la corona, al lado de este material se ubicará el muro en tierra armada (ver Figura 12.13). El material de relleno granular en el muro cuenta con un $\gamma = 19 \frac{kN}{m^3}$ y un $\phi' = 35^\circ$. El geotextil empleado para los análisis presenta una resistencia última a la tensión $T_{ult} = 110 \text{ kN/m}$. Se debe determinar las características geométricas del muro Sv, L y ll .

Solución

Inicialmente, se debe determinar la resistencia admisible del geotextil:

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{(RF_{id})(RF_{cr})(RF_{cbd})}$$

En donde:

RF_{id} : Factor de reducción por daño de instalación. Usualmente se adoptan valores entre 1.1 y 2. Se adopta un valor de 1.5.

RF_{cr} : Factor de reducción por fluencia. Usualmente se adoptan valores entre 2 y 4. Se adopta un valor de 2.5.

RF_{cbd} : Factor de reducción por degradación química y biológica. Usualmente se adoptan valores entre 1 y 1.5. Se adopta un valor de 1.3.

$$T_{adm} = \frac{110 \frac{kN}{m}}{(1.5)(2.5)(1.3)} = 22.56 \frac{kN}{m}$$

El coeficiente de presión lateral de tierras activo se calcula como:

$$K_a = \frac{1 - \sin(\phi')}{1 + \sin(\phi')}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin(35)}{1 + \sin(35)} = 0.27$$

Para determinar S_V , se deben realizar cálculos a diferentes profundidades. Se asume un FS_B de 1.5 (recomendado por la FHWA):

$$S_V = \frac{T_{adm}}{\sigma'_a FS_B}$$

En $z=1m$:

$$S_V = \frac{22.56 \frac{kN}{m}}{(1 \text{ m}) (19 \frac{kN}{m^3}) (0.27)(1.5)} = 2.93 \text{ m}$$

En $z=3m$:

$$S_V = \frac{22.56 \frac{kN}{m}}{(3 \text{ m}) (19 \frac{kN}{m^3}) (0.27)(1.5)} = 0.98 \text{ m}$$

En $z=5m$:

$$S_V = \frac{22.56 \frac{kN}{m}}{(5 \text{ m}) (19 \frac{kN}{m^3}) (0.27)(1.5)} = 0.58 \text{ m}$$

En $z=5.5m$:

$$S_V = \frac{22.56 \frac{kN}{m}}{(5.5 \text{ m}) (19 \frac{kN}{m^3}) (0.27)(1.5)} = 0.53 \text{ m}$$

En $z=6m$:

$$S_V = \frac{22.56 \frac{kN}{m}}{(6 \text{ m}) (19 \frac{kN}{m^3}) (0.27)(1.5)} = 0.488 \text{ m}$$

Se selecciona el valor más conservador que corresponde a 0.488 metros y se utiliza un $SV=0.4m$. El factor FS_p se asume de 1.5.

$$L = l_r + l_e$$

$$L = \frac{(H - z)}{\tan (45 + \frac{\phi_1}{2})} + \frac{FS_p K_a S_V}{2 \tan^2 \frac{\phi_1}{2}}$$

Se seleccionará una profundidad muy pequeña, ya que entre mayor sea la profundidad, menor será la longitud de geotextil requerida. Para $z=0.4\text{ m}$

$$L = \frac{(6\text{ m} - 0.4\text{ m})}{\tan(45 + \frac{35}{2})} + \frac{(1.5)(0.27)(0.4\text{ m})}{2\tan\frac{2}{3}(35)}$$

$$L = 3.102\text{ m} \approx 3.11\text{ m}$$

Por tanto, se emplearán longitudes de $L=3.11\text{ m}$ para cada capa. Para determinar la longitud de traslape ll , la cual debe ser de al menos 1 metro, se considera un factor de seguridad FS_p igual a 1.5 y se calcula con:

$$l_l = \frac{FS_p K_a S_V}{4\tan\delta}$$

$$l_l = \frac{(1.5)(0.27)(0.4\text{ m})}{4\tan\frac{2}{3}(35)} = 0.09\text{ m} \leq 1\text{ m}$$

Por lo tanto, se empleará el valor mínimo de $ll=1\text{ m}$. El factor de seguridad por volcamiento se calcula con la siguiente relación:

$$FS_{volcamiento} = \frac{W_1 x_1}{(P_a) (\frac{H}{3})}$$

$$W_1 = (6\text{ m})(3.11\text{ m}) (19 \frac{kN}{m^3}) = 354.5 \frac{kN}{m}$$

$$x_1 = \frac{3.11\text{ m}}{2} = 1.555\text{ m}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a = \frac{1}{2} (19 \frac{kN}{m^3}) (6\text{ m})^2 (0.27) = 92.3 \frac{kN}{m}$$

$$FS_{volcamiento} = \frac{(354.5 \frac{kN}{m}) (1.555\text{ m})}{(92.3 \frac{kN}{m}) (6 \frac{m}{3})} = 2.98$$

El factor de seguridad de deslizamiento se calcula con la siguiente relación:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{W_1 \tan(\frac{2}{3}\phi'_1)}{(P_a)} = \frac{(353.4 \frac{kN}{m}) \tan(\frac{2}{3}(35))}{92.3 \frac{kN}{m}} = 1.64$$

El cálculo del factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga requiere el conocimiento de los parámetros geomecánicos del suelo de sitio. Para este problema el suelo de cimentación sobre el cual se apoya el muro es el suelo competente, el cual cuenta con un $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$, $c'=0 \text{ kPa}$ y $\phi'=36^\circ$. Para $\phi=36^\circ$, $N_c=50.59$ y $N_\gamma=56.31$.

$$q_u = c' N_c + \frac{1}{2} \gamma L_2 N_\gamma$$

$$q_u = (0 \text{ kPa})(50.59) + \frac{1}{2} (18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}) (3.11 \text{ m})(56.31) = 1576 \text{ kPa}$$

$$FS_{capacidad \ de \ carga} = \frac{q_u}{\gamma H} = \frac{1576 \text{ kPa}}{(19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3})(6 \text{ m})} = 13.8$$

Ya que los factores de seguridad obtenidos por volcamiento (2.98≈3), deslizamiento (1.64>1.5) y capacidad de carga (13.8>3) son mayores a los mínimos propuestos, se considera que el diseño es favorable. El muro tendrá una base de 3.11 metros (longitud de los geosintéticos), que la longitud de traslape (ll) será de 1 metro y los geosintéticos estarán espaciados verticalmente cada 40 cm.

- **Talud C, estratigrafía C:**

Para la estratigrafía C, la única diferencia en términos de cálculos es el suelo de apoyo del muro estabilizado mecánicamente. Para este caso, el suelo de apoyo sería la arcilla blanda con una cohesión no drenada de $C_u=30 \text{ kPa}$, un peso específico de $\gamma=16.5 \text{ kN/m}^3$. Como se analiza una condición no drenada, se tiene que el ángulo de fricción interno (ϕ) es igual a cero. Para esta condición, $N_c=5.14$ y $N_\gamma=0$.

$$q_u = c' N_c + \frac{1}{2} \gamma L_2 N_\gamma$$

$$q_u = (30 \text{ kPa})(5.14) + \frac{1}{2} (16.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}) (3.11 \text{ m})(0) = 154.2 \text{ kPa}$$

$$FS_{capacidad \ de \ carga} = \frac{q_u}{\gamma H} = \frac{154.2 \text{ kPa}}{(19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3})(6 \text{ m})} = 1.35$$

Debido a que el factor de seguridad de capacidad de carga (1.35) es menor a 3, se concluye que esta alternativa no es viable en este tipo de arcilla blanda.

12.11 PRESUPUESTO PARA MUROS DE TIERRA ESTABILIZADOS MECÁNICAMENTE

Durante la habilitación del terreno destinado a la construcción de un complejo habitacional se deben estabilizar 100 m. Lineales de la ladera colindante. Las estratigrafías presentes en el terreno describen en los primeros 5 m arena suelta un suelo competente y finalmente roca, la diferencia entre las estratigrafías A y B, esta en que la segunda presenta un nivel frático cercano a la superficie. La estratigrafía C, presenta un terreno con 10 m de arcilla blanda y luego se tiene roca. Anteriormente se obtuvieron los parámetros geométricos para el diseño del muro, a través de los cuales se determinó la longitud y espaciamiento del geotextil para cada caso. Por lo tanto, a partir de estos parámetros fue posible obtener el presupuesto para cada estratigrafía.

Como antes se mencionó, los taludes A y B presentaban diferente pendiente, por lo que el presupuesto se consideró diferente para cada talud, ya que el material de relleno granular mientras menor sea la pendiente, entonces mayor será la cantidad de material de relleno.

Para el caso de la estratigrafía C, esta no se consideró en el presupuesto, en vista de que el factor de capacidad de carga era menor que el mínimo, por ello el diseño del muro era desfavorable.

A continuación, se muestra el presupuesto para cada caso, donde se consideraron todos los trabajos necesarios para llevar a cabo la ejecución del muro.

- Talud A

Caso A Y B					
Muro de Tierra Estabilizados Mecánicamente					
Muro de Tierra Estabilizados Mecánicamente de 10 m de altura y 100 de largo					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Geotextil				
1.1	Geotextil	un	20800,00	4600,00	\$95.680.000
2	Montaje				
2.1	Capataz	h	50,00	1900,00	\$95.000
2.2	Maestro Albañil	h	50,00	1700,00	\$85.000
2.3	Jornal	h	150,00	670,00	\$100.500
2.4	Grua (ST)	h	50,00	10000,00	\$500.000
3	Relleno de Muro				
3.1	Material de relleno	m ³	5200,00	15303,00	\$79.575.600
3.2	Camiones	h	50,00	13100,00	\$655.000
3.3	Retrorreexcavadora	h	50,00	15000,00	\$750.000
3.4	Rodillo	h	50,00	13000,00	\$650.000
4	Relleno de Trasdos				
4.1	Material de relleno	m ³	8660,25	15303,00	\$132.527.806
4.2	Camiones	h	85,00	13100,00	\$1.113.500
4.3	Retrorreexcavadora	h	85,00	15000,00	\$1.275.000
4.4	Rodillo	h	85,00	13000,00	\$1.105.000
5	Materiales Menores				
5.1	Herramientas	gl	1,00	600000,00	\$600.000
					Costo Directo (CLP) \$914.712.406
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$361.919.267
					19% iva \$68.764.661
					Total (CLP) \$430.683.927

↑ Valores referenciales, año 2019

- Talud B

CASO A Y B					
Muro de Tierra Estabilizados Mecánicamente					
Muro de Tierra Estabilizados Mecánicamente de 10 m de altura y 100 m de largo					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Geotextil				
1.1	Geotextil	un	20800,00	4600,00	\$95.680.000
2	Montaje				
2.1	Capataz	h	50,00	1900,00	\$95.000
2.2	Maestro Albañil	h	50,00	1700,00	\$85.000
2.3	Jornal	h	150,00	670,00	\$100.500
2.4	Grua (ST)	h	50,00	10000,00	\$500.000
3	Relleno de Muro				
3.1	Material de relleno	m ³	5200,00	15309,00	\$79.575.600
3.2	Camiones	h	50,00	13100,00	\$655.000
3.3	Retroexcavadora	h	50,00	15000,00	\$750.000
3.4	Rodillo	h	50,00	13000,00	\$650.000
4	Relleno de Trasdos				
4.1	Material de relleno	m ³	2886,68	15309,00	\$44.174.864
4.2	Camiones	h	85,00	13100,00	\$1.113.500
4.3	Retroexcavadora	h	85,00	15000,00	\$1.275.000
4.4	Rodillo	h	85,00	13000,00	\$1.105.000
5	Materiales Menores				
5.1	Herramientas	gl	1,00	600000,00	\$600.000
Costo Directo (CLP)					\$226.359.464
G.G.%					5
Utilidad %					10
Total Neto					\$260.313.384
19% iva					\$49.459.543
Total (CLP)					\$309.772.927

↑ Valores referenciales, año 2019

- Talud C

CASO A Y B					
Muro de Tierra Estabilizados Mecánicamente					
Muro de Tierra Estabilizados Mecánicamente de 6 m de altura y 100 m de largo					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Geotextil				
1.1	Geotextil	un	4665,00	4600,00	\$21.459.000
2	Montaje				
2.1	Capataz	h	50,00	1900,00	\$95.000
2.2	Maestro Albañil	h	50,00	1700,00	\$85.000
2.3	Jornal	h	150,00	670,00	\$100.500
2.4	Grua (5T)	h	50,00	10000,00	\$500.000
3	Relleno de Muro				
3.1	Material de relleno	m ³	1866,00	15303,00	\$28.555.398
3.2	Camiones	h	30,00	13100,00	\$393.000
3.3	Retroexcavadora	h	30,00	15000,00	\$450.000
3.4	Rodillo	h	30,00	13000,00	\$390.000
4	Relleno de Trasdos				
4.1	Material de relleno	m ³	1039,23	15303,00	\$15.903.337
4.2	Camiones	h	17,00	13100,00	\$222.700
4.3	Retroexcavadora	h	17,00	15000,00	\$255.000
4.4	Rodillo	h	17,00	13000,00	\$221.000
5	Materiales Menores				
5.1	Herramientas	gl	1,00	600000,00	\$600.000
					Costo Directo (CLP) \$47.770.935
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$54.936.575
					19% iva \$10.437.949
					Total (CLP) \$65.374.524

↑ Valores referenciales, año 2019

13. MUROS IMPERMEABLES (TABLESTACAS)

13.1 OBJETIVOS DE LA TÉCNICA

Los muros impermeables o tablestacas son estructuras tipo pantalla (muro delgado) de contención flexible (se deforma bajo presiones laterales del suelo), empleadas por lo general en procesos de excavaciones (sótanos, estructuras enterradas, etc.), retención de cuerpos de agua como ríos y lagos y en estabilización de taludes. Las tablestacas son usadas principalmente en suelos blandos, que corresponden a arenas sueltas y medias, y arcillas blandas y medias, en estos suelos su aplicación es óptima. En suelos duros, su implementación solo es posible con elementos de altas rigideces flexurales y resistentes a altas energía de hincado para permitir su penetración en el suelo. Esta técnica no es aplicable en suelos rocosos.

Las tablestacas están conformadas por elementos prefabricados que suelen ser de acero, hormigón, aluminio, madera u otros materiales, ver ejemplo en Figura 13.1. Los elementos presentan juntas entre sí que permiten su ensamblaje de manera secuencial entre elementos adyacentes para conformar la pantalla. Su diseño es impermeable, es decir, no permite el paso del agua. Su procedimiento de instalación es por hincado mediante vibración, o en algunas ocasiones, mediante impacto.



↑ **Figura 13.1.** Ejemplos de Tablestacas metálicas (Yepes, 2016).

13.2 CLASIFICACIÓN

Las tablestacas pueden ser de dos tipos según la conformación de la estructura:

Tablestaca en voladizo: cuando sostienen al cuerpo de suelo debido al enterramiento de la misma estructura. Las Tablestacas en voladizo por lo general son capaces de retener una altura de suelo no mayor a 6 metros o hasta dos niveles de sótanos. Deberán presentar una longitud de enterramiento (también conocido como "ficha") por debajo del nivel de excavación para su autosostenimiento.

Tablestaca anclada: cuando emplean elementos tensores adicionales (anclajes) para distribuir las presiones laterales transmitidas por el suelo a la misma estructura. El uso de anclajes permite construir Tablestacas de mayor altura. La posición y configuración del anclaje debe calcularse de tal manera que se garantice la estabilidad de la estructura. Por lo general, el uso de anclajes reduce la longitud de enterramiento.

Según el material de los elementos, las tablestacas pueden ser de:
a) concreto precolado, b) de madera, c) de aluminio y d) de acero. Las tablestacas realizadas de concreto precolado son muy pesadas y poseen refuerzos que les permite aguantar los esfuerzos permanentes transmitidos por el suelo. Usualmente este tipo de tablestacas poseen un ancho aproximadamente entre 500 a 800 mm y un espesor entre 150 a 250 mm.

Tablestacas de madera: son estructuras de poco peso que se encuentran en suelos ecos o sobre el nivel freático y son construidas con tablones de madera. Los tablones tienen comúnmente secciones transversales de aproximadamente 50 x 300 mm, estas tablestacas se hincan borde a borde. Otros tipos comunes de tablestacas en madera son las de forma machi-hembrada para que encajen las tablestacas unas con otras, las tablestacas ranuradas y las tablestacas Wakefield.



a) Tablones



c) Tablestacas machihembradas



b) Tablestacas Wakefield



d) Tablestacas ranuradas

← **Figura 13.2.**
Tipos de Tablestacas comunes en madera

Tablestacas de acero: son las más comunes, tienen un espesor aproximado de 1 cm. Los tipos más comunes de secciones de tablestacas en acero son la tipo Z, de arco bajo, de arco profundo y de alma recta. Usualmente este tipo de tablestacas se construyen de forma machihembrada (cada tablestaca encaja con la siguiente), de esta manera se va formando un muro continuo de tablestacas. Otro tipo común de conexión entre tablestacas son las de tipo rótula. Los esfuerzos permisibles según la tipología del acero se presentan en la Tabla 13.1.

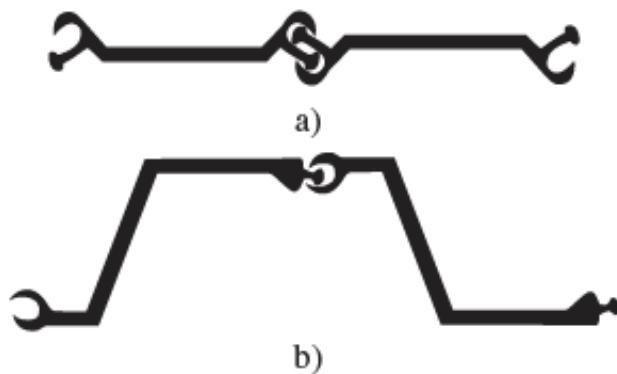


Figura 13.3. →
Tipos de conexiones de Tablestacas: a) Machihembradas. b) Tipo rótula..

↓ Tabla 13.1. Esfuerzo permisible del acero según su tipología.

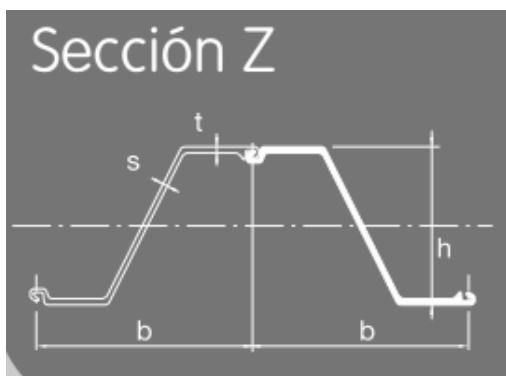
Tipo de acero	Esfuerzo permisible (MN/m ²)
ASTM A-328	170
ASTM A-572	210
ASTM A-690	220

La nomenclatura de las tablestacas viene dada usualmente por dos letras iniciales y dos números. Por ejemplo, para el caso de la AZ 12, las dos primeras letras "AZ" significan la forma de la sección de la tablestaca y el número 12 significa que su módulo resistente elástico es de 12 cm³/cm es de 12, pasándolo a unidades de cm³/m serían 1200 cm³/m. Un ejemplo de las características entregadas para Tablestacas tipo AZ 12 a las AZ 17 por la empresa (AcerlorMittal, 2010), se presentan en la Tabla 13.2.

↓ **Tabla 13.2.** Esfuerzo permisible del acero según su tipología (AcerlorMittal, 2010).

Sección	Anchura <i>b</i> mm	Altura <i>h</i> mm	Espesor		Área de sección cm ² /m	Masa		Momento de inercia cm ⁴ /m	Modulo resistente elástico cm ³ /m	Momento estático cm ³ /m	Modulo resistente plástico cm ³ /m
			<i>t</i> mm	<i>s</i> mm		kg/m perfil individual	Kg/m ² de pantalla				
AZ 12	670	302	8,5	8,5	126	66,1	99	18140	1200	705	1409
AZ 13	670	303	9,5	9,5	237	72	107	19700	1300	765	1528
AZ 14	670	304	10,5	10,5	149	78,3	117	21300	1400	825	1651
AZ 17	630	379	8,5	8,5	138	68,4	109	31580	1665	970	1944

Los parámetros: *b*, *h* y *s*, se muestran gráficamente en la Figura 13.4. Los demás parámetros reportados en la Tabla 13.2 son el área de la sección, la masa de la Tablestaca, el momento de Inercia y los módulos de resistencia de la tablestaca que vienen dados de acuerdo al tipo de material implementado en la Tablestaca.



← **Figura 13.4.**
Dimensiones de una sección común tipo Z
(AcerlorMittal, 2010).

13.3 ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO

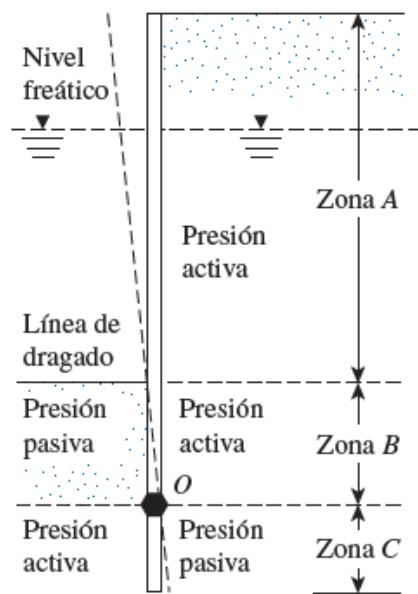
En esta sección se describen los fundamentos teórico-empíricos de los diseños de tablestacas. Las siguientes metodologías asumen que las tablestacas se mantienen rígidas y no varían sus propiedades durante su vida útil. En caso de que no se desee realizar la anterior suposición se debe realizar un análisis de elementos finitos, considerando las características de las tablestacas a utilizar, similares a las reportadas en la Tabla 13.2.

Se consideran los siguientes casos para el diseño teórico-empírico según (Braja, 2012).

13.3.1 SUELO GRANULAR HOMOGENEO CON NIVEL FREÁTICO AL MISMO NIVEL EN AMBOS LADOS

Esta técnica está basada en el supuesto de que la tablestaca rota bajo el punto de rotación O que se presenta en la Figura 13.5:

Figura 13.5. →
Condiciones de esfuerzos horizontales
asumidas en la Tablestaca (Braja, 2012).



La Figura 13.5 muestra la deformación esperada de la estructura. El punto de rotación corresponde al punto O. En su lado derecho, se espera un suelo en condición activa por encima del punto O, y en condición pasiva por debajo del punto O. En su lado izquierdo se espera un suelo en condición pasiva por encima del punto O, y en condición activa por debajo del punto O. A partir de la Figura 13.5, se puede construir el diagrama de presiones para un suelo arenoso, asumiendo que se desarrollan completamente las condiciones activas y pasivas.

Para determinar la profundidad de enterramiento "D" de la tablestaca, se debe realizar un equilibrio de momentos. Una vez determinada la profundidad de enterramiento, se puede conocer la longitud total de la tablestaca y el máximo momento de volcamiento al que estará sometida la estructura. A continuación se describen las ecuaciones requeridas para realizar el cálculo de la profundidad de enterramiento D. Los esfuerzos, fuerzas y dimensiones se muestran en la Figura 13.6.

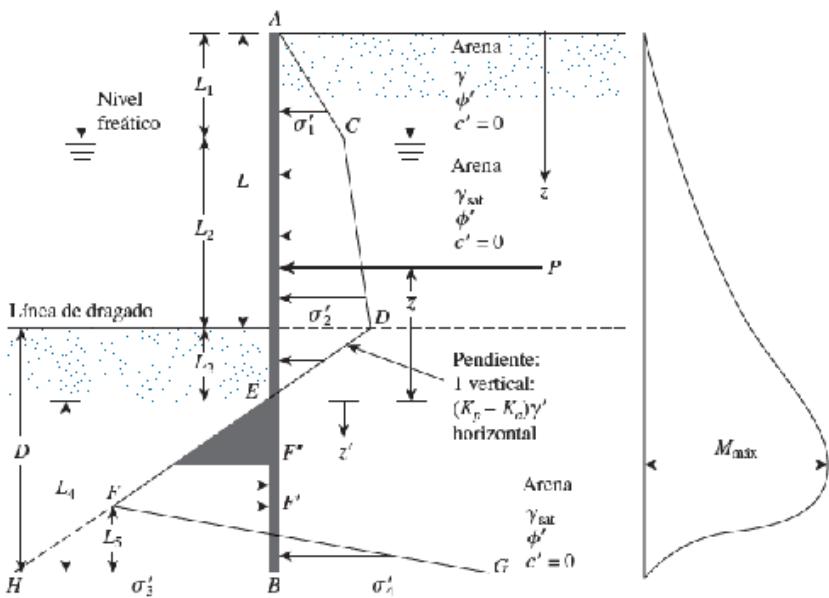


Figura 13.6.

Distribución de presiones en la Tablestaca para suelos granulares (Braja, 2012).

De acuerdo con la metodología planteada en (Braja, 2012), se debe determinar inicialmente los coeficientes de presión activa y pasiva según la teoría de Rankine como:

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

↑ Ecuación (13.1)

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

↑ Ecuación (13.2)

Donde K_a y K_p son los coeficientes de presiones laterales en condición activa y pasiva respectivamente.

Luego, se debe determinar los valores de los esfuerzos del suelo σ'_1 , σ'_2 :

$$\sigma'_1 = \gamma L_1 K_a$$

↑ Ecuación (13.3)

$$\sigma'_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a$$

↑ Ecuación (13.4)

La longitud de enterramiento $D=L3+L4$, el valor de $L3$ se puede calcular de la siguiente forma:

$$L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

↑ Ecuación (13.5)

Posteriormente, se debe calcular la fuerza total generada P y su ubicación \bar{z} como:

$$P = \frac{1}{2}\sigma'_1L_1 + \sigma'_1L_2 + \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1)L_2 + \frac{1}{2}\sigma'_2L_3$$

↑ Ecuación (13.6)

$$\bar{z} = \frac{\sum M_E}{P}$$

↑ Ecuación (13.7)

En donde ME corresponde a la sumatoria de momentos con respecto al punto E. Paso seguido, se calcula el valor de σ'_5 , y los coeficientes $A1, A2, A3, A4, A5$, para resolver la ecuación polinómica de grado 4:

$$\sigma'_5 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_p + \gamma' L_3(K_p - K_a)$$

↑ Ecuación (13.8)

$$A_1 = \frac{\sigma'_5}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

↑ Ecuación (13.9)

$$A_2 = \frac{8P}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

↑ Ecuación (13.10)

$$A_3 = \frac{6P[2\bar{z}\gamma'(K_p - K_a) + \sigma'_5]}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2}$$

↑ Ecuación (13.11)

$$A_4 = \frac{P[6\bar{z}\sigma'_5 + 4P]}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2}$$

↑ Ecuación (13.12)

$$L_4^4 + A_1L_4^3 - A_2L_4^2 - A_3L_4 - A_4 = 0$$

↑ Ecuación (13.13)

Finalmente se calcula la profundidad de enterramiento como:

$$D = L_3 + L_4$$

↑ Ecuación (13.14)

La distancia desde el punto en el que el diagrama de esfuerzos es cero hasta el punto de momento máximo z' se puede determinar como:

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{\gamma'(K_p - K_a)}}$$

↑ Ecuación (13.15)

El máximo momento $M_{máx}$ y el módulo de la sección S , se calculan como:

$$M_{máx} = P(\bar{z} + z') - \frac{z'}{3}[\frac{1}{2}(K_p - K_a)\gamma'z'^2]$$

↑ Ecuación (13.16)

$$S = \frac{M_{máx}}{\sigma_{perm}}$$

↑ Ecuación (13.17)

13.3.2 SUELO GRANULAR POR ENCIMA DE SUELO ARCILLOSO CON NIVEL FREÁTICO AL MISMO NIVEL EN AMBOS LADOS

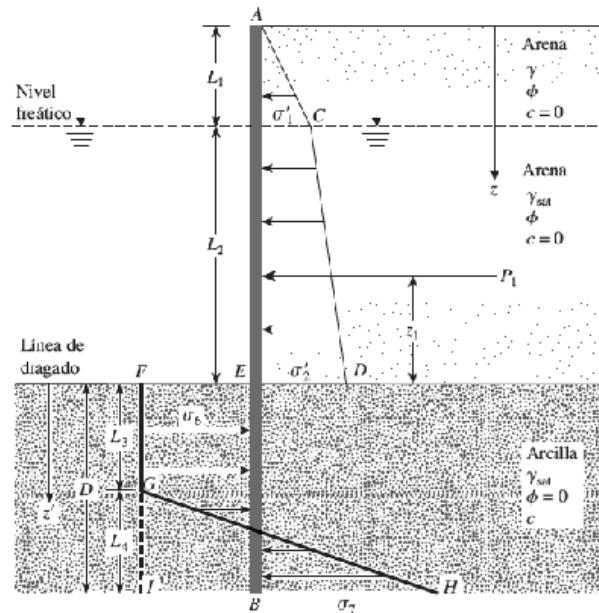


Figura 13.7. →

Distribución de presiones en la Tablestaca para suelos granulares empotrados en suelos finos blandos (Braja, 2012).

El proceso de cálculo es análogo al anterior, pero ahora se determina directamente el valor de D.

Inicialmente se determinan los coeficientes de presión activa y pasiva como:

$$K_a = \tan^2 (45 - \frac{\phi}{2})$$

↑ Ecuación (13.18)

$$K_p = \tan^2 (45 + \frac{\phi}{2})$$

↑ Ecuación (13.19)

Luego, se debe determinar los valores de los esfuerzos del suelo σ_1' , σ_2' :

$$\sigma_1' = \gamma L_1 K_a$$

↑ Ecuación (13.20)

$$\sigma_2' = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a$$

↑ Ecuación (13.21)

La longitud de enterramiento $D=L3+L4$, el valor de $L3$ se puede calcular de la siguiente forma:

$$L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

↑ Ecuación (13.22)

Posteriormente, se debe calcular la fuerza total generada y su ubicación como:

$$P = \frac{1}{2}\sigma'_1L_1 + \sigma'_1L_2 + \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1)L_2 + \frac{1}{2}\sigma'_2L_3$$

↑ Ecuación (13.23)

$$\bar{Z} = \frac{\sum M_E}{P}$$

↑ Ecuación (13.24)

Finalmente, la profundidad de enterramiento se resuelve de la siguiente ecuación:

$$D^2[4C_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12C_u\bar{Z})}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 2C_u} = 0$$

↑ Ecuación (13.25)

Se debe aclarar que en caso de que el suelo sea completamente arcilloso y la profundidad de la grieta de tensión (altura crítica) ante condiciones activas en caso no drenado sea mayor a la profundidad de excavación, no es necesario utilizar tablestacas.

13.3.3 TABLESTACAS ANCLADAS

En los casos en que la altura del material a retener mediante las tablestacas sea mayor a aproximadamente 6 metros, la profundidad de enterramiento resulta ser demasiado grande. En estos casos, se hace necesario implementar anclajes en las tablestacas. Los anclajes permiten que la profundidad de enterramiento sea menor y garantizan una mayor estabilidad general de la estructura. La Figura 13.8 presenta de forma esquemática la variación de la deflexión y los momentos de una tablestaca anclada.

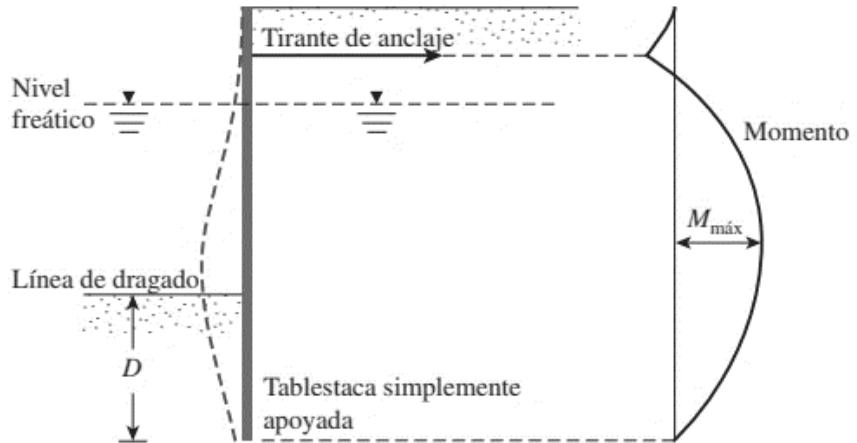


Figura 13.8. →

Variación de la deflexión y del momento para tablestacas ancladas (Braja, 2012).

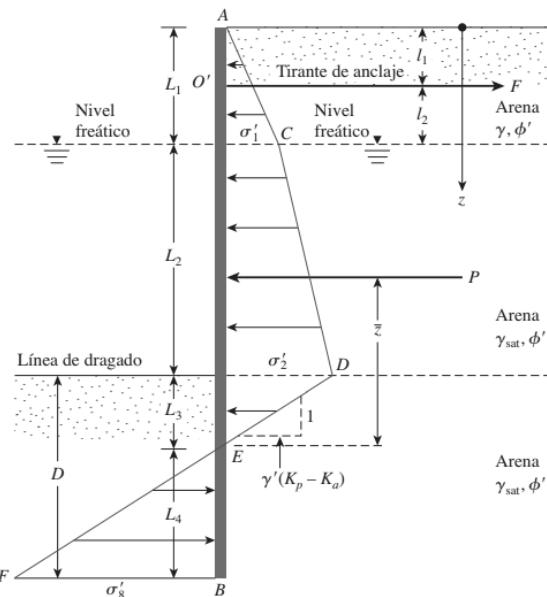


Figura 13.9. →

Muro de tablestacas anclado que penetra arena (Braja, 2012).

Para una profundidad $z=L_1$, el esfuerzo vertical efectivo $\sigma'_1=\gamma L_1 K_a$ y a una profundidad $z=L_1+L_2$, el esfuerzo vertical efectivo $\sigma'_2=(\gamma L_1+\gamma' L_2) K_a$. La profundidad en la cual el diagrama de esfuerzos es 0 (ver Figura 13.9) se calcula como:

$$L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma' (K_p - K_a)}$$

↑ Ecuación (13.26)

A una profundidad $z=L1+L2+L3+L4$, el esfuerzo vertical efectivo $\sigma'2=\gamma'(Kp-Ka)L4$.

La fuerza requerida por el anclaje se puede calcular como:

$$F = P - \frac{1}{2}[\gamma'(K_p - K_a)]L_4^2$$

↑ Ecuación (13.27)

Donde P es el área del diagrama de presiones ACDE. Si se realiza sumatoria de momentos respecto al punto O', se obtiene:

$$-P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + l_1)] + \frac{1}{2}[\gamma'(K_p - K_a)]L_4^2(l_2 + L_2 + L_3 + \frac{2}{3}L_4) = 0$$

↑ Ecuación (13.28)

Reorganizando la ecuación se obtiene que:

$$L_4^3 + 1.5L_4^2(l_2 + L_2 + L_3) - \frac{3P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + l_1)]}{\gamma'(K_p - K_a)} = 0$$

↑ Ecuación (13.29)

Resolviendo esta ecuación se obtiene el valor de la profundidad teórica $L4$. Una vez determinado este valor, se suma con la profundidad $L3$ para obtener la profundidad de enterramiento teórica:

$$D_{teórica} = L_3 + L_4$$

↑ Ecuación (13.30)

Comúnmente, la profundidad de enterramiento de diseño es incrementada en un 30% a un 40% de la profundidad teórica:

$$D_{diseño} = 1.3 \text{ a } 1.4 D_{teórica}$$

↑ Ecuación (13.31)

Las especificaciones del diseño de los anclajes se aprecian en las secciones de anclajes.

13.3.4 ANÁLISIS SÍSMICO DE TABLESTACAS

Para el análisis sísmico de tablestacas se debe seguir los procedimientos establecidos en las secciones 13.3.1, 13.3.2 y 13.3.3, según corresponda el caso, pero ahora implementando los coeficientes de presión lateral de tierra en activos y pasivos en condiciones sísmicas (K_{ae}, K_{pe}). Para esto, se consideran la metodología propuesta por Mononobe (1929) y Okabe (1926). Para la condición activa se puede calcular como:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \alpha)}{\cos(\psi) \cos^2(\alpha) \cos(\psi + \alpha + \delta) (1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\psi + \alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}})^2}$$

↑ Ecuación (13.32)

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

↑ Ecuación (13.33)

Para condición pasiva se puede expresar como:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi - \psi + \alpha)}{\cos(\psi) \cos^2(\alpha) \cos(\psi - \alpha + \delta) (1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi + \beta)}{\cos(\psi - \alpha + \delta) \cos(\beta - \alpha)}})^2}$$

↑ Ecuación (13.34)

Donde:

- Ø es el ángulo de fricción interna del suelo
- δ es el ángulo de fricción suelo-estructura
- α es el ángulo de inclinación de la cara posterior de la estructura
- β es la inclinación de la pendiente del suelo
- ψ es el Angulo de inercia sísmico
- k_h es el coeficiente sísmico de aceleración horizontal
- k_v es el coeficiente sísmico de aceleración vertical

13.3.5 CASO GENERAL

Para el caso general, en donde existan suelos estratificados en ambos lados de la tablestaca, se debe resolver la longitud de enterramiento a partir de métodos numéricos que garanticen la siguiente ecuación:

$$FS_{OT} = \frac{\sum M_R}{\sum M_{OT}}$$

↑ Ecuación (13.35)

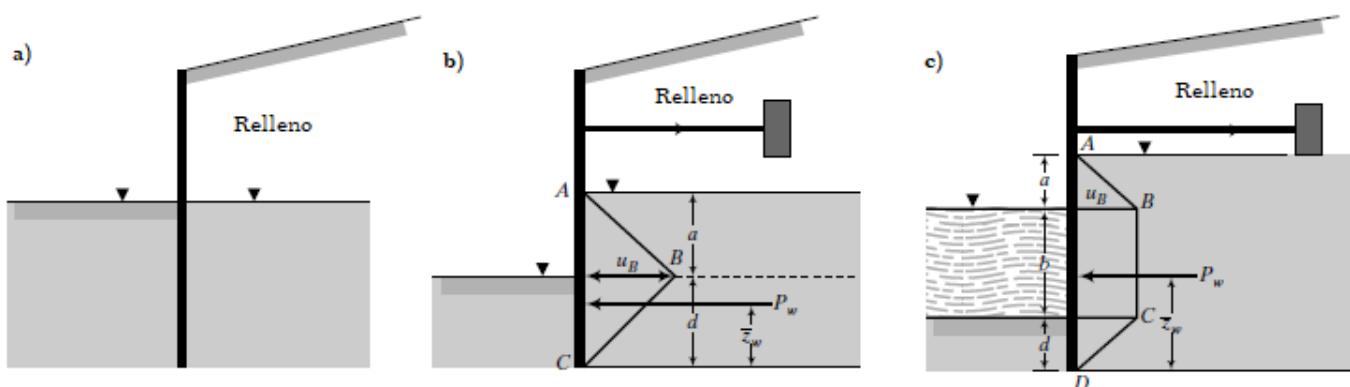
$$\sum F_h = 0$$

↑ Ecuación (13.36)

En donde FS_{OT} es el factor de seguridad para volcamiento, $\sum MR$ es la sumatoria de momentos resistentes, $\sum MOT$ es la sumatoria de momentos volcantes, $\sum Fh$ es la sumatoria de fuerzas horizontales.

13.3.6 NIVELES FREÁTICOS EN DIFERENTES POSICIONES

Los análisis anteriormente realizados, se ejecutan bajo condiciones drenadas para suelos granulares y bajo condiciones no drenadas para suelos finos. En ambos casos analizados se han asumido que el nivel freático se encuentra en la misma ubicación de ambos lados de la tablestaca, por lo que el efecto de la presión de poros se cancela. En el caso de que no se encuentren al mismo nivel, se puede utilizar la distribución aproximada de la presión de poros en la tablestaca, asumiendo flujo laminar fue propuesta por (Padfield & Mair, 1984):



↑ **Figura 13.10.** Distribución de la presión de poros cuando: a) el nivel freático se encuentra al mismo nivel en ambos lados del muro, b) el nivel freático se encuentra a distinta altura en ambos lados de la tablestaca, c) el nivel freático se encuentra a distinta altura en ambos lados, pero existe la presencia de una columna de agua (Budhu, 2010).

La máxima presión de poros (u_B), la máxima fuerza hidrostática (P_w) y su localización (\bar{z}_w), y la fuerza de infiltración por unidad de volumen (j_s), se pueden calcular de la siguiente forma:

Para el caso de la Figura 13.10(a): La presión de poros se cancela y la fuerza de infiltración es cero también.

Para el caso de la Figura 13.10(b): Cada uno de los parámetros se pueden calcular de la siguiente manera:

$$u_B = \frac{2ad}{a + 2d} \gamma_w$$

↑ Ecuación (13.37)

$$P_w = \frac{ad(a + d)}{a + 2d} \gamma_w$$

↑ Ecuación (13.38)

$$\bar{z}_w = \frac{a + 2d}{3}$$

↑ Ecuación (13.39)

$$j_s = \frac{a}{a + 2d} \gamma_w$$

↑ Ecuación (13.40)

Para el caso de la Figura 13.10(c): Cada uno de los parámetros se pueden calcular de la siguiente manera:

$$u_B = u_C = \frac{a(b + 2d)}{a + b + 2d} \gamma_w$$

↑ Ecuación (13.41)

$$P_w = \frac{1}{2} \left[\frac{a(b + 2d)(a + 2b + d)}{a + b + 2d} \right] \gamma_w$$

↑ Ecuación (13.42)

$$\bar{z}_w = \frac{a^2 + 3a(b+d) + 3b(b+d) + 2d^2}{3(a+2b+d)}$$

↑ Ecuación (13.43)

$$j_s = \frac{a}{a+b+2d} \gamma_w$$

↑ Ecuación (13.44)

13.3.7 PARÁMETROS REQUERIDOS PARA ANÁLISIS DE TABLESTACAS

La Tabla 13.3 resume las características requeridas para los tipos de suelos descritos en esta sección. Estos parámetros son importantes debido a que son los requeridos para determinar la profundidad de enterramiento de acuerdo a los métodos analíticos descritos previamente en esta sección:

↓ **Tabla 13.3.** Características del suelo mínimas requeridas para análisis de tablestacas.

Parámetro requerido	Símbolo	¿Requerido en Arena?	¿Requerido en Arcilla?
Ángulo de fricción efectivo	ϕ'	Si	Si
Cohesión no drenada	C_u	-	Si
Peso específico	γ	Si	Si
Peso específico saturado	γ_{sat}	Si	Si

13.4 METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN

El proceso constructivo de las tablestacas se clasifica en dos categorías dependiendo de la secuencia constructiva: a) estructura rellenada y b) estructura dragada.

Para el caso de estructura rellenada, se inicia con la ejecución del dragado o excavación. Posteriormente, se hincan las tablestacas y se unen secuencialmente por medio de rótulas o sistemas de unión macho-hembra. Luego, en caso de existir anclajes, se rellena hasta el nivel del anclaje con el material recomendado por el estudio de suelos. Se debe garantizar con topografía que las tablestacas queden completamente alineadas y niveladas, ya que usualmente en suelos de características granulares al hincar una tablestaca se pueden levantar las tablestacas aledañas. Finalmente se finaliza el relleno hasta alcanzar la cota de

terreno superficial según el diseño. En caso que la tablestaca no presente anclajes, se omite el paso de construcción de los anclajes y se rellena directamente hasta la cota de superficie. La Figura 13.11 presenta la secuencia constructiva.

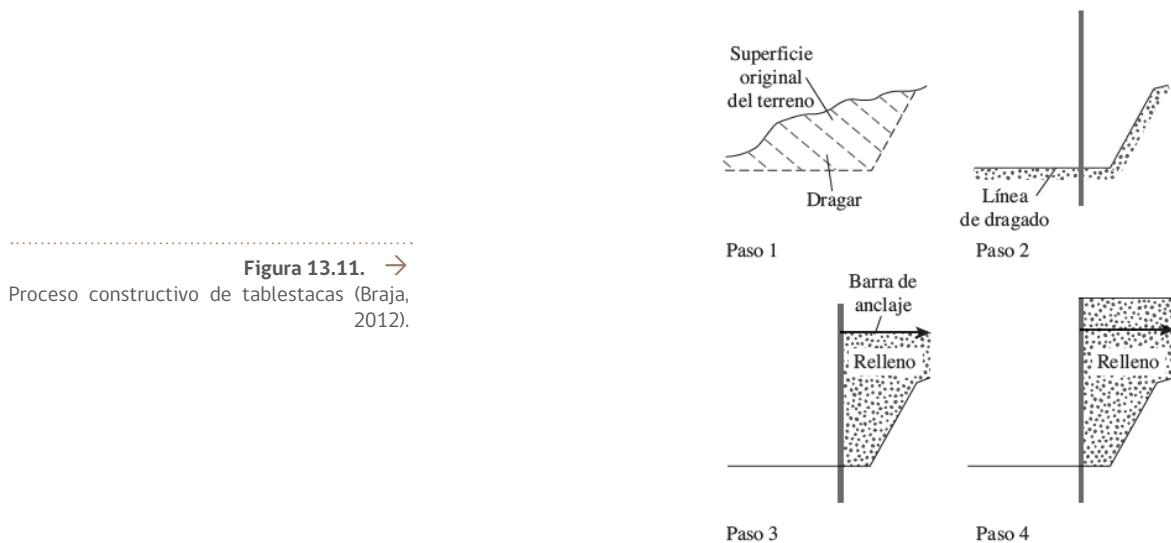


Figura 13.11. →
Proceso constructivo de tablestacas (Braja, 2012).

Para el caso de proceso constructivo de tablestacas dragadas, se inicia el proceso mediante el hincado de la tablestaca. Posteriormente se nivela hasta el nivel del anclaje y se construye el anclaje (en caso de existir). Posteriormente, se rellena hasta la parte superior de la tablestaca. Finalmente, se draga el lado frontal del muro.

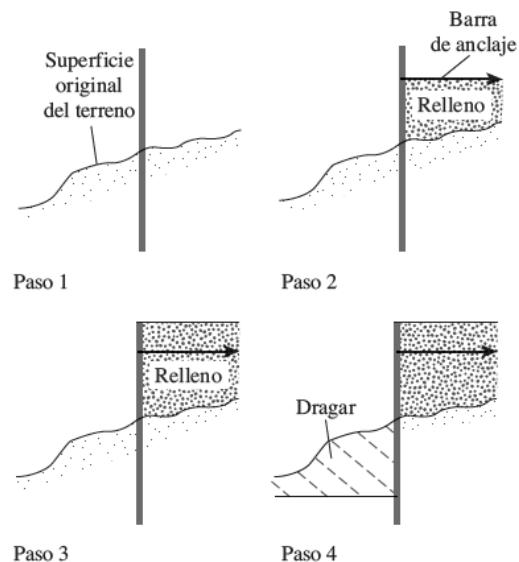


Figura 13.12. →
Proceso constructivo de tablestacas (Braja, 2012).

Las tablestacas al ser hincadas secuencialmente, forman un muro continuo. Esta técnica permite realizar muros continuos implementados para la contención de estructuras definitivas o temporales cualquier clase. Su proceso de instalación se ejecuta por medio del hincado, ya sea por impacto o vibración. La Figura 13.13 presenta una ilustración del paso de hincado del proceso constructivo de las tablestacas.



↑ Figura 13.13. Hincado de Tablestacas (AcerlorMittal, 2010).

13.5 MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD

Se debe monitorear que las Tablestacas se construyan y permanezcan verticales. Para tal fin, se emplean niveles de burbuja o instrumentación electrónica durante el proceso de construcción.

Se debe monitorear que el relleno empleado para la construcción de la tablestaca no genere asentamientos. Para tal fin, se debe acordar puntos de control topográfico acordados con el ingeniero geotecnista responsable y tomar mediciones durante un tiempo mayor al 50% del tiempo requerido para alcanzar la consolidación del sistema.

En caso de requerir anclajes, se debe monitorear los anclajes según las recomendaciones del capítulo de anclajes activos.

En caso que el ingeniero geotecnista lo solicite, se deberá instrumentar una sección para medir deformaciones de la tablestaca en distintas profundidades. Para tal fin, se pueden emplear strain-gauge o deformímetros apropiados para estos tipos de estructuras según la solicitud del ingeniero geotecnista.

En caso que el ingeniero geotecnista lo solicite, se deberá instrumentar una sección para medir los esfuerzos sobre la tablestaca en distintas profundidades. Para tal fin, se podrá emplear sensores de presión o dinamómetros electrónicos apropiados para estos tipos de estructuras. Asimismo, y en caso que el ingeniero geotecnista lo solicitara, se deberá instrumentar una sección para medir las presiones de poros. Para tal fin, se deberá emplear sensores de presión de poros a dispositivos electrónicos apropiados para esta medición, por ejemplo, de hilo vibrátil o de membrana.

13.6 LIMITACIONES DE LA TÉCNICA

Considerando factores como el tipo de suelos en los cuales es factible su aplicación, restricciones propias del procedimiento y equipos, entre otros. A pesar de la versatilidad de esta técnica, existen ciertos casos en los cuales posee limitaciones, entre ellas están:

- El tipo de suelo al cual es aplicable: El proceso de hincado de las tablestacas requieren que el suelo en el que se hincarán las tablestacas no sea muy duro para que se pueda realizar el proceso adecuadamente.
- Afectación de estructuras: ya que mediante el proceso de vibración se pueden generar asentamientos inducidos en estructuras aledañas, y por esto se puede limitar su uso a problemas en los cuales no se generen afectaciones a estructuras adyacentes o que la afectación sea mínima.
- Ruido: Su instalación genera un ruido a niveles no apropiados para zonas pobladas.
- Vibración: en caso que el método de instalación sea mediante vibración, el nivel de vibración producido por la máquina puede perturbar las estructuras aledañas a la construcción.

13.7 ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS

La técnica de tablestaca es una alternativa de contención que es altamente recomendada sobre otras técnicas en la presencia de estructuras colindantes a cuerpos de agua como ríos o lagos. Esta alternativa es aplicable solo a suelos blandos. Entre las ventajas que presentan las tablestacas se encuentran:

- Poseen un peso adecuado para su levantamiento e instalación con grúas.

- Son recuperables y reusables en otros proyectos, lo cual ayuda a ahorrar costos.
- La metodología analítica de diseño es sencilla.
- Las tablestacas pueden ser prefabricadas para especificaciones particulares de un proyecto.
- Durante el proceso del hincado, el suelo adyacente se compacta aumentando su resistencia.
- Tiene una alta resistencia a esfuerzos de hincado
- Su proceso constructivo es rápido.
- Requiere poco mantenimiento.
- Son altamente eficientes para la contención de estructuras con presencia de altos niveles freáticos o de aguas, como lagos, ríos, entre otros.
- Tiene un largo periodo de servicio.

Entre las desventajas que presentan las tablestacas se encuentran:

- Requiere equipos especializados para el hincado de las tablestacas. En caso que el suelo sea muy blando, se deberá construir una plataforma de trabajo con relleno granular para permitir el acceso de la máquina.
- Si el suelo es rocoso, presenta cantos rodados, o arcillas duras es extremadamente difícil de instalar las tablestacas, por lo cual no se recomienda su aplicación en estos tipos de suelos.
- Cuando se utilizan martillos vibratorios o de impacto para el hincado de las tablestacas en el suelo, se pueden generar perturbaciones a obras muy cercanas.
- La forma de la excavación está controlada por la forma y conexión entre las tablestacas.
- Se pueden presentar asentamientos adicionales en estructuras adyacentes al lugar donde se hincan las tablestacas.

13.8 BIBLIOGRAFÍA

AcerlorMittal. (2010). Manual de Tablestacas en acero. Catálogo general.

Andersen, T.C. (1984). "Earth Retention Systems, Temporary and Permanent, Meeting Preprint." Proceedings of the 32nd Annual Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference, Minneapolis, Minn.

Barley, A.D. (1997). "Discussion Session 3." Proceedings of the International Conference on Ground Anchorages and Anchored Structures, Thomas

Telford Publishing, London, U.K., 572 p. Braja, D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. D.F, Mexico: Cengage Learning.

Bruce, D.A. (1997). "The Stabilization of Concrete Dams by Post-Tensioned Rock Anchors: The State of American Practice." Proceedings of the International Conference on Ground Anchorages and Anchored Structures." Thomas Telford Publishing, London, U.K., pp. 508-521.

Bruen, M.P., Pansic, N., Schwartz, M.I. (1996). "Creeping Suspicion." Civil Engineering, ASCE, May, pp. 60-63.

Christian, J.T. (1989). "Design of Lateral Support Systems." Proceedings, Seminar on Design, Construction, and Performance of Deep Excavations in Urban Area, Boston Society of Civil Engineers Section, ASCE.

Nataraj, M.S. y Hoadley, P.G. (1984). "Design of Anchored Bulkheads in Sand", Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, vol. 110, GT4, pp. 505-515.

Feeley, W.J., Stuart, J.G. y Graham, J. (1973). "Failure Loads of Vertical Anchor Plates in Sand", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, vol. 99, núm. SM9, pp. 669-685.

Ovesen, N.K. y Stromann, H. (1972). "Design Methods for Vertical Anchor Slabs in Sand", Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, American Society of Civil Engineers, vol. 2.1, pp. 1481-1500.

Rowe, P.W. (1952). "Anchored Sheet Pile Walls", Proceedings, Institute of Civil Engineers, vol. 1, parte 1, pp. 27-70.

Rowe, P.W. (1957). "Sheet Pile Walls in Clay", Proceedings, Institute of Civil Engineers, vol. 7, pp. 654-692.

Tschebotarioff, G.P. (1973). Foundations, Retaining and Earth Structures, 2a. ed., McGraw-Hill, Nueva York.

Tsinker, G.P. (1983). "Anchored Sheet Pile Bulkheads: Design Practice", Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, vol. 109, núm. GT8, pp. 1021-1038.

Siller, T.J. (1992). "Design of Tied-Back Walls for Seismic Loading." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 11, pp. 1804-1821.

Siller, T.J., and Frawley, D.D. (1992). "Seismic Response of Multianchored Retaining Walls." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 11, pp. 1787-1803.

Skempton, A.W. (1964). "Long-Term Stability of Clay Slopes." Geotechnique, Vol. 14, No. 2, pp. 75-101.

Terzaghi, K. (1954). "Anchored Bulkheads." Transactions, ASCE, Vol. 119

YEPES, V. (2016). Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención. Colección Manual de Referencia, Universidad Politécnica de Valencia.

13.9 LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE TABLESTACAS

a. Estudios de mecánica de suelos

- Recomendaciones particulares y/o complementarias a la exploración mínima exigida por la NCh1508.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer recomendaciones para campaña de prospección, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Recomendaciones de ensayos particulares para el diseño de la técnica en particular.

Ensayos requeridos:

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer la realización de ensayos adicionales, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Otras recomendaciones particulares al estudio de mecánica de suelos que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas para el correcto diseño, verificación, implementación y control de la técnica descrita.

b. Diseño

- Metodología de cálculo y/o parámetros a controlar con la aplicabilidad de la técnica.

En estos casos, el informe de mecánica de suelos debe entregar:

Parámetros mínimos:

- Longitud de enterramiento
- Material de los elementos (tablestacas)
- Módulo resistente elástico
- Área de sección
- Masa de la Tablestaca
- Momento de inercia
- Capacidad de soporte del suelo
- Módulos de resistencia de la tablestaca

Parámetros que deben estar especificados en mecánica de suelos:

- Ecuaciones para suelo granular homogéneo con nivel freático al mismo nivel en ambos lados: Ecuaciones de presión activa y pasiva, esfuerzos del suelo, de longitud de enterramiento para el cálculo de la fuerza total generada. Sumatoria de momentos, ecuación de distancia (desde el punto en el que el diagrama de esfuerzos es cero).
- Ecuaciones para Suelo granular por encima de suelo arcilloso con nivel freático al mismo nivel en ambos lados: Se calculan los mismos parámetros pero con fórmulas diferentes.
- Parámetros mínimos para los cuales, según la experiencia del consultor o basado en su investigación, la técnica se hace viable de implementar.

Análisis de situaciones especiales:

- Rangos referenciales que, a experiencia del consultor o basado en su investigación, se aumenta las propiedades requeridas para el proyecto.

c. Monitoreo Geotécnico

- Recomendaciones para excavaciones.

Proceso constructivo de las tablestacas en dos categorías (dependiendo de la secuencia constructiva).

- Puntos críticos que podrían afectar la ejecución de la técnica descrita.

Tipo de suelo, afectación de las estructuras, ruido, viración

- Soporte técnico.

Equipos y materiales para la construcción de un muro de tierra estabilizado mecánicamente

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Incluir aspectos relevantes para el consultor

d. Especificaciones técnicas para ejecución

- Descripción y detalle de las etapas constructivas.
- Detalle de partidas.
- Detalle de materiales.
- Secuencia de ejecución.

Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Todos estos aspectos obedecen a lo que se refiere cualquier especificación técnica de obra.

e. Metodología de control de calidad

- Pruebas y parámetros de control.

Establecer recomendaciones de pruebas de control: Niveles de burbuja o instrumentación electrónica (vertical), monitoreo del relleno y anclajes, medición de deformaciones de tablestacas, esfuerzos sobre la tablestaca y presiones de poros (solo si lo requiere).

- Frecuencia de control.

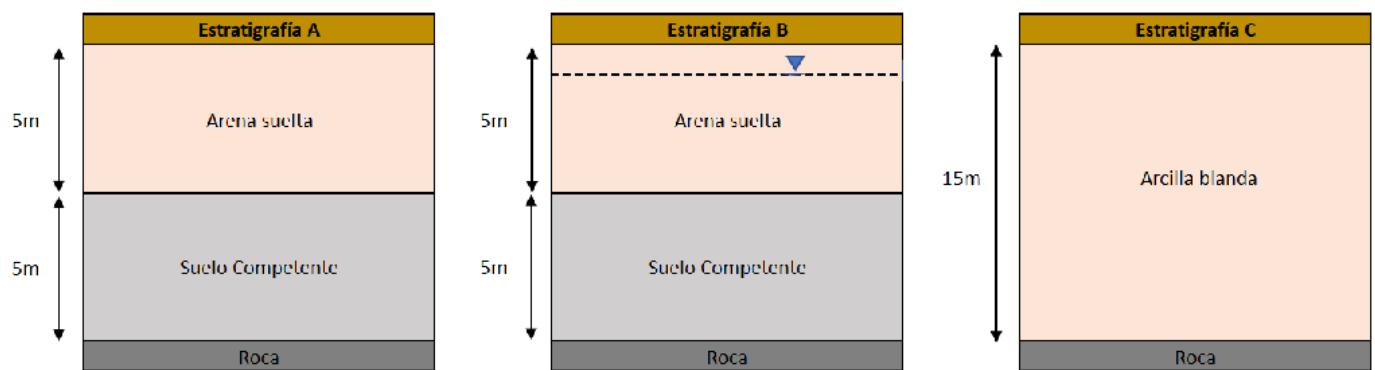
Definir frecuencias recomendadas, según criterio y/o experiencia del consultor.

- Registros.
- Control postejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Monitoreo de tablestacas y variables del entorno que puedan influir en la deformación de las tablestacas.

13.10 CASOS DE ANÁLISIS

Se desea realizar un análisis técnico y económico de diversas alternativas de estructuras geotécnicas y/o mejoramiento de suelos. Para esto, se han propuesto tres diferentes estratigrafías de análisis, las cuales se presentan en la Figura 6.8:



↑ Figura 13.14. Estratigrafías de análisis.

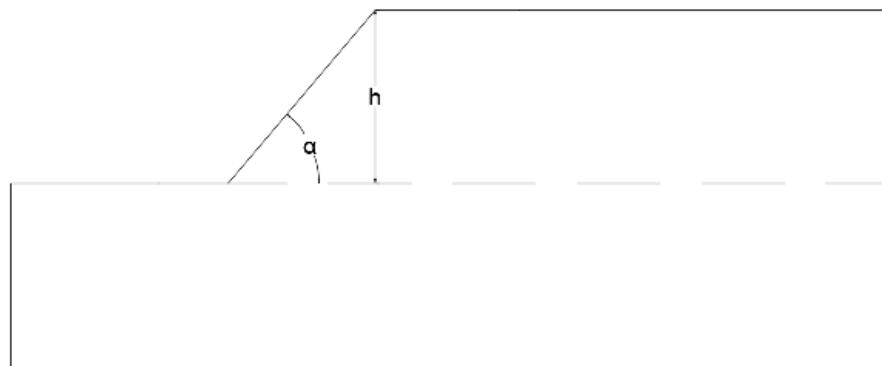
Las características de los materiales que se presentan en la Figura 6.8, son las siguientes:

- Arena suelta: Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\varphi'=30^\circ$, una cohesión efectiva de $c'=0 \text{ kPa}$ y un peso específico seco de $\gamma d=14.5 \text{ kN/m}^3$.
- Suelo competente: Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\varphi'=36^\circ$, una cohesión efectiva de $c'=0 \text{ kPa}$, un peso específico seco de $\gamma d=18 \text{ kN/m}^3$ y un peso específico saturado de $\gamma sat=20 \text{ kN/m}^3$.
- Arcilla blanda: Este material cuenta con una cohesión no drenada de $Cu=30 \text{ kPa}$, un peso específico seco de $\gamma d=16.5 \text{ kN/m}^3$ y un peso específico saturado de $\gamma sat=19 \text{ kN/m}^3$.

- Roca: Se asume que este material tiene una resistencia mucho mayor que los demás tipos de suelos y no será considerado para los análisis de estabilidad de taludes.
- Adicional a las 3 estratigrafías propuestas, se consideran tres diferentes taludes, los cuales presentan diferentes pendientes (α) y diferentes alturas del talud (h). La Tabla 9.4 presenta las características geométricas de los 3 taludes, y estas se muestran esquemáticamente en la Figura 9.13.

↓ **Tabla 13.4.** Taludes por analizar.

Talud	α (°)	h (m)
A	30	10
B	60	10
C	60	6



← **Figura 13.15.**
Talud por analizar.

13.10.1 SOLUCIÓN DE TABLESTACAS PARA ESTRATIGRAFÍAS A, B Y C

En esta alternativa se estabiliza el talud de interés utilizando Tablestacas de acero ($\sigma_{all}=172 \text{ MN/m}^2$). Para la determinación de presiones laterales, profundidad de enterramiento y momentos se hará uso del software GEO5-Diseño de Muros Pantalla. Adicionalmente, se considerará una carga de servicio de 20 kPa en la corona del talud. Las tablestacas estarán ubicadas al inicio de la base del talud y se nivelara hasta alcanzar la cota de la corona implementando material de relleno granular (ver Figura 13.16):

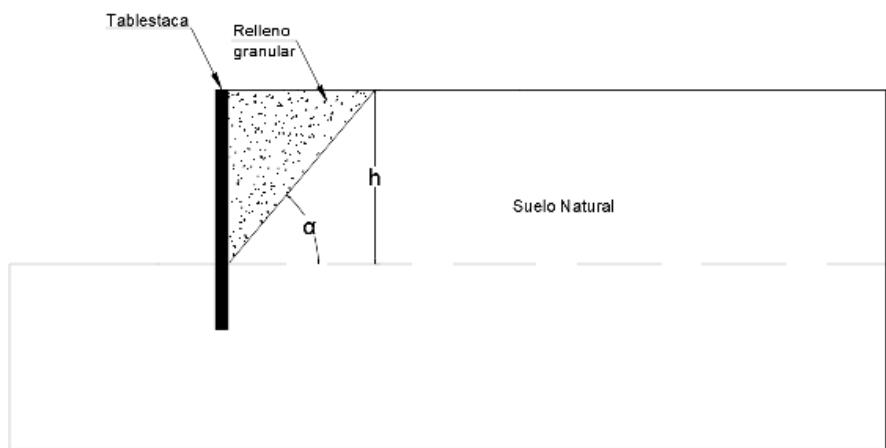


Figura 13.16. →
Talud estabilizado con tablestaca.

Debido a que los taludes serán rellenados con relleno granular, los análisis para los taludes A y B serán iguales.

- **Talud A y B, Estratigrafía A:**

Mediante el software Diseño de Muros Pantalla de GEO5, se definen las características del problema, ver Figura 13.18.

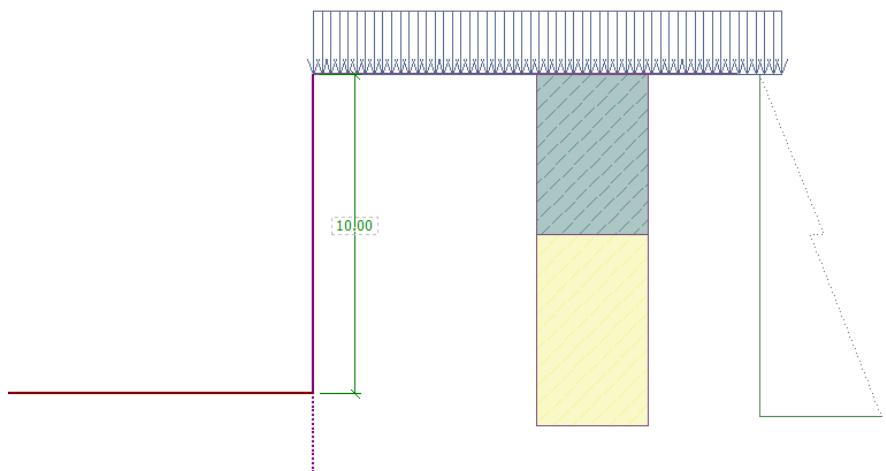
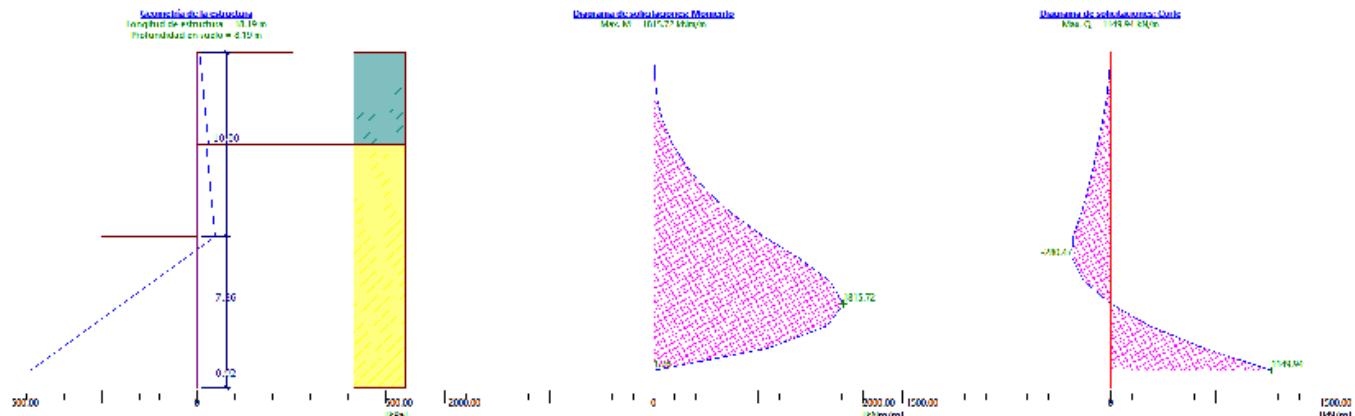


Figura 13.17. →
Condiciones iniciales para el Talud A y B con la estratigrafía A.

Una vez se han definido las características del problema, se procede a obtener la profundidad de enterramiento y el máximo momento.



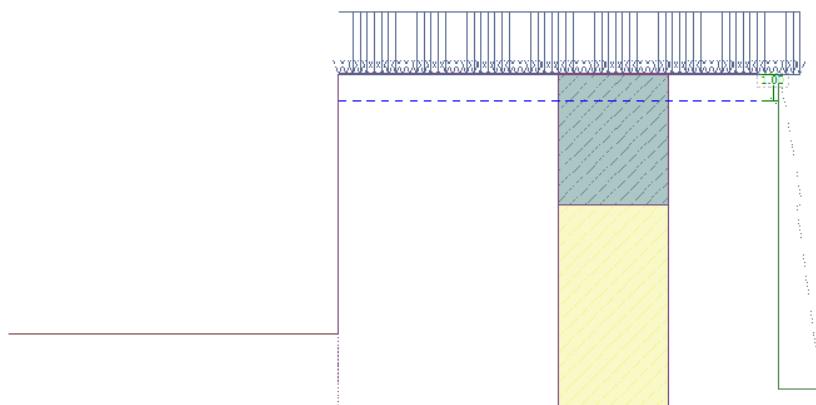
↑ **Figura 13.18.** Condiciones iniciales para el Talud A y B con la estratigrafía A.

A partir de los resultados de la Figura 13.18 se obtiene una profundidad total de Tablestaca de 18.2 metros. El módulo de la sección de la tablestaca se calcula a partir del momento máximo obtenido:

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{all}} = \frac{1815 \text{ kN} \cdot \text{m}}{172,000 \text{ kN/m}^2} = 0.01 \text{ m}^3/\text{m de muro}$$

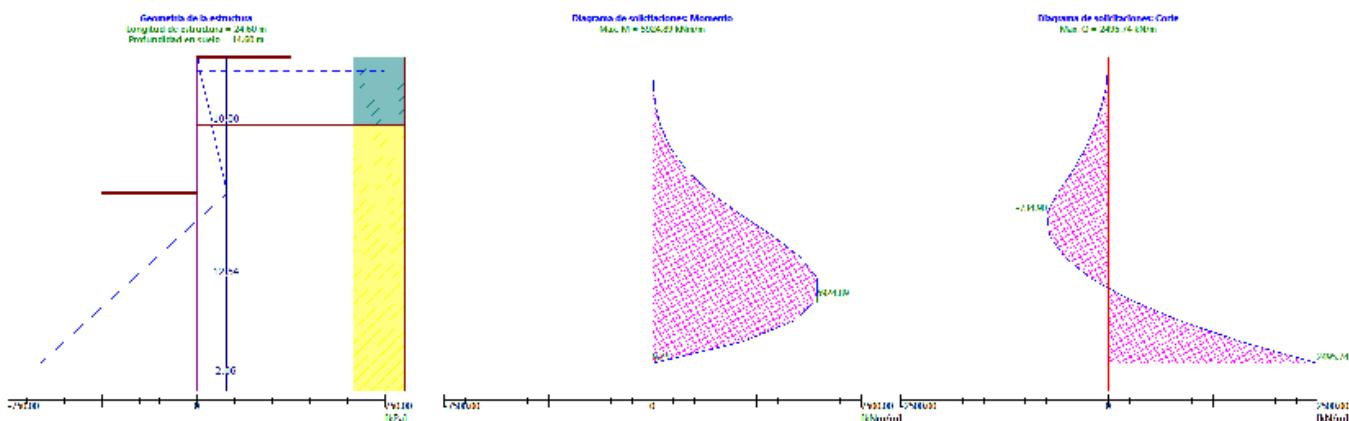
- **Talud A y B, Estratigrafía B:**

Para este caso, se implementa el software Diseño de Muros Pantalla de GEO5, se definen las características del problema. Este problema es similar al anterior, pero con la adición del nivel freático, el cual genera empujes adicionales, ver Figura 13.19.



← **Figura 13.19.**
Condiciones iniciales para el Talud A y B con la estratigrafía B.

Una vez se han definido las características del problema, se procede a obtener la profundidad de enterramiento y el máximo momento:



↑ **Figura 13.20.** Condiciones iniciales para el Talud A y B con la estratigrafía B.

A partir de los resultados de la Figura 13.20, se concluye que la profundidad total de Tablestaca de 24.6 metros. El módulo de la sección de la tablestaca se calcula a partir del momento máximo obtenido:

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{all}} = \frac{5924 \text{ kN} \cdot \text{m}}{172,000 \text{ kN/m}^2} = 0.034 \text{ m}^3/\text{m de muro}$$

• **Talud A y B, Estratigrafía C:**

Para este caso el material de apoyo consiste en una arcilla de baja consistencia. Se realizaron los análisis en el software Diseño de Muros Pantalla de GEO5 con la geometría que se aprecia en la Figura 13.21.

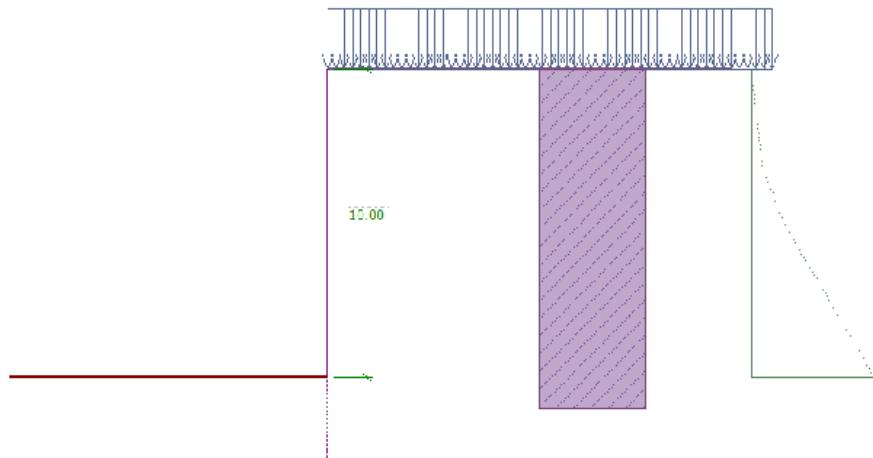


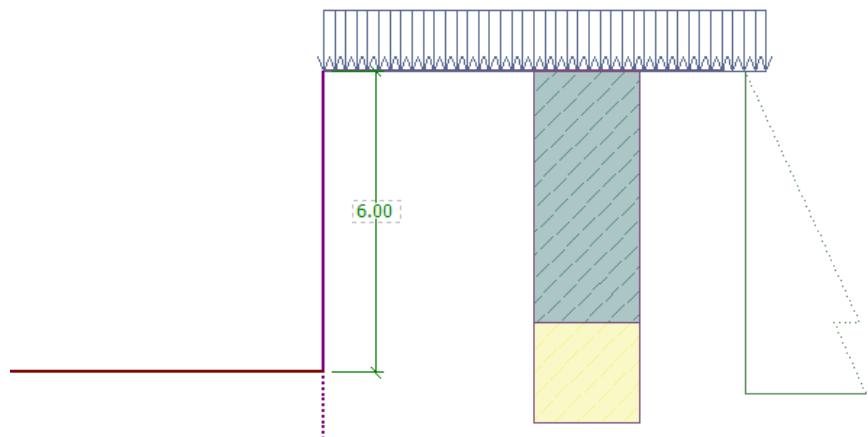
Figura 13.21. →

Condiciones iniciales para el Talud A y B con la estratigrafía C.

Para este caso, se encontró que no es estable la tablestaca en este material (si es homogéneo) y se obtienen profundidades de enterramiento de 100 metros. Esto significa que no es viable esta alternativa para arcillas muy blandas con profundidades de retención muy altas (mayores a 5 metros).

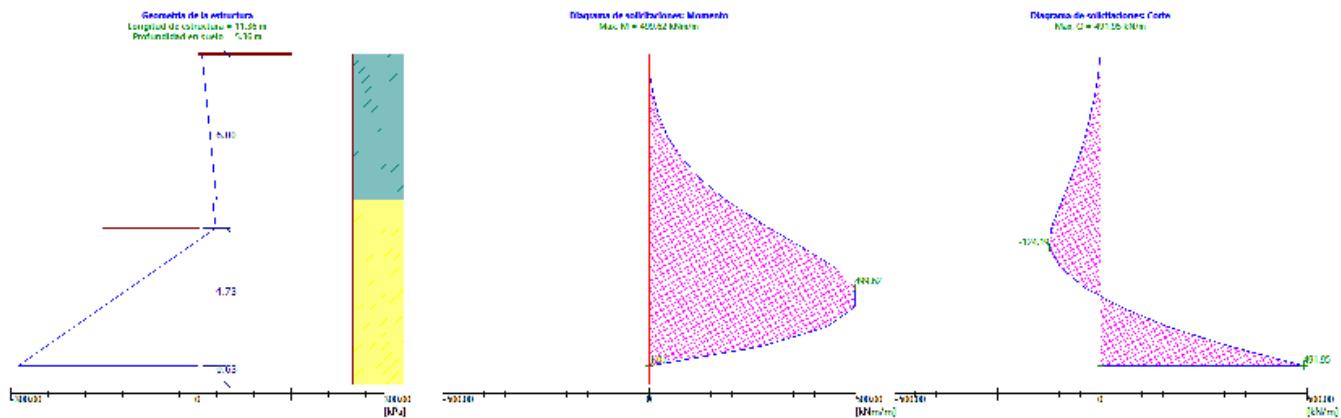
- **Talud C, Estratigrafía A:**

Mediante el software Diseño de Muros Pantalla de GEO5, se definen las características del problema, ver Figura 13.22.



← **Figura 13.22.**
Condiciones iniciales para el Talud C con la estratigrafía A.

Una vez se han definido las características del problema, se procede a obtener la profundidad de enterramiento y el máximo momento.



↑ **Figura 13.23.** Condiciones iniciales para el Talud C con la estratigrafía A.

A partir de los resultados de la Figura 13.23 se obtiene una profundidad total de Tablestaca de 11.4 metros. El módulo de la sección de la tablestaca se calcula a partir del momento máximo obtenido:

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{all}} = \frac{499.62 \text{ kN} \cdot \text{m}}{172,000 \text{ kN/m}^2} = 0.0029 \text{ m}^3/\text{m de muro}$$

- **Talud C, Estratigrafía B:**

Mediante el software Diseño de Muros Pantalla de GEO5, se definen las características del problema, ver Figura 13.24.

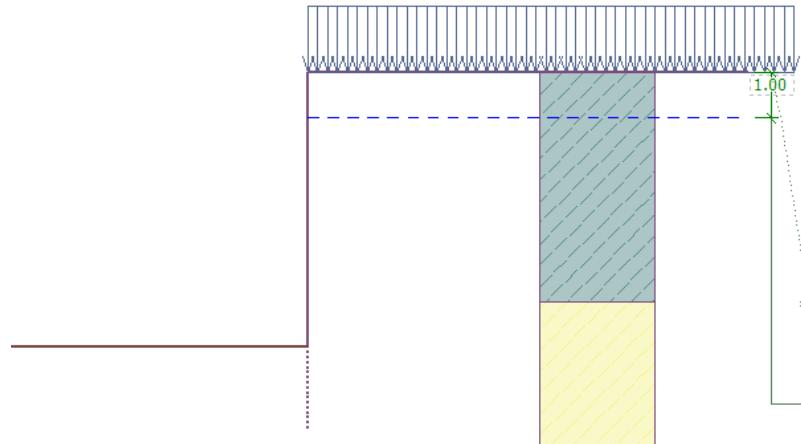
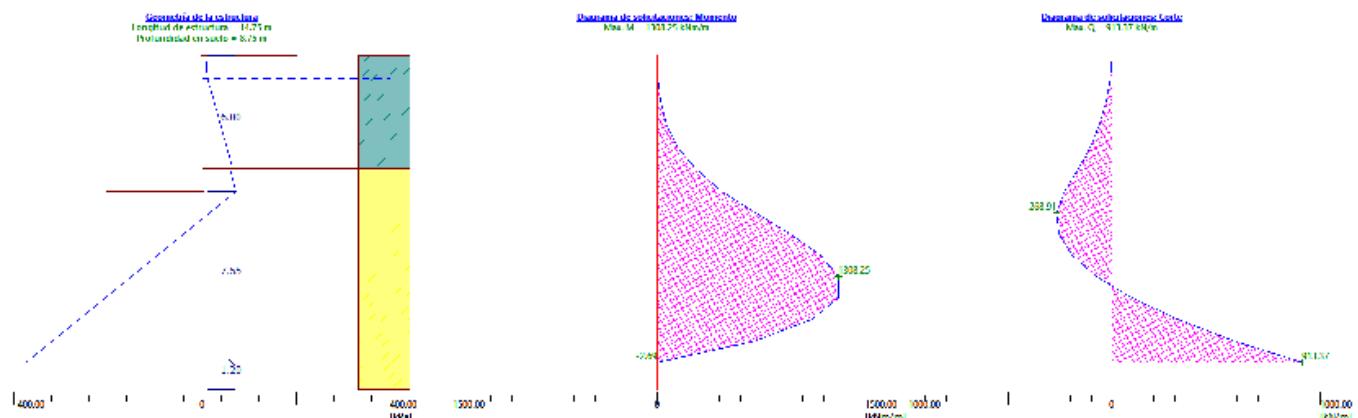


Figura 13.24. →

Condiciones iniciales para el Talud C con la estratigrafía B.

Una vez se han definido las características del problema, se procede a obtener la profundidad de enterramiento y el máximo momento.



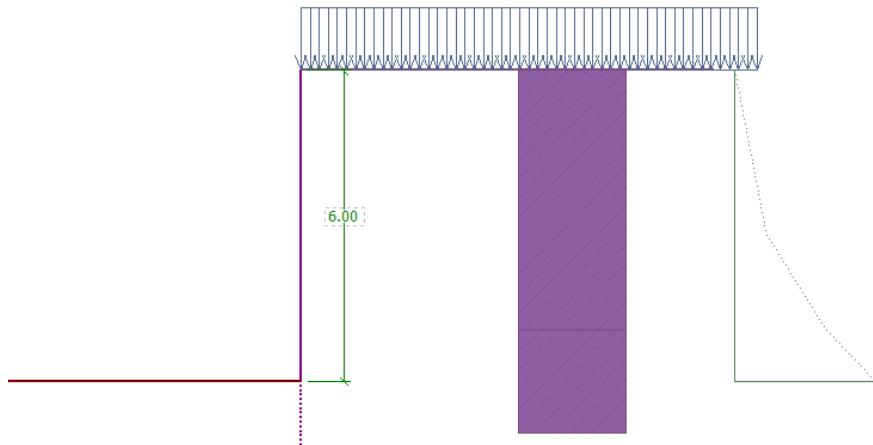
↑ Figura 13.25. Condiciones iniciales para el Talud C con la estratigrafía B.

A partir de los resultados de la Figura 13.25 se obtiene una profundidad total de Tablestaca de 14.8 metros. El módulo de la sección de la tablestaca se calcula a partir del momento máximo obtenido:

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{all}} = \frac{1308 \text{ kN} \cdot \text{m}}{172,000 \text{ kN/m}^2} = 0.0076 \text{ m}^3/\text{m de muro}$$

- **Talud C, Estratigrafía C:**

Para este caso el material de apoyo consiste en una arcilla de baja consistencia. Se realizaron los análisis en el software Diseño de Muros Pantalla de GEO5 con la geometría que se aprecia en la Figura 13.26.



← **Figura 13.26.**
Condiciones iniciales para el Talud C con la estratigrafía C.

Para este caso, se encontró que no es estable la tablestaca en este material (si es homogéneo) y se obtienen profundidades de enterramiento de 100 metros. Esto significa que no es viable esta alternativa para arcillas muy blandas con profundidades de retención muy altas (mayores a 5 metros).

13.11 PRESUPUESTO PARA MUROS IMPERMEABLES (TABLESTACAS)

Se desea construir un complejo habitacional por lo que se requiere la construcción de un muro de 100 m lineales. Para ello, anteriormente se analizaron diferentes casos donde se tiene un talud al cual se requiere estabilizar con Tablestacas y un relleno granular. La estratigrafía del suelo presentaba en los primeros 5 metros, arena suelta, luego los siguientes 5 metros correspondían a suelo competente, finalmente a una profundidad de 10 m, medidos desde la superficie se encontraba roca.

El material de las tablestacas empleadas para la ejecución de los trabajos corresponde a acero, con $\sigma_{all}=172 \text{ MN/m}^2$, considerando una carga de 20 kPa en la corona del talud. Se utilizó el software GEO5-Diseño de Muros Pantalla, a través del cual se pudo analizar y obtener la profundidad de enterramiento y el momento máximo para calcular el módulo de la sección de la tablestaca. Finalmente, en las siguientes tablas, se muestra el presupuesto para cada caso considerando el transporte, puesta en obras retirada de martillo percutor de sobre efecto con motor para hincar de tablestacas, herramientas, mano de obra, entre otros.

- Talud A

Caso A					
Presupuesto de Tablestacas					
Implementación de Tablaestacas de 18,2 m de altura y 100 m lineales					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Transporte				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hinca de tablestacas	un	1,0	5021050,64	\$5.021.051
2	Relleno				
2.1	Material de relleno	m ³	8660,3	15303	\$132.527.806
2.2	Compactador monocilíndrico vibrante	m ³	8660,3	1642	\$14.220.131
3	Sistema de Contención				
3.1	Pantalla autosoportante de paneles metálicos	m ²	1820,0	45528,24	\$82.861.397
					Costo Directo (CLP) \$234.630.384
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$269.824.941
					19% iva \$51.266.739
					Total (CLP) \$321.091.680

Caso B					
Presupuesto de Tablestacas					
Implementación de Tablaestacas de 24,6 m de altura y 100 m lineales					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Transporte				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hinca de tablestacas	un	1,0	5021050,64	\$5.021.051
2	Relleno				
2.1	Material de relleno	m ³	8660,3	15303	\$132.527.806
2.2	Compactador monocilíndrico vibrante	m ³	8660,3	1642	\$14.220.131
2	Sistema de Contención				
2.1	Pantalla autosoportante de paneles metálicos	m ²	2460,0	45528,24	\$111.999.470
					Costo Directo (CLP) \$263.768.457
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$303.333.726
					19% iva \$57.633.408
					Total (CLP) \$360.967.134

↑ Valores referenciales, año 2019

- Talud B

Caso A					
Presupuesto de Tablestacas					
Implementación de Tablaestacas de 18,2 m de altura y 100 m lineales					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Transporte				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hincado de tablestacas	un	1,0	5021050,64	\$5.021.051
2	Relleno				
2.1	Material de relleno	m ³	2886,8	15303	\$44.175.935
2.2	Compactador monocilíndrico vibrante	m ³	2886,8	1642	\$4.740.044
3	Sistema de Contención				
3.1	Pantalla autosostentante de paneles metálicos	m ²	1820,0	45528,24	\$82.861.397
					Costo Directo (CLP) \$136.798.426
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$157.318.190
					19% Iva \$29.890.456
					Total (CLP) \$187.208.646

Caso B					
Presupuesto de Tablestacas					
Implementación de Tablaestacas de 24,6 m de altura y 100 m lineales					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Transporte				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hincado de tablestacas	un	1,0	5021050,64	\$5.021.051
2	Relleno				
2.1	Material de relleno	m ³	2886,8	15303	\$44.175.935
2.2	Compactador monocilíndrico vibrante	m ³	2886,8	1642	\$4.740.044
2	Sistema de Contención				
2.1	Pantalla autosostentante de paneles metálicos	m ²	2460,0	45528,24	\$111.999.470
					Costo Directo (CLP) \$165.936.500
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$190.826.975
					19% Iva \$36.257.125
					Total (CLP) \$227.084.100

↑ Valores referenciales, año 2019

- Talud C

Caso A					
Presupuesto de Tablestacas					
Implementación de Tablaestacas de 11,4 m de altura y 100 m lineales					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Transporte				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hincado de tablestacas	un	1,0	5021050,64	\$5.021.051
2	Relleno				
2.1	Material de relleno	m ³	1039,2	15303	\$15.903.337
2.2	Compactador monocilíndrico vibrante	m ³	1039,2	1642	\$1.706.416
2	Sistema de Contención				
2.1	Pantalla autosostentante de paneles metálicos	m ²	1140,0	45528,24	\$51.902.194
					Costo Directo (CLP) \$74.532.997
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$85.712.946
					19% iva \$16.285.460
					Total (CLP) \$101.998.406

Caso B					
Presupuesto de Tablestacas					
Implementación de Tablaestacas de 14,8 m de altura y 100 m lineales					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Transporte				
1.1	Transporte y retirada de equipo para hincado de tablestacas	un	1,0	5021050,64	\$5.021.051
2	Relleno				
2.1	Material de relleno	m ³	1039,2	15303	\$15.903.337
2.2	Compactador monocilíndrico vibrante	m ³	1039,2	1642	\$1.706.416
2	Sistema de Contención				
2.1	Pantalla autosostentante de paneles metálicos	m ²	1480,0	45528,24	\$67.381.795
					Costo Directo (CLP) \$90.012.598
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$103.514.488
					19% iva \$19.667.753
					Total (CLP) \$123.182.241

↑ Valores referenciales, año 2019

14. ANCLAJES PASIVOS

14.1 OBJETIVOS DE LA TÉCNICA

Los anclajes pasivos, o pernos, son anclajes que no se tensionan luego de su instalación. Por lo tanto, permiten movimientos del cuerpo retenido. Este tipo de anclajes incrementan la resistencia del suelo debido a su compresión. Usualmente, los anclajes pasivos se construyen con barras corrugadas y longitudes menores a 12 metros, las cuales son llenadas con lechadas a poca presión. Se pueden emplear en suelos granulares o rocas meteorizadas.

Los anclajes pasivos son usualmente utilizados en ingeniería geotécnica para:

- Excavaciones semiverticales en cortes de carretera
- Estripos de puentes
- Estructuras de contención en taludes
- Estabilización de taludes en rocas meteorizadas o suelos

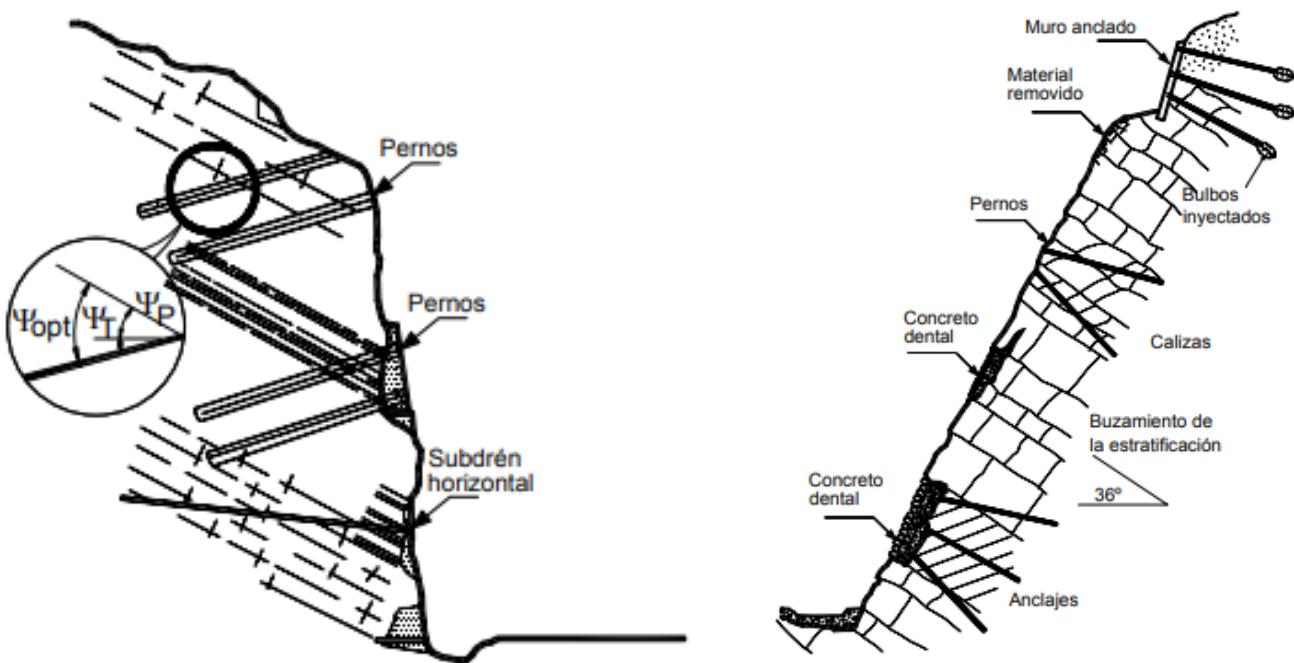
14.2 CLASIFICACIÓN

Los anclajes pasivos más utilizados son los pernos y clavos (nails), los cuales están compuestos de refuerzo de acero con lechada de cemento. Estos se mezclan dentro de una masa de suelo o roca, con el objeto de mejorar su estabilidad. Los pernos se utilizan principalmente en macizos de roca para evitar movimientos relativos de los bloques. Los clavos se colocan en suelos residuales o materiales relativamente duros para dar rigidez los taludes. A continuación, se describe cada tipo de anclaje pasivo:

14.2.1 PERNOS

Los pernos son elementos de anclaje, constituidos por varillas de acero que se instalan dentro de una perforación para brindar un soporte a tensión al cuerpo retenido. Por lo general se emplean en materiales rocosos. De esta manera, se busca evitar la caída de roca fracturada y evitar deslizamientos de macizos de roca. Usualmente, el diseño de los pernos es empírico y se basa en análisis de discontinuidades del macizo rocoso y del análisis de estabilidad de los bloques. El diseño de los pernos se centra en definir la localización, la longitud de cada perno y su ángulo de inclinación.

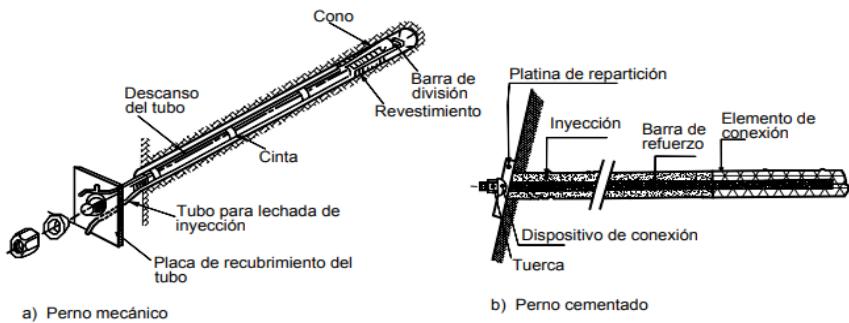
Se ha encontrado que con el uso de pernos se minimiza el desprendimiento de rocas fracturadas (Suárez, 2009). La Figura 14.1 muestra un ejemplo de estabilización de muros rocosos con pernos.



↑ Figura 14.1. Estabilización de muros rocosos con pernos (Suárez, 2009)

Los pernos tienen similitud con los anclajes activos con barras pero no se pretensan. Similar a estos, los pernos usualmente están constituidos por varillas de acero cementadas a la roca y con una platina y tuerca en la cabeza. Por lo general su longitud no es superior a 12 m, aunque se pueden encontrar excepciones dependiendo de la disponibilidad de barras con grandes longitudes en el mercado, o con el uso de soldaduras especializadas que impidan su rompimiento. Su espaciamiento típico es de 2 a 3 metros. El perno se fija a la roca utilizando una resina, un cemento o por un sistema mecánico. El sistema de resina incluye cartuchos de un líquido y de un endurecedor, los cuales se mezclan en un tiempo de curado que varía de acuerdo al producto entre 1 y 90 minutos. El tiempo de curado también depende de la temperatura ambiente. El sistema consiste en insertar los cartuchos en el hueco para llenar el espacio entre el hueco y el perno (Suárez, 2009). Se debe verificar que el diámetro del hueco y el diámetro de la varilla tengan una diferencia tal que se garantice que la resina se pueda mezclar. El uso de resinas limita la capacidad de los pernos a 400 kN. A esto se suma el hecho que la resina no es tan efectiva para controlar la corrosión como el cemento. La Figura 14.2 muestra un esquema típico de los tipos de pernos.

Figura 14.2. →
Tipos de pernos (Suárez, 2009).



14.2.2 CLAVOS (NAILS)

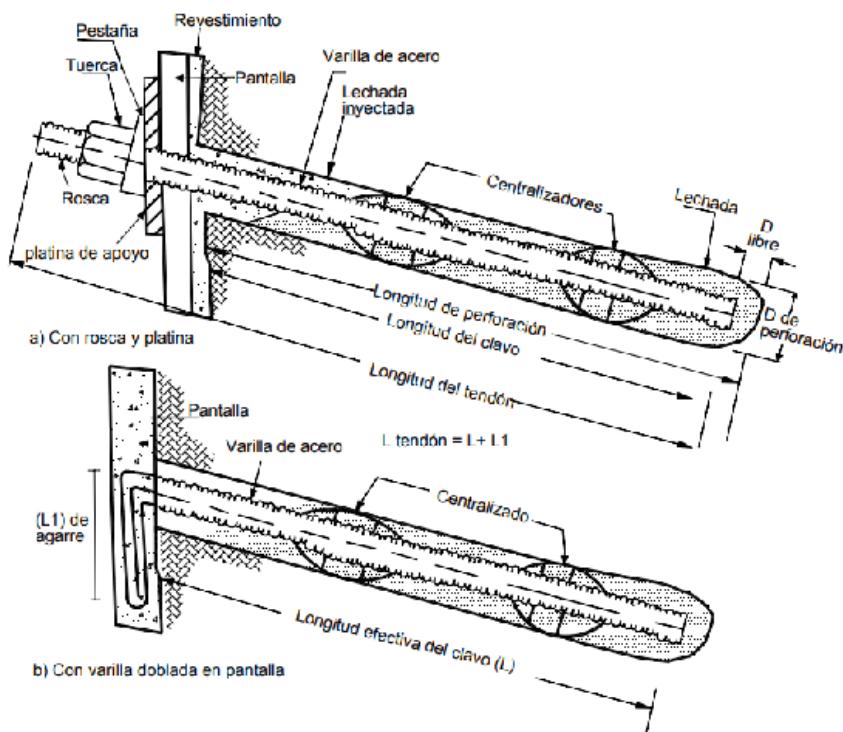
El sistema de clavos o “Soil Nailing” es un método de refuerzo insitu implementando refuerzos inyectados que pueden movilizar resistencia a tensión en el caso de que se presenten movimientos. Este tipo de anclajes son pasivos (no se pretensionan) y se emplea por lo general en suelos granulares.

El sistema de clavos usualmente requiere espaciamientos menores que los anclajes activos y actúan como un refuerzo del suelo aumentando la resistencia interna del suelo o roca al cortante. Generalmente, los clavos están compuestos por varillas de acero, tubos o cables que se introducen dentro del suelo natural o la roca blanda y son inyectados dentro de huecos previamente perforados. Usualmente, en la cabeza se coloca una platina y rosca o una varilla dobrada.

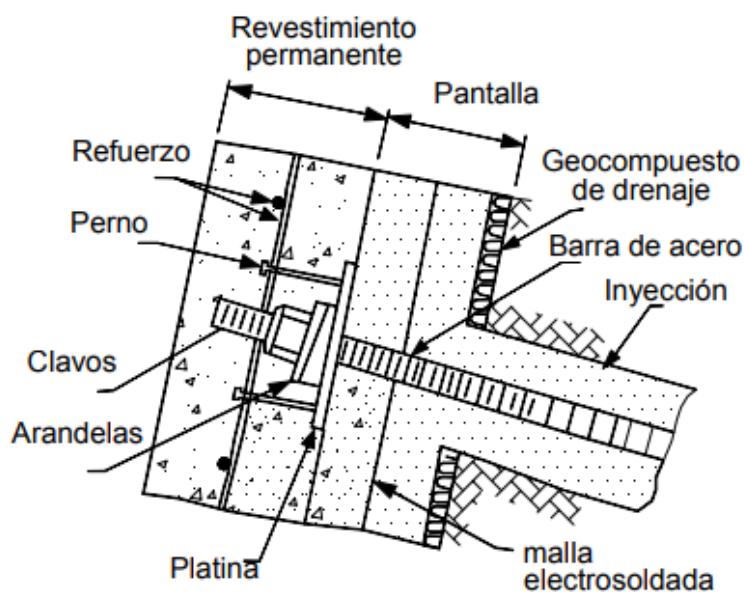
En la superficie de las estructuras que se usarán clavos, se coloca una pantalla de concreto lanzado reforzada para darle continuidad superficial y apoyo a los refuerzos. Usualmente, los clavos son espaciados a distancias relativamente pequeñas. Los clavos pueden ser hincados o inyectados en perforaciones previamente realizadas. Junto con el suelo estos clavos forman una estructura de suelo reforzado. Comúnmente se utiliza un clavo por cada uno o seis metros cuadrados de suelo de superficie. Los clavos comúnmente se utilizan para estabilizar cortes y permitir la construcción de arriba hacia abajo (Suárez, 2009). La superficie de concreto lanzado usualmente tiene un espesor entre los 12 a los 18 cm.

La estabilidad de una estructura que implementa clavos depende de:

- Desarrollo de fricción o adhesión en la interface suelo-clavo (Refuerzo del suelo).
- Resistencia pasiva desarrollada a lo largo de la superficie perpendicular a la dirección del clavo.
- Transferencia de cargas a través de suelos sueltos o blandos a un material mucho más competente.



← Figura 14.3.
Tipos de clavos (Suárez, 2009).



← Figura 14.4.
Sección típica de una pared de clavos (Suárez, 2009).

Partes de los clavos:

- **Barras:** Se utilizan por lo general varillas con resistencia a la tensión de 415-520 Mpa (grado 60 o 75), con diámetros de número 6 a número 14. La varilla número 7 es comúnmente usada. Las longitudes se usan de acuerdo a la disponibilidad comercial, 6 m, 9 m, 12 m y 18 m. Se puede tornean en la cabeza de la barra para brindar una pequeña fuerza de tensión manual
- **Centralizadores:** Elementos de PVC, cada 2 m en la varilla. Este evita el contacto del refuerzo con el suelo
- **Cabezal de los clavos:** Por lo general se emplea una platina y tuerca.
- **Protección anticorrosión:** Se utilizan epóxicos especiales para evitar la corrosión en suelos ácidos o corrosivos. La protección de la parte superior (cerca a la pantalla) de la varilla se hace indispensable en algunos casos. Esta protección puede ser con tubos especiales de PVC u otros tipos de materiales similares
- **Pantalla:** La pantalla superficial es una placa maciza de concreto reforzado, la cual se construye generalmente utilizando concreto lanzado. Se utilizan por lo general pantallas mayores a 0,1 m de espesor para acompañar al sistema de clavos. Esta pantalla une las cabezas de los refuerzos para contener el suelo y al mismo tiempo transmitir esfuerzos del suelo a los clavos. Como refuerzo generalmente se utilizan mallas electrosoldadas. La magnitud del refuerzo debe ser determinada por un Ingeniero estructural, con base en las presiones de tierras que le suministre el Ingeniero geotecnista.
- **Drenajes:** Con frecuencia se coloca un geodren planar entre el suelo y la pantalla de concreto armado. Este geodren es un geocompuesto de una geomalla con dos capas de geotextil no tejido. El espaciamiento de los geodrenes verticales es generalmente el mismo de la separación horizontal de los clavos. Se recomienda colocar un geodren de 30 a 40 centímetros de ancho en forma vertical a lo largo de la totalidad de la altura del muro, en los sitios intermedios entre clavos.

14.3 ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO

Para el diseño de los clavos se deben definir las conjuraciones geométricas como son:

- **Espaciamientos:** Usualmente los espaciamientos varían entre 1 a 3 metros. Por facilidades constructivas, usualmente se adoptan espaciamientos horizontales y verticales iguales.

- **Longitud:** La longitud de los clavos debe estar entre 0,6 H a 1,2 H.
- **Inclinación:** La inclinación de los clavos es recomendable que esté entre 0° (completamente horizontal) hasta 20°.
- **Diámetro de la perforación:** Se debe perforar el suelo con un diámetro ligeramente mayor al tamaño del clavo para no generar problemas en el proceso constructivo.
- **Capacidad de tensión del clavo:** La capacidad de tensión máxima de un clavo depende de los empujes activos, el peso específico del suelo, la altura del muro y la configuración geométrica de los clavos y se puede calcular como:

$$T_{max} = \lambda_1 K_a \gamma H S_h S_v$$

↑ Ecuación (14.1)

Donde

T_{max} : Tensión máxima en un clavo

λ_1 : Factor adimensional (Figura 14.5)

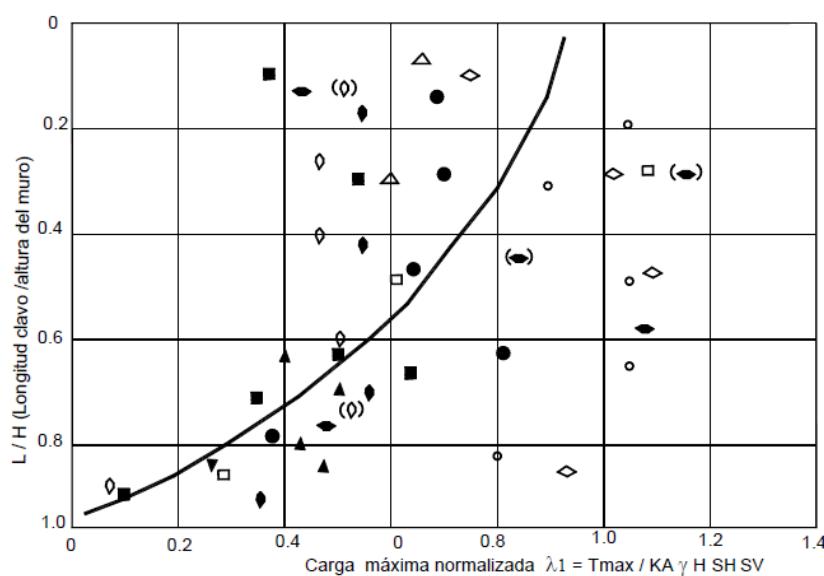
K_a : Coeficiente de presión activa

γ : Peso específico del suelo

H : altura total del muro

S_h : Espaciamiento horizontal de los clavos

S_v : Espaciamiento vertical de los clavos



← Figura 14.5.

Valor de λ_1 de acuerdo a la altura del muro (Suárez, 2009).

Una vez definidas las características del clavo, se deben realizar los análisis de verificación de la estabilidad externa en términos de:

- Factor de seguridad por estabilidad general del talud
- Factor de seguridad por deslizamiento en la base
- Factor de seguridad por capacidad portante

La Tabla 14.1 resume los factores de seguridad recomendados para los diferentes tipos de análisis de estabilidad externa.

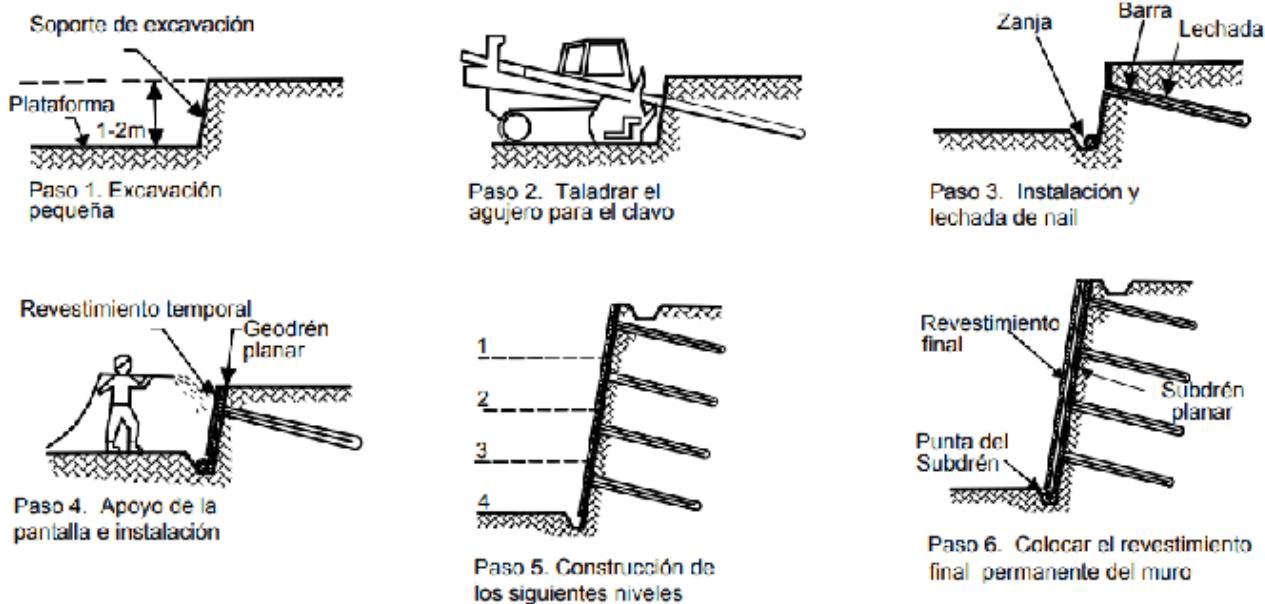
▼ **Tabla 14.1.** Factores de seguridad recomendados para cada tipo de falla (FHWA, 1999).

Tipo de falla	Factor de seguridad recomendado
Estabilidad general del talud en condiciones estáticas	1,5
Estabilidad general del talud en condiciones sísmicas	1,3
Deslizamiento de la base	1,5
Capacidad portante	2,5

14.4 METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN

La metodología para la construcción de clavos se presenta en la Figura 14.6, estos se pueden resumir en los siguientes 6 pasos:

- **Paso 1:** Se realiza una excavación pequeña en pared vertical. La altura de la excavación debe ser provista por el diseño.
- **Paso 2:** Se taladra el suelo para crear un agujero en el cual se agregará el clavo.
- **Paso 3:** Se instala la lechada y el clavo.
- **Paso 4:** Se construyen un geodrén para el drenaje y se realiza un revestimiento temporal de la superficie del suelo.
- **Paso 5:** Se repiten los pasos 1 a 4 hasta alcanzar la altura deseada de excavación.
- **Paso 6:** Se coloca un revestimiento final permanente en la cara del muro.



↑ Figura 14.6. Proceso constructivo típico con clavos (Suárez, 2009).

14.5 MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD

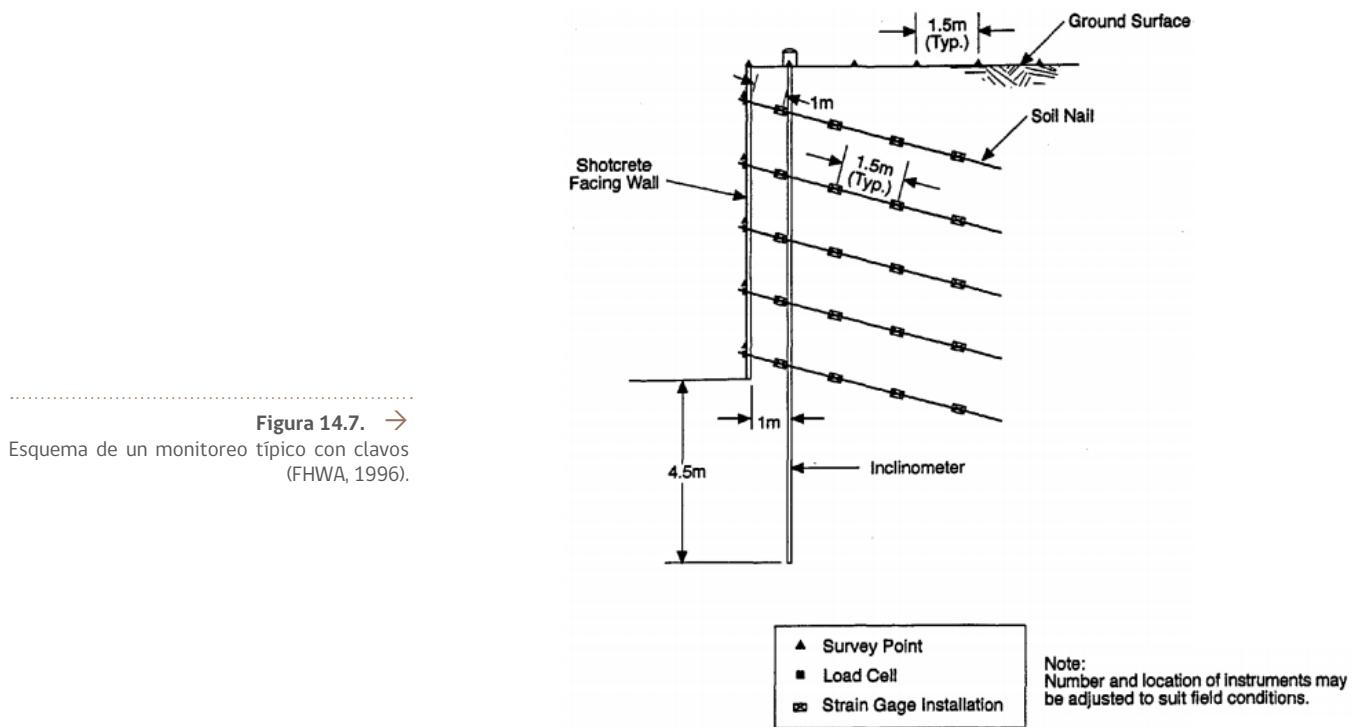
El desempeño de los anclajes pasivos (pernos y clavos) debe ser evaluado cuidadosamente implementando monitoreo geotécnico. A continuación se presentan la lista de parámetros que deben ser monitoreados durante la instrumentación geotécnica (FHWA, 1996):

- **Movimientos verticales y horizontales del muro:** para esto se podrá emplear inclinómetros, para determinar los desplazamientos del muro. Las lecturas pueden ser registradas manual o automáticamente, esta última con el empleo de loggers. Para la instalación de los inclinómetros se debe considerar que la parte inferior de la carcasa ranurada debe instalarse en una parte estable de la masa del suelo, generalmente a 3 metros por debajo de la zona del muro. De manera alternativa se podrá ejecutar mediciones con puntos de control topográficos sobre el mismo muro. Para las deformaciones se deberán emplear strain gages, los cuales deberán estar protegidos por algún material blando y que no permita la intrusión de agua en ellos.
- **Pullout:** El objetivo principal de este test es verificar las asunciones del diseño en término de fuerza de diseño en la interface entre el suelo y la lechada de cemento. Los clavos ensayados por pullout deben ser instalados utilizando el mismo procedimiento que los clavos instalados para la estabilización, pero con la excepción de que

solo la parte inferior del clavo tendrá lechada. El número de ensayos a realizar debe ser especificado por el contratante.

- **Nivel freático:** para analizar la variabilidad del nivel freático se deben implementar piezómetros. Se debe comprobar que el nivel freático concuerde con aquel considerado en el diseño después de la construcción del muro.

La Figura 14.7 presenta de manera esquemática los elementos y ubicaciones empleadas para instrumentar un anclaje pasivo.



14.6 LIMITACIONES DE LA TÉCNICA

Para los clavos se requieren tipos de suelos que soporten excavaciones verticales de aproximadamente 2 m o más durante la instalación del clavo: roca meteorizada, suelos granulares cementados (cohesión mayor a 5 kPa) y suelos cohesivos duros (SPT>9, IP>15%).

No se recomiendan en:

- Suelos secos granulares con pocos finos
- Arcillas blandas
- Suelos con niveles freáticos
- Suelos orgánicos

Para el caso de pernos se tiene la limitación de que la carga del perno debe ser de máximo 400 kN y que una vez que el macizo rocoso se ha desprendido es difícil de volver a garantizar su estabilidad general.

14.7 ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Entre las ventajas de esta alternativa podemos encontrar:

- Los pernos presentan un alto desempeño en suelos o rocas fracturadas y/o meteorizadas
- Los pernos son rápidos de instalar
- Los clavos son de bajo costo comparado con anclajes activos
- Los clavos requieren profundidades menores de refuerzo que los anclajes activos
- La instalación de los clavos es relativamente rápida e implementa equipos livianos
- Los clavos poseen un muy buen comportamiento en el caso de sismos
- Las estructuras con clavos redistribuyen los esfuerzos con los clavos vecinos
- Los anclajes pasivos se pueden implementar en suelos o rocas heterogéneas

Por otro lado, entre las desventajas de los anclajes pasivos podemos encontrar:

- Los pernos requieren equipos especiales para su instalación
- No hay metodologías precisas para el diseño de pernos. Se emplean por lo general métodos semi-empíricos para su diseño.
- Los clavos requieren mayor número de refuerzos que los anclajes activos para el mismo caso
- El sistema de clavos no es eficiente en suelos blandos y se requiere cierta rigidez de los materiales del talud
- Los taludes deben ser lo suficientemente resistentes para resistir las excavaciones sin fallar durante la construcción de clavos
- Para que funcione el sistema, se requiere que ocurra deformación en el suelo para movilizar la resistencia de los clavos

- Durante la construcción de los clavos, para poder aplicar el concreto lanzado no debe aflorar agua freática sobre la fachada del muro
- Es difícil construir sistemas de drenaje confiables con clavos
- El número de clavos es de tal magnitud que puede ocurrir interferencia con redes de servicios públicos en zonas urbanas.

14.8 BIBLIOGRAFÍA

Abramson L.W, Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M. (2002). "Slope stability and stabilization methods". John Wiley & Sons, INC. New York. pp 712.

Bruce, D.A. (1988). "Developments in Geotechnical Construction Processes for Urban Engineering". Civil Engineering Practice, Vol. 3, No. 1, pp 49-97.

Bruce, D.A., and R.A. Jewell (1987). "Soil Nailing: Application and Practice - 2 Parts". Ground Engineering , Vol. 20 No. 1, Jan., pp 21-28.

Byrne , R.J., Cotton, D.M., Potterfield, J., Wolschlag, C., and Ueblacker, G., (1998). "Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls". Federal Highway Administration Report FHWAS-96-069R. 530 pp.

Byrne, R.J. (1992). "Soil Nailing: A simplified Kinematic Analysis". Grouting, soil improvement, and geosynthetics New Orleans (R. H. Bordden, R.D. Holtz, and I. Juran, eds.) Geotechnical Special Publication 30, American Society of Civil Engineers, New York, Vol.2, pp. 751-764.

Clough, G.W. and O'Rourke, T.D., (1990). "Movements of InSitu Walls". Proceedings, Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, New York, pp. 439-470.

Elias, V., Juran I.. (1988). "Soil Nailing for stabilization of Highway slopes and excavations". Report FHWA-RD-89-198. FHWA, U.S. Department of Transportation, 210 p.

Felio B.Y., Vucetic, M., Hudson M., Barar, P., and Chapman, R. (1990). "Performance of Soil Nailed Walls During the October 17, 1989, Loma Prieta Earthquake". Proceedings, 43rd Canadian Geotechnical Conference, Quebec, Canada, pp. 165- 173.

FHWA. (1996). Manual for Design & Construction Monitoring of soil nail walls. Publication FHWA-SA-96-069.

FHWA. (1999). Ground Anchors and Anchored Systems. Geotechnical Engineering Circular No.4.: Washington D.C., USA

Gassler, G, Gudehus, (1981). "Soil Nailing-Some Soil Mechanic Aspects of In-Situ Reinforced Earth". Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 3, Session 12 Stockholm, pp. 665-670.

Hassiotis S., Chameau J.L., Gunaratne M., (1997). "Design method for stabilization of slopes with piles". ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(4), 314-323.

Kavazanjian, E. Jr., Matasovic, N., Hadj-Hamou, T., and Sabatini, P.J., (1997). "Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways, Volume I, Design Principles". Geotechnical Engineering Circular No. 3, Report FHWA-SA-97- 076, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Lazarte C.A. Elias V. Espinosa D., Sabatini P.J. (2003). "Soil Nail Walls". Geotechnical Engineering Circular No. 7. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Washington, pp. 305.

Suárez, J. (2009) Deslizamientos: Técnicas de remediación. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, Colombia

Tufenkjian, M.R. (2002). "Performance of Soil Nailed Retaining Structures During the 2001 Nisqually, Earthquake". Proceedings of the 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, July 21-25, Boston.

U.S. Forest Services (1994). "Application Guide for Launched Soil Nails", Vol. 1 and 2, FHWA-FPL-93- 003, Washington D.C., 60 pp.

14.9 LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE ANCLAJE PASIVO S

a. Estudios de mecánica de suelos

- Recomendaciones particulares y/o complementarias a la exploración mínima exigida por la NCh1508.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer recomendaciones para campaña de prospección, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Recomendaciones de ensayos particulares para el diseño de la técnica en particular.

Ensayos requeridos: Pullout para verificar las asunciones del diseño en término de fuerza de diseño en la interface entre el suelo y la lechada de cemento.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer la realización de ensayos adicionales, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Otras recomendaciones particulares al estudio de mecánica de suelos que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas para el correcto diseño, verificación, implementación y control de la técnica descrita.

b. Diseño

- Metodología de cálculo y/o parámetros a controlar con la aplicabilidad de la técnica.

En estos casos, el informe de mecánica de suelos debe entregar:

Parámetros mínimos:

- Espaciamientos
- Longitud
- Inclinación
- Diámetro de la perforación
- Capacidad de resistencia del clavo

Parámetros que deben estar especificados en mecánica de suelos:

- Resistencia por pull-out
- Ecuación de resistencia máxima de un clavo
- Análisis de factor de seguridad (estabilidad general del talud, deslizamiento en la base y capacidad cortante)
- Parámetros mínimos para los cuales, según la experiencia del consultor o basado en su investigación, la técnica se hace viable de implementar.

Análisis de situaciones especiales:

Tipos de aplicación de anclajes pasivos

- Rangos referenciales que, a experiencia del consultor o basado en su investigación, se aumenta las propiedades requeridas para el proyecto.

c. Monitoreo Geotécnico

- Recomendaciones para excavaciones.

Proceso de ejecución para la instalación de clavos.

- Puntos críticos que podrían afectar la ejecución de la técnica descrita.

Suelos secos granulares con pocos finos, arcillas blandas, suelos con niveles freáticos, suelos orgánicos

- Soporte técnico.

Equipos y materiales para la construcción de un muro de tierra estabilizado mecánicamente

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Incluir aspectos relevantes para el consultor

d. Especificaciones técnicas para ejecución

- Descripción y detalle de las etapas constructivas.
- Detalle de partidas.
- Detalle de materiales.
- Secuencia de ejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Todos estos aspectos obedecen a lo que se refiere cualquier especificación técnica de obra.

e. Metodología de control de calidad

- Pruebas y parámetros de control.

Establecer recomendaciones de pruebas de control: Monitoreo de movimientos verticales y horizontales del muro, Pullout, Nivel freático.

- Frecuencia de control.

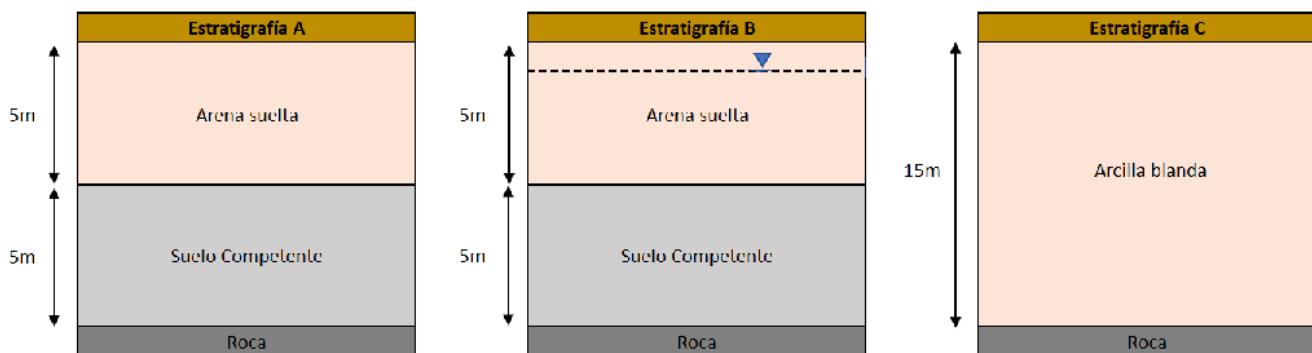
Definir frecuencias recomendadas, según criterio y/o experiencia del consultor.

- Registros.
- Control postejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Monitoreo de calidad del suelo.

14.10 CASOS DE ANÁLISIS

Se desea realizar un análisis técnico y económico de diversas alternativas de estructuras geotécnicas y/o mejoramiento de suelos. Para esto, se han propuesto tres diferentes estratigrafías de análisis, las cuales se presentan en la Figura 6.8:



↑ Figura 14.8. Estratigrafías de análisis.

Las características de los materiales que se presentan en la Figura 6.8, son las siguientes:

- **Arena suelta:** Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\varphi'=30^\circ$, una cohesión efectiva de $c'=0 \text{ kPa}$ y un peso específico seco de $\gamma d=14.5 \text{ kN/m}^3$.
- **Suelo competente:** Este material cuenta con un ángulo de fricción interno efectivo de $\varphi'=36^\circ$, una cohesión efectiva de $c'=0 \text{ kPa}$, un

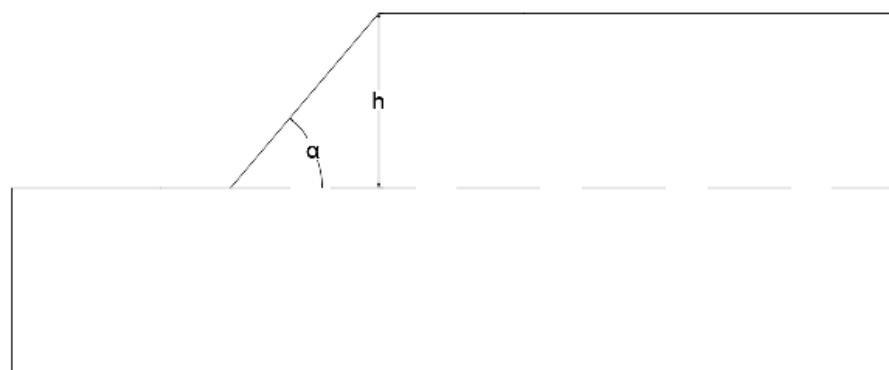
peso específico seco de $\gamma d=18 \text{ kN/m}^3$ y un peso específico saturado de $\gamma sat=20 \text{ kN/m}^3$.

- **Arcilla blanda:** Este material cuenta con una cohesión no drenada de $Cu=30 \text{ kPa}$, un peso específico seco de $\gamma d=16.5 \text{ kN/m}^3$ y un peso específico saturado de $\gamma sat=19 \text{ kN/m}^3$.
- **Roca:** Se asume que este material tiene una resistencia mucho mayor que los demás tipos de suelos y no será considerado para los análisis de estabilidad de taludes.

Adicional a las 3 estratigrafías propuestas, se consideran tres diferentes taludes, los cuales presentan diferentes pendientes (α) y diferentes alturas del talud (h). La Tabla 9.4 presenta las características geométricas de los 3 taludes, y estas se muestran esquemáticamente en la Figura 9.13.

↓ Tabla 14.2. Taludes por analizar.

Talud	α (°)	h (m)
A	30	10
B	60	10
C	60	6



← Figura 14.9.
Talud por analizar.

14.10.1 SOLUCIÓN PARA ANCLAJES PASIVOS CON CLAVOS (SOIL NAILING)

Se desea diseñar un muro con anclajes pasivos para los Taludes A, B y C con las estratigrafías A, B y C. El talud no será perfilado (se mantendrá la pendiente inicial propuesta) y se considerará una sobrecarga de servicio (qs) de 20 kPa en su corona. Se deben determinar las ubicaciones,

longitudes, características de los clavos y el factor de seguridad mínimo de estabilidad global.

Inicialmente se tomarán características típicas de clavos y se verificarán si son satisfactorias para la estabilidad general o si deben modificarse. Se definen inicialmente separaciones horizontales y verticales de 1 metro, resistencia a la tensión (tensile capacity) de 150 kN, capacidad de la placa (plate capacity) de 150 kN y fuerza de unión entre el suelo y los clavos (bond strength) de 40 kN/m para la arcilla y de 100 kN/m para las arenas. Inicialmente se analizaron clavos con longitud de 6 metros de longitud y se obtuvieron los factores de seguridad que se presentan en la Tabla 14.3, y se encuentra que para el talud A y C, los clavos son suficientes para garantizar el factor de seguridad mínimo de 1.5, pero no son lo suficientemente largos para el talud B. Por esto, se propuso realizar clavos con longitud de 9 metros para el talud B y así cumplir con el factor de seguridad de 1.5, ver Tabla 14.4. Los anexos de estos resultados se presentan en la sección de anexos.

↙ **Tabla 14.3.** Factores de seguridad mínimos de los análisis de estabilidad de taludes con clavos por los métodos Bishop, Spencer y Morgenstern-Price para longitud de clavos de 6 metros.

		Talud		
		A	B	C
Estratigrafía	A	1.748	1.489	1.765
	B	1.502	1.283	1.515
	C	0.762	0.718	1.106

↙ **Tabla 14.4.** Factores de seguridad mínimos de los análisis de estabilidad de taludes con clavos por los métodos Bishop, Spencer y Morgenstern-Price para longitud de clavos de 9 metros.

		Talud	
		B	
Estratigrafía	A	1.812	
	B	1.513	
	C	0.751	

A partir de los resultados de la Tabla 14.4 se concluye que los 3 taludes (A, B y C) son estables para las estratigrafías A y B. Sin embargo, para la estratigrafía C (suelo homogéneo de arcilla muy blanda) se concluye que no es viable la estabilización con clavos bajo las condiciones geométricas propuestas, debido a que los factores de seguridad obtenidos son menores

al mínimo propuesto de 1.5 y que la superficie de falla se encuentra muy profunda.

Para determinar el factor de seguridad por pull-out, primero se calcula la tensión máxima:

$$T_{max} = \lambda_1 K_a \gamma H S_h S_v$$

Donde:

T_{max} : Tensión máxima en un clavo

λ_1 : Factor adminesional

K_a : Coeficiente de presión activa

γ : Peso específico del suelo

H : altura total del muro

S_h : Espaciamiento horizontal de los clavos

S_v : Espaciamiento vertical de los clavos

- **Talud A, estratigrafía A y B:**

Se determina el valor de $\lambda_1=0.55$ a partir de la Figura 14.5, ya que la relación L/H es de 0.6.

$$T_{max} = (0.55) \left(\frac{1 - \operatorname{sen}(35)}{1 + \operatorname{sen}(35)} \right) \left(18 \frac{kN}{m^3} \right) (10 m)(1 m)(1 m) = 26.82 kN$$

Se concluye que el valor del T_{max} es satisfactorio, ya que es menor al propuesto de 150 kN.

- **Talud B, estratigrafía A y B:**

Se determina el valor de $\lambda_1=0.1$ a partir de la Figura 14.5, ya que la relación L/H es de 0.9.

$$T_{max} = (0.1) \left(\frac{1 - \operatorname{sen}(35)}{1 + \operatorname{sen}(35)} \right) \left(18 \frac{kN}{m^3} \right) (10 m)(1 m)(1 m) = 4.88 kN$$

Se concluye que el valor del T_{max} es satisfactorio, ya que es menor al propuesto de 150 kN.

- **Talud C, estratigrafía A y B:**

Se determina el valor de $\lambda_1=0.55$ a partir de la Figura 14.5, ya que la relación L/H es de 1.

$$T_{max} = (0.05) \left(\frac{1 - \sin(35)}{1 + \sin(35)} \right) (18 \frac{kN}{m^3}) (10 m)(1 m)(1 m) = 2.44 kN$$

Se concluye que el valor del T_{max} es satisfactorio, ya que es menor al propuesto de 150 kN.

Por otro lado, la resistencia por pull-out se define como:

$$Q = q_u \pi d L_R$$

↑ Ecuación (14.2)

Donde:

Q es la resistencia total ultima al arrancamiento

q_u es el esfuerzo de resistencia al arrancamiento por unidad de longitud del clavo

d es el diámetro de la perforación (comúnmente 2")

L_R es la longitud del clavo por detrás de la superficie del clavo

Se tomarán valores de q_u de 40 kN/m para la arcilla y de 75 kN/m para las arenas.

El factor de seguridad de pull-out está definido como:

$$FS_{pull-out} = \frac{\phi_{pull-out} Q}{\gamma T_{max}}$$

↑ Ecuación (14.3)

La FHWA recomienda valores para los factores de mayoramiento/disminución $\phi_{pull-out}$ de 0.65 y para γ de 1.35, de esta manera la ecuación se podría reescribir la ecuación como:

$$FS_{pull-out} = \frac{0.48 Q}{T_{max}}$$

- **Talud A, estratigrafía A y B:**

$$Q = q_u \pi d L_R$$

$$Q = (75 \text{ kN/m}^2)(\pi)(0.0508 \text{ m})(6 \text{ m}) = 71.8 \text{ kN}$$

$$FS_{pull-out} = \frac{0.48(71.8 \text{ kN})}{(26.8 \text{ kN})} = 1.3$$

- **Talud B, estratigrafía A y B:**

$$Q = q_u \pi d L_R$$

$$Q = (75 \text{ kN/m}^2)(\pi)(0.0508 \text{ m})(9 \text{ m}) = \text{ kN}$$

$$FS_{pull-out} = \frac{0.48(107.7 \text{ kN})}{(4.88 \text{ kN})} = 10.6$$

- **Talud C, estratigrafía A y B:**

$$Q = q_u \pi d L_R$$

$$Q = (75 \text{ kN/m}^2)(\pi)(0.0508 \text{ m})(6 \text{ m}) = 71.8 \text{ kN}$$

$$FS_{pull-out} = \frac{0.48(71.8 \text{ kN})}{(2.44 \text{ kN})} = 14.1$$

14.11 PRESUPUESTO PARA ANCLAJES PASIVOS

Anteriormente se analizaron tres taludes considerando diferentes estratigrafías. Estos se analizaron a través del programa Rocksiense por los métodos Bishop, Spencer y Morgenstern-Price. Los análisis desarrollados por los diferentes métodos mencionados anteriormente, demostraron que para las estratigrafías A y B estabilizados con anclajes Soil Nailing, estos taludes eran estables, mientras que la estratigrafía C al estar compuesta por un material muy blando (arcilla blanda), la estabilización con clavos no fue suficiente. Por otro lado, el talud B era estable, no obstante, al presentar factores de seguridad que se encontraban por debajo del mínimo, se procedió a aumentar la longitud de los clavos de tal manera hasta alcanzar la estabilidad mínima del talud. Con esto último se determinó que para los Taludes A y C, los clavos tendrán una longitud de 6 m, mientras que el Talud B tendrá una longitud de 9 m para cada anclaje. Durante la habilitación del terreno destinado a la construcción de un complejo habitacional se deben estabilizar 100 m lineales, el espaciamiento o separación entre los anclajes ya sea horizontal y vertical es de 1 m, por lo que los taludes A y B, tendrán una totalidad de 1000 anclajes y el talud C tendrá 600 anclajes. A partir de todo lo establecido hasta el momento, se procedió a obtener el presupuesto para cada talud, para ello se consideraron todas las obras necesarias para llevar a cabo la ejecución de los anclajes. En las siguientes tablas se muestra detalladamente el valor correspondiente a cada obra.

- **Talud A**

Presupuesto de Anclaje Pasivo					
Anclajes de muro pantalla de hormigón armado para h = 10 m, grado de pendiente = 30° y 100 m lineales					
tem	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
	Transporte				
.1	Transporte y retirada de equipo para anclajes al terreno	un	1,00	2399969,42	\$2.399.969
	Relleno				
.1	Material de relleno	m3	8660,25	15303,00	\$132.527.806
	Anclajes				
.1	Instalación de perno pasivo Soil Nailing, placa de apoyo e inyección de lechada de cemento	m	6000,00	11300,00	\$67.800.000
	Pantalla				
.1	Instalación de malla de alambre galvanizado	m2	1000,00	8240,00	\$8.240.000
.2	Bombeo de shotcrete	m3	500,00	114179,00	\$57.089.500
				Costo Directo (CLP)	\$202.727.775
				G.G.%	5
				Utilidad %	10
				Total Neto	\$233.136.941
				19% iva	\$44.296.019
				Total (CLP)	\$277.432.960

↑ Valores referenciales, año 2019

- **Talud B**

Presupuesto de Anclaje Pasivo					
Anclajes de muro pantalla de hormigón armado para h = 6 m, grado de pendiente = 60° y 100 m lineales					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Transporte				
1.1	Transporte y retirada de equipo para anclajes al terreno	un	1,00	2399969,42	\$2.399.969
2	Relleno				
2.1	Material de relleno	m3	1039,23	15303,00	\$15.903.337
3	Anclajes				
3.1	Instalación de perno pasivo Soil Nailing, placa de apoyo e inyección de lechada de cemento	m	6000,00	11300,00	\$67.800.000
4	Pantalla				
4.1	Instalación de malla de alambre galvanizado	m2	600,00	8240,00	\$4.944.000
4.2	Bombeo de shotcrete	m3	300,00	114179,00	\$34.253.700
					Costo Directo (CLP) \$125.301.006
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$144.096.157
					19% iva \$27.378.270
					Total (CLP) \$171.474.427

↑ Valores referenciales, año 2019

- Talud C

CASO A y B					
Presupuesto de Anclaje Pasivo					
Anclajes de muro pantalla de hormigón armado para $h = 6$ m, grado de pendiente = 60° y 100 m lineales					
Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.U. (CLP)	Total (CLP)
1	Transporte				
1.1	Transporte y retirada de equipo para anclajes al terreno	un	1,00	2399969,42	\$2.399.969
2	Relleno				
2.1	Material de relleno	m ³	1039,23	15303,00	\$15.903.337
3	Anclajes				
3.1	Instalación de perno pasivo Soil Nailing, placa de apoyo e inyección de lechada de cemento	m	6000,00	11300,00	\$67.800.000
4	Pantalla				
4.1	Instalación de malla de alambre galvanizado	m ²	600,00	8240,00	\$4.944.000
4.2	Bombeo de shotcrete	m ³	300,00	114179,00	\$34.253.700
					Costo Directo (CLP) \$125.301.006
					G.G.% 5
					Utilidad % 10
					Total Neto \$144.096.157
					19% Iva \$27.378.270
					Total (CLP) \$171.474.427

↑ Valores referenciales, año 2019

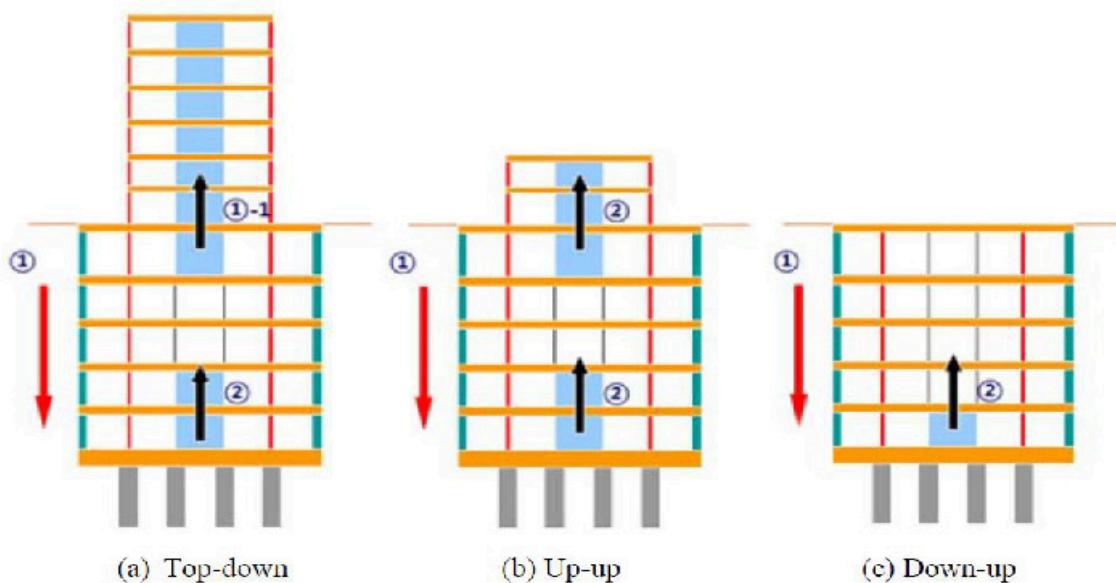
15. FUNDACIÓN INVERTIDA

El método de fundación invertida está tomando cada vez más aceptación como solución a obras de construcción subterránea, debido, por ejemplo, a la necesidad de asegurar espacios de estacionamientos. Esta técnica se enfoca en edificios altos con sótanos profundos y estructuras subterráneas tales como parques, estaciones de trenes y pasos subterráneos. El uso de este método se fundamenta en que el costo de las obras subterráneas es estimado entre un 20 a 40% del costo total de construcción de edificios (Fang y Jin, 2014).

15.1 OBJETIVOS DE LA TÉCNICA

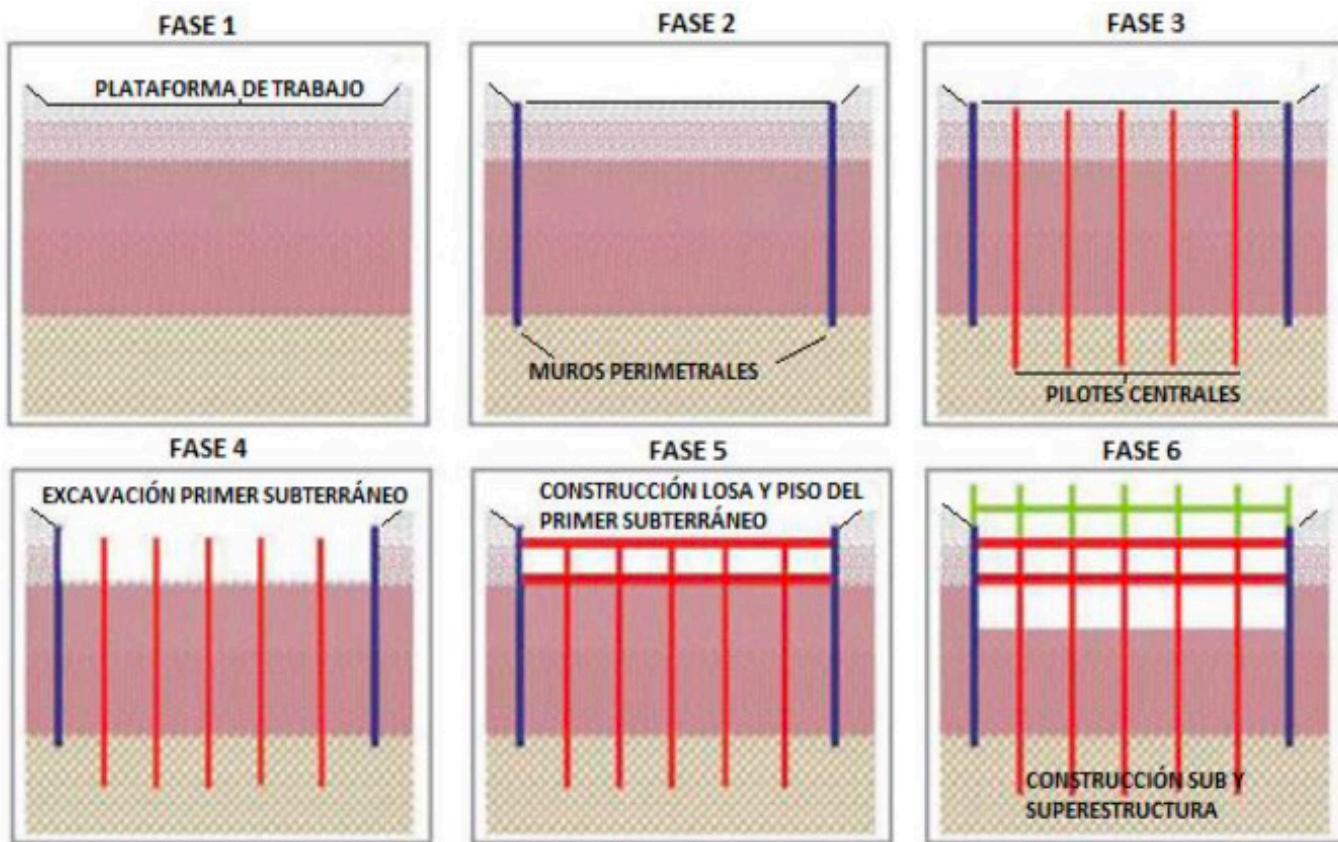
El objetivo de esta técnica es el utilizar los muros laterales como contención, mientras que puntales de acero prefabricados incrustados en el terreno, se utilizan para sostener la carga de la construcción. Tradicionalmente el sistema constructivo de edificaciones con sótanos, es de abajo hacia arriba. Es decir, se comienza por el fondo del nivel del sótano, hasta la parte superior del edificio, este método es simple en diseño y en construcción, pero para proyectos de gran envergadura, y con el tiempo limitado, este proceso deja de ser factible. Sin embargo, al aplicar el sistema top-down cambia la ruta crítica del proyecto, disminuyendo el tiempo de ejecución.

Este último punto se puede reflejar en Figura 15.1, en la cual el método de fundación invertida (top-down), se diferencia de los otros dos métodos de excavaciones (up-up y down-up) en que no depende del periodo de construcción.



↑ Figura 15.1. Método constructivo de top-down, up-up y down-up (Seo et al., 2017)

Esta técnica se ha empleado con éxito en Estados Unidos, Asia y Europa en la construcción de edificios en altura y desde el año 2007 en Chile. La principal mejora que presenta este método, radica en la posibilidad de ejecutar subestructura y superestructura en forma independiente. Lo anterior se logra instalando previamente las fundaciones y entibaciones necesarias en el proyecto (muros pantallas o pilotes), para posteriormente contra terreno ejecutar la losa del primer nivel, a partir de la cual se procede a construir tanto inferior como superiormente. Esta independencia permite reducir considerablemente el plazo de construcción en un edificio, en comparación al método Tradicional aplicado ampliamente en Chile que requiere primero de la excavación masiva para comenzar a ejecutar la obra gruesa de abajo hacia arriba.



↑ Figura 15.2. Fases típicas del método de fundación invertida (top-down)

15.2 CLASIFICACIÓN

El método de fundación invertida se puede clasificar de 3 maneras:

- Fundación invertida sin considerar periodo de construcción subterráneo (top-down)
- Fundación invertida (método up-up): Con el objetivo de construir estructuras de suelo después de la terminación de losas de fundación
- Fundación invertida (método down-up): Para construir estructuras de suelo después de la terminación de losas de fundación y estructuras subterráneas.

15.3 ANÁLISIS DEL FUNDAMENTO TEÓRICO-EMPÍRICO DE LA TÉCNICA Y DISEÑO

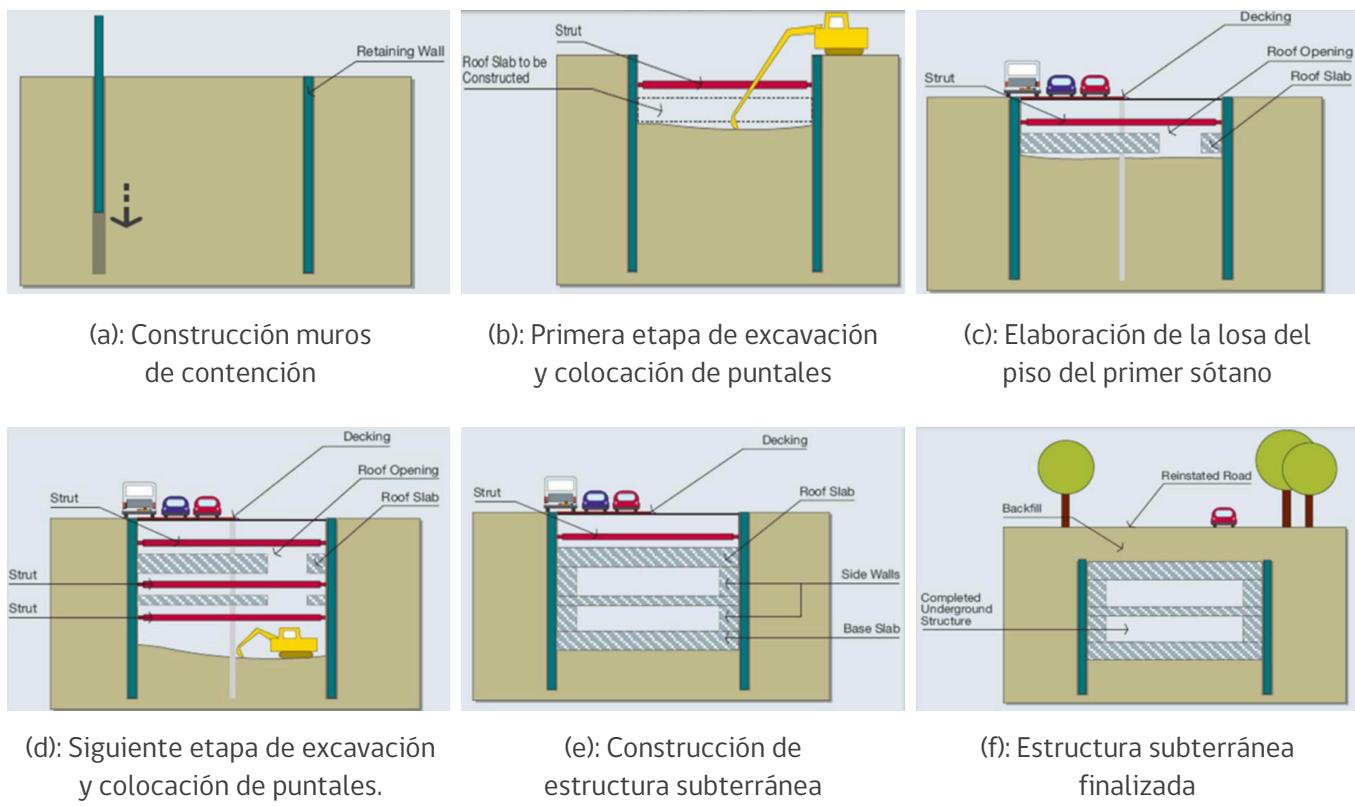
Este método salió a la luz hace solo algunos años y debido a sus características de extensión y de tipo 3D, ha sido mayormente fundamentado con análisis geotécnicos de tipo numéricos. Por ejemplo, es posible utilizar software de elementos finitos o diferencias finitas, tales como PLAXIS 3D o Flac 3D (Itasca). Así, mediante estos modelos es posible evaluar las deformaciones de las paredes de la excavación. Respecto a este último punto, es importante resaltar la importancia de los parámetros de entrada de tipo geotécnicos que se deben utilizar en estos modelos, esto porque este tipo de excavaciones complejas contemplan particulares condiciones de esfuerzos, relacionadas a la secuencia de construcción. Por lo tanto, el uso correcto de parámetros de resistencia al corte y módulos de deformación es altamente necesario para la utilización de estos modelos numéricos asistidos con computador.

15.4 METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN

La metodología de ejecución del método de fundación invertida top-down se presenta en los siguientes puntos y es complementada con Figura 15.3.

1. Construir del muro de contención.
2. Construir pilas. Colocar columnas de acero o puentes donde se construyen las pilas.
3. Proceder a la primera etapa de excavación.
4. Elaborar la losa del piso del primer sótano.
5. Comenzar a construir la superestructura.

6. Proceder a la segunda etapa de excavación. Elaborar la losa del piso del segundo sótano.
7. Repetir el mismo procedimiento hasta alcanzar la profundidad deseada.
8. Construir la losa de cimentación y vigas de tierra, etc. Completar el sótano
9. Seguir construyendo la superestructura hasta finalizarla.



↑ **Figura 15.3.** Pasos en la ejecución de método de fundación invertida top-down (Tuan and Tam, 2018).

15.5 MONITOREO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE CALIDAD

El monitoreo geotécnico, al igual que otros métodos de sostenimiento como muro berlínés (capítulo 10), contemplan instrumentación tales como inclinómetros y monitoreos topográficos.

15.6 LIMITACIONES DE LA TÉCNICA

Las limitaciones de este método están relacionadas a que este método no es efectivo para construcción en pequeña escala debido a su complejidad. De hecho, hasta ahora solo se ha justificado su uso en edificios altos que poseen subterráneos profundos o construcciones subterráneas de gran envergadura (por ejemplo, estaciones de trenes).

15.7 ANÁLISIS COMPARATIVO: VENTAJAS Y DESVENTAJAS

A continuación, se presentan una serie de ventajas y desventajas entre el método de fundación invertida (top-down), en comparación con el método convencional de excavación (bottom-up).

Ventajas:

- Daños a estructuras vecinas
- Disminución de contaminación de polvo y ruido
- Disminución de sentimiento de inseguridad de vecinos por excavación profunda.
- Factible para megaproyectos con limitado tiempo de construcción y restricciones
- Más económica para construcción.
- No requiere de puentes

Desventajas:

- Los trabajos de movimiento de tierras pueden tomar bastante tiempo.
- Es más compleja en términos de diseño, respecto a método bottom-up
- No posee tan buena impermeabilización como método bottom-up

15.8 BIBLIOGRAFÍA

Fang G. and Jin Z. (2014). A Study of the Planning Methods in the Underground Work of Top-Down Construction in High-Rise Buildings. Advanced Materials Research, Vol. 1044-1045, pp. 561-565. Dept. of Building Structural Engineering, Yanbian University, Yanji, China.

Seo S-Y., Kim S-K., Jung, S-J. (2017). Stress Variation of Underground Building Structure during Top-Down Construction. International Scholarly and Scientific Research & Innovation, Vol. 11, pp. 239-243. World Academy of Science, Engineering and Technology, Corea.

Tuan B. and Tam N. (2018). Semi top-down method combined with earth-bank, an effective method for basement construction. IOP Conference Series, Earth and Environmental Science, Vietnam.

15.9 LISTA DE CHEQUEO PARA REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE FUNDACIÓN INVERTIDA

a. Estudios de mecánica de suelos

- Recomendaciones particulares y/o complementarias a la exploración mínima exigida por la NCh1508.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer recomendaciones para campaña de prospección, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Recomendaciones de ensayos particulares para el diseño de la técnica en particular.

En caso de técnicas que no se encuentren especificadas en la normativa, proponer la realización de ensayos adicionales, de acuerdo con criterio del consultor (incluir referencia o fundamento).

- Otras recomendaciones particulares al estudio de mecánica de suelos que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas para el correcto diseño, verificación, implementación y control de la técnica descrita.

b. Diseño

- Metodología de cálculo y/o parámetros a controlar con la aplicabilidad de la técnica.

En estos casos, el informe de mecánica de suelos debe entregar:

Parámetros mínimos:

- Resistencia al corte
- Módulos de deformación

Parámetros que deben estar especificados en mecánica de suelos:

- Software PLAXIS 3D o Flac 3D (Itasca)
- Parámetros mínimos para los cuales, según la experiencia del consultor o basado en su investigación, la técnica se hace viable de implementar.

Análisis de situaciones especiales:

Tipos de aplicación de anclajes pasivos

- Rangos referenciales que, a experiencia del consultor o basado en su investigación, se aumenta las propiedades requeridas para el proyecto.

c. Monitoreo Geotécnico

- Recomendaciones para excavaciones.
- Proceso de ejecución para la fundación invertida.
- Puntos críticos que podrían afectar la ejecución de la técnica descrita.
- Construcción en pequeña escala
- Soporte técnico.
- Equipos y materiales para la construcción de un muro de tierra estabilizado mecánicamente
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.
- Incluir aspectos relevantes para el consultor

d. Especificaciones técnicas para ejecución

- Descripción y detalle de las etapas constructivas.
- Detalle de partidas.
- Detalle de materiales.
- Secuencia de ejecución.

- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Todos estos aspectos obedecen a lo que se refiere cualquier especificación técnica de obra.

e. Metodología de control de calidad

- Pruebas y parámetros de control.

Establecer recomendaciones de pruebas de control: Inclinómetro, monitoreos topográficos y geotécnicos

- Frecuencia de control.

Definir frecuencias recomendadas, según criterio y/o experiencia del consultor.

- Registros.
- Control post-ejecución.
- Otras recomendaciones particulares que, a juicio del consultor, deban quedar establecidas.

Monitoreos de parámetros topográficos y geotécnicos.

“

El presente informe contempla la recopilación total de las tres entregas previas que contemplaron la revisión bibliográfica, el estudio del estado del arte, la construcción de la base de datos de proyectos Minvu en suelos licuables y los primeros parámetros para la identificación del riesgo de ocurrencia de licuación.

”