

EDUCACIÓN

SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA



VOLÚMEN 4. Seguridad Estructural

TOMO 7. Diseño de Cimentaciones

NORMATIVIDAD E INVESTIGACIÓN
Revisión junio de 2023



INDICE

DISEÑO DE CIMENTACIONES	4
1 Objetivo	4
2 Investigación del subsuelo	4
2.1 Tipos de suelos y macizos rocosos	4
2.2 Reconocimiento del sitio	6
2.3 Investigación de colindancias	10
2.4 Campaña de exploración geológica-geotécnica	10
2.5 Determinación de las propiedades en el laboratorio	17
2.5.1 Determinación de las propiedades en campo	18
2.6 Investigación del hundimiento regional	19
3 Diseño geotécnico de la cimentación	19
3.1 De falla	19
3.2 De servicio.	20
3.3 Acciones de diseño	22
3.4 Factores de carga y de resistencia	24
3.5 Cimentaciones superficiales (zapatas y losas)	24
3.5.1 Estados límite de falla	25
3.5.2 Estados límite de servicio	30
3.6 Cimentaciones compensadas	32
3.6.1 Estados límite de falla	32
3.6.2 Estados límite de servicio	33
3.7 Cimentaciones profundas	34
3.7.1 Estados límite de falla	35
3.8 Diseño estructural de la cimentación	45
3.9 Análisis y diseño de excavaciones	47
3.10 Estados límite de falla	48
3.10.1 Taludes	48
3.10.2 Estabilidad de estructuras vecinas	53
3.10.3 Fricción negativa	54
3.11 Estados límite de servicio	54
3.11.1 Expansiones instantáneas y diferidas por descarga	54
3.11.2 Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones	55

3.12	Presiones sobre muros exteriores de la subestructura	55
4	Muros de contención	55
4.1	Estados límite de falla	56
4.1.1	Restricciones del movimiento del muro	57
4.1.2	Tipo de relleno	57
4.1.3	Compactación del relleno	57
4.1.4	Base del muro	58
4.2	Estados límite de servicio	58
5	Procedimiento constructivo	58
5.1	Procedimiento constructivo de cimentaciones	58
5.1.1	Cimentaciones someras	58
5.1.2	Plataformas de trabajo	59
5.1.3	Cimentaciones con pilotes o pilas	59
5.1.4	Pruebas de carga en pilotes o pilas	63
5.2	Excavaciones	64
5.2.1	Consideraciones generales	64
5.2.2	Control del flujo de agua	64
5.2.3	Tablestacas y muros colados en el lugar	65
5.2.4	Secuencia de excavación	65
5.2.5	Protección de taludes permanentes	66
6	Observación del comportamiento de la cimentación	66
7	Cimentaciones abandonadas	67
8	Cimentaciones sobre rellenos controlados	67
9	Recimentaciones	68
10	Mejoramiento del terreno	68
11	Zonas de riesgo geotécnico	70
12	Memoria de diseño de cimentaciones	70

DISEÑO DE CIMENTACIONES

El presente Tomo se basa en los criterios establecidos en normas o reglamentos nacionales, extranjeras e internacionales vigentes, en especial lo indicado en las NTC-Cimentaciones de la CDMX (2017). Asimismo, incluye referencias a fin de orientar y facilitar el diseño de acuerdo con la práctica actual de la ingeniería de cimentaciones.

1 OBJETIVO

El objetivo principal de este capítulo es fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos mínimos de seguridad y funcionalidad de una edificación para la infraestructura educativa. Los aspectos no cubiertos en este apartado quedan bajo la responsabilidad del Director Responsable de Obra y en su caso, del Corresponsable en Seguridad Estructural.

2 INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

La investigación del subsuelo en el sitio donde se construirá o valorará una edificación se apoyará en el conocimiento geológico general y de detalle, así como en la información geotécnica existente, y se llevará a cabo mediante una campaña exploración detallada considerando sondeos directos e indirectos, así como pruebas de campo y laboratorio, en cantidad suficiente para definir confiablemente la distribución en planta y perfil de la unidades geotécnicas en el subsuelo, las anomalías existentes en el subsuelo, los parámetros de diseño de la cimentación para cada unidad de acuerdo con las ecuaciones constitutivas que se emplearán en los análisis, las condiciones del agua subterránea, las fuerzas incidentes (sismo, subsidencia, fracturamiento, etc.) y los procedimientos de edificación, control de obra e instrumentación del subsuelo y cimentación. Además, debe ser tal que permita definir si existen materiales sueltos superficiales, terrenos con problemas geotécnicos particulares (i.e., materiales licuables, expansibles, colapsables, tubificables, contaminados, carbonatados, kársticidad, etc.), grietas, fallas, zonas con desplazamiento diferido (creep), oquedades naturales, túneles o galerías artificiales, estructuras o cimentaciones enterradas, asentamiento regional, la historia de las variaciones del nivel de aguas freáticas y presiones de poro en el subsuelo, y en caso afirmativo su apropiado tratamiento.

En zonas con antecedentes históricos, la investigación del subsuelo debe ser conducida con precaución a fin de observar la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas o variaciones fuertes de estratigrafía. Se deberá considerar la historia de cargas a las que haya estado sometido el predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

2.1 Tipos de suelos y macizos rocosos

Para los fines de este documento se consideran las condiciones geotécnicas indicadas en la Tabla 1, que ilustran casos generales donde se ignora la heterogeneidad en el subsuelo, por lo que la o las condiciones geotécnicas observadas en un proyecto se definirán de acuerdo con el o los perfiles estratigráficos obtenidos de la campaña de exploración geotécnica.

Tabla 1 - Condiciones geotécnicas

Material	Depósito o unidad	Heterogeneidad	Espaciamiento de la Exploración	Tipo de terreno	F_R	Referencias
Suelo	Residual	Media	Media	B	0.5	Tamez (2001), Bujang et al (2012), Laurence (2010)
	Aluvial (llanura, terraza, delta y torrencial)	Alta	Intensa	C	0.35	Tamez (2001), Badillo y Rico (2010), Gerrard (1987)
	Lacustre	Baja	Baja	A	0.65	Tamez (2001), Badillo y Rico (2010)
	De Talud (coluviales)	Alta	Intensa	C	0.35	Tamez (2001), González y Ferrer (2011)
	Eólico	Alta	Intensa	C	0.35	Tamez (2001), Badillo y Rico (2010)
	Glacial	Alta	Intensa	C	0.35	
	Marino (playa, terraza, talud, llanura)	Alta	Intensa	C	0.35	
	Volcánico	Media	Media	B	0.5	Tamez (2001), Laurence (2010)
Macizo rocoso	$GSI < 25$	--	Media	C	0.35	Hoek (2007), González y Ferrer (2011)
	$25 < GSI < 50$	--	Media	B	0.5	
	$GSI > 50$	--	Baja	A	0.65	
Transición	Entre suelos	Alta	Intensa	C	0.35	Tamez (2001), Badillo y Rico (2010), Hoek (2007), González y Ferrer (2011)
	Entre macizos rocosos	Alta	Intensa	C	0.35	
	Entre suelos y rocas	Alta	Intensa	C	0.35	

Notas: GSI es el índice de resistencia geológica (Geological Strength Index, Hoek, 2007). Para el caso de cimentaciones profundas, el factor de reducción F_R puede variar dependiendo del tipo de material que se encuentre en la punta o fuste del elemento de la cimentación.

Dadas las dimensiones de un proyecto en particular y las condiciones del subsuelo determinadas durante la campaña de exploración, podrán existir diferentes condiciones

estratigráficas y por tanto distintas zonas geotécnicas en el proyecto, por lo que será necesario definir su extensión en planta de cada zona, así como su correspondiente perfil estratigráfico y modelo geotécnico (propiedades físicas y mecánicas de cada unidad geotécnica y condiciones del agua subterránea), incluyendo la presencia de anomalías. Derivado de esta zonificación geotécnica cada edificación, o estructura del proyecto (autopista, puente, bordo, túnel, etc), se deberá diseñar de acuerdo con la zona geotécnica correspondiente. En el caso de que una edificación se localice cerca o en la frontera entre zonas, regirá la de la condición más desfavorable.

En casos donde se localicen depósitos constituidos con suelos especiales, como los expansivos, residuales, dispersivos, colapsables, licuables, etc. (Tabla 2), así como condiciones especiales del macizo rocoso, por ejemplo, la kársticidad, expansibilidad, etc. (Tabla 3), se deberán delimitar y caracterizar dichas condiciones con las técnicas de exploración, muestreo y ensayos de laboratorio pertinentes, así como emplear los métodos de estudio y solución de la cimentación y soporte de las excavaciones que sean apropiados, inclusive incluir el mejoramiento del subsuelo en dado caso, con el fin de lograr el diseño óptimo del tipo de cimentación y proceso constructivo para cada problema.

En zonas donde existan formaciones con alto contenido de carbonato de calcio, rocas calcáreas, rocas volcánicas extrusivas, se deberá investigar la existencia de oquedades subterráneas que pudieran afectar la estabilidad de las cimentaciones. Asimismo, en zonas cubiertas con materiales aluviales no consolidados o disgregables, así como variaciones importantes en los espesores de suelos blandos o muy blandos, se deberá investigar si existen antecedentes de agrietamientos o de erosión subterránea que puedan producir agrietamientos en la superficie del terreno y como consecuencia puedan inducir un mal comportamiento de las cimentaciones.

2.2 Reconocimiento del sitio

Los objetivos del reconocimiento del sitio de proyecto son:

- a) Conocer, mediante un reconocimiento detallado del lugar e investigación bibliográfica, las condiciones actuales y pasadas del sitio de proyecto con relación a: la topografía, la geología (cartas geológicas, estudios previos, afloramientos, etc), la geotecnia (reglamentos locales, zonificación geotécnica, estudios previos, existencia de suelos con condiciones geotécnicas particulares, etc), la actividad y comportamiento sísmico, subsidencia, la presencia de anomalías en el subsuelo (cortes preexistentes, agrietamientos, fallas, cavernas, cimentaciones existentes, rellenos artificiales, terrenos contaminados, etc), el tipo y comportamiento de las edificaciones existentes y la localización y caracterización de cuerpos de agua cercanos y la posibilidad de inundación o contaminación.
- b) Con base en la información recopilada deberá definirse: la zona geotécnica donde se localiza el proyecto de acuerdo con la Tabla 54 y en su caso, la problemática geológica-geotécnica existente (Tabla 2 o Tabla 3) y la campaña de exploración considerando las pruebas de laboratorio y de campo a realizar. En el caso que no sea posible definir alguno de los aspectos anteriores, será necesario

realizar una campaña de exploración preliminar enfocada a dicha determinación.

Tabla 2 - Condiciones especiales en suelos

Condiciones	Comentarios	Referencias
Suelos carbonatados	Emplear técnicas de exploración y ensayos de campo y laboratorio que consideren la presencia de los carbonatos. Determinar la ubicación del nivel de aguas freáticas y las condiciones de flujo de agua.	Tirant y Nauroy (1994), FHWA (2002)
Suelos licuables	Determinar el nivel de aguas freáticas y las condiciones piezométricas a corto y largo plazo, las variaciones del NAF, las características de cada una de las fuentes sísmicas, el potencial de licuación y los efectos de sitio. La exploración no deberá limitarse a los primeros 30m de profundidad, sino deberá extenderse hasta donde se presente el basamento sísmico abarcando todos los depósitos potencialmente licuables. Asimismo, deberá de definirse, en su caso, la técnica y características del mejoramiento a aplicar, así como la técnica de verificación del mejoramiento.	Towhata (2008), Day (2012), Robertson y Wride (1998), Department of defense (1997), CFE (2017)
Amplificación sísmica	Determinar el nivel de aguas freáticas y las condiciones piezométricas a corto y largo plazo, las propiedades dinámicas del subsuelo, las características de cada una de las fuentes sísmicas y los efectos de sitio mediante estudios geosísmicos. La exploración no deberá limitarse a los primeros 30m de profundidad, sino deberá extenderse hasta donde se presente el basamento sísmico.	Kramer (1996), Department of defense (1997)
Suelos colapsables	Determinar el nivel de aguas freáticas y las condiciones piezométricas a corto y largo plazo. Llevar a cabo estudios de flujo de agua, así como los estudios respectivos para cada tipo de suelo a fin de definir el grado de problemática encontrada y el tipo y características del mejoramiento del subsuelo a aplicar.	Bujang et al (2012), González y Ferrer (2011), FHWA (2002), CFE (2017)
Suelos expansibles		Al-Rawas y Goosen (2006), Nelson y Miller (1992), Chen (1975), FHWA (2002), CFE (2017)
Suelos erosionables		González y Ferrer (2011)
Suelos residuales		Bujang et al (2012), FHWA (2002)
Suelos tubificables		Tamez (2001)
Suelos dispersivos		Muni Budhu (2012), FHWA (2002)

Condiciones	Comentarios	Referencias
Suelos en proceso de consolidación	Definir las condiciones piezométricas, las variaciones del nivel de aguas freáticas a corto y largo plazo. Evaluar la velocidad del asentamiento regional en el sitio de proyecto. Llevar a cabo estudios de permeabilidad y la definición de los parámetros mecánicos del suelo encaminados al estudio del comportamiento de la cimentación a corto y largo plazo. En caso dado, se realizarán estudios encaminados a determinar el tipo y características del mejoramiento del subsuelo (sobrecarga, drenes verticales, etc.).	Kempfert y Gebreselassie (2006), Auvinet y Juárez (2009), Tamez (2001)
Agrietamiento	Llevar a cabo el mapeo, el historial y la caracterización de las grietas (tipo, geometría, velocidad de movimiento, etc). Asimismo, monitorear los desplazamientos del terreno y su velocidad del movimiento, llevar a cabo estudios de geología regional y condiciones del agua subterránea. Definir la génesis del agrietamiento con el fin de evaluar las soluciones geotécnicas.	Muni Budhu (2012), FHWA (2002)
Congelamiento	Definir las condiciones del agua subterránea.	
Suelos orgánicos		
Suelos contaminados	Condición del agua subterránea, estudios de permeabilidad. Monitoreo del desplazamiento del suelo.	BSI (2001)
Zona con desplazamientos del terreno (creep)		González y Ferrer (2011)
Suelos artificiales	Evaluación del grado de compactación, estudios de granulometría.	Tamez (2001)

Tabla 3 - Condiciones especiales en macizos rocosos

Condiciones	Referencias
Rocas expansibles	González y Ferrer (2011), Hoek (2007), Feng y Hudson (2011)
Kársticidad	
Cavernas en rocas ígneas	
Zona de falla	
Zona con desplazamientos del terreno (Creep)	
Macizos rocosos contaminados o con gases tóxicos	

La investigación del subsuelo iniciará con un reconocimiento detallado del lugar y la revisión de la literatura geológica y geotécnica existente en la zona de proyecto, incluyendo aspectos como la topografía del lugar, geología regional y superficial, geomorfología, geología estructural, tectonismo, zonificación sísmica, geotécnica y

geológica, y la localización de accidentes geológicos tales como fallas, zonas de desplazamiento del terreno (creep), agrietamientos, barrancas, cañadas, cortes y/o taludes cercanos al mismo, cavernas, etc. También deberán identificarse la presencia de túneles, canales, terrenos contaminados, rellenos y cimentaciones existentes. Asimismo, deberá localizarse los cuerpos de agua cercanos al lugar y se estudiará las condiciones del agua subterránea (piezometría, condiciones de flujo, etc.).

Se investigará la existencia de bocas de antiguas minas o de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de exploración subterránea en el pasado, y la presencia de excavaciones subterráneas naturales, como cenotes, cavernas presentes en rocas calcáreas y/o volcánicas, por mencionar algunas. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes, así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará el o los usos del predio, por ejemplo, si fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación.

Se presentará atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estados suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas limpias o rellenas con materiales de baja resistencia, que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debidos a variaciones del grado de cementación de los materiales que los constituyen. De ser posible, se buscará que en este primer reconocimiento se obtenga información sobre la historia de la carga del predio y de las condiciones locales que puedan influir en el comportamiento futuro de las estructuras, tales como grietas, distribución y espesor de los suelos y/o rellenos no compactados.

En zonas cubiertas con derrames basálticos además de localizar los materiales volcánicos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociadas a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas dentro de la lava que puedan afectar la estabilidad de las cimentaciones. Se tomará en cuenta que en ciertas zonas los derrames basálticos pueden estar sobre suelos finos compresibles o materiales granulares sueltos.

En zona donde existan formaciones con alto contenido de carbonato de calcio y rocas calcáreas, se investigará la existencia de oquedades subterráneas que pudieran afectar a la estabilidad de las cimentaciones. Así mismo, en zonas cubiertas con materiales aluviales no consolidados o disgregables, así como en depósitos de suelos blandos con variación de su espesor, se deberá investigar si existen antecedentes de agrietamiento o erosión subterránea que puedan producir agrietamientos en la superficie del terreno y como consecuencia puedan inducir un mal comportamiento de las cimentaciones.

2.3 Investigación de colindancias

Deben investigarse el tipo, las condiciones y el comportamiento de las edificaciones colindantes y su cimentación, con relación a la estabilidad general y local, la presencia de hundimientos, emersiones, desplomes y agrietamientos.

Se investigará también la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, tales como la red de transporte colectivo, túneles carreteros, canales enterrados, pozos de agua en servicio o abandonados, lumbreras, drenajes, conductos de agua potable, líneas de transmisión y otros servicios públicos. Asimismo, se deberá localizar, caracterizar y estudiar la estabilidad de los cortes o taludes naturales y/o artificiales que se encuentren colindantes o cercanos al proyecto y diseñar el soporte requerido para asegurar su estabilidad en caso dado. Adicionalmente, se estudiará la posible afectación de los cuerpos de agua (río, laguna, manglar, etc.) que se encuentren cercanos al proyecto (inundación, socavación, etc.).

Los resultados de las investigaciones realizadas a las edificaciones colindantes, a las obras subterráneas, al subsuelo adyacente, a los cortes o taludes naturales o artificiales y a los cuerpos de agua deberán tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto y asegurar la estabilidad de dichas colindancias a corto y largo plazo.

2.4 Campaña de exploración geológica-geotécnica

El objetivo de la campaña de investigación geológica-geotécnica es proporcionar información suficiente respecto a las condiciones del subsuelo, incluyendo las condiciones del agua subterránea, a fin de identificar las condiciones de riesgo en el terreno y llevar a cabo el diseño de la cimentación considerando las etapas constructivas y los comportamientos a corto y largo plazo. Los alcances de dicha campaña serán:

- 1) Identificar y clasificar los suelos y/o macizos rocosos realizando la exploración con sondeos directos e indirectos, así como la presencia de anomalías (cavernas, grietas, etc).
- 2) Definir las condiciones estratigráficas para cada una de las zonas geotécnicas definidas a lo largo y ancho del predio.
- 3) Definir las condiciones del agua subterránea (NAF, presiones de poro, flujos de agua, etc.), así como la posible acumulación o flujo de agua superficial.
- 4) Identificar y caracterizar las condiciones de riesgo (geológico, geotécnico, ambiental, sísmico, inundación, inestabilidad de laderas, anomalías estratigráficas, subsidencia, problemas de erosión, fallas, agrietamientos, expansiones, presencia de cimentaciones antiguas, rellenos no controlados, terreno contaminado, etc.).
- 5) Determinar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos y macizos rocosos

de cada una de las condiciones estratigráficas observadas en el predio.

- 6) Reunir información relevante adicional con respecto al sitio de proyecto.

Determinar parámetros del subsuelo y de las fuentes sísmicas para el estudio del comportamiento sísmico, particularmente si se presentan efectos de sitio. A fin de cumplir los objetivos anteriores la campaña de investigación geológica-geotécnica deberán de llevarse a cabo estudios de gabinete, de campo y de laboratorio (Tabla 4):

- a) Estudios de gabinete: Revisión y análisis de la información técnica disponible como son los planos topográficos, mapas geológicos, de minería ambientales, de sismicidad, geohidrológicos, de construcciones existentes, de uso de suelo, fotografías aéreas e imágenes de percepción remota, así como de los mapas existentes de zonificación geotécnica y de riesgo; consulta de la información geotécnica disponible en las sociedades técnicas como en entidades gubernamentales.
- b) Sondeos directos e indirectos para identificar el tipo de unidades geotécnicas y su distribución espacial.
- c) Una vez determinada la distribución en planta y en perfil de las diferentes unidades geotécnicas-geológicas, se realizará el muestreo de dichas unidades a fin de identificarlas y determinar sus propiedades mecánicas. Solamente se podrán realizar pruebas mecánicas en muestras inalteradas.
- d) Observación de afloramientos de roca. Detectar los afloramientos de la roca para determinar las características físicas y propiedades mecánicas de los macizos rocosos.
- e) Pruebas de campo (como las de mediciones de los niveles freáticos, presiones de poro y calidad del agua, identificación de flujos de agua, medición de la conductividad hidráulica, pruebas de bombeo, pruebas con penetrómetro, presiómetros, ficómetros, pruebas de veleta, ensayos geosísmicos, geoboroscopios, etc.) y de laboratorio (curva granulométrica, ensayos de corte directo y triaxiales estáticos y dinámicos, consolidación, permeabilidad, prueba brasileña, etc.) a fin de definir los parámetros físicos y mecánicos de cada unidad geotécnica.
- f) La caracterización de anomalías o discontinuidades en el subsuelo (grietas, fallas, oquedades, cavernas, terrenos contaminados, etc.) se realizará mediante exploración directa.

Espaciamiento de la investigación geotécnica.

La cantidad mínima de investigación del sitio dependerá de la zona geotécnica donde se localice el proyecto (tipo de terreno A, B o C, de acuerdo con la Tabla 1 y lo indicado en la Tabla 57. Esta investigación mínima debe entenderse como la propuesta inicial de exploración a fin de alcanzar los objetivos de la exploración. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones mencionados en dichas tablas no liberan al Director Responsable de Obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo, las propiedades mecánicas de las unidades geotécnicas y las condiciones del agua subterránea y las

anomalías y la contaminación del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de que en el sitio se presente una condición especial en el subsuelo (Tabla 2 y Tabla 3) u obras especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en dichas tablas.

Tabla 4 - Campaña de investigación geológico-geotécnica

Investigación	Estudios	Referencias
Estudios de gabinete	Mapas topográficos, hidrológicos, geológicos, mineros, de uso de suelo, etc.	INEGI
	Zonificaciones geotécnicas	CFE (2008), NTC-DDF (2017), EC7-2 (2007)
	Documentación especializada de sociedades técnicas y entidades gubernamentales	SMIG, SMIE, SMIS, AMITOS, CENAPRED
	Fotointerpretación y percepción remota	INEGI
Sondeos directos	Pozos a cielo abierto	-
	Penetración estándar en seco o con lodos	ASTM D1586-08a (1984), EC7-2 (2007), FHWA (2002), AASHTO T206, ASTM D 1586
	Augers convencionales y/o huecos	ASTM D 1452
	Penetrómetro estático	ASTM D 5778-95 (2000), Santoyo <i>et. Al.</i> (1989), ISO (2006), EC7-2 (2007), FHWA (2002), ASTM D 3341, D5778
	Cono eléctrico y piezocono convencionales (medición de la resistencia de punta, fricción y presión de poro) o piezocono sísmico	BS en ISO 22476-2 (2005), Santoyo et al (1989)
	Penetrómetros dinámicos	ASTM D5778-95 (2000) e ISO (2006)
	Piezoconos	Santoyo (2010)
	Avance instrumentado	
Muestreadores	Pared delgada con o sin camisa segmentada, Denison, Pitcher, Pistón, barril doble y triple giratorio para rocas y suelos, muestreo especial empleando congelación o inyección de resinas, etc.	BSI (2006), ASTM D5730, D1452, D6151, D1587 y D6519
Sondeos indirectos	Geoeléctrica de corriente continua y alterna	Aki (1957), Kearey (2002), Jones (1962), McDowell et al (2002), Milsom (2003), Mooney (1977), Okada (2004), Telford et al. (1990 y USACE (1995)
	Geosísmica de reflexión y refracción	
	Geofísica de pozos	
	(Sonda suspendida, cross-hole, up-hole, etc.)	
	Método gravimétrico	
Pruebas de campo	Ruido ambiental, SPAC, SASW, MASW, etc.	
	Levantamiento de discontinuidades en afloramientos y su caracterización	Hoek (2007), González y Ferrer (2011)
	Prueba de carga con placa en suelos y rocas	ASTM D1195-94 (2004) y González y Ferrer (2011)
	Prueba de corte con veleta	ASTM D 2573 (2001), Santoyo (2010), FHWA (2002)
	Prueba de corte directo	ASTM D 4554-02 (2002)
	Presiómetro en suelo y roca	Briaud (1987), Devincenzi y Franck. (2004), NF P 94-110 (1991), FHWA (2002)
Ficómetro	AFNOR (1997)	

Investigación	Estudios	Referencias
	Cono eléctrico y piezocono (medición de la resistencia de punta, fricción y presión de poro) o sísmico	ASTM D 5778-95 (2000), Santoyo <i>et. Al.</i> (1989), ISO (2006), EC7-2 (2007), FHWA (2002), ASTM D 3341, D5778
	Dilatómetro convencional o sísmico	ASTM D6635-01 (2007), Marchetti <i>et al</i> (2001) y Santoyo (2010), FHWA (2002)
	Pruebas de permeabilidad	Cashman y Preene (2013), González y Ferrer (2011), FHWA (2002)
	(Leugeon, Lefranc, USBR, prueba de bombeo)	
	Medición del NAF y presiones de poro (piezómetros)	
	Pruebas de bombeo	Cashman y Preene (2013)
	Pruebas de carga y de integridad en pilas y pilotes	SMMS (1989 y 2001)
	Medición de los desplazamientos del terreno (hundimiento y desplazamientos laterales) mediante bancos de nivel superficiales y/o profundos, inclinómetros, extensómetros.	Clayton <i>et al</i> (1995), Santoyo (2010), FHWA (2002)
	Determinación del RQD en barrenos y afloramientos	Hoek (2007), González y Ferrer (2011), ISRM (1981)
	Determinación de la calidad del macizo rocoso mediante los índices GSI, RMR y Q	Hoek (2007), González y Ferrer (2011)
	Geoboroscopios	-
	Fracturamiento hidráulico en rocas y suelos	González y Ferrer (2011)
	Estimación del estado de esfuerzos geostáticos (dilatómetros, presiómetros, etc.)	Hoek (2007) y González y Ferrer (2011)
Pruebas de laboratorio	Triaxial UU, CU y CD	BSI (2002), EC7-2 (2007), Juárez y Rico (2010), ISRM (1981), Hoek (2007), González y Ferrer (2011), FHWA (2002), CFE (2017)
	Compresión simple, ensaye puntual y prueba brasileña	
	Consolidación unidimensional	
	Corte directo	
	Análisis granulométrico, humedad natural, límites de consistencia, densidad de sólidos, peso volumétrico natural y seco	
	Columna resonante	
	Pruebas de permeabilidad	

Tabla 5 - Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo

a) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras			
Características de la edificación	Tipo de terreno	Requisitos mínimos	
$w \leq 40 \text{ kPa}$ $(\leq 4 \text{ t/m}^2)$ $D_f \leq 2.5 \text{ m}$	C heterogeneidad alta	Un sondeo por cada 70 m o fracción del perímetro de la edificación.	<ul style="list-style-type: none"> · Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y discontinuidades tales como grietas, fallas, etc. · Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos controlados o no, oquedades, galerías de minas, grietas, fracturas, fallas, terreno contaminado y otras irregularidades. · Los sondeos someros (pozos a cielo abierto, posteadoras, barrenos, etc) se realizarán para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. · Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
	B heterogeneidad media	Un sondeo por cada 90 m o fracción del perímetro de la edificación.	
	A heterogeneidad baja	Un sondeo por cada 120 m o fracción del perímetro de la edificación.	
b) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas			
$w > 40 \text{ kPa}$ $(> 4 \text{ t/m}^2)$ $D_f > 2.5 \text{ m}$	C heterogeneidad alta	Un sondeo por cada 70 m o fracción del perímetro de la edificación.	<ul style="list-style-type: none"> · Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y discontinuidades tales como grietas, fallas, etc. · Realizar un estudio de geología superficial que involucre el área de proyecto. · Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos controlados o no, oquedades, galerías de minas, grietas, fracturas, fallas, terreno contaminado y otras discontinuidades o irregularidades. · Sondeos someros y profundos se realizarán para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos, compresibles o con condiciones especiales que puedan afectar al comportamiento de la cimentación del edificio. · Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada. · En caso de cimentaciones profundas, deberá realizarse una investigación sobre la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y a la determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo incluyendo detección de mantos acuíferos colgados. · Para edificios especiales deberán de realizarse entre 2 y 6 sondeos por cimentación.
	B heterogeneidad media	Un sondeo por cada 90 m o fracción del perímetro de la edificación.	
	A heterogeneidad baja	Un sondeo por cada 120 m o fracción del perímetro de la edificación.	

Nomenclatura y observaciones:

w : es el peso unitario medio de la estructura, y D_f : es la profundidad de desplante de la cimentación.

El espaciamiento recomendado debe de entenderse como una guía de inicio para alcanzar los objetivos del programa de investigación. El tipo, profundidad de investigación y características de los sondeos de exploración se mencionan en el texto (Sección 2.4).

Se requerirá mayor exploración si el subsuelo presenta condiciones especiales y/o anomalías y heterogeneidades (Tabla 2 y Tabla 3)

Para las estructuras colindantes deberán determinarse las características de sus cimentaciones y el terreno de apoyo.

Cuando el predio se localice en zona sísmica, de subsidencia, de inundación, cercana a taludes naturales o artificiales, en o cercana a terrenos contaminados, en zona de huracanes, se requerirá de estudios de riesgo de acuerdo con la problemática presentada.

Para la aplicación de la Tabla 57, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura, w , la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios tomados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto, posteadora, sondeos profundos directos e indirectos) será de uno por cada 70 m o fracción de perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas con terrenos considerados como tipo C (heterogeneidad alta), una por cada 90 m o fracción de dicho perímetro para terrenos tipo B (heterogeneidad media) y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en los terrenos del tipo A (baja heterogeneidad).
- c) La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación, nivel de desplante y de las condiciones del subsuelo, pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor.

Para el diseño de las cimentaciones con base en los estados límite de falla, donde el depósito de suelo o macizo rocoso no se presenta heterogeneidades o anomalías y son condiciones del subsuelo especiales, la profundidad de exploración mínima se calcula con base en siguiente expresión:

$$Z_{\text{exploración}_f\text{alla}} = D_f + 1.5B \quad (\text{para estados límite de falla}) \quad (1)$$

Siendo D_f y B la profundidad de desplante y el ancho de la cimentación, respectivamente.

Para el caso del diseño considerando los estados límite de servicio, en terrenos donde no existan heterogeneidades o anomalías y que no sean depósitos especiales, se recomienda limitar la exploración a profundidades donde el

incremento de esfuerzo debido a la edificación sea menor del 10% de su valor en el contacto terreno-cimentación. Alternativamente, la profundidad de exploración mínima puede determinarse con la expresión siguiente:

$$Z_{\text{exploración_servicio}} = D_f + 5B \quad (\text{para estados límite de servicio}) \quad (2)$$

La profundidad de la exploración determinada con lo comentado previamente podrá reducirse si se presenta superficialmente un estrato rocoso o depósito de suelo de buena calidad en al menos 5m de espesor, al menos que se anticipe una carga excepcionalmente alta o que geológicamente se sospeche que existe un estrato débil por debajo del estrato rocoso o suelo de buena calidad.

Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles, como arcillas, limos y/o suelos orgánicos, deberán penetrar al menos 3m en el estrato incompresible y en su caso, en las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato. En zonas donde se presuman que existen capas de suelos comprensibles no muy profundas, y que se consideré puedan afectar el comportamiento de las estructuras, las exploraciones deberán llevarse hasta dichos extractos y de ser posible, hasta encontrar suelos más resistentes.

Para depósitos que produzcan efectos de sitio ante cargas dinámicas (amplificación dinámica y licuación), no se limitará la exploración a 30m de profundidad, sino que se explorará y caracterizará los materiales hasta encontrar el basamento sísmico.

De igual manera en el caso de terrenos con condiciones especiales (Tablas 54 y 55) y/o con presencia de heterogeneidades o anomalías (grietas, fallas, facturas, oquedades, rellenos controlados o no, suelos contaminados, etc), deberá programarse la exploración para definir el espesor, tipo y características de los estratos y substratos, así como geometría y características de las anomalías en toda la zona de proyecto.

- d) Los procedimientos para localizar rellenos artificiales, galerías de minas y otras oquedades y/o discontinuidades deberán ser directos; es decir, basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.
- e) Los sondeos a realizar, en forma continua o selectiva, podrán ser de los tipos indicados a continuación (Tabla 4).
 - 1) Pozos a cielo abierto ademados y con ventanillas para observar el terreno, de preferencias circulares.
 - 2) Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. No es aceptable realizar pruebas mecánicas en muestras alteradas.
 - 3) Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas.
 - 4) Sondeo con realización de prueba de campo, con o sin recuperación. La prueba podrá consistir en medir.

- El número de golpes requeridos para lograr, mediante impactos, cierta penetración de un muestreador estándar (prueba SPT) o de un dispositivo mecánico cónico (prueba dinámica de cono) o con forma de paleta (dilatómetro).
 - La resistencia a la penetración, punta y fuste, de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar (prueba estática de cono o prueba penetrométrica). Se recomienda que la velocidad de penetración del cono se encuentre dentro del intervalo de 2cm/s, que es lo establecido en normas internacionales.
 - La respuesta esfuerzo-deformación de suelo o macizo rocoso, el esfuerzo geostático horizontal y la presión límite registradas al provocar en el sondeo la expansión de una cavidad cilíndrica (prueba presiométrica).
 - La resistencia al cortante del suelo (prueba de veleta o similar).
 - La velocidad de programación de ondas en el suelo (sonda suspendida, etc.).
 - Determinación de la presión de poro mediante piezómetros (abiertos, cerrados, etc.), durante el hincado de la herramienta o en ensayos de disipación.
 - Determinación de la condición geostática de esfuerzos (presiómetro, dilatómetro, etc.)
 - Determinación de la permeabilidad del terreno.
 - Determinación de la presión de fracturamiento hidráulico.
 - Observación directa del subsuelo empleando geoboroscopios
 - Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril.
- 5) Sondeos de percusión o de avance con equipo cónico o sondeos con variables de perforación controladas.
- g) En caso de encontrar un talud natural o artificial o edificaciones sensibles a los movimientos del terreno cercanas al proyecto, deberá estudiarse su estabilidad, y en caso necesario llevar a cabo el diseño del sistema de soporte temporal y definitivo.
- h) Si se localiza un cuerpo de agua cercano al sitio de proyecto deberá llevarse un estudio geohidrológico de detalle a fin de definir su influencia, y en dado caso llevar a cabo las medidas pertinentes de no afectación.

2.5 Determinación de las propiedades en el laboratorio

Las propiedades índices y mecánicas (resistencia, deformabilidad y conductividad hidráulica) de los diferentes estratos del subsuelo se determinarán siguiendo procedimientos aceptados en la ingeniería geotécnica (reglamentos, normas nacionales e internacionales, manuales, etc.) y empleando equipos calibrados. Para el caso particular de las propiedades mecánicas deberá verificarse el grado de alteración inducido en las muestras durante su muestreo, transporte y preparación, a fin de asegurar que son inalteradas. El número de ensayos realizados deberán ser suficientes para poder clasificar con precisión el suelo o macizo rocoso de cada unidad geotécnica y definir sus propiedades mecánicas. En materiales arcillosos, se harán por lo menos dos

clasificaciones y determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, y variación de carga que se desean evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades de los materiales probados, se realizarán por lo menos dos series de tres pruebas de resistencia y dos de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la edificación.

Para determinar en el laboratorio las propiedades dinámicas del suelo, y en particular el módulo de rigidez al cortante, G , y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico, ξ , a diferentes niveles de deformación, podrán emplearse los ensayos de columna resonante o el de péndulo de torsión, el ensaye triaxial cíclico o cíclico torsionante, o el de corte simple cíclico. La obtención del módulo $G_{m\acute{a}x}$ a deformaciones pequeñas podrá determinarse con ensayos geofísicos del tipo sísmico (refracción, reflexión, registros de pozos, MASW, piezocono sísmico, dilatómetro sísmico, etc.). Los resultados de los ensayos se interpretarán siguiendo métodos y criterios reconocidos, de acuerdo con el principio de operación de cada uno de los aparatos. En todos los casos, se deberá tener presente que los valores de G y ξ obtenidos están asociados a los niveles de deformación impuestos en cada aparato y pueden diferir de los prevalecientes en el campo.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor Estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y el control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

2.5.1 Determinación de las propiedades en campo

La determinación de las propiedades mecánicas en campo, ya sea directa, o indirectamente a partir de correlaciones, deberá de ser confirmada con pruebas de laboratorio, en caso de que sea posible obtener muestras inalteradas y la realización de la prueba de laboratorio. El número mínimo de determinación de una propiedad mecánica en campo será al menos de dos para cada unidad geotécnica.

En el caso de determinar la propiedad mecánica mediante correlaciones con el ensaye de campo, deberá verificarse la validez de dicha correlación para el tipo específico de suelo que se analiza y del equipo empleado. Deberá validarse toda correlación utilizada

antes de emplearla para diseño mediante pruebas de laboratorio o análisis inversos realizados en pruebas de carga.

2.6 Investigación del hundimiento regional

En las zonas con suelos finos se tomará en cuenta la información disponible respecto a los posibles procesos de hundimiento regional que afecten a estos materiales y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de las cimentaciones. Si bien, este tipo de fenómeno es frecuente en suelos finos, ello no libera al DRO de tomar en cuenta este efecto en las zonas con suelos granulares o heterogéneos donde pudieran existir estratos comprensibles a cierta profundidad.

El hundimiento regional ocasionado por la consolidación de depósitos de suelos finos y/o fenómenos de subsidencia en otros tipos de suelos deberá investigarse mediante la observación directa de las presiones de poro, tanto en los estratos finos como granulares y con bancos de nivel superficiales y profundos, con suficiente anticipación al inicio de la obra y alejados de edificaciones y excavaciones que pudieran alterar el proceso de consolidación natural o subsidencia del subsuelo. En el caso de los bancos de nivel profundos, se deberá garantizar que los efectos de la fricción negativa actuando sobre ellos no afectarán las observaciones.

3 DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

Las edificaciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos orgánicos, terrenos contaminados, suelos o rellenos sueltos o desechos. Sólo será aceptable cimentar sobre terreno natural firme o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados.

En el diseño de toda cimentación se deben considerar la revisión de los estados límite de falla y de servicio, como se indica a continuación:

3.1 De falla

Deberán estudiarse los siguientes mecanismos de falla:

- Flotación;
- Flujo plástico local o general del suelo o macizo rocoso donde se apoya la cimentación;
- Falla estructural de las zapatas, losas, cajones, pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación; y
- Pérdida de contacto.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estado límite de falla consiste en comparar para cada elemento de la cimentación, y para ésta en su conjunto, la

capacidad de carga del sistema cimentación-terreno con las acciones de diseño, afectando a las propiedades del suelo o macizo rocoso que controlan la resistencia al esfuerzo cortante por un factor de resistencia igual o menor que la unidad ($F_R \leq 1$) y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga mayores que la unidad ($F_C \geq 1$).

La capacidad de carga del sistema cimentación-terreno se calcula por lo menos utilizando dos de los siguientes métodos: analíticos, numéricos, empíricos (suficientemente apoyados en evidencias experimentales locales), pruebas de carga y de campo.

Para el caso de emplear métodos analíticos la capacidad de carga puede definirse a partir de la resistencia media del suelo o macizo rocoso a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo más crítico. En el cálculo se debe tomar en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación y entre ésta y las cimentaciones vecinas, en caso de existir.

Se presentará atención en la revisión de capacidad de carga para mecanismos de falla diferentes a los indicados previamente en el caso de presentarse condiciones del subsuelo especiales como las indicadas en la Tabla 2 y Tabla 3.

Cuando en el subsuelo donde se ubica el proyecto de edificaciones o en su vecindad existan rellenos sueltos, galerías, grietas u otras oquedades, o el subsuelo presente condiciones especiales de inestabilidad tales como las listadas en la Tabla 2 y Tabla 3, éstos deberán tratarse apropiadamente mediante el mejoramiento del terreno o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

3.2 De servicio.

Se evaluarán los siguientes estados de servicio:

- Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante;
- Inclinación media de la construcción, y
- Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas en caso de existir.

Para determinar dichos desplazamientos se debe considerar el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo o viento, y en su caso el diferido, por consolidación, por ejemplo, y la combinación de los tres. Asimismo, deberá garantizarse que los desplazamientos determinados previamente no causen daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, y a los servicios públicos.

Se presentará especial atención a la compatibilidad a corto y largo plazo del tipo de cimentación seleccionado con el de estructuras vecinas.

La verificación del estado límite de servicio de la cimentación se realizará tomando en cuenta los límites máximos de movimientos indicados en la Tabla 6.

En caso de emplear técnicas numéricas en la evaluación de los estados límite de falla y de servicio se cuidará que los modelos constitutivos del suelo y macizo rocoso, las condiciones de frontera y los programas de cómputo empleados sean adecuados (Potts, 2012; Potts David M. y L. Zdravkovic, 1999).

Tabla 6 - Límites máximos para movimientos y deformaciones asignadas en la cimentación ⁽¹⁾ (NTC-DCC-2017)

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)			
Tipo de terreno	Concepto		Límite
Suelos blando cuyo espesor total es mayor de 20 m ⁽³⁾	Valor medio en el área ocupada:		
	Asentamiento o emersión	Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
		Construcciones colindantes	15.0 cm
	Velocidad del componente diferido:		1.0 cm / semana
Suelos no blando y macizos rocosos	Asentamiento:	Construcciones aisladas	5.0 cm ⁽²⁾
		Construcciones colindantes	2.5 cm
b) inclinación media de la construcción			
Tipo de daño			
Inclinación visible		$[100/(100 + 3h_c)] \%$	
Mal funcionamiento de grúas viajeras		0.3 % en dirección longitudinal	
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas			
Tipo de Estructura	Variable que limita		
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro		0.006
Marcos de concreto			0.004
Muros de carga del tabique de barro o bloqueo de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro		0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.			0.001 ⁽⁴⁾
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro		0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendientes en las juntas		0.015

Notas:

- (1) Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Tomo. Los valores indicados en la Tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños en la edificación.
- (2) En construcciones aisladas se aceptará un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura
- (3) Los suelos blandos son finos de plasticidad media a alta (Límite líquido mayor de $LL > 35\%$), índice de Consistencia $I_c < 0.75$, total o parcialmente saturados, con resistencia cortante no drenada menor de $C_u < 40 \text{ kN/m}^2$. El espesor total del suelo blando se determina como la suma de todos los estratos blando que se ubican dentro del bulto de incremento de esfuerzos por carga o descarga mayor del 10% de la carga neta aplicada.
- (4) Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros

h_c es la altura de la construcción en metros

3.3 Acciones de diseño

Las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones deben ser las siguientes:

- 1) **Primer tipo de combinación.** Acciones permanentes más acciones variables, incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Entre las acciones permanentes se incluirán el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, el peso de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, incluyendo el agua en su caso, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad. Se deberán incluir dentro de las acciones permanentes, además aquellas que se puedan producir sobre la cimentación debidas a fenómenos propios de la masa de suelo como pueden ser los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, tales como la fricción negativa. Asimismo, deberá de considerarse la presión de expansión del suelo y los efectos de la licuación, en caso dado.
- 2) **Segundo tipo de combinación.** Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con este tipo de combinación se deben revisar los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura se obtiene como resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la definición de la magnitud de todas las acciones pertinentes y de su distribución debe ser responsabilidad conjunta de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación, tomando en cuenta en los casos que sea necesario la influencia de la interacción estática

suelo-estructura. Se estimarán con especial cuidado las concentraciones de carga que pueden generar en ciertas partes específicas de la cimentación los elementos más pesados de la estructura (salientes, muros de fachada, cisternas, etc.) y que son susceptibles de inducir fallas locales o generales del suelo. Para considerar los efectos bidireccionales de los sismos, se debe utilizar la siguiente combinación de acciones sísmicas: 100% del sismo en una dirección y 30 % en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables. Para una evaluación más precisa de las acciones accidentales por sismo al nivel de la cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo-estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin. Dentro de las acciones permanentes se debe considerar además aquellas que se puedan producir sobre la cimentación, que son debidas a fenómenos propios de la masa de suelo tales como la fricción negativa producida por los efectos del hundimiento regional, la licuación, la presión ascendente generada por los suelos expansivos, entre otros. Además de las acciones anteriores.

Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño el cortante en la base de la estructura y los momentos de volteo debidos tanto a excentricidad de cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación como a solicitaciones horizontales.

En el caso de cajones de cimentación, estructuras permanentes de sistemas de retención para las excavaciones y cimentaciones profundas construidas en suelos blandos en proceso de consolidación, suelos licuables o rellenos compresibles, se incluirá entre las acciones permanentes la fricción negativa que puede desarrollarse en los muros o en el fuste de los pilotes o pilas. Al estimar esta acción, se tomará en cuenta que:

- 1) El esfuerzo cortante que se desarrolla en el contacto entre el suelo y la frontera con el cajón o el fuste del pilote (o pila), o en la envolvente de un grupo de pilotes, por fricción negativa no puede en principio ser mayor que la resistencia al corte del suelo determinada en prueba triaxial consolidada-no drenada, realizada bajo una presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo *in situ*.
- 2) El esfuerzo cortante máximo anterior solamente puede desarrollarse si el suelo alcanza la deformación angular límite.
- 3) La fricción negativa desarrollada alrededor del cajón o en un pilote o subgrupo de ellos en el interior de un grupo de pilotes no puede ser mayor que el peso del suelo correspondiente al área tributaria del o de los elementos considerados.
- 4) Los esfuerzos de descarga inducidos en el suelo por la fricción negativa considerada en determinado análisis no pueden ser mayores que los que resulten suficientes para detener el proceso de consolidación que la origina.

Tanto para la revisión de la seguridad por falla estructural como para la estimación de los desplazamientos diferidos, se utilizará la primera combinación de acciones

agregando la fricción negativa que puede desarrollarse en las paredes de los elementos estructurales combinada con acciones variables con su intensidad media.

Cuando se considere que la fricción negativa pueda ser de importancia, deberá realizarse una modelación explícita, analítica o numérica, del fenómeno que permita tomar en cuenta los factores anteriores y cuantificar sus efectos. En esta modelación se adoptarán hipótesis conservadoras en cuanto a la evolución previsible de la consolidación del subsuelo.

Las estructuras subterráneas deberán diseñarse considerando la variación de las cargas de diseño durante su proceso constructivo y vida útil, en especial las que se generan cuando se presentan fenómenos de subsidencia principalmente por la incompatibilidad de deformaciones entre la estructura enterrada y el suelo circundante, la conexión con otras estructuras, así como la transición entre terrenos con diferente rigidez, así como tomar en cuenta las acciones sísmicas.

Las losas para estacionamiento, almacén, zonas deportivas se diseñarán considerando el primer tipo de combinación e incluirán las acciones que se puedan producir sobre la dicha estructura debidas a fenómenos propios de la masa de suelo como pueden ser los efectos del hundimiento regional, la licuación, la presión generada por los suelos expansivos, etc.

3.4 Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga F_C , que deben aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones deben ser los definidos en los Tomos previos. Para estados límite de servicio, el factor de carga debe considerarse unitario, $F_C = 1$, en todas las acciones. Para estados límite de falla se debe utilizar un factor de carga de 1.1 para el peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste. La acción de la subpresión y de la fricción negativa se debe considerar con un factor de carga unitario, $F_C = 1$.

En cuanto a los factores de resistencia F_R , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas, modelado numérico o de pruebas de campo, su valor depende de las características generales del tipo de suelo o macizo rocoso que se indican en la Tabla 1.

Los criterios de las secciones presentadas a continuación corresponden a la capacidad de carga de suelos o macizo rocosos homogéneos y estables, de lo contrario deberán de utilizarse métodos que tomen en cuenta dicha heterogeneidad o en caso dado podrá recurrirse al mejoramiento del subsuelo.

3.5 Cimentaciones superficiales (zapatas y losas)

A fin de llevar a cabo la revisión de los estados límite de falla y servicio de los elementos de la cimentación de una edificación es necesario contar con la geometría de sus

elementos basados en un prediseño geotécnico, así como la bajada de cargas detallada de la superestructura de acuerdo con el presente.

3.5.1 Estados límite de falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos o macizos rocosos uniformes totalmente saturados o secos, la revisión del estado límite de falla, Ecuación (3), considerará el cumplimiento de la siguiente desigualdad para las dos combinaciones de carga indicadas en la Sección 3.3:

$$\frac{\sum QF_c}{A'} \leq r \quad (3)$$

En donde:

$\sum QF_c$ Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en desplante, afectada por su respectivo factor de carga F_c . En caso de presentar excentricidad de carga o momentos, deberá determinarse la magnitud máxima y mínima de los esfuerzos en la base de la zapata en las direcciones del ancho y largo de la zapata o losa de acuerdo con las ecuaciones siguientes:

$\frac{\sum QF_c}{A} = \left[\frac{\sum Q}{A} \left(1 \pm \frac{6 e_B}{B} \right) \right] F_c$ Esfuerzo máximo y mínimo cuando la excentricidad es en dirección B ;

$\frac{\sum QF_c}{A} = \left[\frac{\sum Q}{A} \left(1 \pm \frac{6 e_L}{L} \right) \right] F_c$ Esfuerzo máximo y mínimo cuando la excentricidad es en dirección L ;

r Es la capacidad de carga unitaria reducida de la cimentación, es decir, afectada por el factor de resistencia correspondiente.

A Área del cimiento, $A = B \times L$, donde B y L son el ancho y largo del cimiento respectivamente.

B' y L' Ancho y largo de la cimentación corregidos por excentricidad, donde respectivamente.

A' Área del cimiento corregido por excentricidad, donde $A' = B' \times L'$.

Para evaluar r , se recurrirá a por lo menos dos de los métodos siguientes: Analíticos, Pruebas de Campo, Análisis Límite, Modelado Numérico, Pruebas de Carga y Métodos respaldados por evidencia experimentales confirmadas en los suelos o macizos rocosos en los que se vaya a desplantar la cimentación.

A. Métodos analíticos.

Este enfoque se aplica solamente a suelos o macizo rocoso sensiblemente uniformes. Asimismo, r se evaluará dependiendo de las condiciones críticas de trabajo de la cimentación, a saber, análisis en esfuerzos totales (corto plazo) o análisis en esfuerzos efectivos (largo plazo), o de acuerdo con el nivel de deformación esperado, es decir:

Condiciones de análisis en esfuerzos totales:

$$r = N_c s_u F_R + p_v \quad (4)$$

Condiciones de análisis en esfuerzos efectivos:

$$r = \left[p'_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B' N_y}{2} \right] F_R + p_v \quad (5)$$

La definición de las variables indicadas en las ecuaciones (114) y (115), se exponen a continuación.

p_v y p'_v	Presiones verticales totales ($p_v = \gamma D_f$) y efectivas ($p'_v = \gamma' D_f$), respectivamente;
γ y γ'	Pesos volumétricos del suelo, o del macizo rocoso, natural y efectivo (sumergido), respectivamente;
e_B y e_L	Excentricidades de carga en los sentidos del ancho y longitud del cimienta, respectivamente; y
D_f	Profundidad de desplante.

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B'} + 0.25 \frac{B'}{L'} \right) \quad \text{Para } \frac{D_f}{B'} < 2 \text{ y } \frac{B'}{L'} < 1$$

$$N_c = 9 \quad \text{Para } \frac{D_f}{B'} > 2 \text{ y } \frac{B'}{L'} > 1$$

En donde B' y L' son el ancho y largo de la cimentación corregidos por excentricidad, es decir: $B' = B - 2e_B$ y $L' = L - 2e_L$, respectivamente

$$N_q = \left[1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi' \right] e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 2 \left[1 - 0.4 \frac{B'}{L'} \right] (N_q + 1) \tan \phi'$$

La condición de análisis en esfuerzos totales es aplicable a suelos finos donde s_u es el parámetro de resistencia del suelo en condiciones no drenadas, es decir es una condición a corto plazo. Por su parte, la condición de análisis en esfuerzos efectivos se aplica a condiciones de largo plazo y se utiliza tanto en suelos como en macizos rocosos donde el parámetro de resistencia al cortante es el ángulo de fricción interna efectivo, ϕ' . Para el caso de un macizo rocoso, el valor de las propiedades mecánicas puede determinarse a partir de las clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos (índices RMR , Q y/o GSI).

Las ecuaciones (4) y (5) deberá de corregirse de acuerdo con los casos siguientes:

- 1) Corrección por la densidad relativa del material. El ángulo de fricción interna efectivo, ϕ' , está dado por $\phi = \alpha \tan \phi^*$, donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en condiciones drenadas, determinada con la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del material, y el valor $\alpha = 0.67 + D_r - 0.75 D_r^2$, donde D_r es la densidad relativa de los suelos arenosos. Para $D_r > 0.60$, $\alpha = 1$
- 2) Corrección por el nivel de aguas freáticas. La posición del nivel de aguas freáticas que se considera para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico debe ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. Para considerar esta corrección se tienen tres casos:
 - Caso 1. Cuando la profundidad del nivel freático, z_{agua} , se localiza en las profundidades $0 \leq z_{agua} \leq D_f$, los términos $\gamma B'$ y p_v de la Ecuación (5) serán $\gamma B' = \gamma' B'$ y $p_v = (\gamma_{sat} z_{agua}) + \gamma'(D_f - z_{agua})$, respectivamente.
 - Caso 2. Cuando $D_f \leq z_{agua} \leq (D_f + B)$, el término $\gamma B' = \gamma_{sat} z_{agua} + \gamma'(B' - z_{agua})$ en la Ecuación (5).
 - Caso 3. Cuando $z_{agua} > (D_f + B)$, no cambia la Ecuación (5).
- 3) Corrección por fuerzas horizontales. Para tomar en cuenta la fuerza cortante aplicada a la profundidad de desplante de la cimentación se multiplicarán la resistencia s_u (Ecuación (4) y el factor N_q (Ecuación (5).) por el factor $(1 - \tan \delta)^2$, donde δ es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical
- 4) Corrección por la presencia de un estrato blando. En el caso de cimentaciones sobre un estrato duro uniforme de espesor H bajo la profundidad de desplante y apoyado sobre un estrato blando, se seguirá el criterio siguiente:
 - a) Si $H > 3.5B$, se ignora el efecto del estrato blando para la revisión del estado límite de falla.
 - b) Si $3.5 B > H \geq 1.5B$ se verificará la desigualdad (3) suponiendo que el cimiento se apoya en el estrato blando ($D_f = D_f + H$) y considerando que el

ancho del área cargada es $B+H$.

- c) Si $H < 1.5B$ se verifican la desigualdad (3) suponiendo que el cimiento se apoya en el estrato blando ($D_f = D_f + H$) y considerando que el ancho del área cargada es $B[1 + 2 / 3 (H/B) 2]$.
- d) En el caso de cimientos rectangulares se aplicará a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior.

Para los casos donde las hipótesis utilizadas en las ecuaciones (4) y (5) no se cumplan deberán utilizarse mecanismos de falla y metodologías de análisis acordes con el tipo de suelo o macizos rocoso existentes, como modelado numérico. Asimismo, en la Tabla 2 y Tabla 3, se presentan referencias donde se describen métodos de análisis para cada tipo de condición especial observada. Para estos casos especiales se empleará un factor de resistencia de $F_R = 0.35$, a menos que se indique lo contrario. A continuación, se describen algunos casos especiales para la revisión del estado de falla (Tabla 2 y Tabla 3).

- 1) Cimentación en la corona de un talud. Si la cimentación se localiza sobre un talud se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite o análisis numéricos considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos o de macizos rocosos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes para el método de equilibrio límite o la resistencia del medio en el modelado numérico, serán afectados por un factor de resistencia de $F_R=0,35$. Asimismo, en ambos métodos de análisis deberá revisarse el estado límite de servicio para esta condición de cimentación y la posible.
- 2) Terreno heterogéneo y/o agrietado. En el caso de que el terreno de cimentación sea heterogéneo y/o agrietado, particularmente cuando el espaciamiento entre discontinuidades en un macizo rocoso sean comparables con las dimensiones de la cimentación, deberá verificarse si se cumplen las hipótesis utilizadas en el mecanismo de falla general (ecuaciones (4) y (5)), de lo contrario deberán aplicarse mecanismos de falla acordes con el perfil estratigráfico, por ejemplo mecanismos de falla para medios discontinuos en forma de bloques.
- 3) Falla local. Además de la falla global se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que puedan afectar solamente una parte del terreno que soporta el cimiento. Es posible considerar para estos casos parámetros de resistencia del terreno reducidos, por ejemplo $c_u = 0.67c_u$ y $\phi' = \text{angtan} (0.67\tan\phi')$.
- 4) Presencia de oquedades. En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas deben ser consideradas en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deben mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:
 - Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.;
 - Demolición o refuerzo de bóvedas; y/o

- Desplante bajo el piso de las cavidades.
- 5) Suelos licuables. No es recomendable que se cimienten estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos susceptibles a licuación. Asimismo, se debe tomar en cuenta las pérdidas de resistencia o cambios volumétricos ocasionados por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecuaciones (4) y (5), deberá tomarse igual a la mitad del definido para condiciones estáticas.
 - 6) Suelos o macizos rocosos expansivos. En caso de que se compruebe que el terreno de desplante es expansivo se deberán considerar las acciones que sobre la cimentación puedan producir los desplazamientos verticales producto del comportamiento expansivo del terreno y/o métodos de mejoramiento (Tabla 2 y Tabla 3). En general no se recomienda el uso de cimentaciones superficiales en estos terrenos.
 - 7) Suelos colapsables. Para el caso que se compruebe que el suelo de desplante es colapsable, se deberán considerar las acciones y desplazamientos adicionales que puedan producirse por el comportamiento inestable del suelo, así como los métodos de estabilización pertinentes mencionados en las referencias de la Tabla 2.
 - 8) Suelos tubificables. Cuando el suelo de desplante tenga características tales que lo hagan susceptible a los fenómenos de tubificación o erosión, deberán tomarse en cuenta las acciones necesarias de prevención y mejoramiento del suelo para minimizar los posibles daños (Tabla 2).

B. Pruebas de campo

Los resultados de las pruebas de campo deberán estar respaldados por evidencias experimentales confirmadas en los tipos de terreno que se presenten en la zona de estudio; es decir, no se emplearán resultados de pruebas de campo realizadas en otras condiciones del terreno. Asimismo, los resultados de las pruebas podrán emplearse para determinar ya sea los valores de los parámetros mecánicos del material donde se apoya la cimentación u obtener directamente el valor de la capacidad de carga unitaria afectada por los factores de resistencia indicados previamente.

C. Métodos de análisis límite

En caso de emplear métodos de análisis límite y en el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general implícito en las Ecuaciones (112) y (113), se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos.

D. Métodos numéricos

En el caso de utilizar modelado numérico (como Los Métodos de Elementos Finitos, Diferencias Finitas, Elementos Distintos, Elementos de Frontera, de Flujo de Partícula, Análisis Discontinuo de Deformación, por mencionar algunos), se cuidará de emplear las ecuaciones constitutivas, condiciones de frontera y los algoritmos numéricos adecuados a los tipos de terreno donde se apoyará la cimentación y al análisis empleado. Recomendaciones sobre el modelado numérico aplicado a la geotecnia se indican en Potts (2012) y Potts D. M. y L. Zdravkovic (1999). Las acciones asociadas a peso propio del suelo se considerarán con factor de carga unitario. Las demás acciones serán afectadas por el factor de carga indicado previamente. La resistencia límite se determinará aumentando las acciones por ensaye y error para definir la carga que provoca un mecanismo de falla. La carga unitaria alcanzada será afectada por el factor de reducción F_R para obtener el valor de r .

El modelo constitutivo empleado para definir el comportamiento del suelo o macizo rocoso debe ser representativo del comportamiento de dicho material en campo bajo las condiciones de carga y deformación reales a las que está sometido y se someterá. Asimismo, todas las propiedades mecánicas que se utilicen en dicho modelo deben estar respaldadas experimentalmente mediante pruebas de laboratorio, de campo y/o de carga.

El modelo numérico a emplear para el análisis o diseño deberá calibrarse previamente a fin de asegurar que está simulando adecuadamente las condiciones del problema.

E. Pruebas de carga

Será aceptable estimar la resistencia unitaria reducida del suelo a partir de pruebas de carga realizadas *in situ*, siempre que la homogeneidad del suelo y el número de pruebas realizadas permitan extender los resultados a todos los elementos de la cimentación.

Finalmente, la revisión de la seguridad de cimentaciones no podrá basarse solamente en la experiencia local. Sin embargo, los resultados obtenidos por los métodos de los incisos anteriores deberán siempre compararse con la práctica local. Si los valores estimados de la capacidad de carga unitaria reducida r de la cimentación difieren significativamente de los valores generalmente aceptados, deberán presentarse en forma explícita los elementos que justifican esta diferencia.

3.5.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se pueden calcular usando los resultados de la teoría de la elasticidad previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de las pruebas directas o indirectas mencionadas en la Sección 2, como una primera aproximación.

En suelos granulares se produce un incremento de la rigidez del suelo con la profundidad debido al incremento de la presión de confinamiento. Este incremento de la rigidez debe ser considerado en el cálculo de asentamientos.

Cuando el subsuelo está constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, existe una influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. Para el caso en que los contrastes de rigidez entre los distintos estratos sean muy pequeños, esta influencia puede ser despreciada.

El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo generados por la segunda combinación de acciones se calcularán cuando proceda considerando las mismas condiciones elásticas que para las cargas estáticas.

La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se puede estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

En el caso de los asentamientos diferidos en suelos susceptibles a consolidación, como son arcillas y limos, se deben calcular con base en los resultados de pruebas de consolidación unidimensionales o ensayos triaxiales del tipo CD o CU (con medición de poro) realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad.

Los incrementos de presión vertical inducidos por la carga superficial se deben calcular con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones deben ser calculadas considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

De igual manera que para el caso de los asentamientos instantáneos, en el cálculo del incremento del esfuerzo vertical, cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, es aceptable despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos.

Para el cálculo de los asentamientos elásticos y por consolidación de cimentaciones superficiales existen metodologías ampliamente conocidas y utilizadas en la práctica. Algunas de estas metodologías pueden consultarse en la literatura especializada como Bowles (1996), Das (1999), Budhu (2011) entre otras. También puede recurrirse al análisis empleando modelos numéricos, cuidando el empleo de ecuaciones constitutivas, condiciones de frontera y los algoritmos numéricos adecuados a los tipos de terreno donde se apoyará la cimentación.

3.6 Cimentaciones compensadas

Las cimentaciones compensadas son aquéllas en las que se reduce el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad.

Estas cimentaciones pueden clasificarse según el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón, es decir:

- 1) *Parcialmente compensada*: si el incremento neto de carga es positivo,
- 2) *Totalmente compensada*: si el incremento neto de carga es nulo,
- 3) *Sobrecompensada*: si el incremento neto de carga es negativo.

En el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar debe ser: la suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación debe ser afectada por un factor de carga unitario para revisar si no se presentarán problemas de flotación en el caso que la cimentación sea sobrecompensada. El cálculo de las presiones netas debe realizarse con precisión ya que los asentamientos en este tipo de cimentaciones son muy sensibles a pequeños incrementos de la carga neta.

Además, en esta evaluación, debe tomarse en cuenta los cambios posibles de materiales de construcción, de solución arquitectónica o de usos de la construcción susceptibles de modificar significativamente en el futuro dicha carga neta. Otro aspecto a considerar para utilizar esta solución de cimentación, es que en suelos muy deformables cualquier excentricidad de cargas o de descargas (excavaciones) genera rotaciones del cajón, por lo que se recomienda que, en estas condiciones del subsuelo, nulificar las excentricidades de carga.

Cuando la incertidumbre respecto al peso real de la estructura sea alta, la cimentación compensada debe considerarse como poco confiable por lo que se aplicará un factor de carga mayor que la unidad.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que estén por debajo del nivel freático y que no constituyan un espacio funcionalmente útil, deben considerarse como llenas de agua y el peso de esta debe ser sumado al de la subestructura, a menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

3.6.1 Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones parcialmente compensadas se puede verificar con los criterios establecidos para las cimentaciones superficiales. Se debe comprobar además que no ocurra flotación (considerando un factor de carga unitario) de la

cimentación durante ni después de la construcción. De ser necesario, la construcción debe ser lastrada o instalar válvulas de alivio o dispositivos semejantes que garanticen que no se pueda producir la flotación. En la revisión por flotación, se debe considerar una posición conservadora del nivel freático. Además se debe revisar cuidadosamente la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo.

3.6.2 Estados límite de servicio

En este tipo de cimentaciones deben revisarse tres tipos de desplazamiento principalmente:

- 1) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación, incluyendo los debidos a la recarga del suelo descargado por la excavación y la propia descarga originada por la excavación.
- 2) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo la segunda combinación de acciones. Se debe poner especial atención en que las deformaciones permanentes tienden a ser críticas para cimentaciones con escaso margen de seguridad contra falla local o general y que los suelos arcillosos tienden a presentar deformaciones permanentes significativas cuando bajo la combinación carga estática- carga sísmica cíclica se alcanza un esfuerzo cortante que represente un porcentaje superior al 90 por ciento de su resistencia estática no- drenada.
- 3) Los movimientos diferidos debidos al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.
- 4) Los ocasionados por condiciones especiales como en los suelos licuables, expansivos, colapsables, entre otros.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se pueden calcular con los mismos procedimientos de la teoría de la elasticidad utilizados para cimentaciones superficiales.

El cálculo de los movimientos diferidos también puede realizarse con los procedimientos de cimentaciones superficiales tomando en cuenta, además los movimientos relativos que puedan surgir de fenómenos exclusivos de la masa de suelo como son el hundimiento regional o el comportamiento de suelos expansivos.

En el diseño y construcción de estas cimentaciones deberá tenerse presente que los resultados obtenidos dependerán en gran medida de la técnica empleada en la realización de la excavación.

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y del suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a cimientos vecinos y a sobrecargas permanentes y accidentales en la superficie del terreno. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en

estado de reposo se considerará por lo menos igual a 50 % de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo para rellenos compactados contra muros, caso en el que se considerará por lo menos 70 % de la presión vertical. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas no se desarrollen fuerzas que puedan dañar a cualquiera de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

3.7 Cimentaciones profundas

Para los fines de este Tomo, los pilotes son elementos estructurales prefabricados e hincados en el subsuelo, mientras que las pilas son aquellas que se construyen en el lugar. La capacidad de carga de ambos se desarrolla a través del fuste (capacidad de carga por fricción) y en la punta (capacidad de carga por punta). El mecanismo de transferencia de carga se desarrolla en principio por fuste y posteriormente por punta.

Dado que el mecanismo de transferencia de carga y el comportamiento general del medio alrededor de la pila o pilote dependen de los cambios en el estado de esfuerzos inducidos en dicho material, para la determinación de su capacidad de carga y desplazamientos deberá considerarse su proceso constructivo y los cambios posteriores a su construcción, como son los fenómenos de consolidación, licuación, socavación, cambios en los niveles de aguas freáticas, etc.

Asimismo, es necesario llevar a cabo el control de calidad tanto de los elementos prefabricados como durante la construcción de las pilas (SMMS 2001 y 2002), en especial de los aspectos siguientes: fabricación e hincado de pilotes (tolerancias geométricas, protección, selección de los martillos, con o sin perforación previa, verticalidad, rechazo, materiales atravesados y de apoyo, tipo y calidad de conexión de los elementos del pilote, elaboración de los registros de fabricación e hincado de los pilotes, etc.), geometría y soporte de la excavación y calidad en las pilas (calidad de la excavación y de los lodos de estabilización empleados, geometría y calidad del armado y concreto, registro de construcción y curva de colado de la pila, etc.). También se considerará la realización de pruebas de integridad de deformaciones pequeñas en el caso de las pilas de cimentación en un porcentaje mayor del 75 % del total de las pilas.

Para el diseño de las cimentaciones profundas se considerará la totalidad de las acciones de diseño de acuerdo con la Sección 3.3, tanto para la revisión de los estados

límite de servicio como de falla. Por lo que aunque exista un cajón o losa de cimentación, estos últimos no se considerarán para la revisión de la cimentación con pilas o pilotes.

Asimismo deberá de revisarse la estabilidad del subsuelo durante la construcción de la cimentación, por ejemplo limitar la expansión del suelo y/o evitar falla del de las paredes o del fondo de la excavación ya sea del pozo realizado para construir las pilas o de la excavación efectuada para construir el cajón o la losa para conectar las pilas o pilotes a la superestructura.

Se debe revisar también que el comportamiento de la masa de suelo no produzca cambios significativos en el mecanismo de transferencia de carga considerado, tales como que la punta del pilote de fricción llegue a estar en contacto con un estrato más firme debido al proceso de hundimiento regional, haciendo que el pilote tenga una transferencia de carga primordialmente por su punta. En caso de presentarse esta situación, se deberá realizar un análisis específico para revisar la capacidad de carga del sistema de pilotes en la situación más desfavorable.

3.7.1 Estados límite de falla

De acuerdo con el tipo de diseño adoptado se debe verificar que la cimentación resulta suficiente para asegurar la estabilidad de la construcción, considerando alguna de las capacidades de carga siguientes:

- a) *Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación.* Despreciando la capacidad de los pilotes o pilas, se debe verificar entonces que la capacidad de carga de las zapatas o la losa de cimentación sea suficiente considerando los criterios de la cimentación superficial. Si se adopta este tipo de revisión, la losa o las zapatas y las contratables deben diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más las concentraciones locales de carga correspondientes a la capacidad de carga total de cada pilote dado con un factor de resistencia F_R igual a 1.0.
- b) *Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes o pilas.* Despreciando la capacidad del sistema suelo-losa, se debe verificar entonces para cada pilote o pila individual, para cada uno de los diversos subgrupos de pilotes o pilas y para la cimentación en su conjunto, que la resistencia, R , sea suficientes para resistir las descargas de la superestructura, es decir:

$$R > \sum Q F_c \quad (6)$$

En donde:

$\sum Q F_c$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de su correspondiente factor de carga (F_c). Las acciones

deben incluir el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas y los efectos de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

En la determinación de la capacidad de carga de los pilotes o pilas, R , debe considerarse la contribución tanto de la adherencia lateral (C_f) como la contribución de la punta (C_p), así como el efecto de grupo del sistema de pilotes o pilas, por lo que la resistencia R debe tomarse igual al menor de los siguientes valores:

- a) La suma de las capacidades de carga de punta de todos los pilotes o pilas más su capacidad de adherencia considerando que su trabajo es como elementos individuales.
- b) La suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes o pilas más las capacidades de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente de cada uno de los subgrupos de pilotes o pilas que puedan ser considerados;
- c) La suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes y pilas más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente de todo el conjunto de pilotes o pilas.

El valor de R se determinará con al menos dos métodos (pruebas de campo, métodos analíticos, modelado numérico, pruebas de carga, por mencionar los más importantes). Para determinar el valor final de R deberá restarse los pesos propios de los pilotes y pilas. Asimismo, la capacidad de carga reducida final no deberá de rebasar la capacidad estructural intrínseca del pilote o pila, calculada con la resistencia reducida del material constituido del elemento.

En la revisión de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas, las cargas recibidas por los distintos pilotes o pilas individuales o subgrupos de pilotes o pilas se pueden estimar con base en la teoría de la elasticidad o a partir de un estudio explícito de interacción suelo–estructura. Es recomendable desprestigiar la capacidad de carga de los pilotes o pilas sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

A. Métodos analíticos

- a) *La capacidad de carga por adherencia lateral reducida de un pilote o pila individual, C_f . Se calcula con la expresión siguiente:*

$$C_f = F_R A_L \sum_i f_i \quad (7)$$

En donde:

- A_L es el área lateral del pilote;
- f_i es la adherencia lateral media entre la pila o pilote y el suelo o macizo rocoso, para cada uno de los estratos donde se ubica el pilote o la pila; y
- F_R es el factor de resistencia definido en Tabla 1.

La adherencia lateral media pilote o pila con el suelo o el macizo rocoso, f_i , puede determinarse por medio de pruebas de campo o mediante algún método que la correlacione con los distintos parámetros de resistencia del suelo disponibles en la literatura tales como los ampliamente conocidos métodos α , β y γ . El valor de la adherencia lateral media en la frontera cimentación-medio es dependiente de la alteración producida en dicho medio durante el proceso constructivo de la cimentación y de los cambios en las condiciones del medio durante la vida útil de la edificación. En efecto, dependiendo el proceso constructivo utilizado, sea con o sin desplazamiento previo y empleando elementos prefabricados o colados en el lugar, variarán las propiedades mecánicas del medio y el esfuerzo horizontal inducido, y por tanto el valor de f_i (Poulos, 1980; Tamez, 2001; Budhu, 2011; Ibarra, 2012).

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo o de los subgrupos de pilotes o pilas en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ecuación (8) considerando el grupo o los subgrupos como una gran pila de geometría igual a la envolvente del grupo o subgrupo (Tamez, 2001).

Para rellenos sueltos, basureros y en general para suelos de baja compacidad, en la ecuación anterior no se considerará el aporte de la fricción lateral.

- b) *La capacidad de carga por punta de un pilote o pila C_p .* En las situaciones en las que se cuente con suficientes resultados de pruebas de laboratorio realizadas sobre muestras de buena calidad y que exista evidencia de que la capa de apoyo es homogénea, la capacidad de carga puede estimarse mediante una ecuación similar a la definida para las cimentaciones superficiales, con factores N_c^* y N_q^* modificados (Das, 1997; Bowles, 1999):

- Para suelos o macizos rocosos cuya resistencia cortante es primordialmente de naturaleza cohesiva, la capacidad de carga por punta reducida es:

$$C_p = (s_u N_c^* F_R + p_v) A_p \quad (8)$$

En donde:

- A_p es el área transversal de la base de la pila o pilote;

- p_v es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes y pilas;
- F_R es el factor de resistencia que se tomará igual a $F_R=0.65$;
- s_u es la resistencia cortante no drenada; y
- N_c^* es el coeficiente de capacidad de carga modificado aplicable a pilas o pilotes.

- Para suelos o macizos rocosos cuya resistencia cortante es primordialmente de naturaleza friccionante, la capacidad de carga por punta reducida es:

$$C_p = (\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (9)$$

En donde:

- \bar{p}_v es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes y pilas;
- F_R es el factor de resistencia que se tomará igual a $F_R = 0.35$; y
- N_q^* es el coeficiente de capacidad de carga modificado aplicable a pilas o pilotes.

B. Métodos basados en pruebas de campo

La evaluación de la capacidad de carga reducida de pilas y pilotes con pruebas de campo deberá estar respaldada por evidencias experimentales confirmadas para las condiciones del subsuelo del proyecto. Los resultados de las pruebas de campo podrán emplearse para determinar los valores de las propiedades mecánicas de los materiales terrenos que rodean al elemento y determinar la capacidad de carga reducida de acuerdo con el inciso de A (métodos analíticos) o en caso de que la prueba lo permita, como es el caso de los ensayos presiométricos por ejemplo, obtener directamente los componentes de R , es decir, la resistencia por fuste y por punta, que serán afectados por el factor de resistencia correspondiente y finalmente restar el peso del elemento.

Es importante verificar que las pruebas de campo deben ajustarse a las normas mexicana correspondiente, o en caso de no existir, se utilizarán las normas europeas o las ASTM.

C. Métodos de análisis límite

En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general implícito en las ecuaciones del apartado A), se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales; es

decir, aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos.

En el caso de cimentaciones sobre taludes, o cerca de su hombro, se verificará asimismo la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y la geometría del sitio y, en su caso, con el agrietamiento existente.

En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente será afectado por el factor de resistencia indicada previamente. Las fuerzas motrices asociadas a peso propio del suelo serán afectadas por un factor de carga unitario. Las fuerzas sísmicas serán por su parte afectadas por el factor de carga indicado

D. Métodos de modelación numérica

Convendrá recurrir a modelaciones numéricas (Método de los Elementos Finitos, Diferencias Finitas, de Frontera, de Elementos Distintos, entre otros) para revisar la seguridad de las cimentaciones con base en pilotes o pilas cuando las condiciones geométricas y estratigráficas del problema sean complejas. Las acciones asociadas a peso propio del suelo se considerarán con factor de carga unitario. Las demás acciones serán afectadas por el factor de carga indicado. La resistencia límite se determinará aumentando las acciones por ensaye y error para definir la carga que provoca un mecanismo de falla. Asimismo, deberá considerarse en el análisis el proceso constructivo de los pilotes y pilas, así como la alteración que se induce en el contacto pila o pilote con el suelo o macizo rocoso durante dicho procedimiento. La carga alcanzada será afectada por el factor de reducción F_R de acuerdo con lo indicado previamente para obtener el valor de R .

El modelo y las relaciones constitutivas que se empleen deben ser representativos del comportamiento de los suelos o macizos rocosos involucrados en el análisis. Asimismo, todas las propiedades que se utilicen deben estar respaldadas experimentalmente mediante pruebas de laboratorio, de campo y/o de carga, particularmente las propiedades de la interfaz pilote (pila)-suelo (macizo rocoso).

Cuando se utilicen elementos tipo pila o pilote en los análisis numéricos, es necesario calibrar dichos elementos con las curvas carga-desplazamiento obtenidas de pruebas de carga, o determinados con métodos analíticos y numéricos, considerando el proceso constructivo.

Finalmente, todo el modelo numérico y la estrategia de análisis que se siga deberá validarse, ya sea mediante modelos analíticos, pruebas de carga o a partir de la experiencia obtenida en proyectos similares tanto en condiciones geométricas pero principalmente estratigráficas.

E. Métodos basados en pruebas de carga en campo

Las estimaciones de la resistencia reducida de pilotes o pilas basadas en pruebas de campo o en cálculos analíticos y numéricos se verificarán mediante pruebas de carga (ASTM D 1143). No obstante, este procedimiento es válido por sí mismo, como un medio de diseño y de verificación del mismo. Los pilotes o pilas ensayados se llevarán a la falla o hasta dos veces la capacidad de carga calculada. Para realizar la prueba de carga deberá transcurrir tiempo suficiente después de la construcción del elemento a probar, a fin de permitir la disipación del exceso de presión de poro que se induce al instalar los pilotes o pilas y la recuperación de la resistencia del suelo en su estado natural por efectos tixotrópicos. En pruebas de pilotes o pilas que recargan su punta en un estrato friccionante, deberá aislarse la punta del fuste para medir en forma separada la fricción o adherencia lateral, o bien instrumentarse la punta para medir la carga en la misma.

Las pruebas de carga deberán simular las condiciones geométricas, estratigráficas y procesos constructivos que se emplearán para los elementos de producción en el proyecto y asegurar la limpieza del fondo de la perforación, en caso de las pilas, principalmente cuando el trabajo por punta sea el aporte principal del elemento. Respecto al tiempo de exposición en que se tenga abierta la perforación, antes de hacer el colado de una pila, sea el mínimo y congruente con el de las pilas de producción; ese tiempo debe buscarse que no exceda de horas. Lapsos de días entre la conclusión de la perforación y el colado, han mostrado reducciones significativas de la resistencia friccionante en el fuste.

Otro de los aspectos a cuidar es la interpretación de la prueba, que deberá llevarse a cabo con los procedimientos convencionales, atendiendo a los esfuerzos residuales impuestos a la pila o pilote por su instalación y los que impone un medio con asentamiento regional; esto es, al iniciar una prueba de carga, los esfuerzos sobre el elemento estructural no parten de cero o sólo los debidos a su peso propio, sino que el medio que lo rodea le impone esfuerzos no despreciables, que deben tomarse en cuenta en la interpretación de las mediciones.

Si la prueba de carga tiene posibilidad de distinguir por separado el aporte del fuste y de la punta, la carga última media por fricción en el fuste, se afectará por un factor de reducción igual a 0.75 para obtener el valor de R . La carga última de la punta, cuantificada con el valor medio de tres métodos reconocidos para ello, se multiplicará por un factor de reducción de 0.55 para calcular el valor de R . Si la prueba se ejecuta sin el conocimiento expreso del aporte de fuste y punta, habrá de emplearse un factor de reducción igual a 0.7, para pasar de la carga última a la reducida R .

F. Experiencia local

La revisión de la seguridad de cimentaciones sobre pilotes o pilas no podrá basarse solamente en la experiencia local. Sin embargo, los resultados obtenidos por los

métodos de los incisos anteriores deberán siempre compararse con la práctica local. Si los valores estimados de la capacidad de carga reducida R , del pilote o pila difieren significativamente de los valores generalmente aceptados, deberán presentarse en forma explícita los elementos que justifiquen los valores adoptados.

Consideraciones adicionales:

- a) **Largo plazo.** En suelos blandos en proceso de consolidación, si se quiere que la estructura siga, por lo menos parcialmente, el hundimiento regional; el espacio dejado entre la punta de los pilotes o pilas y toda capa dura subyacente deberá ser suficiente para que en ninguna condición dicha punta pueda llegar a apoyarse en esta capa a consecuencia de la consolidación regional. Asimismo, deberá de revisarse el comportamiento a largo plazo de este tipo de cimentaciones y llevar a cabo las correcciones respectivas de la resistencia por fuste y punta de las pilas o pilotes; por ejemplo, en el caso de existir suelos licuables, colapsables, expansibles, tubificables y fenómenos de socavación, fisuramiento y karsticidad.
- b) **Estrato blando.** Cuando exista un estrato blando debajo de la capa de apoyo de pilotes o pilas, deberá verificarse que el espesor H , de suelo resistente es suficiente en comparación con el ancho o diámetro B , del elemento de cimentación. Se seguirá el criterio siguiente:
- 1) Si $H \geq 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga;
 - 2) Si $3.5B \geq H \geq 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B+H$; y
 - 3) Si $H < 1.5B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:

$$B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \right] \quad (10)$$

El criterio anterior se aplicará también a grupos o subgrupos de pilotes o pilas. En donde:

B es el ancho del grupo de pilotes o pilas.

- c) **Fuerzas horizontales.** Además de la capacidad de carga vertical, es necesario revisar la capacidad del suelo para soportar los esfuerzos inducidos por los pilotes o pilas sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de estos elementos para transmitir dichas sollicitaciones horizontales. La distribución de esfuerzos sobre la masa de suelo y los elementos mecánicos que se producen en los pilotes pueden calcularse con los métodos analíticos descritos en Poulos (1980) o mediante modelos numéricos. Asimismo, se verificará que las pilas o pilotes, principalmente en las orillas y esquinas de la

cimentación, tengan la capacidad estructural suficiente en su conexión con la losa o las contratrabes, a fin de soportar la carga axial máxima y el cortante basal que ahí ocurre.

- d) **Macizos rocosos.** En el caso de los macizos rocosos, las propiedades mecánicas del medio se podrán determinar con base en cualquiera de los criterios para evaluar la calidad de los macizos rocosos (GSI , RMR y Q), en caso que el mecanismo de falla se desarrolle como un continuo o deberán evaluarse las propiedades mecánicas de las discontinuidades si el mecanismo de falla se desarrolla mediante prismas.

3.7.1.1 Estados límite de servicio

Los asentamientos, desplazamientos laterales o emersiones de pilotes o pilas bajo cargas estáticas y dinámicas se deben de estimar considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo o macizo rocoso que los soporta, así como los fenómenos que dependan exclusivamente del comportamiento de la masa de suelo o del macizo rocoso, tales como el hundimiento regional, suelos o rocas expansivas, suelos colapsables, karsticidad, tubificación, socavación, fisuramiento, etc. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán en cuenta las excentricidades de carga y la presencia de anomalías en el subsuelo.

Para el caso en que la punta de la cimentación profunda esté en contacto con un estrato de rigidez sensiblemente mayor a la de los estratos superiores, los asentamientos se deben calcular tomando en cuenta la deformación propia de la cimentación bajo las diferentes acciones a las que se encuentra sometidos.

Asimismo, las deformaciones obtenidas deben de considerar la presencia del total de pilas o pilotes y de la losa o cajón de cimentación, de acuerdo con la solución de cimentación propuesta, considerando que cada sistema se desarrolla a diferentes niveles de deformación.

En el caso que se requiera que las cimentaciones resueltas con pilotes que no estén apoyados en estratos duros descendan con una velocidad semejante al del hundimiento regional del depósito de suelo que las rodea, es necesario evaluar el efecto que produzca la fricción negativa en el comportamiento de dicha cimentación. La magnitud de la fricción negativa deberá considerarse nula cuando la combinación de las acciones permanentes más las acciones variables (con su intensidad media) sea igual o mayor a la capacidad de carga de la pila o pilote considerando un factor de resistencia F_R unitario.

En pilas o pilotes apoyados sobre un estrato duro, con separación S (de centro a centro) y ancho o diámetro B , deberá considerarse que la magnitud de la fricción negativa será igual a la capacidad de carga por adherencia lateral (Ecuación (7)) con factor de

resistencia F_R unitario, considerando los coeficientes de reducción (C_R) que se indican en la Tabla 7.

Tabla 7 - Coeficientes de reducción para el cálculo de la fricción negativa sobre pilas o pilotes apoyados en un estrato duro

Tipo de pila o pilote	S/B	C_R
Individual	-	1.0
De esquina	2.5	0.5
	5.0	0.9
De borde	2.5	0.4
	5.0	0.8
Interior	2.5	0.15
	5.0	0.5

Existen numerosos métodos basados en la teoría de la elasticidad para poder determinar los asentamientos de las cimentaciones profundas.

Nota: Mayor información de estas metodologías puede consultarse en Poulos (1980), Das (1997) y Budhu (2011).

También se podrán determinar los asentamientos de este tipo de cimentaciones mediante el uso de modelos numéricos empleando las ecuaciones constitutivas, condiciones de frontera y los algoritmos numéricos adecuados a los tipos de terreno donde se apoyará la cimentación y al análisis empleado (Potts, 2012; Potts D. M. y L. Zdravkovic,1999).

Entre las acciones a considerar de deben incluir aquellas que se produzcan por el comportamiento exclusivo del medio, tales como la fricción negativa, materiales expansivos, fisuramiento, etc. Además se deben considerar las deformaciones producidas en los estratos localizados bajo el nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional es necesaria en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

Debe revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos no resulten excesivos. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se puede estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones

dinámicas o bien con modelado numérico. En estas determinaciones, se tomará en cuenta el efecto restrictivo de los pilotes.

Cuando los pilotes o pilas se desplanten en un estrato duro, los asentamientos se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes o pilas bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidas, incluyendo, en su caso, la fricción negativa, y la deformación de los estratos localizados bajo el nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

3.7.1.2 Pruebas de carga en pilotes

La estimación de la capacidad de carga de pilotes o pilas basadas en pruebas de campo (ASTM D 1143; Budhu, 2011) o en cálculos analíticos se verificará mediante pruebas de carga cuando:

1. Exista incertidumbre excesiva sobre las propiedades de los suelos involucrados.
2. Si los resultados del control de calidad ya realizado en los elementos precolados o durante el proceso constructivo de los elementos colados en el lugar, o mediante pruebas de integridad llevadas a cabo ya construido el elemento, indiquen que la calidad de los elementos es mala o con posibles problemas.

Los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada. En zonas donde existan suelos blandos la prueba se realizará al menos dos meses después de la hinca, con el objeto de permitir la disipación del exceso de presión de poro que se induce al instalar los pilotes y la recuperación de la resistencia del suelo en su estado natural por efectos tixotrópicos. En pruebas de pilotes de punta y pilas, deberá aislarse la punta del fuste para medir en forma separada la fricción o adherencia lateral, o bien instrumentarse la punta para medir la carga en la punta. Podrán hacerse pruebas de campo en pilotes o pilas de sección menor que la del prototipo y extrapolar el resultado a las condiciones de trabajo de los elementos de la cimentación mediante modelos numéricos calibrados con la prueba ejecutada y considerando el proceso constructivo.

3.7.1.3 Cimentaciones especiales

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, inclusiones o pilotes de control, por ejemplo, deberá solicitarse la aprobación expresa del perito en geotecnia responsable o al Director Responsable de Obra. Para ello se presentarán los resultados de los estudios y ensayos a que se hubieran sometido dichos dispositivos. Los sistemas propuestos deberán proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con el presente Volumen, en particular ante sollicitaciones sísmicas.

3.8 Diseño estructural de la cimentación

Las disposiciones contenidas en otras partes de este documento que no contradigan a los requisitos de este Capítulo serán aplicables al diseño estructural de las cimentaciones.

Los elementos mecánicos desarrollados en los componentes estructurales de la cimentación se producen primordialmente por dos tipos de solicitaciones:

- a) Las presiones de contacto entre el suelo o macizo rocoso y el elemento de cimentación
- b) Las deformaciones impuestas por el terreno sobre el elemento de cimentación.

Los elementos mecánicos requeridos para el diseño estructural de la cimentación deben determinarse para cada combinación de acciones definida en la Sección 3.3, considerando que para las acciones sísmicas se considere un factor de ductilidad de $Q = 1$. Alternativamente es posible llevar a cabo un análisis por capacidad que garantice que el comportamiento del sistema sea de estructura débil, sistema estructural de la cimentación fuerte y mecanismos de falla del terreno más resistentes, es decir, se busca que la falla geotécnica de la cimentación sea la última que se presente.

Los esfuerzos y deformaciones en las fronteras medio-estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, etc., deben evaluarse tomando en cuenta la rigidez y la resistencia de la estructura y de los suelos o macizos rocosos de apoyo (NTC- Cimentaciones).

Para el diseño estructural de las cimentaciones superficiales debe determinarse si el contraste de rigideces entre el terreno de apoyo y la cimentación es suficiente para que ésta se comporte como rígida, semi-rígida (elástica) o flexible. Existen diferentes métodos para realizar dicha evaluación (Bowles, 1996; Milovic, 1992), por ejemplo, el factor de rigidez, K_{st} propuesto por Grabhoff (1987):

$$K_{st} = \frac{E_c}{E_s} \left(\frac{d}{l} \right)^3, \quad \begin{cases} = 1 & \text{Cimentación rígida} \\ = 0,1 & \text{Cimentación elástica} \\ = 0,001 & \text{Cimentación flexible} \end{cases} \quad (11)$$

Independientemente del método que se utilice para determinar las presiones de contacto (soluciones cerradas o numéricas), éstas deben ser tales que las deformaciones diferenciales calculadas en el suelo o macizo rocoso coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura-superestructura. Se deben revisar que las distribuciones calculadas satisfagan las condiciones siguientes (NTC- Cimentaciones):

- a) Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y los elementos mecánicos en la subestructura y entre las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura;
- b) Que los hundimientos diferenciales inmediatos más los diferidos obtenidos de los análisis con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de la Tabla 6;
- c) Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura–superestructura sean aceptables en términos este Volumen.

La distribución de esfuerzos de contacto podrá determinarse para las diferentes combinaciones de solicitaciones a corto y largo plazos, con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras o mediante estudios explícitos de interacción suelo–estructura.

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder soportar los esfuerzos resultantes de las acciones verticales y horizontales consideradas en el diseño de la cimentación y los que se presenten durante el proceso de transporte, izaje e hinca. Los pilotes deberán poder soportar estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad última con factor de resistencia unitario. Asimismo, deberán ser capaces de resistir los elementos mecánicos producidos por los campos de desplazamiento impuestos por el suelo colindante, condiciones estáticas y dinámicas. Este tipo de análisis es importante en el caso donde el elemento de cimentación tenga una rigidez lateral mucho mayor que el suelo.

Estos análisis se pueden realizar con técnicas numéricas. En el caso se consideren movimientos sísmicos, éstos deben ser representativos del peligro sísmico de la zona. Dichos movimientos pueden determinarse siguiendo los procedimientos descritos en el CDS-MDOC vigente. También se puede recurrir a métodos simplificados para estructuras enterradas, tales como los descritos en Hashash (2001).

Para el análisis y diseño de las pilas o pilotes deberán considerarse las condiciones de frontera para su cabeza (libre, empotrada, o en un nivel de restricción al giro intermedio; Fernández-Sola y Martínez 2012).

Para estimar el perfil de desplazamiento estático del suelo en campo libre se pueden realizar análisis de respuesta dinámica en campo libre, mediante modelos lineales equivalentes (Fernández-Sola et al. 2012^a). Detalles acerca de la distribución de los elementos mecánicos producidos por el paso de ondas sísmicas puede ser consultado en (Nikolau et al. 2001, Dezi et al. 2010, Fernández-Sola et al. 2012 a).

Una vez determinados los elementos mecánicos a los que estarán sometidos las pilas y pilotes, deberán ser diseñados conforme a las hipótesis y teorías del material del que estén constituidos. Los pilotes de acero deberán protegerse contra corrosión al menos

en el tramo comprendido entre la cabeza y la máxima profundidad estimada a la que pueda descender el nivel freático (NTC- Cimentaciones, 2017). La protección de pilotes y pilas ante la agresividad del medio ambiente deberá cumplir con lo señalado en la Tabla 8.

En el caso de cimentaciones resueltas con pilotes o pilas cuya punta esté desplantada en un estrato firme y el resto del elemento se ubique en suelos donde se presenten los fenómenos de hundimiento regional, se tomará en cuenta que los pilotes pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional entre la punta del pilote y su parte superior. Lo anterior también es aplicable en terrenos donde se presente el fenómeno de licuación, tubificación, suelos colapsables y rocas cársticas. Asimismo, la subestructura debe diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte del suelo como sin él; es decir, en este último caso, apoyada solamente en los pilotes o pilas.

Tabla 8 - Protección de pilotes y pilas

a) Concreto					
Relación agua/cemento del concreto, en peso					
Tipo	pH				
	> 5.9	5.9 a 5.0	5.0 a 4.5	< 4.5	
Concreto reforzado	≤ 0.65	≤ 0.60	≤ 0.55	≤ 0.45	
Concreto presforzado	≤ 0.60	≤ 0.55	≤ 0.50	≤ 0.45	
b) Acero					
Pérdida de espesor, debido a la corrosión (mm)					
Tipo de material	Vida útil requerida en el proyecto (años)				
	5	25	50	75	100
Suelos naturales	0.00	0.30	0.60	0.90	1.20
Suelos naturales contaminados y terraplenes industriales	0.15	0.75	1.50	2.25	3.00
Terraplenes no compactados y no agresivos	0.18	0.7.0	1.20	1.70	2.20
Terraplenes no compactados agresivos	0.50	2.00	3.25	4.50	5.75

3.9 Análisis y diseño de excavaciones

En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

- a) **De falla:** colapso parcial o total de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de ademado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes, falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes, falla general y colapso del techo de cavernas o galerías.
- b) **De servicio:** movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplanten en el sitio.

Para realizar la excavación, se podrán usar pozos de bombeo y/o mejoramiento del suelo o macizo rocoso con objeto de reducir las filtraciones y mejorar la estabilidad. Sin embargo, la duración del bombeo deberá ser tan corta como sea posible y se tomarán las precauciones necesarias para que sus efectos queden prácticamente circunscritos al área de trabajo. En este caso, para la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación, se tomarán en cuenta los movimientos del terreno debidos al bombeo.

Los análisis de estabilidad se realizarán con base en las acciones aplicables señaladas en las Normas correspondientes, más las sobrecargas permanentes y accidentales que puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación.

3.10 Estados límite de falla

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad parcial o total de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. El factor de resistencia será de $F_R = 0,6$; sin embargo, si la falla de los taludes, paredes, fondo y/o ademes de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de $F_R = 0,7$. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a excavaciones temporales será de 15 kPa (1.5 t/m²) con factor de carga unitario y se deberá considerar el efecto del sismo en su caso.

3.10.1 Taludes

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de la presión y el flujo del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona, la presencia de grietas u otras discontinuidades y de sobrecargas en la corona del talud. Se tomará en cuenta que la cohesión de los materiales arcillosos tiende a disminuir con el tiempo, en una proporción que puede alcanzar 30 % en un plazo de pocas semanas. En el caso de excavaciones en macizos rocoso, deberá revisarse la

posibilidad de inestabilidad general y/o local por bloques dependiendo las características de los sistemas de discontinuidades existentes.

Para el análisis de estabilidad de taludes se podrán emplear métodos de equilibrio límite (dovelas, cuña, bloque clave, etc.) o numéricos (elementos finitos, diferencias finitas, elemento distinto, etc.) considerando superficies de falla cinemáticamente posibles que representen los modos de falla probables del terreno, y que tomen en cuenta en su caso las discontinuidades del suelo o del macizo rocoso. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación, los efectos del sismo, flujo de agua existente o probable y erosión del pie del talud. También se considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes. Al evaluar estos últimos mecanismos se tomará en cuenta que la resistencia de la arcilla puede alcanzar su valor residual correspondiente a grandes deformaciones.

Se prestará especial atención a la estabilidad a largo plazo de excavaciones o cortes permanentes que se realicen en el predio de interés. Se tomarán las precauciones necesarias para que estos cortes no limiten las posibilidades de construcción en los predios vecinos o el uso de los espacios públicos, ni presenten peligro de falla local o general ni puedan sufrir alteraciones en su geometría por intemperización y erosión. Además del análisis de estabilidad, el estudio geotécnico deberá incluir en su caso una justificación detallada de los medios de estabilización y protección de los cortes propuestos y del procedimiento constructivo especificado (Sección 5).

Falla por subpresión en estratos permeables. En el caso de excavaciones en materiales sin cohesión, se analizará en su caso la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, deberá controlarse y extraerse de la excavación el agua freática por bombeo empleando cárcamos, pozos punta o de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación corte una capa impermeable, que a su vez descansa sobre un estrato permeable saturado, deberá considerarse que la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo necesario h_i del estrato impermeable para evitar inestabilidad de fondo se considerará:

$$h_i > \frac{\gamma_w}{\gamma_m} h_w \quad (12)$$

En donde:

h_w es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable;

γ_w es el peso volumétrico del agua;

γ_m es el peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor h_i resulte insuficiente para asegurar la estabilidad con un amplio margen de seguridad, será necesario reducir la carga hidráulica en el estrato permeable por medio de bombeo.

3.10.1.1 Estabilidad de excavaciones ademadas

En caso de usar elementos estructurales como tablestacas, anclajes, muros colados en el lugar, etc., para soportar las paredes de la excavación, se revertirá la estabilidad general y local de una masa de suelo o del macizo rocoso que incluirá el propio elemento y la del sistema de soporte. El diseño de la estructura de retención incluye: la selección del tipo del muro, la profundidad de penetración o desplante, la determinación de su geometría, la evaluación de la capacidad estructural de la estructura de soporte incluyendo los troqueles y/o anclajes, la predicción de la deformación o deflexión del muro y del terreno alrededor durante el proceso constructivo y a lo largo de su vida útil, y verificar la estabilidad de la excavación de acuerdo con los siguientes mecanismos probables de falla a corto y largo plazo según aplique (Figura 1):

- 1) Rotación y deslizamiento del muro de gravedad
- 2) Capacidad de carga del apoyo del muro o soporte perimetral
- 3) Falla estructural del muro (se evaluará el empotramiento y el momento resistente mínimo del elemento estructural, requeridos para garantizar la estabilidad)
- 4) Falla estructural de los troqueles o anclajes.
- 5) Inestabilidad de las paredes:
 - a. falla rotacional general o local (talud-berma o talud simple),
 - b. falla mediante bloques,
 - c. falla de las paredes de la trinchera para muros colados en el lugar, y
 - d. falla por extrusión de material
- 6) Inestabilidad del fondo (Tamez et al. 2007):
 - a. falla por cortante general o local,
 - b. falla por su supresión,
 - c. falla por pateo del muro perimetral
- 7) Falla del núcleo central de la excavación
- 8) Fracturamiento del suelo inducido o preexistente
- 9) Flotación

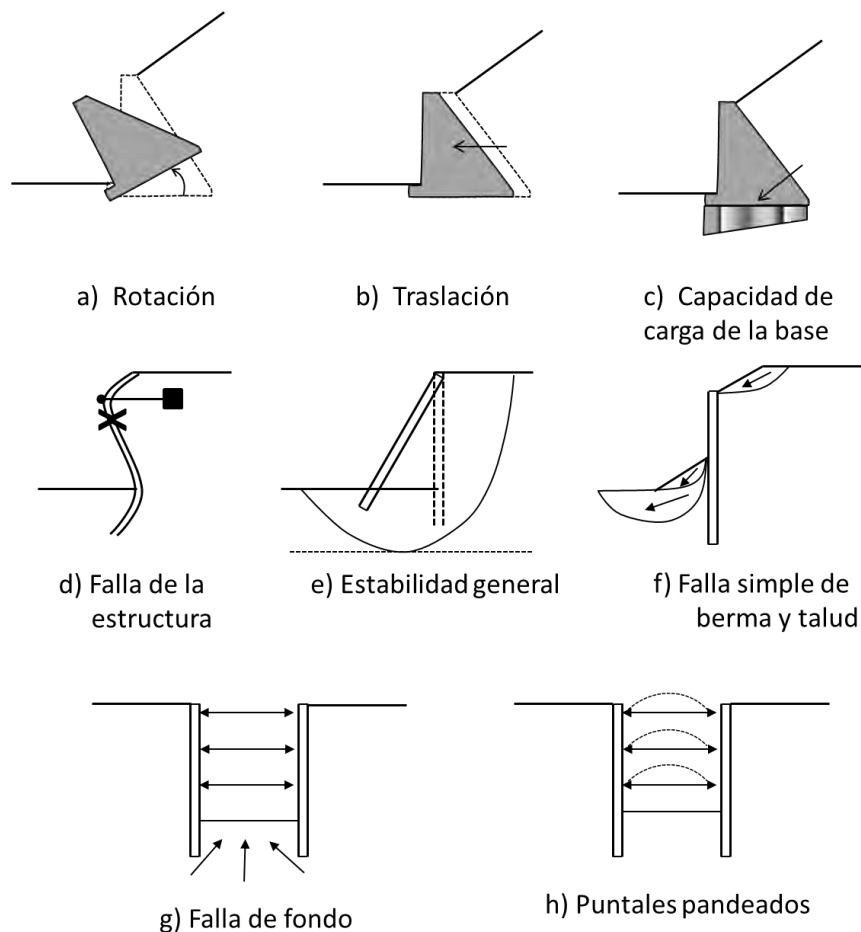


Figura 1 - Mecanismos probables de falla en excavaciones ademadas

Para el caso de los suelos finos el análisis de largo plazo debe realizarse en términos de los parámetros de esfuerzos y resistencias efectivos.

Los análisis y el diseño de las excavaciones ademadas pueden realizarse mediante: soluciones cerradas, métodos de equilibrio límite y/o modelado numérico (elementos finitos, diferencias finitas, elemento distinto, etc.).

Es importante considerar en la selección del tipo de análisis a emplear, para cada caso particular de excavación, depende de los factores siguientes: del tipo de terreno (las clases de suelos o macizos rocosos presentes), condición inicial de esfuerzos en el subsuelo, las condiciones de drenaje, la trayectoria de esfuerzos que seguirá el terreno durante su construcción y vida útil, la presencia de discontinuidades o heterogeneidades (fracturamiento o agrietamiento, geometría y condición de la discontinuidad, etc.) y el tiempo de construcción.

Asimismo, se deben realizar las pruebas de laboratorio o de campo suficientes para determinar las constantes de los modelos constitutivos que se utilizarán en el análisis.

Durante los análisis y el diseño de la excavación soportada deberán considerarse los aspectos siguientes:

- Presión del terreno, carga en anclas y troqueles y el momento de volteo del muro.
- Los movimientos del terreno, dentro y alrededor de la excavación.
- La estabilidad de la estructura de retención, en particular la estabilidad basal.
- El factor de seguridad requerido en la estructura de retención.

Falla de fondo, la posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$p_v + \sum qF_c < s_u N_c F_R \quad (13)$$

En donde:

s_u es la resistencia no drenada del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no-consolidadas y no-drenadas (UU);

N_c es el coeficiente de capacidad de carga definido en la Sección 3.5 y que depende de la geometría de la excavación; es decir, de B , ancho de la excavación, L su longitud y D su profundidad. Se tomará en cuenta además que este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo;

p_v es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación;

F_R se tomará igual a lo indicado la Sección 3.1; y

$\sum qF_c$ son las sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga.

Presión lateral, la presión lateral sobre las estructuras de retención depende de:

- a) Propiedades físicas y mecánicas de los suelos o macizos rocosos
- b) Las cargas impuestas
- c) La interacción entre el terreno y la estructura de retención en la interfaz
- d) Las características generales de la deformación del sistema terreno- soporte

Para el caso de suelos cohesivos normalmente consolidados los esfuerzos laterales pueden determinarse mediante lo expresado en la Tabla 9.

Tabla 9 - Presión lateral en suelos cohesivos normalmente consolidados

Tipo de análisis	Estado	Ecuación
Efectivo	Reposo	$e_{oh} = k_0 \gamma' z_0$
Efectivo	Activo	$e_{ah} = k_a \gamma' (z_a - z_c)$
Efectivo	Pasivo	$e_{ph} = k_p \gamma' z_p (z_a - z_c)$
Total	Activo/Pasivo	$e_h = \sigma'_z(z) \pm 2c_u, (+) \text{ pasivo y } (-) \text{ activo}$
Total	Activo/Pasivo	$e_h = \sigma'_z(z) \pm 2\lambda_{cu} \sigma'_{vc}, (+) \text{ pasivo y } (-) \text{ activo}$

Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones determinada a partir de modelos analíticos o numéricos y en la experiencia local.

En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, su grado de fisuramiento y su reducción de resistencia con el tiempo. Con el nivel freático a poca profundidad, los empujes sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los troqueles también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el período de construcción, afectadas de un factor de carga de $F_c = 1.1$. En el caso de troqueles precargados, se tomará en cuenta que la precarga aplicada inicialmente puede variar con el tiempo por relajación y por efecto de variaciones de temperatura.

Los elementos de soporte deberán diseñarse estructuralmente para resistir los empujes y las reacciones de los troqueles y de su apoyo.

3.10.2 Estabilidad de estructuras vecinas

De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo o macizo rocoso y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación y el tipo de falla a presentarse.

En caso de usar anclas temporales para el soporte de ademes deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas y/o servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse para asegurar su debido funcionamiento como elemento de anclaje a corto y largo plazo, en especial por efectos de corrosión, y deberá verificarse la tensión de las anclas durante su vida útil. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de

falla del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor–lechada, de la adherencia lechada–terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla.

La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de las mismas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Los anclajes temporales instalados en terrenos agresivos podrán requerir una protección especial contra corrosión.

La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de las mismas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Los anclajes temporales instalados en terrenos agresivos podrán requerir una protección especial contra corrosión.

3.10.3 Fricción negativa

En las paredes de cajones de cimentación, estructuras permanentes de sistemas de retención para las excavaciones y cimentaciones profundas construidas en suelos donde exista hundimiento regional o rellenos compresibles, deberá considerarse en el diseño estructural, la fricción negativa que pueda generarse, o la fricción positiva en caso de materiales expansivos.

3.11 Estados límite de servicio

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos (Tabla 10). Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construye.

Tabla 10 - Desplazamientos normalizados tolerables en excavaciones

Horizontal	$\frac{\delta_h}{H} < 0.2 \%$
Vertical	$\frac{\delta_v}{H} < 0.15 \%$

Podrán aceptarse desplazamientos mayores a los indicados en la Tabla 62, si se asegura la integridad de las estructuras del proyecto y colindantes.

3.11.1 Expansiones instantáneas y diferidas por descarga

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad, mientras que los movimientos diferidos se estimarán partiendo del estado de esfuerzos antes de realizar la excavación y siguiendo el tramo de descarga de la curva de compresibilidad, considerando cada una de las etapas de excavación, en caso dado.

Para reducir los movimientos inmediatos, la excavación y la construcción de la cimentación se podrán realizar por partes, sustituyendo en plazos cortos el peso del material excavado por el de la subestructura o considerar el mejoramiento del subsuelo.

En el caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles.

3.11.2 Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de cortes ademados en suelos blandos o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Para la estimación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones ademadas en las áreas vecinas, deberá recurrirse a una modelación analítica o numérica que tome en cuenta explícitamente el procedimiento constructivo. Estos movimientos deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales en caso necesario.

3.12 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y del suelo o macizo rocoso en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 50 % de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo para rellenos compactados contra muros, caso en el que se considerará por lo menos 70 % de la presión vertical. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y el medio, la resistencia del medio considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

4 MUROS DE CONTENCIÓN

El presente documento se aplicarán a los muros de gravedad (de mampostería, de piezas naturales o artificiales, o de concreto simple), cuya estabilidad se debe a su peso

propio, así como a los muros de concreto reforzado y tablestacas metálicas, ambos empotrados en su base, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo.

Los muros de contención exteriores construidos para dar estabilidad al terreno en desniveles, deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite de falla: volteo, desplazamiento del muro, falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta, o bien rotura estructural. Además, se revisarán los estados límite de servicio, como asentamiento, giro o deformación excesiva del muro. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de relleno y el método de colocación del mismo.

Los muros incluirán un sistema de drenaje adecuado que impida el desarrollo de empujes de agua superiores. Para ello, los muros de contención deberán siempre dotarse de un filtro colocado atrás del muro con lloraderos y/o tubos de desagüe perforados. El filtro deberá diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes del relleno y para garantizar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas. Se tomará en cuenta que, aún con un sistema de drenaje, el efecto de las fuerzas de filtración sobre el empuje recibido por el muro puede ser significativo.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático y/o las fuerzas de filtración en su caso, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas.

Los empujes desarrollados en condiciones sísmicas se evaluarán con base en el método Mononobe-Okabe, considerando que el relleno es granular y está completamente drenado (deberá verificarse que no es susceptible a licuarse). Cuando el método de Mononobe-Okabe no pueda aplicarse a las condiciones del proyecto, como alternativa podrá emplearse un método de equilibrio límite de análisis de estabilidad de taludes pseudo-símico, usando el coeficiente de aceleración k_h (Chugh, 1995) o modelos numéricos.

4.1 Estados límite de falla

Los estados límite de falla a considerar para un muro serán la rotura estructural, el volteo, la falla por capacidad de carga, deslizamiento horizontal de la base del muro por el empuje del suelo y, en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro.

Para combinaciones de carga clasificadas en el inciso 2.3.a de las NTC-Criterios y Acciones, en la revisión del muro al volteo los momentos motores serán afectados de un

factor de carga de $F_C = 1.4$ y los momentos resistentes de un factor de resistencia de $F_R = 0.7$; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento y de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motrices se afectarán de un factor de $F_C = 1.4$ y las resistentes de un factor de resistencia de $F_R = 0.9$.

Para combinaciones de carga clasificadas en el inciso 2.3.b de las NTC-Criterios y Acciones, en la revisión del muro al volteo, los momentos motrices serán afectados de un factor de carga de $F_C = 1.1$ y los momentos resistentes de un factor de resistencia de $F_R = 0.7$; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento y de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motrices se afectarán de un factor de $F_C = 1.1$ y las resistentes de un factor de resistencia de $F_R = 0.9$.

Para muros de menos de 6 m de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada con base en el método semi-empírico de Terzaghi, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de existir una sobrecarga uniformemente repartida sobre el relleno, esta carga adicional se podrá incluir como peso equivalente de material de relleno.

En el caso de muros que excedan la altura especificada en el párrafo anterior, se realizará un estudio de estabilidad detallado, tomando en cuenta los aspectos que se indican a continuación.

4.1.1 Restricciones del movimiento del muro

Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base. En caso contrario y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos los del suelo en estado de reposo más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos.

4.1.2 Tipo de relleno

Los rellenos no incluirán materiales degradables ni compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones estructurales alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

4.1.3 Compactación del relleno

Para especificar y controlar en el campo la compactación por capas de los materiales empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor Estándar, debiéndose vigilar el

espesor y contenido de agua de las capas colocadas (el espesor de cada capa no podrá ser mayor de 30 cm). En el caso de materiales friccionantes, el control se basará en el concepto de compacidad relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.

4.1.4 Base del muro

La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1.0 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y abajo de la zona de cambios volumétricos estacionales y de rellenos. La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que puede movilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro o profundizar o ampliar la base del mismo.

La capacidad de carga en la base del muro se podrá revisar por los métodos indicados en el presente para cimentaciones superficiales o mediante modelado numérico.

4.2 Estados límite de servicio

Deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo o macizo rocoso. Se recurrirá a los métodos aplicables a cimentaciones superficiales o al modelado numérico.

5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Como parte del estudio geotécnico, deberá definirse un procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la integridad de los elementos de cimentación y la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas y a los servicios públicos por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del medio.

Cualquier cambio significativo que se pretenda introducir en el procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico deberá analizarse con base en la información contenida en dicho estudio o en un estudio complementario si éste resulta necesario.

5.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones

5.1.1 Cimentaciones someras

El desplante de la cimentación se hará a la profundidad y tipo de material señalados en el estudio de geotecnia. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo o macizo rocoso encontradas a esta profundidad y las

consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del medio durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio medio o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, durante el colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o macizo rocoso o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad. Se prestará especial atención a la protección de los pilotes en zonas donde el subsuelo presenta una alta salinidad u otro tipo de agente agresivo.

5.1.2 Plataformas de trabajo

Las plataformas de trabajo en el sitio, deberán diseñarse para soportar la carga de los equipos de construcción que realizarán los trabajos. Deberá revisarse el espesor de la plataforma, así como su grado de compactación, para las diferentes operaciones, en todas las operaciones orientaciones posibles: izaje, tránsito, maniobras, penetración y extracción.

Los factores que se deben considerar deben incluir, al menos: peso y dimensiones del equipo y sus componentes; brazo de palanca al centro de gravedad; fuerzas de tirón y fuerzas descendentes.

5.1.3 Cimentaciones con pilotes o pilas

La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el tipo de terreno de apoyo, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar la integridad de estos elementos y que no se ocasione daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

Pilotes. Cada pilote, sus tramos y las juntas entre estos, en su caso, deberán diseñarse y realizarse de modo que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

Los pilotes de diámetro menor de 40 cm deberán revisarse por pandeo verificando que la fuerza axial a la que se encontrarán sometidos, con su respectivo factor de carga, no rebase la fuerza crítica P_c definida por:

$$P_c = F_R \left[\frac{N^2 \pi^2 E I}{4L^2} + \frac{4 K D L^2}{N^2 \pi^2} \right] \quad (14)$$

En donde:

K es el coeficiente de reacción horizontal del suelo;

D y L es el diámetro del pilote y longitud del pilote, respectivamente;

E es el módulo de elasticidad del pilote;

I es el momento de inercia del pilote;

N es el número entero, determinado por tanteo, que genere el menor valor de P_c ; y

F_R se tomará igual a 0.35.

No deberán construirse pilotes de menos de 60 cm de diámetro hasta 20 m de profundidad.

Pilas. Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio geotécnico deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla ya sea con lodo común, bentonítico, con productos químicos como polímeros, inclusive espumas, o con ademe. Antes del colado, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo, las fechas de perforación y de colado, las características de la perforación previa llevada a cabo, el tipo y características del soporte de las paredes de la perforación utilizado, el volumen de concreto empleado y cualquier aspecto o cambio del procedimiento constructivo indicado en el proyecto.

Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico o algún producto químico como polímeros, el constructor no podrá verterlo en el drenaje urbano a menos que se asegure técnicamente que es biodegradable, por lo que deberá destinar un área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún tiradero ex profeso.

El uso de pilas con ampliación de base (campana) deberá de evitarse, particularmente cuando deben construirse campanas bajo agua o lodos, ya que los sistemas empleados para esta operación no garantizan la colocación de concreto sano en esta zona que es donde se desarrollará la capacidad de carga.

Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, así como el recubrimiento y la separación mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado.

Para desplantar la cimentación sobre el concreto sano de la pila, se deberá dejar en la parte superior una longitud extra de concreto, equivalente al 90 % del diámetro de la misma; este concreto, que acarrea las impurezas durante el proceso de colado, podrá ser removido con equipo neumático hasta 20 cm arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos 20 cm se deberán quitar en forma manual procurando que la herramienta de ataque no produzca fisuras en el concreto que recibirá la cimentación.

En el caso de pilas coladas en seco, la longitud adicional podrá ser de 50 % del diámetro de las mismas, evitando remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el "sangrado" del concreto se efectúe en dicha zona. Esta parte se demolerá siguiendo los lineamientos indicados en el punto anterior.

En cualquier tipo de pila, será necesario construir un brocal antes de iniciar la perforación a fin de preservar la seguridad del personal y la calidad de la pila por construir.

No deberán construirse pilas de menos de 60 cm hasta 30 m de profundidad. Las pilas deberán ser construidas con ademe o estabilizadas con lodos o sustancias químicas a menos que el estudio del subsuelo muestre que la perforación es estable.

Respecto a la localización de las pilas se aceptará una tolerancia del 10 por ciento de su diámetro. La tolerancia en la verticalidad de una pila será de 2 % de su longitud hasta 25 m de profundidad y de 3 % para mayor profundidad.

El control de calidad de la pila se realizará en primera instancia mediante el registro de su construcción donde se incluyen las características geométricas de la pila, los materiales atravesados y de apoyo, la verificación de que todos los azolves han sido removidos y de la geometría de la pila, el tiempo que ha estado abierta la excavación, el tipo y características de soporte de la perforación empleado, el pH del agua y del lodo bentonítico o líquido con polímero empleado, el tipo de refuerzo colocado, y las características y volumen de concreto empleado (la gráfica volumen de concreto versus altura de concreto colocado).

Se deberán realizar pruebas para verificar la integridad de pilas al 75 % del total de pilas construidas, y con base en los resultados obtenidos se valorará la realización de pruebas de carga, ya sean estáticas o dinámicas.

Los ensayos de integridad deberán ser realizados por métodos reconocidos, cuya validez haya sido confirmada por la experiencia local. Se podrán emplear métodos geofísicos como pulso simple o combinado, pozo-abajo, pozos cruzados, gama-gama o térmicos.

Durante la construcción de pilas deberá colocarse alrededor de la excavación, excepto en la zona donde se encuentre la maquinaria, un piso temporal que asegure la seguridad del personal que participa en la construcción, así como todas las medidas convencionales de seguridad del personal.

Pilotes hincados a percusión. Se preferirá la manufactura en fábrica de tramos de pilotes a fin de controlar mejor sus características mecánicas y geométricas y su curado. En pilotes de concreto reforzado, se prestará especial atención a los traslapes en el acero de refuerzo longitudinal.

Cada pilote deberá tener marcas que indiquen los puntos de izaje, para poder levantarlos de las mesas de colado, transportarlos e izarlos.

El estudio de geotecnia deberá definir si se requiere perforación previa, con o sin extracción de suelo, para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común, bentonítico o con mezclas de polímeros. En pilotes de fricción el diámetro de la perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos no deberá ser mayor que el 75 % del diámetro o lado del pilote. Si con tal diámetro máximo de la perforación no se logra hacer pasar el pilote a través de capas duras intercaladas, exclusivamente estas deberán rimarse con herramientas especiales a un diámetro igual o ligeramente mayor que él del pilote. En caso de recurrir a perforación previa, el factor de reducción F_R de la Ecuación (7) se reducirá multiplicando el valor aplicable en ausencia de perforación por la relación $(1-0.4D_{perf} / D_{pil})$ donde D_{perf} y D_{pil} son, respectivamente, el diámetro de la perforación previa y el del pilote.

Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta ni de 6/100 en los otros casos.

El equipo de hincado se especificará en términos de su energía en relación con la masa del pilote y del peso de la masa del martillo golpeador en relación con el peso del pilote, tomando muy en cuenta la experiencia local. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 20 cm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye en ella.

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca. Además se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración a través de los estratos superiores al de apoyo y el número de golpes por cada 10 cm de penetración en el estrato de apoyo, así como el número de golpes y la penetración en la última fracción de decímetro penetrada.

En el caso de pilotes hincados a través de un manto compresible hasta un estrato resistente, se verificará para cada pilote mediante nivelaciones si se ha presentado emersión por la hinca de los pilotes adyacentes y, en caso afirmativo, los pilotes afectados se volverán a hincar hasta la elevación especificada.

Los métodos usados para hincar los pilotes deberán ser tales que no mermen la capacidad estructural de éstos. Si un pilote de punta se rompe o daña estructuralmente durante su hincado, o si por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada y en ella no se pueda garantizar la capacidad de carga requerida, se extraerá la parte superior del mismo, de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

Si es un pilote de fricción sufre daños estructurales durante su hincado, se deberá extraer totalmente y rellenar el hueco formado con otro pilote de mayor dimensión o bien con un material cuya resistencia y compresibilidad sean que las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación.

5.1.4 Pruebas de carga en pilotes o pilas

En caso de realizarse pruebas de carga, se llevará registro por lo menos de los datos siguientes:

- a) Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba;
- b) Descripción del pilote o pila y datos obtenidos durante la instalación;
- c) Descripción del sistema de carga y del método de prueba;
- d) Tabla y gráficas de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote o pila;
- e) Representación gráfica de la curva asentamientos–tiempo para cada incremento

- de carga;
- f) Representación gráfica de la curva asentamiento-carga;
 - g) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote o pila y la prueba.

5.2 Excavaciones

5.2.1 Consideraciones generales

Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones podrán delimitarse con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con la Sección 3.9.

Si por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte constituido por ademes, tablestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas instaladas en suelos firmes. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua en el subsuelo y seguirse una secuela de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas y servicios públicos.

Los análisis de las condiciones de flujo de agua en excavaciones se realizarán recurriendo a métodos analíticos o numéricos adaptados a la permeabilidad de los materiales del subsuelo, tomando en cuenta que, según el caso, pueden presentarse condiciones de flujo establecidas o transitorias y que la deformación del suelo por descarga puede dar lugar a la generación de presiones de poro significativas.

5.2.2 Control del flujo de agua

Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo o macizo rocoso. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante la teoría del flujo de agua transitorio en el suelo. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los ademes, y del espesor y composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación.

En el caso de materiales compresibles, se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá

considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación y de usar pantallas impermeables que la aíslen.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto por lo menos 1,8 veces superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento continuo de todo el sistema.

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo superficial que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos de agua. El agua bombeada arrojada al sistema de drenaje público deberá estar libre de sedimentos y contaminantes.

5.2.3 Tablestacas y muros colados en el lugar

Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados in situ o prefabricados. Las tablestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en la Sección 3.9. El sistema de apuntalamiento podrá también ser constituido por anclas horizontales instaladas en suelos firmes o muros perpendiculares colados en el lugar o prefabricados.

5.2.4 Secuencia de excavación

El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante). De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores tolerables por la propia estructura o edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en planta en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable llevar a cabo el bombeo previo sin generar movimientos que afecten estructuras vecinas y/o recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

5.2.5 Protección de taludes permanentes

En el diseño de los sistemas de protección de taludes naturales o cortes artificiales permanentes, se tomará en cuenta que las deformaciones del suelo protegido deben ser compatibles con las del sistema de protección empleado.

Se tomará asimismo en cuenta el efecto del peso del sistema de protección sobre la estabilidad general o local del talud durante y después de la construcción. Por otra parte, los sistemas de protección deberán incluir elementos que garanticen un drenaje adecuado y eviten el desarrollo de presiones hidrostáticas que puedan comprometer la estabilidad del sistema de protección y del propio talud.

En caso de usar anclas pasivas o activas para la estabilización del talud deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las construcciones vecinas y/o en los servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse para asegurar su debido funcionamiento. Las anclas activas deberán analizarse e instalarse tomando en cuenta lo señalado en la Sección 3.12. Por otra parte, se tomarán las precauciones necesarias para proteger las anclas contra corrosión, con base en pruebas que permitan evaluar la agresividad del terreno, principalmente en cuanto a la resistividad eléctrica, el pH, la cantidad de sulfuros, sulfatos y cloruros. Se prestará particular atención a la protección de los elementos que no se encuentran dentro del barreno y en especial en la zona del brocal (placas de apoyo, cuñas, tuercas, zona terminal del elemento tensor, etc.). Asimismo, cuando se empleen anclas activas deberá establecerse un programa de verificación de la carga y en su caso su recarga.

6 OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

En todas las edificaciones deberán hacerse nivelaciones durante la construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de las excavaciones y cimentaciones y prevenir daños a la propia construcción, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos. Será obligación del propietario o poseedor de la edificación, proporcionar copia de los resultados de estas mediciones, así como de los planos, memorias de cálculo y otros documentos sobre el diseño de la cimentación a la Administración cuando ésta lo solicite y a los diseñadores de inmuebles que se construyan en predios contiguos.

En las edificaciones desplantadas sobre suelos blandos, expansivos, colapsables, sueltos y cercanos a taludes, con peso unitario medio mayor de 40 kPa (4 t/m²) o que requieran excavación de más de 2.5 m de profundidad, y en las que así se especifique, será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción, cada mes durante los primeros seis meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de las cimentaciones y sus alrededores. Después de este lapso será obligación realizar las mediciones hasta que los movimientos

diferidos se estabilicen (como se describe en el artículo 176 del RCDF), por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

7 CIMENTACIONES ABANDONADAS

Al demoler edificios dañados, se tomarán las precauciones necesarias para que los elementos de cimentación dejados en el suelo no causen daños a las construcciones vecinas, a los servicios públicos o a las edificaciones que se construirán en el futuro en el mismo predio. Se tomará en cuenta que la presencia de una cimentación abandonada altera el comportamiento del suelo, por ejemplo, cuando el subsuelo está sometido a consolidación regional tiende a generar una emersión del terreno a largo plazo, similar a la inducida por cimentaciones sobrecompensadas. Deberá demostrarse, a satisfacción de la Administración, que las precauciones tomadas garantizan que estos elementos de cimentación no tendrán efectos indeseables. En caso contrario, deberá procederse a su extracción y a la restitución de condiciones análogas a las del suelo natural o considerar en el diseño la alteración provocada al extraer dicha cimentación preexistente.

8 CIMENTACIONES SOBRE RELLENOS CONTROLADOS

En ningún caso será aceptable cimentar sobre rellenos naturales o artificiales que no hayan sido colocados en condiciones controladas o estabilizados.

Será aceptable cimentar sobre terraplenes de suelos no orgánicos compactados, siempre que estos hayan sido construidos por capas de espesor no mayor de 20 cm, con control del contenido de agua y del peso volumétrico seco en las condiciones marcadas por el estudio de mecánica de suelos.

La construcción de terraplenes con suelos estabilizados con cemento u otro cementante deberá basarse en pruebas mecánicas y de intemperización realizadas en el laboratorio. Estas pruebas deberán permitir definir los porcentajes de cementante requeridos así como las condiciones de colocación y compactación. Las características de los materiales colocados en la obra deberán ser verificadas por muestreo y/o pruebas de campo en el sitio. Las propiedades del material estabilizado deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad del terraplén y de las cimentaciones que descansen sobre él a corto y a largo plazo, aun bajo el efecto de infiltraciones de agua y de otros agentes de intemperización.

Al cimentar sobre rellenos controlados, deberán revisarse los estados límites de servicio y de falla de la cimentación del terraplén, del terraplén mismo y de la propia cimentación, con base en los criterios definidos.

Todos los rellenos controlados o estabilizados deberán someterse a un control de calidad estricto durante su proceso constructivo y al final de su colocación y tratamiento. Deberá verificarse la calidad de cada capa colocada y en diferentes puntos de dicha capa, en especial en los bordes. Los métodos de control podrán ser directos, determinación del peso volumétrico mediante calas, y/o indirectos, mediante penetrómetros, métodos nucleares o geofísicos debidamente correlaciones con pruebas de campo.

9 RECIMENTACIONES

La recimentación de una estructura se obliga cuando existan evidencias observacionales o analíticas que indiquen que no cumple con la normatividad aplicable. La recimentación o renivelación podrá ser exigida por la Administración en el caso de construcciones que hayan sido dictaminadas como inseguras y riesgosas para las construcciones vecinas y/o los servicios públicos.

Los trabajos de recimentación o de renivelación deberán basarse en un estudio estructural y geotécnico formal. Se verificará la adecuación de la estructura existente y de la nueva cimentación. Los elementos de cimentación agregados a los existentes deberán ser precargados para asegurar su trabajo conjunto con el resto de la cimentación.

Los trabajos de recimentación o de renivelación deberán realizarse por etapas de tal forma que, en ningún instante se ponga en peligro la seguridad ni se causen daños en la propia construcción, en las construcciones adyacentes y/o en los servicios públicos.

10 MEJORAMIENTO DEL TERRENO

El mejoramiento del terreno es una opción alterna o de complemento a la solución de cimentación, donde se busca mejorar alguna de sus propiedades mecánicas, como por ejemplo:

Tabla 11 - Mejoramiento del terreno

Variación de la propiedad mecánica del subsuelo	Problemas típicos a resolver
Incremento de la resistencia al esfuerzo cortante	Capacidad de carga deficiente, inestabilidad de taludes, licuación, colapsabilidad, bloques inestables, problemas de socavación y tubificación, etc.
Reducción de la deformabilidad	Asentamientos totales y diferenciales importantes, expansión de suelos, amplificación dinámica, licuación, desplazamientos laterales, etc.
Reducción de la permeabilidad	Problemas de filtración, variaciones importantes del nivel de aguas freáticas que provocan expansión de suelos, inundaciones, etc.

Incremento de la permeabilidad	Problemas de drenaje y de bombeo, etc.
Continuidad del terreno	Presencia de cavernas o grietas de importancia

Existen diferentes técnicas para mejorar el terreno entre las principales se tienen:

- Precarga con peso, vacío o descenso de las presiones de poro
- Drenes verticales de arena o prefabricados.
- Compactación mecánica o dinámica
- Técnicas de vibrocompactación y vibroflotación
- Inclusiones rígidas (concreto con o sin refuerzo y perfiles metálicos) o flexibles (columnas de grava o arena)
- Tratamiento del suelo agregándole cal o cemento
- Técnicas de inyección de lechadas como jet grouting, compaction grouting y deep soil mixing

Cada método tiene sus limitaciones referentes a su intervalo de aplicación y su posible grado de mejoramiento del suelo o macizo rocoso.

La selección de la técnica de mejoramiento dependerá del problema a resolver, y del tiempo, costo y factibilidad de la solución, y la implementación de la solución deberá seguir las etapas siguientes:

- 1) *Diseño*. Deberán emplearse técnicas analíticas o numéricas para su diseño donde se definirá el tipo de solución, la meta a alcanzar con el mejoramiento, las deformaciones previstas o en su caso el gasto, las características geométricas y propiedades mecánicas del mejoramiento, el proceso constructivo, las técnicas para realizar su control y verificación, incluyendo la cantidad y frecuencia, las normas o estándares que se deben seguir, y el tiempo de construcción y seguimiento del mejoramiento.
- 2) *Control durante su construcción*. Previo a la construcción deberá definirse la condición original del terreno, en términos de la propiedad mecánica que se modificará y el estado de esfuerzos y deformaciones del subsuelo. Durante su construcción se vigilará la adecuada implementación del proceso constructivo y la geometría y propiedades del mejoramiento (por ejemplo, patrón, verticalidad, profundidad de las columnas de grava) y el seguimiento de las normas o estándares indicados en el proyecto ejecutivo.
- 3) *Evaluación al término de su construcción*. Con base en la condición original del terreno realizada en etapas previas, se evaluará la efectividad del mejoramiento. Para ello se emplearán técnicas directas o indirectas (sondeos de verificación, prospección geofísica, pruebas de carga, etc.) debidamente certificadas tanto en lo que respecta a equipos como al personal, y apoyadas en los estándares o normas nacionales o internacionales.

11 ZONAS DE RIESGO GEOTÉCNICO

Previo a la realización del estudio geotécnico deberá revisarse en la literatura especializada, en la oficina de protección civil cercana al sitio, o cualquier fuente de información confiable si el sitio de proyecto se encuentra ubicado en una zona de riesgo (hundimiento, inundación, licuación, suelos expansivos, inestabilidad de taludes, existencia de cavernas, amplificación sísmica, etc.).

El estudio de geotecnia deberá contener un capítulo donde se estudie si el sitio se encuentra ubicado en alguna zona de riesgo, y en caso dado, deberá verificarse que la solución de cimentación contemple su seguridad ante dichos riesgos.

12 MEMORIA DE DISEÑO DE CIMENTACIONES

Todo estudio o diseño geotécnico deberá incluir una memoria detallada con la información suficiente para que pueda ser fácilmente verificada. La memoria de diseño incluirá una descripción detallada de las características del subsuelo, de la campaña de exploración y laboratorio, la justificación del tipo de cimentación o recimentación proyectado y de los procedimientos de construcción especificados, así como una exposición de los métodos de análisis usados y sus resultados de acuerdo con las normatividad en cuanto a estados límites de falla y de servicio. También incluirá una descripción clara del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite indicado en la normatividad. Se anexarán los resultados de las exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio y de campo y otras determinaciones y análisis, las magnitudes de las acciones consideradas en el diseño, los cálculos realizados, así como el comportamiento futuro esperado de la construcción y de las cimentaciones de los inmuebles colindantes. Se especificarán también las distancias dejadas entre estas cimentaciones y la que se proyecta.

En el caso de edificios cimentados en terreno con problemas especiales, y en particular los que se localicen en terrenos agrietados, sobre taludes o donde existan rellenos o antiguas minas subterráneas, se agregará a la memoria una descripción de estas condiciones y se indicará cómo éstas se tomaron en cuenta en el diseño de la cimentación.