

# TÍTULO H ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

## CAPÍTULO H.1 INTRODUCCIÓN

### H.1.1 — REQUISITOS GENERALES

**H.1.1.1 — OBJETIVO Y ALCANCE** — Establecer criterios básicos para realizar estudios geotécnicos de edificaciones, basados en la investigación del subsuelo y las características arquitectónicas y estructurales de las edificaciones con el fin de proveer las recomendaciones geotécnicas de diseño y construcción de excavaciones y rellenos, estructuras de contención, cimentaciones, rehabilitación o reforzamiento de edificaciones existentes y la definición de espectros de diseño sismorresistente, para soportar los efectos por sismos y por otras amenazas geotécnicas desfavorables.

**H.1.1.2 — OBLIGATORIEDAD DE LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS** — Los estudios geotécnicos definitivos son obligatorios para todas las edificaciones urbanas y suburbanas de cualquier grupo de uso, y para las edificaciones en terrenos no aptos para el uso urbano de los grupos de uso II, III y IV definidos en el Título A de este Reglamento.

**H.1.1.2.1 — Firma de los Estudios** — Siguiendo los artículos 26 y 27 de la Ley 400 de 1997, modificada y adicionada por la Ley 1229 de 2008, los estudios geotécnicos para cimentaciones de edificaciones deben ser dirigidos y avalados por Ingenieros Civiles, titulados, matriculados en el COPNIA y con tarjeta profesional vigente. Para el cumplimiento de este requisito todos los informes de los estudios geotécnicos y todos los planos de diseño y construcción que guarden alguna relación con estos estudios, deben llevar la aprobación del ingeniero director del estudio. Los profesionales que realicen estos estudios geotécnicos deben poseer una experiencia mayor de cinco (5) años en diseño geotécnico de cimentaciones, contados a partir de la expedición de la tarjeta profesional, bajo la dirección de un profesional facultado para tal fin, o acreditar estudios de posgrado en geotecnia.

**H.1.1.2.2 — Cumplimiento y Responsabilidad** — El cumplimiento de estas Normas no exime al ingeniero responsable de la ejecución del estudio geotécnico de realizar todas las investigaciones y análisis necesarios para la identificación de las amenazas geotécnicas, la adecuada caracterización del subsuelo, y los análisis de estabilidad de la edificación, construcciones vecinas e infraestructura existente.

### H.1.2 — REFERENCIAS

Las disposiciones particulares de este Título H del Reglamento se relacionan de manera directa con las siguientes secciones del Reglamento, en las cuales se tratan otros aspectos geotécnicos, o se menciona el estudio geotécnico o el ingeniero geotecnista:

Título A – Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente

Capítulo A.1 — Introducción

A.1.3 — Procedimiento de diseño y construcción de edificaciones, de acuerdo con el Reglamento

A.1.3.2 — Estudios geotécnicos

A.1.3.5 — Diseño de la cimentación

A.1.3.9.3 — Supervisión técnica exigida por los diseñadores

A.1.4 — Consideraciones especiales

A.1.4.1 — Por tamaños y grupo de uso

A.1.5 — Diseños, planos y memorias

A.1.5.4 — Estudio geotécnico

Capítulo A.2 — Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño

A.2.1 — General

A.2.1.2 — Efectos locales diferentes

A.2.4 — Efectos locales

A.2.4.1 — General

A.2.4.2 — Tipos de perfil de suelo

- A.2.4.3 — Parámetros empleados en la definición de tipos de suelo
- A.2.4.4 — Definición del tipo de perfil de suelo
- A.2.4.5 — Procedimiento de clasificación
- A.2.9 — Estudios de Microzonificación Sísmica
- A.2.10 — Estudios sísmicos particulares de sitio
- Capítulo A.3 — Requisitos generales de diseño sismo resistente
  - A.3.4 — Métodos de análisis
    - A.3.4.2 — Método de análisis a utilizar
  - A.3.7 — Fuerzas sísmicas de diseño de los elementos estructurales
    - A.3.7.2 — Cimentación
- Capítulo A.7 — Interacción Suelo-Estructura
- Capítulo A.12 — Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los grupos de usos III y IV
  - A.12.2 — Movimientos sísmicos del umbral de daño
  - A.12.3 — Espectro sísmico para el umbral de daño
- Apéndice A-2 — Recomendaciones para el cálculo de los efectos de interacción dinámica suelo-estructura
  
- Título B — Cargas
  - Capítulo B.1 — Requisitos generales
    - B.1.2 — Requisitos básicos
      - B.1.2.1.3 — Fuerzas causadas por deformaciones impuestas
  - Capítulo B.2 — Combinaciones de carga
    - B.2.3 — Combinaciones de carga para ser utilizadas con el método de esfuerzos de trabajo o en las verificaciones del estado límite de servicio
  - Capítulo B.5 — Empuje de tierra y presión hidrostática
  
- Título C — Concreto estructural
  - Capítulo C.1 — Requisitos generales
    - C.1.1.6 — Pilotes, pilas excavadas y cajones de cimentación
    - C.1.1.7 — Losas sobre el terreno
  - Capítulo C.15 — Cimentaciones
  - Capítulo C.21 — Requisitos de diseño sismo resistente
    - C.21.9 — Elementos de fundación
  - Capítulo C.22 — Concreto estructural simple
    - C.22.7 — Zapatas
  
- Título D — Mampostería estructural
  - Capítulo D.4 — Requisitos constructivos para mampostería estructural
    - D.4.4 — Requisitos constructivos para cimentaciones
  
- Título E — Casas de uno y dos pisos
  - Capítulo E.2 — Cimentaciones
  - Capítulo E.6 — Recomendaciones adicionales de construcción en mampostería confinada
    - E.6.2 — Cimentaciones
  
- Título H — Estudios geotécnicos
  
- Título I — Supervisión técnica
  - Capítulo I.1 — Generalidades
    - I.1.1 — Definiciones
    - I.1.2 — Obligatoriedad de la supervisión técnica
  - Capítulo I.2 — Alcance de la supervisión técnica
    - I.2.3 — Alcance de la supervisión técnica
      - I.2.4.6 — Control de ejecución
  - Capítulo I.4 — Recomendaciones para el ejercicio de la supervisión técnica
    - I.4.2.4 — Grado de supervisión técnica recomendada
    - I.4.3.7 — Control de ejecución

## CAPÍTULO H.2 DEFINICIONES

### H.2.0 — NOMENCLATURA

$c$	=	intercepto de cohesión total
$c'$	=	intercepto de cohesión efectiva
$F_a$	=	fuerzas actuantes
$F_r$	=	fuerzas resistentes
$F_s$	=	factor de seguridad
$F_{SB}$	=	Factor de seguridad básico
$F_{SBM}$	=	factores de seguridad básicos mínimos directos
$S_u$	=	resistencia no drenada
$U_a$	=	presión de gas (aire) para materiales secos
$U_F$	=	presión de fluidos o presión de poros
$U_w$	=	presión de líquido (agua) para materiales saturados
$\phi$	=	ángulo de fricción total
$\phi'$	=	ángulo de fricción efectivo
$\sigma'$	=	esfuerzo normal efectivo
$\sigma$	=	esfuerzo normal total
$\tau_R$	=	esfuerzo resistente
$\tau_A$	=	esfuerzo actuante
$\tau_F$	=	esfuerzo cortante a la falla

### H.2.1 — ESTUDIO GEOTÉCNICO

**H.2.1.1 — DEFINICIÓN** — Conjunto de actividades que comprenden el reconocimiento de campo, la investigación del subsuelo, los análisis y recomendaciones de ingeniería necesarios para el diseño y construcción de las obras en contacto con el suelo, de tal forma que se garantice un comportamiento adecuado de la edificación, protegiendo ante todo la integridad de las personas ante cualquier fenómeno externo, además de proteger vías, instalaciones de servicios públicos, predios y construcciones vecinas.

**H.2.1.1.1 — Investigación del Subsuelo** — Comprende el estudio y el conocimiento del origen geológico, la exploración del subsuelo (apiques, trincheras, perforación y sondeo y otros) y los ensayos y pruebas de campo y laboratorio necesarios para identificar y clasificar los diferentes suelos y rocas y cuantificar las características físico-mecánicas e hidráulicas del subsuelo.

**H.2.1.1.2 — Análisis y Recomendaciones** — Consiste en la interpretación técnica conducente a la caracterización del subsuelo y la evaluación de posibles mecanismos de falla y de deformación para suministrar los parámetros y las recomendaciones necesarias para el diseño y la construcción de los sistemas de cimentación y contención y de otras obras en el terreno influenciadas por factores geotécnicos.

### H.2.2 — TIPOS DE ESTUDIOS

**H.2.2.1 — ESTUDIO GEOTÉCNICO PRELIMINAR** — Conjunto de actividades necesarias para aproximarse a las características geotécnicas de un terreno, con el fin de establecer las condiciones que limitan su aprovechamiento, los problemas potenciales que puedan presentarse, los criterios geotécnicos y parámetros generales para la elaboración de un proyecto.

El estudio debe presentar en forma general el entorno geológico y geomorfológico, características del subsuelo y recomendaciones geotécnicas para la elaboración del proyecto incluyendo la zonificación del área, amenazas de origen

geológico, criterios generales de cimentación y obras de adecuación del terreno. Este estudio no es de presentación obligatoria, pero es recomendable para proyectos especiales o de magnitud considerable, en los que pueda orientar el proceso de planeamiento. Su realización no puede reemplazar, bajo ninguna circunstancia, al estudio geotécnico definitivo.

**H.2.2.2 — ESTUDIO GEOTÉCNICO DEFINITIVO** — Trabajo realizado para un proyecto específico, en el cual el ingeniero geotecnista debe precisar todo lo relativo a las condiciones físico-mecánicas del subsuelo y las recomendaciones particulares para el diseño y construcción de todas las obras relacionadas, conforme a este Reglamento y en especial los Títulos A y H. Su presentación es obligatoria ya que en este se definen el tipo de suelo, el diseño y las recomendaciones de la cimentación y del proceso constructivo.

**H.2.2.2.1 — Contenido** — El estudio geotécnico definitivo debe contener como mínimo los siguientes aspectos:

- (a) **Del proyecto** — Nombre, plano de localización, objetivo del estudio, descripción general del proyecto, sistema estructural y evaluación de cargas. No se podrán considerar como ESTUDIO GEOTÉCNICO DEFINITIVO aquellos estudios realizados con cargas preliminares ni donde sólo se hayan tenido en cuenta las cargas de gravedad.
- (b) **Del subsuelo** — Resumen del reconocimiento de campo, de la investigación adelantada en el sitio específico de la obra, la morfología del terreno, el origen geológico, las características físico-mecánicas y la descripción de los niveles freáticos o aguas subterráneas con una interpretación de su significado para el comportamiento del proyecto estudiado.
- (c) De cada unidad geológica o de suelo, se dará su identificación, su espesor, su distribución y los parámetros obtenidos en las pruebas y ensayos de campo y en los de laboratorio, siguiendo los lineamientos del Capítulo H.3. Para el análisis de efectos locales, la definición de tipo de suelo se debe hacer siguiendo los lineamientos del numeral A.2.4. Se debe estudiar el efecto o descartar la presencia de suelos con características especiales como suelos expansivos, dispersivos, colapsables, y los efectos de la presencia de vegetación ó de cuerpos de agua cercanos.
- (d) **De los análisis geotécnicos** — Resumen de los análisis y justificación de los criterios geotécnicos adoptados que incluyan los aspectos contemplados especialmente en el Título H y en el numeral A.2.4. También, el análisis de los problemas constructivos de las alternativas de cimentación y contención, la evaluación de la estabilidad de taludes temporales de corte, la necesidad y planteamiento de alternativas de excavaciones soportadas con sistemas temporales de contención en voladizo, apuntalados o anclados. Se deben incluir los análisis de estabilidad y deformación de las alternativas de excavación y construcción, teniendo en cuenta, además de las características de resistencia y deformabilidad de los suelos, la influencia de los factores hidráulicos.
- (e) **De las recomendaciones para diseño** — Los parámetros geotécnicos para el diseño estructural del proyecto como: tipo de cimentación, profundidad de apoyo, presiones admisibles, asentamientos calculados incluyendo los diferenciales, tipos de estructuras de contención y parámetros para su diseño, perfil del suelo para el diseño sismo resistente y parámetros para análisis de interacción suelo-estructura junto con una evaluación del comportamiento del depósito de suelo o del macizo rocoso bajo la acción de cargas sísmicas así como los límites esperados de variación de los parámetros medidos y el plan de contingencia en caso de que se excedan los valores previstos. Se debe incluir también la evaluación de la estabilidad de las excavaciones, laderas y rellenos, diseño geotécnico de filtros y los demás aspectos contemplados en este Título.
- (f) **De las recomendaciones para la protección de edificaciones y predios vecinos** — Cuando las condiciones del terreno y el ingeniero encargado del estudio geotécnico lo estime necesario, se hará un capítulo que contenga: estimar los asentamientos ocasionales originados en descenso del nivel freático, así como sus efectos sobre las edificaciones vecinas, diseñar un sistema de soportes que garantice la estabilidad de las edificaciones o predios vecinos, estimar los asentamientos inducidos por el peso de la nueva edificación sobre las construcciones vecinas, calcular los asentamientos y deformaciones laterales producidos en obras vecinas a causa de las excavaciones, y cuando las deformaciones o asentamientos producidos por la excavación o por el descenso del nivel freático superen los límites permisibles deben tomarse las medidas preventivas adecuadas.
- (g) **De las recomendaciones para construcción. Sistema Constructivo** — Es un documento complementario o integrado al estudio geotécnico definitivo, de obligatoria elaboración por parte del ingeniero geotecnista responsable, de acuerdo con lo establecido en el numeral H.8.1. La entrega de este documento o su inclusión como un numeral del informe, deberá ser igualmente verificada por las autoridades que expidan las licencias de construcción. En el sistema constructivo se deben establecer las alternativas técnicamente factibles para solucionar los problemas geotécnicos de excavación y construcción. Para proyectos de categoría Alta o Especial (véase el numeral H.3.1.1) se debe cumplir lo indicado en el numeral H.2.2.3.

- (h) **Anexos** — En el informe de suelos se deben incluir planos de localización regional y local del proyecto, ubicación de los trabajos de campo, registros de perforación y resultado de pruebas y ensayos de campo y laboratorio. Se debe incluir la memoria de cálculo con el resumen de la metodología seguida, una muestra de cálculo de cada tipo de problema analizado y el resumen de los resultados en forma de gráficos y tablas. Además, planos, esquemas, dibujos, gráficas, fotografías, y todos los aspectos que se requieran para ilustrar y justificar adecuadamente el estudio y sus recomendaciones.

**H.2.2.3 — ASESORÍA GEOTÉCNICA EN LAS ETAPAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN** — Para proyectos clasificados como categoría Media, Alta o Espacial (véase numeral H.3.1.1), se debe realizar la asesoría en la etapa de diseño como una etapa posterior al estudio geotécnico por parte de un ingeniero civil especialista en geotecnia, con la experiencia estipulada en el Título VI de la Ley 400 de 1997. En todos los casos de clasificación de las unidades, los planos de diseño deben guardar relación con el estudio geotécnico.

Así mismo, los proyectos clasificados como categoría Media, Alta o Especial, deberán contar con el acompañamiento de un Ingeniero Geotecnista, (Título VI de la Ley 400 de 1997, artículo 28) quien aprobará durante la ejecución de la obra los niveles y estratos de cimentación, los procedimientos y el comportamiento durante la ejecución de las excavaciones, rellenos, obras de estabilización de laderas y actividades especiales de adecuación y/o mejoramiento del terreno. Para esto, deberá dejar memoria escrita del desarrollo de dichas actividades y los resultados obtenidos. Especial atención se deberá dar a preservar la estabilidad y evitar asentamientos de las construcciones aledañas o adyacentes al proyecto, para lo cual se deberá implementar las recomendaciones que el diseñador geotécnico del proyecto entregue para tal fin. Se deberá suscribir un acta de vecindad de forma previa al inicio del proyecto que deje constancia del estado de las edificaciones y terrenos adyacentes al proyecto. En caso de que se detecten efectos adversos en las edificaciones vecinas por efecto del desarrollo del proyecto, se deberá implementar una instrumentación adecuada y adoptar las medidas necesarias para evitar la propagación de dichos efectos, sin perjuicio de otro tipo de acciones que se deriven de estos hechos.

**H.2.2.4 — ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LADERAS Y TALUDES** — Deberá estar incluido en el estudio geotécnico preliminar o en el definitivo; se debe hacer de acuerdo con lo exigido en el capítulo H.5, y debe considerar las características geológicas, hidráulicas y de pendiente del terreno local y regionalmente, por lo cual deberán analizarse los efectos de procesos de inestabilidad aledaños o regionales que puedan tener incidencia en el terreno objeto de estudio.

## H.2.3 — AGUA SUBTERRÁNEA

En las cimentaciones el problema más frecuente encontrado durante el proceso de excavación y construcción, es la existencia del agua subterránea libre o confinada. La presencia de agua, en relación a los esfuerzos, produce una disminución de las propiedades, tal como se indica en H.2.4.1 para la resistencia, además de flujo y erosión interna. Los estudios geotécnicos deberán analizar la existencia de agua libre, flujos potenciales de agua subterránea y la presencia de paleo cauces.

## H.2.4 — FACTORES DE SEGURIDAD

**H.2.4.1 — DEFINICIÓN** — En Ingeniería Civil en general el Factor de Seguridad  $F_S$  se define como la relación entre fuerzas resistentes  $F_R$  y actuantes  $F_A$  y también pueden usarse esfuerzos y se usa para evaluar el Estado Límite de Falla:

$$F_S = F_R / F_A \quad (\text{H.2.4-1})$$

$$F_S = \tau_f / \tau_A \quad (\text{H.2.4-2})$$

En Ingeniería Geotécnica el Factor de Seguridad Básico o directo,  $F_{SB}$ , se define como la relación entre esfuerzo cortante último resistente o esfuerzo cortante a la falla  $\tau_f$  y esfuerzo cortante actuante  $\tau_A$

$$F_{SB} = \tau_f / \tau_A \quad (\text{H.2.4-3})$$

Usualmente en Ingeniería Geotécnica el esfuerzo cortante a la falla  $\tau_f$  se expresa con el Criterio de Mohr-Coulomb:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (\text{H.2.4-4})$$

en la cual

$$\begin{aligned} \tau_f &= \text{esfuerzo cortante a la falla} \\ c' &= \text{intercepto de cohesión efectiva} \\ \phi' &= \text{ángulo de fricción efectivo} \\ \sigma' &= \text{esfuerzo normal efectivo} \\ \sigma' - U_F & \quad (\text{H.2.4-5}) \\ \sigma &= \text{esfuerzo normal total} \\ U_F &= \text{presión de fluidos o presión de poros} \\ U_w &= \text{presión de líquido (agua) para materiales saturados} \\ U_a &= \text{presión de gas (aire) para materiales secos} \end{aligned}$$

Se advierte que los esfuerzos normales empleados son valores relativos a la presión atmosférica  $P_A$  y que cualquier otra definición de esfuerzo cortante a la falla debe ir en término de esfuerzos efectivos, salvo lo expresado en H.2.4.3.

También se define el esfuerzo cortante actuante  $\tau_A$  como esfuerzo cortante de trabajo o de diseño  $\tau_D$  y entonces:

$$\tau_A = [c' + \sigma' \tan \phi'] / F_{SB} \quad (\text{H.2.4-6})$$

**H.2.4.2 — COMPORTAMIENTO APARENTE** — Para el caso especial de materiales cohesivos saturados y sin fisuración, se presenta un comportamiento aparente del Criterio de Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos totales, en el cual

$$\begin{aligned} c &= \text{intercepto de cohesión total} = S_U \\ \phi &= \text{ángulo de fricción total} = \phi = 0.0 \end{aligned}$$

y entonces  $\tau_F = S_u =$  resistencia no drenada

$$\tau_A = S_u / F_{SBU} \quad (\text{H.2.4-7})$$

en la cual, generalmente,  $F_{SBU} > F_{SB}$

Se permite emplear la resistencia no drenada  $S_u$  para casos de análisis en materiales cohesivos saturados y no fisurados:

- (a) Estáticos de cimentaciones superficiales
- (b) Estáticos de cimentaciones profundas
- (c) Estáticos de taludes temporales o de falla de fondo temporal

Pero NO SE PERMITE emplearlo en casos de análisis:

- (a) Estáticos de empujes de tierras
- (b) Problemas geotécnicos que impliquen relajación de esfuerzos
- (c) Estabilidad de taludes permanentes
- (d) De materiales no saturados
- (e) De materiales fisurados
- (f) Seudo estáticos
- (g) Dinámicos

**H.2.4.3 — VALORES DEL FACTOR DE SEGURIDAD GEOTÉCNICO BÁSICO  $F_{SB}$**  — La selección de los factores de seguridad debe justificarse plenamente teniendo en cuenta:

- (a) La magnitud de la obra.
- (b) Las consecuencias de una posible falla en la edificación o sus cimentaciones.
- (c) La calidad de la información disponible en materia de suelos.

En cualquier caso los Factores de Seguridad Básicos  $F_{SB}$  aplicados al material térreo (suelo, roca o material intermedio) no deben ser inferiores a los Factores de Seguridad Básicos Mínimos  $F_{SBM}$  o  $F_{SBUM}$  de la tabla H.2.4-1, en la cual las cargas se refieren a valores nominales sin coeficientes de mayoración, tal como se indica en el aparte B.2.3 de este Reglamento, en el cual, para los cimientos y el material térreo de cimentación se empleará para las fuerzas sísmicas E un factor  $R = 1.0$ . En ningún caso el factor de seguridad básico mínimo  $F_{SBM}$  podrá ser inferior a 1.00

**Tabla H.2.4-1**  
**Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos**

Condición	$F_{SBM}$		$F_{SBUM}$	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(\*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

**H.2.4.4 — FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS** — El Factor de Seguridad Básico o directo  $F_{SB}$  definido en H.2.4.1 es el factor de seguridad geotécnico real, pero de él se derivan Factores de Seguridad Indirectos que tienen valores diferentes y los cuales se especifican en los diferentes capítulos de este Título H, pero en todo caso se debe demostrar que el empleo de éstos  $F_S$  indirectos implica Factores de Seguridad Básicos  $F_{SB}$  iguales o superiores a los valores mínimos  $F_{SBM}$ .

## H.2.5 — SUELOS NO COHESIVOS O GRANULARES Y SUELOS COHESIVOS

Para efectos de la clasificación de suelos del Artículo A.2.4.3 y de este Título H:

**H.2.5.1 — SUELOS NO COHESIVOS O GRANULARES** — Se consideran como suelos no cohesivos o granulares los que cumplen las siguientes condiciones, de acuerdo al Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (SCUS), con algunas modificaciones:

- (a) Todos los materiales clasificados como GW, GP, GW-GM, GP-GM, GW-GC, GP-GC, SW, SP, SW-SM, SP-SM, SW-SC, SP-SC.
- (b) Todos los materiales clasificados como GM, GC, GM-GC, SM, SC, SM-SC, en los cuales 30% o menos del peso pase por tamiz No 200 y que tengan límite líquido  $wL \leq 30\%$  e índice plástico  $IP \leq 10\%$ .

**H.2.5.2 — SUELOS COHESIVOS** — Se consideran como suelos cohesivos todos aquellos que no cumplan con las condiciones de suelos no cohesivos o granulares.

## H.2.6 — NORMAS TÉCNICAS

**H.2.6.1** — Las siguientes normas NTC del Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, ICONTEC, y de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales, ASTM, forman parte integrante del Reglamento NSR-10.

**Normas NTC promulgadas por el ICONTEC:**

- NTC 1493** — Suelos. Ensayo para determinar el límite plástico y el índice de plasticidad. (ASTM D 4318)
- NTC 1494** — Suelos. Ensayo para determinar el límite líquido. (ASTM D 4318)
- NTC 1495** — Suelos. Ensayo para determinar el contenido de agua. (ASTM D 2216)
- NTC 1503** — Suelos. Ensayo para determinar los factores de contracción. ASTM D 427)
- NTC 1504** — Suelos. Clasificación para propósitos de ingeniería. (ASTM D 2487)
- NTC 1522** — Suelos. Ensayo para determinar la granulometría por tamizado NTC 1527.
- NTC 1528** — Suelos. Ensayo para determinar la masa unitaria en el terreno. Método del balón de caucho. (ASTM D2167)
- NTC 1667** — Determinación de la masa unitaria en el terreno por el método del cono de arena. (ASTM D 1556)
- NTC 1886** — Suelos. Determinación de la humedad, ceniza y materia orgánica. (ASTM D2974)
- NTC 1917** — Suelos. Determinación de la resistencia al corte. Método de corte directo (CD). (ASTM D 3080)
- NTC 1936** — Suelos. Determinación de la resistencia en rocas. Método de la compresión triaxial. (ASTM D2664)
- NTC 1967** — Suelos. Determinación de las propiedades de consolidación unidimensional. (ASTM D 2435)
- NTC 1974** — Suelos. Determinación de la densidad relativa de los sólidos (ASTM D854)
- NTC 2041** — Suelos cohesivos. Determinación de la resistencia. Método de compresión triaxial. (ASTM D 2850)
- NTC 2121** — Suelos. Obtención de muestras para probetas de ensayo. Método para tubos de pared delgada. (ASTM D1587)
- NTC 2122** — Suelos. Ensayo de la relación de soporte. Suelos compactados. (ASTM D1833)
- NTC 4630** — Método de ensayo para la determinación del límite líquido, del límite plástico y del índice de plasticidad de los suelos cohesivos.

**Normas ASTM:**

- ASTM D 2166-06** — Suelos. Ensayo para determinar la resistencia a la compresión inconfiada.
- ASTM D 6066 – 96 (2004)** — Práctica estándar para determinar la resistencia de arenas a la penetración normalizada, para evaluación del potencial de licuación.
- ASTM D1143/D1143M-07** — Ensayo para pilotes bajo carga axial estática de compresión.
- ASTM D 3689-07** — Ensayo para pilotes individuales bajo carga axial estática de tracción.
- ASTM D 3966-07** — Ensayo para pilotes bajo carga lateral.
- ASTM D4945-08** — Ensayo para pilotes bajo altas deformaciones en cargas dinámicas.
- ASTM D 5882-07** — Ensayo a bajas deformaciones para la integridad de pilotes



## CAPÍTULO H.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO

### H.3.0 — NOMENCLATURA

- G = módulo de rigidez al cortante  
 $\xi$  = porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico

En este Capítulo se definen el número mínimo y la profundidad mínima de los sondeos exploratorios del subsuelo, los cuales dependen del tamaño de la edificación propuesta (unidad de construcción). El ingeniero geotecnista, podrá aumentar el número o la profundidad de los sondeos, dependiendo de las condiciones locales y los resultados iniciales de la exploración.

### H.3.1 — UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN.

Se define como unidad de construcción

- (a) Una edificación en altura,
- (b) Grupo de construcciones adosadas, cuya longitud máxima en planta no exceda los 40 m,
- (c) Cada zona separada por juntas de construcción,
- (d) Construcciones adosadas de categoría baja, hasta una longitud máxima en planta de 80 m
- (e) Cada fracción del proyecto con alturas, cargas o niveles de excavación diferentes.

Para los casos donde el proyecto exceda las longitudes anotadas, se deberá fragmentar en varias unidades de construcción, por longitudes o fracción de las longitudes.

**H.3.1.1 — CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE CONSTRUCCIÓN POR CATEGORÍAS** — Las unidades de construcción se clasifican en Baja, Media, Alta y Especial, según el número total de niveles y las cargas máximas de servicio. Para las cargas máximas se aplicará la combinación de carga muerta más carga viva debida al uso y ocupación de la edificación y para la definición del número de niveles se incluirán todos los pisos del proyecto, sótanos, terrazas y pisos técnicos. Para la clasificación de edificaciones se asignará la categoría más desfavorable que resulte en la tabla H.3.1-1

**Tabla H.3.1-1**  
**Clasificación de las unidades de construcción por categorías**

Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
<b>Baja</b>	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
<b>Media</b>	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4,000 kN
<b>Alta</b>	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4,001 y 8,000 kN
<b>Especial</b>	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8,000 kN

### H.3.2 — INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO PARA ESTUDIOS DEFINITIVOS

**H.3.2.1 — INFORMACIÓN PREVIA** — El ingeniero geotecnista responsable del proyecto debe recopilar y evaluar los datos disponibles sobre las características del sitio, tales como la geología, sismicidad, clima, vegetación, existencia de edificaciones e infraestructura vecinas y estudios anteriores. El ingeniero geotecnista responsable del proyecto debe dar fe de que conoce el sitio y lo ha visitado para efectos de la elaboración del estudio.

Por su parte el ordenante del estudio, debe suministrar al ingeniero geotecnista la información del proyecto necesaria para la ejecución del estudio, como el levantamiento topográfico del terreno, escenario urbanístico dentro del cual se desarrolla, desarrollo del proyecto por etapas, tipo de edificación, sistema estructural, niveles de excavación,

secciones arquitectónicas amarradas a los niveles del terreno existente, sótanos, niveles de construcción, cargas, redes de servicio, información sobre edificaciones vecinas y los otros aspectos adicionales que el ingeniero geotecnista considere necesarios.

**H.3.2.2 — EXPLORACIÓN DE CAMPO** — Consiste en la ejecución de apiques, trincheras, perforación o sondeo con muestreo o sondeos estáticos o dinámicos, u otros procedimientos exploratorios reconocidos en la práctica, con el fin de conocer y caracterizar el perfil del subsuelo afectado por el proyecto, ejecutar pruebas directas o indirectas sobre los materiales encontrados y obtener muestras para la ejecución de ensayos de laboratorio. La exploración debe ser amplia y suficiente para buscar un adecuado conocimiento del subsuelo hasta la profundidad afectada por la construcción, teniendo en cuenta la categoría del proyecto, el criterio del ingeniero geotecnista y lo dispuesto en las tablas H.3.1-1. y H.3.2-1. En el caso de macizos rocosos se debe hacer la clasificación de éstos por uno de los métodos usuales (RMR, Q, GSI) y realizar levantamiento de discontinuidades en los afloramientos, apiques o muestras.

El cumplimiento de estas normas mínimas no exime al ingeniero geotecnista de realizar los sondeos exploratorios necesarios adicionales, para obtener un conocimiento adecuado del subsuelo, de acuerdo con su criterio profesional. En caso de no realizar estos sondeos, deberá consignar esta recomendación en su informe geotécnico.

**H.3.2.3 — NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS** — El número mínimo de sondeos de exploración que deberán efectuarse en el terreno donde se desarrollará el proyecto se definen en la tabla H.3.2-1.

**Tabla H.3.2-1  
Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción  
Categoría de la unidad de construcción**

<b>Categoría Baja</b>	<b>Categoría Media</b>	<b>Categoría Alta</b>	<b>Categoría Especial</b>
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m. Número mínimo de sondeos: 3	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m. Número mínimo de sondeos: 5

**H.3.2.4 — CARACTERÍSTICAS Y DISTRIBUCIÓN DE LOS SONDEOS** — Las características y distribución de los sondeos deben cumplir las siguientes disposiciones además de las ya enunciadas en H.3.1-1 y H.3.2-1:

- (a) Los sondeos con recuperación de muestras deben constituir como mínimo el 50% de los sondeos practicados en el estudio definitivo.
- (b) En los sondeos con muestreo se deben tomar muestras cada metro en los primeros 5 m de profundidad y a partir de esta profundidad, en cada cambio de material o cada 1.5 m de longitud del sondeo..
- (c) Al menos el 50% de los sondeos deben quedar ubicados dentro de la proyección sobre el terreno de las construcciones.
- (d) Los sondeos practicados dentro del desarrollo del Estudio Preliminar pueden incluirse como parte del estudio definitivo - de acuerdo con esta normativa - siempre y cuando hayan sido ejecutados con la misma calidad y siguiendo las especificaciones dadas en el presente título del Reglamento.
- (e) El número de sondeos finalmente ejecutados para cada proyecto, debe cubrir completamente el área que ocuparán la unidad o unidades de construcción contempladas en cada caso, así como las áreas que no quedando ocupadas directamente por las estructuras o edificaciones, serán afectadas por taludes de cortes u otros tipos de intervención que deban ser considerados para evaluar el comportamiento geotécnico de la estructura y su entorno.
- (f) En registros de perforaciones en ríos o en el mar, es necesario tener en cuenta el efecto de las mareas y los cambios de niveles de las aguas, por lo que se debe reportar la elevación (y no la profundidad solamente) del estrato, debidamente referenciada a un datum preestablecido.

**H.3.2.5 — PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS** — Por lo menos el 50% de todos los sondeos debe alcanzar la profundidad dada en la Tabla H.3.2-1, afectada a su vez por los siguientes criterios, los cuales deben ser justificados por el ingeniero geotecnista. La profundidad indicativa se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación. Cuando se construyan rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del terreno:

- (a) Profundidad en la que el incremento de esfuerzo vertical causado por la edificación, o conjunto de edificaciones, sobre el terreno sea el 10% del esfuerzo vertical en la interfaz suelo-cimentación.
- (b) 1.5 veces el ancho de la losa corrida de cimentación.

- (c) 2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión.
- (d) Longitud total del pilote más largo, mas 4 veces el diámetro del pilote o 2 veces el ancho del grupo de pilotes.
- (e) 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión para grupos de pilotes.
- (f) En el caso de excavaciones, la profundidad de los sondeos debe ser como mínimo 1.5 veces la profundidad de excavación pero debe llegar a 2.0 veces la profundidad de excavación en suelos designados como E y F en el Título A.
- (d) En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos firmes asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50% de los sondeos deberán alcanzar las siguientes penetraciones en material firme (material designado como A, B o C en la Tabla A.2.4.4-1 del Título A de este Reglamento.), de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción:
  - Categoría Baja: los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales;
  - Categoría Media, penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de los pilotes en éstos apoyados;
  - Categoría Alta y Especial, penetrar un mínimo de 4 metros o 2.5 veces el diámetro de pilotes respectivos, siempre y cuando se verifique la continuidad de la capa o la consistencia adecuada de los materiales y su consistencia con el marco geológico local.
- (g) La profundidad de referencia de los sondeos se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación. Cuando se construyan rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del terreno.
- (h) Es posible que alguna de las consideraciones precedentes conduzca a sondeos de una profundidad mayor que la dada en la Tabla H.3.2-1.. En tal caso, el 20% de las perforaciones debe cumplir con la mayor de las profundidades así establecidas.
- (i) En todo caso primará el concepto del ingeniero geotecnista, quien definirá la exploración necesaria siguiendo los lineamientos ya señalados, y en todos los casos, el 50% de las perforaciones, deberán alcanzar una profundidad por debajo del nivel de apoyo de la cimentación. En algunos casos, a juicio del Ingeniero Geotecnista responsable del estudio, se podrán reemplazar algunos sondeos por apiques ó trincheras

**H.3.2.6 — NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS** — Para definir el número de sondeos en un proyecto, se definirán Inicialmente las unidades de construcción de acuerdo con las normas dadas en el numeral H.3.1.1. En todos los casos el número mínimo de sondeos para un estudio será de tres (3) y para definir el número se debe aplicar el mayor número de sondeos resultante y el número de unidades de construcción.

Los sondeos realizados en la frontera entre unidades adyacentes de construcción de un mismo proyecto, se pueden considerar válidos para las dos unidades siempre y cuando domine la mayor profundidad aplicable.

**Efecto por repetición** — Para proyectos con varias unidades similares, el número total de sondeos se calculará a partir de la segunda unidad de construcción y siguientes como la mitad (50%) del encontrado para la primera unidad, aumentando al número entero siguiente al aplicar la reducción.

### H.3.3 — ENSAYOS DE LABORATORIO

**H.3.3.1 — SELECCIÓN DE MUESTRAS** — Las muestras obtenidas de la exploración de campo deberán ser objeto de los manejos y cuidados que garanticen su representatividad y conservación. Las muestras para la ejecución de ensayos de laboratorio deberán ser seleccionadas por el ingeniero geotecnista y deberán corresponder a los diferentes materiales afectados por el proyecto.

**H.3.3.2 — TIPO Y NÚMERO DE ENSAYOS** — El tipo y número de ensayos depende de las características propias de los suelos o materiales rocosos por investigar, del alcance del proyecto y del criterio del ingeniero geotecnista. El ingeniero geotecnista ordenará los ensayos de laboratorio que permitan conocer con claridad la clasificación, peso unitario y permeabilidad de las muestras escogidas. Igualmente los ensayos de laboratorio que ordene el ingeniero geotecnista deben permitir establecer con claridad las propiedades geomecánicas de compresibilidad y expansión de las muestras escogidas, así como las de esfuerzo-deformación y resistencia al corte ante cargas monotónicas. Los análisis de respuesta de sitio deben realizarse con resultados de ensayos de laboratorio que establezcan con claridad las propiedades esfuerzo deformación ante cargas cíclicas de los materiales de las muestras escogidas.

**H.3.3.3 — PROPIEDADES BÁSICAS** — Las propiedades básicas para la caracterización de suelos y rocas son como mínimo las siguientes:

**H.3.3.3.1 — Propiedades básicas de los suelos** — Las propiedades básicas mínimas de los suelos a determinar con los ensayos de laboratorio son: peso unitario, humedad y clasificación completa para cada uno de los estratos o unidades estratigráficas y sus distintos niveles de meteorización. Igualmente debe determinarse como mínimo las propiedades de resistencia en cada uno de los materiales típicos encontrados en el sitio mediante compresión simple ó corte directo en suelos cohesivos, y corte directo o SPT en suelos granulares.

**H.3.3.3.2 — Propiedades básicas de las rocas** — Las propiedades básicas mínimas de las rocas a determinar con los ensayos de laboratorio son: peso unitario, compresión simple (o carga puntual) y eventualmente la alterabilidad de este material mediante ensayos tipo desleimiento-durabilidad o similares.

**H.3.3.4 — CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DETALLADA** — Las propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo tales como: resistencia al cortante, propiedades esfuerzo-deformación, compresibilidad, expansión, permeabilidad y otras que resulten pertinentes de acuerdo con la naturaleza geológica del área, se determinarán en cada caso mediante procedimientos aceptados de campo o laboratorio, debiendo el informe respectivo justificar su número y representatividad de manera precisa y coherente con el modelo geológico y geotécnico del sitio. Cuando por el análisis de las condiciones ambientales y físicas del sitio así se establezca, los procedimientos de ensayo deben precisarse y seleccionarse de tal modo que permitan determinar la influencia de la saturación, condiciones de drenaje y confinamiento, cargas cíclicas y en general factores que se consideren significativos sobre el comportamiento mecánico de los materiales investigados.

Las propiedades dinámicas del suelo, y en particular el módulo de rigidez al cortante,  $G$ , y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico,  $\xi$ , a diferentes niveles de deformación, se determinarán en el laboratorio mediante ensayos de columna resonante, ensayo triaxial cíclico, corte simple cíclico u otro similar y técnicamente reconocido. Los resultados de estos 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  $\xi$  obtenidos están asociados a los niveles de deformación impuestos en cada aparato y pueden diferir de los prevalecientes en el campo.

**H.3.3.5 — EJECUCIÓN DE ENSAYOS DE CAMPO** — El ingeniero responsable del estudio podrá llevar a cabo pruebas de campo para la determinación de propiedades geomecánicas, en cuyo caso deberá realizarlos con equipos y metodologías de reconocida aceptación técnica, patronados y calibrados siempre y cuando, sus resultados e interpretaciones se respalden mediante correlaciones confiables y aceptadas con los ensayos convencionales, sustentadas en experiencias publicadas y se establezcan sus intervalos más probables de confiabilidad.

## CAPÍTULO H.4 CIMENTACIONES

### H.4.0 — NOMENCLATURA

- $F_{SICP}$  = factores de seguridad indirectos mínimos
- $\tau_L$  = resistencia al cortante en la interfaz suelo / elemento de cimentación  $\leq \tau_f$
- $\sigma_c$  = resistencia a compresión simple del material rocoso o del material del pilote, la que sea menor.
- $P_A$  = presión atmosférica
- $\psi$  = factor empírico que puede tomarse como 0.5 para rocas arcillosas, 1.0 para rocas calcáreas o concreto y 2.0 para rocas arenosas.

### H.4.1 — GENERALIDADES

Toda edificación debe soportarse sobre el terreno en forma adecuada para sus fines de diseño, construcción y funcionamiento. En ningún caso puede apoyarse sobre la capa vegetal, rellenos sueltos, materiales degradables o inestables, susceptibles de erosión, socavación, licuación o arrastre por aguas subterráneas. La cimentación se debe colocar sobre materiales que presenten propiedades mecánicas adecuadas en términos de resistencia y rigidez, o sobre rellenos artificiales, que no incluyan materiales degradables, debidamente compactados.

En el diseño de toda cimentación se deben considerar tanto los estados límite de falla, del suelo de soporte y de los elementos estructurales de la cimentación, como los estados límites de servicio. Los edificios se deben diseñar empotrados en su base para que los esfuerzos se transmitan en forma adecuada a la cimentación. En los cálculos se tendrá en cuenta la interacción entre los diferentes elementos de la cimentación de la estructura y de las edificaciones vecinas, como analizar si hay superposición de bulbos de carga, los efectos de los sótanos, las excentricidades de los centros de gravedad y de cargas que en conjunto se ocasionan.

Los parámetros de diseño deben justificarse plenamente, con base en resultados provenientes de ensayos de campo y laboratorio.

### H.4.2 — CIMENTACIONES SUPERFICIALES - ZAPATAS Y LOSAS

**H.4.2.1 — ESTADOS LÍMITES DE FALLA** — El esfuerzo límite básico de falla de cimentaciones superficiales se calculará por métodos analíticos o empíricos, debidamente apoyados en experiencias documentadas, recurriendo a los métodos de la teoría de plasticidad y/o análisis de equilibrio límite que consideren los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla por cortante general, se estudiarán las posibles fallas por cortante local, es decir aquellas que puedan afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, así como la falla por punzonamiento en suelos blandos. En el cálculo se deberá considerar lo siguiente:

- (a) Posición del nivel freático más desfavorable durante la vida útil de la edificación,
- (b) Excentricidades que haya entre el punto de aplicación de las cargas y resultantes y el centroide geométrico de la cimentación,
- (c) Influencia de estratos de suelos blandos bajo los cimientos,
- (d) Influencia de taludes próximos a los cimientos,
- (e) Suelos susceptibles a la pérdida parcial o total de su resistencia, por generación de presión de poros o deformaciones volumétricas importantes, bajo sollicitaciones sísmicas (Véase el Capítulo H.7),
- (f) Existencia de galerías, cavernas, grietas u otras oquedades.

**H.4.2.2 — ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO** — La seguridad para los estados límite de servicio resulta del cálculo de asentamientos inmediatos, por consolidación, los asentamientos secundarios y los asentamientos por sismo. La evaluación de los asentamientos debe realizarse mediante modelos de aceptación generalizada empleando parámetros de deformación obtenidos a partir de ensayos de laboratorio o correlaciones de campo suficientemente apoyadas en la experiencia. Pueden utilizarse relaciones entre el módulo de elasticidad y el valor de la penetración estándar y la penetración con cono, con el soporte experimental adecuado.

Los asentamientos inmediatos bajo cargas estáticas se calcularán utilizando la teoría de la elasticidad. En suelos granulares se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas sísmicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Los asentamientos por consolidación se producen por la migración gradual del agua hacia afuera de los suelos saturados, como respuesta a una sobre carga externa. Su cálculo se realizará con los parámetros determinados de las pruebas de consolidación unidimensional o triaxial realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente bajo los cimientos. Los incrementos de presión a las diferentes profundidades, inducidos por la presión que los cimientos transmiten al suelo, se calcularán con la teoría de la elasticidad. La presión de contacto en los cimientos se estimará considerando hipótesis extremas de repartición de carga, o a partir de un análisis de interacción estática suelo-estructura.

Para evaluar los asentamientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos se calcularán en un número de sitios ubicados dentro y fuera del área cargada.

Para determinar los asentamientos por sismo hay que considerar las cargas verticales de los apoyos y las cargas resultantes de los momentos, especialmente en muros pantalla. El ingeniero estructural le suministrará al ingeniero geotecnista la información relativa al sismo para que el evalúe los asentamientos por este tipo de cargas (instantáneas) y los integre con los de rebotes, consolidaciones, etc.

**H.4.2.3 — CAPACIDAD ADMISIBLE** —La capacidad admisible de diseño para la cimentación deberá ser el menor valor entre el esfuerzo límite de falla (Véase H.4.2.1), reducido por el factor de seguridad, y el que produzca asentamientos iguales a los máximos permitidos (Véase H.4.8). Esta capacidad debe ser claramente establecida en los informes geotécnicos.

### **H.4.3 — CIMENTACIONES COMPENSADAS**

**H.4.3.1 — ESTADOS LÍMITES DE FALLA** —La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como se indica en H.6.2.1. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción, para lo cual se deberá considerar una posición conservadora del nivel freático. Las celdas de la losa de cimentación que estén por debajo del nivel freático deberán considerarse como llenas de agua, y el peso de esta deberá adicionarse al de la subestructura, a menos que se tomen precauciones para que esto no suceda. Se prestará especial atención a la evaluación de la carga de falla por cortante local, o cortante general del suelo, bajo la combinación de carga que considere el sismo.

**H.4.3.2 — ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO** —Para estas cimentaciones se deberá calcular:

- (a) Los asentamientos inmediatos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación, incluyendo los debidos a la recarga del suelo descargado al realizar la excavación (Véase el Capítulo H.6),
- (b) Los asentamientos transitorios y permanentes del suelo de cimentación bajo la hipótesis de cargas estáticas permanentes combinadas con carga sísmica cíclica,
- (c) Los asentamientos debidos al incremento o reducción neta de carga en el contacto cimentación-suelo.
- (d) Los asentamientos inmediatos, de consolidación y los debidos a sismo se calcularán como se indica en H.4.2.2. La técnica empleada en la realización de la excavación (Véase H.8.3) será, en gran medida, la responsable de que se obtengan resultados de asentamientos acordes a los valores calculados.

**H.4.3.3 — CAPACIDAD ADMISIBLE** —La capacidad admisible se determinará como se indica en H.4.2.3.

### **H.4.4 — CIMENTACIONES CON PILOTES**

La capacidad de un pilote individual debe evaluarse considerando separadamente la fricción lateral y la resistencia por la punta con las teorías convencionales de la mecánica de suelos.

**H.4.4.1 — ESTADOS LÍMITES DE FALLA** — Se deberá verificar que la cimentación diseñada resulte suficiente para asegurar la estabilidad de la edificación en alguna de las siguientes condiciones:

- (a) Falla del sistema suelo-zapatatas, o suelo-losa de cimentación, despreciando la capacidad de los pilotes, como se indica en H.4.2.1.
- (b) Falla del sistema suelo-pilotes, despreciando la capacidad del sistema suelo-zapatatas o suelo-losa, para lo

cual debe considerarse que la carga de falla del sistema es la menor de los siguientes valores: 1) suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales; 2) capacidad de carga de un bloque de terreno cuya geometría sea igual a la envolvente del conjunto de pilotes; 3) suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación, teniendo en cuenta la posible reducción por la eficiencia de grupos de pilotes.

La capacidad de carga bajo cargas excéntricas se evaluará calculando la distribución de cargas en cada pilote mediante la teoría de la elasticidad, o a partir de un análisis de interacción suelo-estructura. No se tendrá en cuenta la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tracción, a menos que se hayan diseñado y construido con ese fin.

Además de la capacidad a cargas de gravedad se comprobará la capacidad del suelo para soportar los esfuerzos inducidos por los pilotes o pilas sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad de estos elementos para transmitir dichas sollicitaciones horizontales. Para sollicitaciones sísmicas se deberá tener en cuenta que sobre los pilotes actúa, además de la carga sísmica horizontal del edificio, la carga sísmica sobre el suelo que está en contacto con el pilote. Se podrán presentar casos en que los pilotes o pilas proyectados trabajen por punta y fricción, en estos casos se deben hacer los respectivos análisis para compatibilizar las deformaciones de los dos estados límites con factores de seguridad diferenciales.

**H.4.4.2 — ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO** — Los asentamientos de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas de gravedad se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa. En el cálculo de los movimientos anteriores se tendrá en cuenta las excentricidades de carga.

Para pilotes por punta o pilas los asentamientos se calcularán teniendo en cuenta la deformación propia bajo la acción de las cargas, incluyendo si es el caso la fricción negativa, y la de los materiales bajo el nivel de apoyo de las puntas.

Deberá comprobarse que no resulten excesivos el desplazamiento lateral ni el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volcamiento sísmico. Las deformaciones permanentes bajo la condición de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar con métodos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

**H.4.4.3 — USO DE PILOTES DE FRICCIÓN PARA CONTROL DE ASENTAMIENTOS** — Cuando se utilicen pilotes de fricción como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir asentamientos en suelos cohesivos blandos, transfiriendo parte de la carga a los estratos más profundos, los pilotes generalmente no tienen la capacidad para soportar por sí solos el peso de la edificación ya que se diseñan para trabajar al límite de falla en condiciones estáticas. Para determinar la capacidad admisible, deberá entonces tenerse en cuenta que estos pilotes no pueden tomar las cargas sísmicas de la edificación. Adicionalmente deberá considerarse la posibilidad que las zapatas o losa de cimentación puedan perder el sustento del suelo de apoyo. En todos los casos se verificará que la cimentación no exceda los estados límites de falla y servicio.

En ese caso, el espacio que se deje entre la punta de los pilotes de fricción y toda capa dura subyacente deberá ser suficiente para que en ninguna condición puedan los pilotes llegar a apoyarse en esta capa como consecuencia de la consolidación del estrato en que se colocaron.

A criterio del ingeniero geotecnista se puede considerar la posibilidad de utilizar los pilotes de control de asentamientos para mejoramiento de la capacidad portante del conjunto.

## H.4.5 — CIMENTACIONES EN ROCA

Para cimentaciones en macizos rocosos se seguirán los mismos lineamientos anteriores, teniendo en cuenta que la resistencia y rigidez de los macizos rocosos son siempre menores que los de las muestras de roca (material rocoso) y adoptando los siguientes:

**H.4.5.1 — ESTADOS LÍMITES DE FALLA** — el macizo rocoso debe evaluarse por medio de dos modelos complementarios:

- (a) Considerar el macizo rocoso como un medio continuo equivalente, con envolvente de resistencia (esfuerzo cortante vs esfuerzo normal efectivo) curva o con parámetros lineales equivalentes para el intervalo de esfuerzos que se esté considerando.
- (b) Considerar el macizo rocoso como un medio discontinuo, para lo cual se deberán analizar los mecanismos de falla cinemáticamente posibles por las discontinuidades.
- (c) El estado límite será el menor que resulte de los dos análisis anteriores.

- (d) En los casos extremos de macizos rocosos muy fracturados o casi sin discontinuidades no sería necesario evaluar el mecanismo de b)

#### H.4.5.2 — ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

- (a) Si el macizo rocoso se considera continuo, debe evaluarse como un medio elástico, con módulos de deformación apropiados al estado de esfuerzos previsto, estimados bien sea de relaciones empíricas con los sistemas de clasificación, ensayos geofísicos o con ensayos de placa
- (b) Si el macizo rocoso se considera discontinuo, se debe hacer el análisis del mecanismo de falla con las características esfuerzo-deformación de las discontinuidades y mecanismos cinemáticamente posibles apropiados.

#### H.4.6 — PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

La profundidad mínima de cimentación para los cálculos de capacidad debe contemplar los siguientes aspectos, además de los incluidos en H.4.1 - Generalidades.

- (a) La profundidad tal que se elimine toda posibilidad de erosión o meteorización acelerada del suelo, arrastre del mismo por tubificación causada por flujo de las aguas superficiales o subterráneas de cualquier origen.
- (b) En los suelos arcillosos, la profundidad de las cimentaciones debe llevarse hasta un nivel tal que no haya influencia de los cambios de humedad inducidos por agentes externos (Véase el capítulo H-9).
- (c) Es preciso diseñar las cimentaciones superficiales en forma tal que se eviten los efectos de las raíces principales de los árboles próximos a la edificación o alternativamente se deben dar recomendaciones en cuanto a arborización (Véase el capítulo H-9).

#### H.4.7 — FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS

Para cimentaciones se aconsejan los siguientes factores de seguridad indirectos mínimos:

##### H.4.7.1 — CAPACIDAD PORTANTE DE CIMIENTOS SUPERFICIALES Y CAPACIDAD PORTANTE DE PUNTA DE CIMIENTACIONES PROFUNDAS

Para estos casos se aconsejan los siguientes valores:

Tabla H.4.7-1  
Factores de Seguridad Indirectos  $F_{SICP}$  Mínimos

Condición	$F_{SICP}$ Mínimo
	Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

En todo caso se deberá demostrar que los valores de  $F_{SB}$  directos equivalentes no son inferiores a los de la Tabla H.2.4-1

##### H.4.7.2 — CAPACIDAD PORTANTE POR FRICCIÓN DE CIMIENTACIONES PROFUNDAS

- (a) En este caso el Factor de Seguridad está definido por:

$$F_{SL} = \tau_L / \tau_A \quad (H.4.7-1)$$

en la cual  $\tau_L$  = resistencia al cortante en la interfaz suelo / elemento de cimentación  $\leq \tau_r$

- (b) A menos que se demuestre con ensayos para la obra en estudio, se tomará, para la ecuación H.4.7-1

$$\tau_L = 2/3\tau_F \quad (\text{H.4.7-2})$$

(c) En el caso de la ecuación H.2-6 ( $\tau_F = S_U$ ), se deberá usar

$$\tau_L = \alpha\tau_F = \alpha S_U \quad (\text{H.4.7-3})$$

en la cual  $\alpha = 0.2 + 0.8 \exp[0.35 - (2S_U / P_A)] \leq 1.0$  (o una expresión con tendencia similar)

Y se podrán usar los valores de  $F_{SL}$  iguales a los de  $F_{SB}$  de la tabla H.2.4-1

(d) En el caso de pilotes o caissons en roca, se debe tomar  $\tau_L$  con una formulación apropiada, tal como

$$\tau_L = \psi[\sigma_c/2P_A]^{0.5} \quad (\text{H.4.7-4})$$

en la cual

$\sigma_c$  = resistencia a compresión simple del material rocoso o del material del pilote, la que sea menor.

$P_A$  = presión atmosférica

$\psi$  = factor empírico que puede tomarse como 0.5 para rocas arcillosas, 1.0 para rocas calcáreas o concreto y 2.0 para rocas arenosas.

Y se podrán usar valores de  $F_{SL}$  iguales a los de  $F_{SB}$  de la tabla H.2.4-1

**H.4.7.3 — CAPACIDAD PORTANTE POR PRUEBAS DE CARGA Y FACTORES DE SEGURIDAD** — La capacidad portante última de cimentaciones profundas se podrá calcular alternativamente, a partir de pruebas de carga debidamente ejecutadas y en número suficiente de pilas o pilotes de acuerdo con lo señalado en la tabla H.4.7-2. En este caso los factores de seguridad mínimos podrán reducirse sin que lleguen a ser inferiores al 80% de los indicados en la tbla 4.7.1.

**Tabla H.4.7-2**  
Número Mínimo de Ensayos de Carga en Pilotes o Pilas para Reducir  $F_{SICP}$

Categoría	No de Pruebas
Baja	$\geq 1$
Media	$\geq 2$
Alta	$\geq 3$
Especial	$\geq 5$

## H.4.8 — ASENTAMIENTOS.

La seguridad para el estado límite de servicio resulta del cálculo de asentamientos inmediatos, por consolidación, los asentamientos secundarios y los asentamientos por sismo. La evaluación de los asentamientos debe realizarse mediante modelos de aceptación generalizada empleando parámetros de deformación obtenidos a partir de ensayos de laboratorio o correlaciones de campo suficientemente apoyadas en la experiencia. En cada caso debe verificarse la ocurrencia y la pertinencia de los casos de asentamiento descritos en este numeral.

**H.4.8.1 — ASENTAMIENTOS INMEDIATOS** — Los asentamientos inmediatos dependen de las propiedades de los suelos a bajas deformaciones, en cuyo caso puede aceptarse su comportamiento elástico, y de la rigidez y extensión del cimiento mismo. El procedimiento se establece enseguida para suelos cohesivos y para suelos granulares en forma separada

**H.4.8.2 — ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN** — Los asentamientos por consolidación se producen por la migración del agua hacia afuera de los suelos saturados, como respuesta a una sobre carga externa. Se define también como consolidación primaria.

**H.4.8.3 — ASENTAMIENTOS SECUNDARIOS** — La consolidación secundaria puede definirse como la deformación en el tiempo que ocurre esencialmente a un esfuerzo efectivo constante. No obstante, las deformaciones propias de la consolidación primaria pueden coincidir en el tiempo, con las de la consolidación secundaria. Debe, en consecuencia, adelantarse el programa de laboratorio que permita comprobar la posible ocurrencia del fenómeno. Se estima que materiales con alto contenido orgánico presentan este fenómeno.

**H.4.8.4 — ASENTAMIENTOS TOTALES** — Son la suma de asentamientos inmediatos, por consolidación y secundarios, cuando estos últimos son importantes.

**H.4.8.5 — ASENTAMIENTOS EN MACIZOS ROCOSOS** — En este caso para el cálculo de asentamientos se deberá tomar el macizo rocoso como un medio elástico, isotrópico o anisotrópico según sea el caso, si se considera como un medio continuo o con las deformaciones por las discontinuidades, en el caso de considerar el macizo rocoso como un medio discontinuo. No se considerarán asentamientos inmediatos ni por consolidación, pero, a juicio del Ingeniero responsable, se deberían estimar asentamientos secundarios los cuales se pueden presentar en macizos rocosos de rocas arcillosas, calcáreas, salinas o con alto contenido orgánico.

## H.4.9 — EFECTOS DE LOS ASENTAMIENTOS

**H.4.9.1 — CLASIFICACIÓN** — Se deben calcular los distintos tipos de asentamientos que se especifican a continuación:

- (a) **Asentamiento máximo** — Definido como el asentamiento total de mayor valor entre todos los producidos en la cimentación.
- (b) **Asentamiento diferencial** — Definido como la diferencia entre los valores de asentamiento correspondientes a dos partes diferentes de la estructura.
- (c) **Giro** — Definida como la rotación de la edificación, sobre el plano horizontal, producida por asentamientos diferenciales de la misma.

**H.4.9.2 — LÍMITES DE ASENTAMIENTOS TOTALES** — Los asentamientos totales calculados a 20 años se deben limitar a los siguientes valores:

- (a) Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.
- (b) Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

**H.4.9.3 — LÍMITES DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES** — Los asentamientos diferenciales calculados se deben limitar a los valores fijados en la tabla H.4.9-1, expresados en función de  $\ell$ , distancia entre apoyos o columnas de acuerdo con el tipo de construcción.

**Tabla H.4.9-1**  
**Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados**  
**en función de la distancia entre apoyos o columnas,  $\ell$**

Tipo de construcción	$\Delta_{\max}$
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{\ell}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{300}$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{160}$

**H.4.9.4 — LÍMITES DE GIRO** — Los giros calculados deben limitarse a valores que no produzcan efectos estéticos o funcionales que impidan o perjudiquen el funcionamiento normal de la edificación, amenacen su seguridad, o disminuyan el valor comercial de la misma. En ningún caso localmente pueden sobrepasar de  $\ell/250$ .

#### H.4.10 — DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

Para el diseño estructural de toda cimentación deben calcularse las excentricidades que haya entre el punto de aplicación de las cargas y resultantes y el centroide geométrico de la cimentación. Dichas excentricidades tienen que tenerse en cuenta en el cálculo de la capacidad ante falla, capacidad admisible y asentamientos totales, diferenciales y giros.

Las losas de cimentación deben diseñarse de tal manera que las resultantes de las cargas estáticas aplicadas coincidan con el centroide geométrico de la losa. Para obtener la precisión necesaria en el cálculo de los centros de gravedad y de empujes de la losa, debe considerarse todo el conjunto de cargas reales que actúan sobre la losa, incluyendo en ellos las de los muros interiores y exteriores, acabados, excavaciones adyacentes a la losa, sobrecarga neta causada por los edificios vecinos y la posibilidad de variación de los niveles de aguas subterráneas.

Las presiones de contacto calculadas deben ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura superestructura. En su cálculo se acepta suponer que el medio es elástico, y se pueden usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Se acepta cualquier distribución de presiones de contacto que satisfaga las siguientes condiciones:

- (a) Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura, y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura,
- (b) Que los asentamientos diferenciales inmediatos más los de consolidación calculados con las presiones de contacto sean de magnitud admisible (H.4.9).
- (c) Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las de largo plazo, del sistema subestructura-superestructura, sean de magnitud admisible (H.4.9).

La distribución de presiones de contacto podrá determinarse para las diferentes combinaciones de carga a corto y largo plazos, con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras, o mediante análisis de interacción suelo-estructura.

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder soportar los esfuerzos resultantes de las cargas verticales y horizontales consideradas en el diseño de la cimentación, y las que se presenten durante el transporte, izado e hinca. Los pilotes deberán ser capaces de soportar estructuralmente la carga que corresponde a su estado límite de falla.

Los pilotes de concreto, de acero y de madera, deberán cumplir con los requisitos estipulados en el Título C, F y G relativos al diseño y construcción de estructuras en estos tipos de materiales. Los pilotes metálicos deberán protegerse contra corrosión al menos en el tramo comprendido entre la cabeza y la profundidad a la que se estime el máximo descenso del nivel freático.

Siempre se deben analizar las interacciones que se presentan con las excavaciones vecinas, limitando la capacidad portante total o utilizando pilotes de mejoramiento del suelo.

---



## CAPÍTULO H.5

# EXCAVACIONES Y ESTABILIDAD DE TALUDES

### H.5.0 — NOMENCLATURA

$h_w$	= altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable;
$\gamma_w$	= peso unitario del agua
$\gamma_t$	= peso unitario total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable
$S_u$	= resistencia no drenada (cohesión aparente) del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no-consolidadas no-drenadas (UU)
$N_c$	= coeficiente de capacidad de carga que depende de la geometría de la excavación y puede ser afectado por el procedimiento constructivo;
$P_v$	= presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación;
$\sum q$	= sobrecargas superficiales
$F_{SBM}$	= factores de seguridad mínimos

### H.5.1 — EXCAVACIONES

**H.5.1.1 — GENERALIDADES** — En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

- (a) **De falla** — colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de entibado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por sub presión en estratos subyacentes, 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 calculados 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 construyan en el sitio.

Para realizar la excavación, se podrán usar pozos de bombeo 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 estas Normas, considerándose las sobrecargas que puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación.

**H.5.1.2 — ESTADOS LÍMITE DE FALLA** — La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin entibado y del fondo de la misma. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas libres próximas a excavaciones temporales será de 15 kPa (1.5 t/m<sup>2</sup>).

**H.5.1.2.1 — Estabilidad de taludes de excavación para edificaciones** — La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de las condiciones de presión 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 y la presencia de grietas u otras discontinuidades. Se tomará en cuenta que la cohesión de los materiales arcillosos tiende a disminuir con el tiempo, en una proporción que puede alcanzar 30 por ciento en un plazo de un mes.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles tomando en cuenta en su caso las discontinuidades del suelo. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. 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, no presenten peligro de falla local o general ni puedan sufrir alteraciones en su geometría por intemperización y erosión, que puedan afectar a la propia construcción, a las construcciones vecinas o a los servicios públicos. Además del análisis de estabilidad, el estudio geotécnico deberá incluir en su caso una justificación detallada de las técnicas de estabilización y protección de los cortes propuestas y del procedimiento constructivo especificado (Véase el capítulo H-8).

En los casos que se requiera el uso de entibados, los empujes a los que se encuentran sometidos los anclajes o puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones determinada por modelaciones analíticas o numéricas y de la experiencia local debidamente sustentada. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, de su grado de fisuramiento y de su reducción de resistencia con el tiempo. Cuando el nivel freático exista a poca profundidad, los empujes considerados sobre los entibados serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los entibados 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. En el caso de anclajes precargados, se tomará en cuenta que la precarga aplicada inicialmente puede variar considerablemente con el tiempo por relajación y por efecto de variaciones de temperatura.

Los elementos de soporte deberán diseñarse estructuralmente para resistir las acciones de los empujes y las reacciones de los anclajes o puntales y de su apoyo en el suelo bajo el fondo de la excavación.

**H.5.1.2.2 — Falla de fondo** — En el caso de excavaciones en suelos en especial aquellos sin cohesión, se analizará la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua o por erosión interna. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Quando una excavación se realice en una capa impermeable, la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, 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 ( $h_i$ ) del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

$$h_i > (Y_w/Y_m)h_w \quad \text{(H.5.1-1)}$$

donde

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

$\gamma_w$  es el peso unitario del agua; y

$\gamma_Y$  es el peso unitario total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

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

En caso de usar elementos estructurales como tablestacas o muros colados en el lugar para soportar las paredes de la excavación, se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluirá el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que éstos soportan.

La revisión de la estabilidad general se realizará por un método de análisis límite. Se evaluará el empotramiento y el momento resistente mínimo de los elementos estructurales requeridos para garantizar la estabilidad de acuerdo con las condiciones previstas. La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$P_V + \sum q < S_u N_c / F_{SBM} \quad (H.5.1-2)$$

donde

$S_u$  resistencia no drenada (cohesión aparente) del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no-consolidadas no-drenadas (UU);

$N_c$  coeficiente de capacidad de carga que depende de la geometría de la excavación. Se tomará en cuenta además que este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo;

$P_V$  presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación;

$\sum q$  sobrecargas superficiales

$F_{SBM}$  factores de seguridad mínimos de la tabla H.2.4-1

**H.5.1.2.3 — 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 y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

En caso de usar anclajes temporales para el soporte de entibados deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas y/o servicios públicos. El sistema estructural del anclaje deberá analizarse con el objetivo de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. El análisis de los anclajes deberá considerar la posibilidad de falla por resistencia del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor-lechada, de la adherencia lechada-terreno y de la capacidad de carga del terreno en la perforación del anclaje. La instalación de anclajes deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de los mismos, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Los anclajes temporales instalados en terrenos agresivos podrán requerir una protección especial contra corrosión.

**H.5.1.3 — 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. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se proyecta construir.

**H.5.1.3.1 — 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. Los movimientos diferidos se estimarán a partir de los decrementos de esfuerzo vertical calculados aplicando también la teoría de la elasticidad.

Para reducir los movimientos inmediatos, la excavación y la construcción de la cimentación se podrán realizar por partes. En el caso de excavaciones entibadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre anclajes o puntales.

**H.5.1.3.2 — Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones** — En el caso de cortes entibados en arcillas blandas 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 entibadas 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.

## H.5.2 — ESTABILIDAD DE TALUDES EN LADERAS NATURALES Ó INTERVENIDAS

**H.5.2.1 — RECONOCIMIENTO** — Sin detrimento de lo que establezca la normatividad local que aplique, en edificaciones cuya implantación se proyecte realizar total o parcialmente sobre una ladera, o que se encuentren al borde o al pie de una de ellas, el ingeniero geotecnista junto con la asesoría de un geólogo o ingeniero geólogo, debe

realizar un análisis de estabilidad de los taludes que representen una amenaza para la edificación y diseñar las obras y medidas necesarias para lograr un nivel de estabilidad aceptable en términos de los factores de seguridad que se establecen en H.5.2.6. Para el caso particular de laderas naturales, se debe realizar el inventario de los procesos que reflejen inestabilidad del terreno a fin de incorporarlos con los análisis de las condiciones de estabilidad de la ladera.

**H.5.2.2 — CONSIDERACIONES GENERALES** — Para los análisis de estabilidad de laderas naturales ó intervenidas y taludes de excavación, se deben tener en cuenta la geometría del terreno antes y después de cualquier intervención constructiva, la distribución y características geomecánicas de los materiales del subsuelo que conforman el talud, las condiciones hidrogeológicas e hidráulicas, las sobrecargas de las obras vecinas, los sistemas y procesos constructivos y los movimientos sísmicos.

**H.5.2.3 — SECCIONES DE ANÁLISIS** — Para los análisis de estabilidad se requiere contar con un modelo geológico-geotécnico que contenga al menos una sección transversal del terreno que incluyendo la localización y características de la edificación, represente razonablemente la topografía de la superficie del talud, en dónde éste sea más alto o más empinado, la distribución de los materiales en profundidad, las condiciones del agua subterránea y la localización de sobrecargas, que definan el o los mecanismos de falla que se deban considerar para los análisis de estabilidad. Cuando la irregularidad morfológica o litológica del terreno así lo indique, se requerirá contar con por lo menos una sección en cada zona homogénea definida en el modelo del área de estudio, en donde a criterio del ingeniero geotecnista, exista probabilidad cinemática de que se presenten procesos de inestabilidad.

**H.5.2.4 — PRESIONES DE POROS** — Para el análisis y diseño de taludes, se debe evaluar el efecto del agua en la disminución del esfuerzo efectivo del suelo y de la resistencia al corte, incluyendo los aspectos sísmicos de la sección H.6.2.5. Para tal efecto, el Ingeniero Geotecnista debe aplicar una o varias de las siguientes metodologías:

- (a) Red de flujo: necesaria en el caso en que la cabeza piezométrica no corresponde con la superficie del nivel freático.
- (b) Nivel freático: en el caso en que la cabeza piezométrica corresponde con la superficie de la tabla de agua, por encontrarse esta última a presión atmosférica.
- (c)  $R_u$  cociente entre la presión de poros y el esfuerzo vertical total. Este valor puede variar para el mismo material, dependiendo de su posición relativa respecto a la superficie de agua y a la superficie del terreno. Por tal motivo, se recomienda calcular tantos valores como sean necesarios de acuerdo con la complejidad del problema.

Se preferirá el cálculo de la presión de poros a través de una red de flujo o por la definición de un nivel freático, respecto a la aplicación del factor  $R_u$ .

**H.5.2.5 — SISMO DE DISEÑO** — Para efectos del análisis y diseño de taludes, se debe emplear la aceleración máxima del terreno,  $a_{max}$  obtenida bien sea de un espectro (aceleración del espectro de diseño para periodo cero) o por medio de análisis de amplificación de onda unidimensionales o bidimensionales, correspondiente a los movimientos sísmicos definidos en el Capítulo A.2, particularmente en los numerales A.2.1, A.2.2, A.2.3, A.2.4 Y A.2.5. En caso de que el sitio objeto de análisis haga parte de un estudio de microzonificación sísmica aprobado, se utilizará la aceleración máxima superficial del terreno establecida en el espectro de diseño respectivo en lugar de lo estipulado en la sección A.2. El coeficiente sísmico de diseño para análisis pseudoestático de taludes KST tiene valor inferior o igual al de  $a_{max}$  y se admiten los siguientes valores mínimos de  $K_{ST}/a_{max}$ , dependiendo del tipo de material térreo (reforzado o no) y del tipo de análisis.

**Tabla H.5.2-1**  
**Valores de  $K_{ST}/a_{max}$  Mínimos para Análisis Pseudoestático de Taludes**

Material	$K_{ST}/a_{max}$ Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

En los análisis de estabilidad de taludes deben considerarse los criterios de susceptibilidad al deslizamiento asociado a sismo establecido en la sección H.7.1.2

**H.5.2.6 — METODOLOGÍA** — Debe utilizarse un método de cálculo y análisis de reconocida validez y aplicación, proporcionado a la magnitud del problema potencial y a las consecuencias en pérdidas de vidas y económicas en caso de falla del talud.

**H.5.2.7 — FACTORES DE SEGURIDAD** — Se usarán los de la tabla H.2.4-1



## **Notas**

# CAPÍTULO H.6

## ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

### H.6.0 — NOMENCLATURA

<b>H</b>	= altura total del muro o estructura de contención
<b>h</b>	= tramo de altura en la estructura de contención
<b>K<sub>A</sub></b>	= coeficiente de presión de tierras, estado activo
<b>K<sub>h</sub></b>	= coeficiente de presión de tierras para fuerzas horizontales
<b>K<sub>o</sub></b>	= coeficiente de presión de tierras en reposo
<b>K<sub>oh</sub></b>	= coeficiente de presión de tierras horizontal, en reposo
<b>K<sub>p</sub></b>	= coeficiente de presión de tierras, estado pasivo
<b>P<sub>ex</sub></b>	= Empuje lateral debido a cargas externas
<b>P<sub>h</sub></b>	= empuje lateral, horizontal, como suma de los demás empujes
<b>P<sub>w</sub></b>	= empuje debido al agua
<b>P'<sub>h</sub></b>	= empuje efectivo debido al suelo
<b>RSC</b>	= relación de sobre consolidación
<b>β</b>	= ángulo de inclinación del terreno por contener, positivo hacia arriba, negativo hacia abajo
<b>φ'</b>	= ángulo de fricción interna
<b>γ<sub>t</sub></b>	= peso unitario total
<b>σ'<sub>h</sub></b>	= esfuerzo efectivo horizontal
<b>σ'<sub>v</sub></b>	= esfuerzo efectivo vertical
<b>σ'<sub>1</sub></b>	= esfuerzo efectivo principal
<b>σ'<sub>3</sub></b>	= esfuerzo efectivo secundario o menor

### H.6.1 — GENERALIDADES

Las estructuras de contención proporcionan soporte lateral, temporal o permanente, a taludes verticales o cuasi verticales de suelo, enrocado o macizos rocosos muy fracturados o con discontinuidades desfavorables. Las estructuras de contención pueden ser autónomas, que soporten directamente las solicitudes de los materiales por contener, ó que involucren a dichos materiales con ayuda de refuerzos, para que éstos participen con sus propiedades a soportar dichas solicitudes en forma segura.

Las estructuras de contención pueden ser muros de gravedad (en mampostería, concreto ciclópeo, tierra reforzada, gaviones, o cribas), muros en voladizo (con o sin contrafuertes), tablestacas, pantallas atirantadas y estructuras entibadas.

### H.6.2 — ESTADOS LÍMITE

**H.6.2.1 — ESTADOS LÍMITE DE FALLA** — Los estados límite de falla que se deben considerar para un muro serán la rotura estructural, las deformaciones de la estructura, el volteo, la falla por capacidad de carga, la pérdida de apoyo por erosión del terreno, el deslizamiento horizontal de la base del mismo bajo el efecto del empuje del suelo y, en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro.

**H.6.2.2 — ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO** — Cuando las deformaciones del sistema de contención afecten el funcionamiento de estructuras vecinas o generen procesos de falla en otras estructuras, se denomina estado límite de servicio.

### H.6.3 — CONSIDERACIONES DE DISEÑO

En el diseño de estructuras de contención se deben tener en cuenta las condiciones externas a que puede estar sometida, tales como las sobrecargas por otras estructuras, los procesos de construcción, las presiones hidrostáticas, las cargas de anclaje, las cargas de tráfico, las características del relleno, el sistema de drenaje, procesos de socavación o de oleaje (en vecindad de cuerpos de agua), efectos sísmicos y efectos de temperatura. También debe tenerse en cuenta el tiempo de servicio esperado de la estructura.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones que se deben tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo que contiene, el empuje hidrostático 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 en la forma indicada en H.5

Estas estructuras 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 material por contener y el método de colocación del mismo.

### H.6.4 — PRESIÓN DE TIERRAS

La presión que las tierras ejercen sobre la estructura que las contiene mantiene una estrecha interacción entre una y otro. Depende, en términos generales del desplazamiento del conjunto, así: en el estado natural sin deformaciones laterales, se dice que la presión es la del reposo; si el muro cede, la presión disminuye hasta un mínimo que se identifica como el estado activo; si por el contrario, el muro se desplaza contra el frente de tierra, la presión sube hasta un máximo que se identifica como el estado pasivo. Si el desplazamiento del muro es vertical o implica un giro sobre la base, su distribución debe ser lineal o similar a la hidrostática; si el giro se efectúa alrededor del extremo superior del muro, la distribución debe adoptar una forma curvilínea. Los desplazamientos relativos se presentan en la figura H.6.4-1, y se cuantifican en la tabla H.6.4-1.

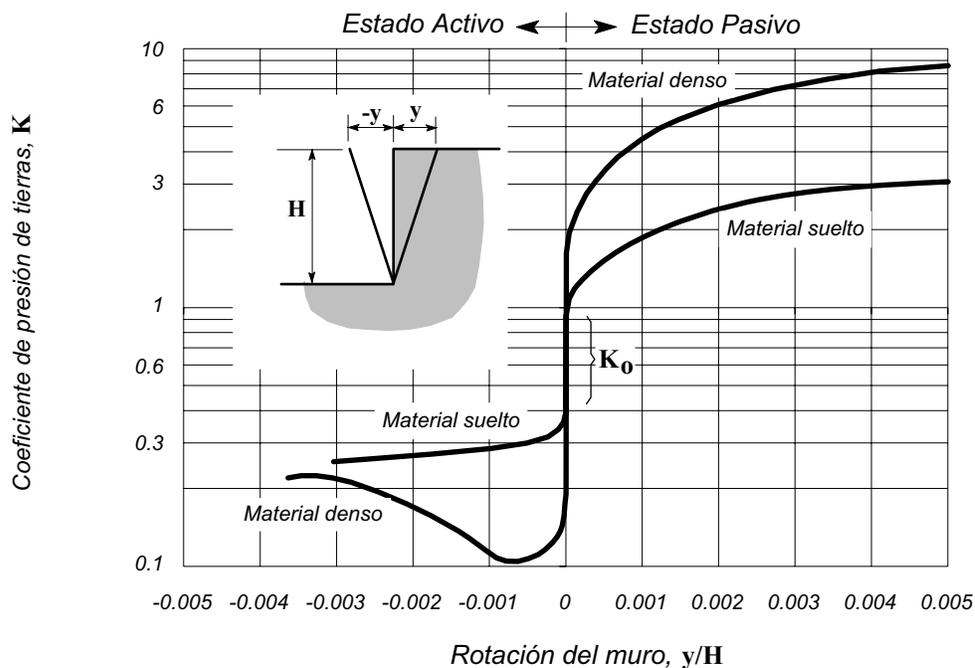


Figura H.6.4-1 – Variación del coeficiente de presión de tierras, K, con el desplazamiento

Tabla H.6.4-1

Movimientos horizontales en el muro de contención conducentes a los estados activo y pasivo

Tipo de suelo	Estado activo	Estado pasivo
Granular denso	0.001 H	0.020 H
Granular suelto	0.004 H	0.060 H
Cohesivo firme	0.010 H	0.020 H
Cohesivo blando	0.020 H	0.040 H

**H.6.4.1 — COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL DE TIERRAS** — Se define como la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical en cualquier punto dentro de la masa de suelo, así que:

$$K_h = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (\text{H.6.4-1})$$

**H.6.4.2 — EMPUJE LATERAL DE TIERRAS** — Se define como la fuerza lateral ejercida por el suelo y se define como:

$$P'_h = \sum K_h \sigma'_v \Delta h \quad (\text{H.6.4-2})$$

**H.6.4.3 — ESTADO EN REPOSO** — El coeficiente de presión de tierras en reposo está definido como

$$K_o = 1 - \sin \phi' = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} \quad (\text{H.6.4-3})$$

**H.6.4.3.1 — Suelo normalmente consolidado** — En este caso  $K_{oh} = K_o$ , lo cual quiere decir que la presión horizontal de tierras es igual a la presión en reposo.

**H.6.4.3.2 — Suelo preconsolidado** — cuando el suelo está pre consolidado este coeficiente debe evaluarse como se indica a continuación:

$$K_h = (1 - \sin \phi') RSC^{\sin \phi'} \quad (\text{H.6.4-4})$$

**H.6.4.3.3 — Terreno inclinado** — Cuando el terreno por contener no es horizontal sino que posee una inclinación  $\beta$ , este valor se convierte en

$$K_h = (1 - \sin \phi') RSC^{\sin \phi'} (1 + \text{sen } \beta) \quad (\text{H.6.4-5})$$

en la cual  $\beta$  debe tomarse con su signo (+ hacia arriba y - hacia abajo) y válida para  $|\beta| \leq \phi'$

**H.6.4.4 — ESTADO ACTIVO** — El estado activo se identifica con un desplazamiento menor del muro en el sentido contrario al del banco de tierra que contiene. El valor del coeficiente activo de presión de tierras es entonces,  $K_A$ . Los empujes sobre muros de contención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base (por ejemplo gaviones). 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.

**H.6.4.5 — ESTADO PASIVO** — El estado pasivo se identifica con la resistencia del banco de tierra cuando es empujado por el muro; al contrario del caso activo, en este caso el desplazamiento es considerablemente mayor. El valor del coeficiente pasivo de presión de tierras es entonces  $K_p$ .

**H.6.4.6 — MUROS ATIRANTADOS O APUNTALADOS** — Para este caso particular se ha verificado que la presión de tierras aparente adopta una distribución de tipo trapezoidal. Se ha propuesto entonces el uso de diagramas aparentes de presión de tierras que equivalen a una envolvente de las diferentes presiones observadas en los muros o a las cargas individuales de los elementos de soporte. Para hacer un prediseño de estas estructuras se pueden evaluar las presiones

con las siguientes expresiones:

**(a) Suelos Granulares**

$$p_h = 0.65K_A \gamma_t H \quad (\text{H.6.4-6})$$

**(b) Suelos Cohesivos**

$$p_h = 0.2 \gamma_t H \quad \text{para } s_u \geq 100 \text{ kPa (10.0 tonf/m}^2\text{)} \quad (\text{H.6.4-7})$$

$$p_h = 0.3 \gamma_t H \quad \text{para } 25 \text{ kPa (2.5 tonf/m}^2\text{)} < s_u < 100 \text{ kPa (10.0 tonf/m}^2\text{)} \quad (\text{H.6.4-8})$$

$$p_h = 0.4 \gamma_t H \quad \text{para } s_u \leq 25 \text{ kPa (2.5 tonf/m}^2\text{)} \quad (\text{H.6.4-9})$$

**H.6.4.6.1 — Consideración del agua** — El análisis precedente es correcto para un sistema de esfuerzos totales, en una masa de suelo eventualmente saturado, pero sin agua libre. En caso de presencia de agua libre o nivel freático, su influencia debe calcularse por separado.

**H.6.4.7 — OTROS MÉTODOS** — En casos donde se requiera un estricto control de las deformaciones se permite el empleo, con el mejor criterio posible, de metodologías tales como elementos finitos, diferencias finitas o elementos de borde.

**H.6.4.8 — ESTADO DE CÁLCULO** — La selección de los estados activos, en reposo o pasivos, actuantes sobre la estructura de contención debe quedar plenamente justificada, teniendo en cuenta los procedimientos constructivos, posibilidad de deformación de la estructura de contención y las características propias del suelo por soportar.

## H.6.5 — EMPUJES DEBIDOS AL AGUA

Los empujes debidos al agua subterránea deben minimizarse en lo posible, mediante el empleo de obras adecuadas de drenaje y despresurización. Sin embargo, cuando esto no es posible, deben sumarse a los empujes de tierras. Los muros de contención deberán siempre dotarse de un sistema de filtros y drenajes colocados atrás del muro. Estos dispositivos deberán diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes del relleno y para buscar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas. Cuando la permeabilidad de la estructura sea superior a 1 cm/seg, como en el caso de gaviones o cribas, se puede emplear la propia estructura de contención para la captación y conducción del agua, pero se debe evitar la erosión del suelo que soporta por medio de filtros y garantizar el desagüe. 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.

## H.6.6 — EMPUJES POR CARGAS EXTERNAS

Los empujes resultantes de cargas externas, tales como sobrecargas en la parte superior del muro, cargas de compactación, cargas vivas temporales o permanentes, deben considerarse por separado de acuerdo con la incidencia sobre el muro que se calcula.

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.

Para especificar y controlar en el campo la compactación por capas de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar, debiéndose vigilar el espesor, contenido de agua y tasa de colocación en altura de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compacidad relativa en la prueba Proctor estándar o en métodos especiales para materiales muy gruesos. Los rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.

### H.6.7 — CAPACIDAD ANTE FALLA

Debe verificarse la estabilidad al deslizamiento, la estabilidad al volcamiento, la capacidad portante del suelo de apoyo, la estabilidad general del conjunto terreno-estructura de contención y la estabilidad propia intrínseca de la estructura de contención.

En el caso de muros de gravedad o muros en voladizo:

- (a) La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y debajo de la zona de cambios volumétricos estacionales y de rellenos.
- (b) 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 podrá emplear uno o varios de los siguientes procedimientos: (1) cambiar la inclinación de la base del muro colocándola hacia adentro, (2) aumentar la rugosidad en el contacto muro-suelo, (3) colocar dentellones reforzados, (4) anclar o pilotear el muro, (5) profundizar la base del muro o (6) ampliar la base del mismo.
- (c) La capacidad de carga en la base del muro se deberá revisar por los métodos indicados en las presentes Normas para cimentaciones superficiales.

### H.6.8 — EMPUJES SÍSMICOS

Se deben incluir los empujes originados por efectos sísmicos, mediante métodos de reconocida aceptación técnica y las consideraciones de acuerdo con las zonas de amenaza sísmica del numeral A.2.3 y de los parámetros del numeral H.2. Se deben emplear los coeficientes sísmicos indicados en H.5.2.5 con las salvedades y métodos allí indicados

### H.6.9 — FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS

Los valores del factor de seguridad indirecto para las diversas verificaciones de comportamiento establecidas en H.5.1.2 y siguientes, deben ser, como mínimo, los indicados en la tabla H.6.9-1.

**Tabla H.6.9-1**  
**Factores de seguridad indirectos mínimos**

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
<b>Deslizamiento</b>	1.60	1.60	Diseño	1.05
<b>Volcamiento:</b> el que resulte más crítico de Momento Resistente/ Momento Actuante Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	$\geq 3.00$ $\leq 1/6$	$\geq 3.00$ $\leq 1/6$	Diseño Diseño	$\geq 2.00$ $\leq 1/4$
<b>Capacidad portante</b>	Iguales a los de la Tabla H.4.1			
<b>Estabilidad Intrínseca materiales térreos</b> (reforzados o no)	Iguales a los de la Tabla H.2.1			
<b>Estabilidad Intrínseca materiales manufacturados</b>	Según material (Concreto-Título C; Madera-Título G; etc.)			
<b>Estabilidad general del sistema:</b> Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00
<b>Laderas adyacentes (Zona de influencia &gt; 2.5H)</b>	1.20	1.50	Diseño	1.05

## **Notas**

# CAPÍTULO H.7

## EVALUACIÓN GEOTÉCNICA DE EFECTOS SÍSMICOS

### H.7.0 — NOMENLATURA

- $G$  = variación de la rigidez  
 $\beta_s$  = amortiguamiento  
 $A_{max}$  = aceleraciones máximas del terreno

### H.7.1 — ASPECTOS BÁSICOS

Para realizar la evaluación geotécnica de efectos sísmicos que deben ser considerados en el diseño de estructuras se parte de los aspectos básicos que están relacionados con la modificación del movimiento del terreno (efectos inerciales) y los cinemáticos. Adicionalmente, los aspectos básicos contribuyen a cuantificar de una manera acertada las incertidumbres relacionadas con la respuesta dinámica del terreno, las condiciones de estabilidad de los materiales, y los efectos del potencial de licuación o movilidad cíclica en los suelos granulares y en suelos de grano fino de baja plasticidad.

En este Capítulo, los aspectos básicos se separan en cuatro temas: la incidencia de la litología del terreno, el tipo de sollicitación sísmica, las condiciones topográficas y al efecto de la interacción sismo-suelo-estructura.

#### H.7.1.1 — EFECTO DE LA LITOLOGÍA Y TIPOS DE SUELOS

- (a) La caracterización básica del perfil litológico se establece en términos de los valores de velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) con la profundidad y su variación horizontal, hasta el nivel de de roca (rechazo en el ensayo SPT), o suelos duros ( $V_s > 500$  m/s) mediante ensayos geofísicos en el terreno. Adicionalmente, de manera complementaria para efectos de caracterización de la variación espacial, o para evaluar los rangos de valores de las propiedades relevantes, se pueden utilizar correlaciones debidamente soportadas con otros parámetros geotécnicos. Estas correlaciones no pueden reemplazar las mediciones directas en el terreno.
- (b) Para los diferentes materiales presentes en el perfil se debe determinar la variación de la rigidez ( $G$ ) y del amortiguamiento ( $\beta_s$ ) con el nivel de deformaciones y de esfuerzos (degradación de propiedades dinámicas). La determinación de la variación de la rigidez dinámica se puede hacer mediante ensayos dinámicos de laboratorio siempre y cuando se cuente con muestras representativas de alta calidad. En este caso los ensayos deben cubrir el rango de interés de deformaciones y esfuerzos, en función del número de ciclos de carga, para el problema que se esté estudiando, y se deben normalizar adecuadamente para poder relacionarlos con los valores de rigidez en el terreno, preferiblemente mediante la determinación en el laboratorio, sobre las mismas muestras, de la velocidad de onda de corte a bajas deformaciones. Se debe justificar adecuadamente la normalización que se haga de la variación de la rigidez dinámica con la deformación.
- (c) La variación de la rigidez y el amortiguamiento con la deformación también se debe estimar con base en referencias debidamente sustentadas de correlaciones o modelos reportados en la literatura técnica internacional. Estos resultados se deben comparar con los obtenidos de los ensayos dinámicos de laboratorio.
- (d) Se debe dar consideración explícita a la verificación de la resistencia dinámica de cada material, incluyendo cuando sea aplicable, la evaluación del potencial de licuación de los suelos granulares y suelos de grano fino de baja plasticidad, y la degradación progresiva de la resistencia dinámica de los suelos finos con el número de ciclos de carga equivalente. También deben calcularse los asentamientos producidos por el sismo (deformación volumétrica por densificación), empleando criterios o metodologías actualizadas y reconocidas internacionalmente.

**H.7.1.2 — EFECTO DEL TIPO DE SOLICITACIÓN** — Para la evaluación de la respuesta del terreno ante la propagación del sismo se debe tener presente que cada fuente sismogénica que produce sismos de diferente magnitud y distancia con respecto al lo cual genera escenarios de respuesta dinámica del subsuelo

significativamente diferentes, aún si los niveles de aceleración máxima del terreno son similares para las diferentes fuentes. Por lo tanto para evaluación geotécnica de efectos sísmicos los análisis de respuesta dinámica deben utilizar por lo menos tres historias de movimiento en función del tiempo representativas de cada una de las diferentes fuentes sismogénicas que sean relevantes para el sitio de estudio y que sean compatibles con los niveles de amenaza sísmica para el sitio de acuerdo con el Estudio Nacional de Amenaza Sísmica vigente o estudios posteriores aplicables.

Para el caso de fuentes sismogénicas cercanas (menores de 25 Km de distancia epicentral) con potencial de generación de eventos superficiales (profundidad focal menor de 20 Km), debe considerarse el aporte de la componente vertical de la señal sísmica en el análisis de respuesta del terreno. Generalmente, la aceleración vertical puede variar entre el 50% y el 100% del valor de la aceleración horizontal, según sea cada caso particular. En caso de existir información instrumentada con las redes de acelerómetros locales o regionales, es posible definir para el proyecto ubicado en la localidad estudiada, una relación más ajustada entre los valores de las dos componentes de aceleración.

Las historias de movimiento que se utilicen deben ser representativas de las condiciones en roca, preferiblemente de registros reales sin modificar debidamente sustentados. En caso de que se utilicen historias sintéticas de movimiento o historias reales modificadas estas deben ser debidamente sustentadas para garantizar su representatividad y que sean razonables desde el punto de vista sismológico. En todos los casos se debe asegurar que los espectros de aceleración, velocidad y desplazamientos de las señales que se utilicen sean compatibles y representativos de las condiciones de estudio y que estas historias no incluyan efectos previos de respuesta local o topográfica o cualquier otro tipo de anomalía que pueda posteriormente verse reflejada en resultados de respuesta no representativos.

### H.7.1.3 — EFECTO DE TOPOGRAFÍA Y DEL TIPO DE ONDAS EN LA RESPUESTA

- (a) **Componente de ondas de corte que se propaga verticalmente (SH)** — Este es el tipo de ondas son las predominantes en los casos donde la superficie del terreno y la estratigrafía de todo el perfil geotécnico es horizontal o con pendientes menores de 10%, o donde los efectos topográficos no son relevantes. Para la evaluación de la respuesta sísmica se pueden emplear modelos numéricos unidimensionales (1D), bidimensionales (2D) o tridimensionales (3D) de propagación de ondas.
- (b) **Combinación de ondas superficiales y de corte, y efecto de las longitudes de onda de la excitación en relación con la respuesta y la estratigrafía** — Estos efectos solo se pueden estudiar mediante modelos de respuesta dinámica bidimensional (2D) o tridimensional (3D) y son relevantes cuando las condiciones del terreno son irregulares. En caso de que se tengan condiciones estratigráficas de suelos y topografía no uniforme ni plana, se debe considerar el efecto topográfico tanto de la variación de la superficie del terreno, como de la profundidad del contacto con la roca subyacente, para determinar zonas del terreno donde se genere amplificación o atenuación local de las ondas sísmicas. Estos efectos son relevantes si la pendiente del terreno o del contacto con la roca subyacente son mayores a 10% en el área de influencia del proyecto. Para tener en cuenta estos efectos se deben realizar análisis de respuesta dinámica con modelos numéricos 2D o 3D según sea la situación particular.
- (c) Empleo de la instrumentación sísmica para validar los modelos numéricos de respuesta dinámica 1D, 2D o 3D. En las zonas donde se cuente con redes locales o regionales de acelerómetros, los registros existentes que resulten representativos de la respuesta del sitio objeto de estudio, deberán utilizarse para hacer análisis de sensibilidad del comportamiento dinámico de los materiales del subsuelo o para establecer análisis comparativos con los modelos teóricos de la respuesta sísmica asociada a efectos topográficos.
- (d) En el rango elástico se puede registrar un fenómeno de triple resonancia. En primer término, efecto roca-suelo debido a similitudes entre los periodos predominantes de vibración de los movimientos incidentes de los sismos y los movimientos de los depósitos de suelos. En segundo término, efecto suelo-suelo ocasionado por el confinamiento de las ondas en una artesa, causado a su vez por la diferencia entre la impedancia del suelo contenido y la roca de base; el resultado inmediato es una mayor duración del sismo sentido en el depósito de suelos, en relación con el movimiento originario en roca. En tercer término, un efecto suelo-estructura cuando coinciden sus periodos predominantes de vibración y el período fundamental de la estructura. Cabe anotar que como el comportamiento de la estructura y el suelo es usualmente no-lineal para el sismo de diseño, este fenómeno puede no ser relevante para este sismo. Si bien en el caso de los sismos el comportamiento no lineal del suelo y de la estructura cambia los periodos, en el caso de resonancia por vibraciones ambientales se pueden presentar relativamente fácil y llegar a sobrepasar los límites que puede tolerar un residente y causar eventual fatiga de la estructura por su constante repetición.
- (e) La evaluación de la amplificación resulta importante para aceleraciones originarias en roca inferiores a un valor límite que es del orden de **0.4g**. Para aceleraciones superiores a la antedicha se presenta el fenómeno

contrario, ó sea una de amplificación. El análisis detallado del fenómeno debe hacerse obligatoriamente para las edificaciones clasificadas como grupos de uso III, IV (Artículo A.2.9.3.6 del Reglamento) para las demás categorías es opcional. Los métodos para efectuar este análisis deben estar adecuadamente sustentados dentro de la dinámica de suelos y la ingeniería sísmica. Se permite el uso de modelos unidimensionales, y cuando la información sobre los depósitos de suelos lo permita, se pueden emplear modelos más sofisticados. Su uso debe reemplazar progresivamente los métodos aproximados; se recomienda cuando la información disponible lo justifique y sea compatible con la complejidad del proyecto. Al respecto deben consultarse los requisitos del Capítulo A2 del Reglamento.

## H.7.2 — ANÁLISIS DE RESPUESTA DINÁMICA

El tipo de análisis de respuesta dinámica se debe seleccionar de acuerdo con los criterios antes indicados, teniendo en cuenta la litología y las condiciones topográficas y puede ser en una, dos o tres dimensiones. Los modelos que se utilicen deben ser internacionalmente aceptados, y para su uso se deben establecer de manera clara y explícita los siguientes componentes del análisis:

- (a) **Señales de entrada** — Debe tenerse en cuenta los tipos de fuentes y eventos representativos de la amenaza sísmica, incluyendo acelerogramas y espectros de aceleración, velocidad y desplazamientos.
- (b) **Extensión del dominio para el modelo de análisis** — Debe llegar hasta el nivel de la roca y para los modelos en dos y tres dimensiones se debe extender las fronteras laterales lo suficiente para representar adecuadamente el problema (efectos de variación lateral de la litología y generación y propagación de ondas superficiales).
- (c) **Discretización del medio continuo** — En modelos numéricos la discretización de la malla (elementos finitos, diferencias finitas, etc.) debe ser tal que no produzca efectos numéricos de filtrado de componentes del movimiento. La discretización que se utilice se debe sustentar objetivamente.
- (d) **Relación entre el modelo geotécnico para análisis de respuesta y los parámetros de caracterización dinámica del subsuelo** — Debe existir compatibilidad entre el modelo numérico geotécnico, la caracterización geotécnica dinámica realizada y los niveles de esfuerzos y deformaciones del problema estudiado. Estos se deben sustentar adecuadamente.
- (e) **Se debe presentar resultados de historias de aceleración historias de esfuerzos cortantes generados o espectros de respuesta tanto de aceleración como de velocidad y desplazamientos** — Deben escogerse los puntos que sean relevantes para el problema considerado (nivel de cimentación, campo libre, centro de gravedad de masas que empujan sobre estructuras de contención o talud, perfil de aceleración con la profundidad para evaluación de potencial de licuación o zonas de falla, etc.), según sea aplicable.
- (f) **Se deben presentar historias de desplazamientos totales y relativos en puntos relevantes del problema** — Por ejemplo desplazamientos relativos a lo largo de cimentaciones profundas, o entre diferentes puntos a lo largo de estructuras de cimentación contención o talud, etc. según sea aplicable, con el fin de establecer los aspectos cinemáticos relevantes de la respuesta.

## H.7.3 — ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

A partir de la caracterización y los análisis de respuesta dinámica o utilizando métodos internacionalmente aceptados, según sea la condición particular del sitio, se deben considerar los siguientes aspectos relacionados con la estabilidad del terreno o de las estructuras en contacto con el suelo:

- (a) Empujes dinámicos del terreno para estructuras de contención y pilotes de punta.
- (b) Deformaciones transientes y permanentes impuestas por el movimiento sísmico a estructuras enterradas.
- (c) Deformaciones diferenciales generadas por el sismo (transientes y permanentes) en estructuras de gran extensión o en casos en que las condiciones del terreno puedan cambiar sustancialmente en el área del proyecto
- (d) Estabilidad de cimentaciones por efectos de volteo, arrancamiento, desplazamiento lateral capacidad portante o efectos hidrodinámicos. Para estos análisis se deben considerar las cargas de servicio (sin mayorar) de las sollicitaciones dinámicas de las estructuras sin considerar reducción por efectos de ductilidad de las mismas.
- (e) Potencial de licuación o desplazamiento (corrimiento) lateral por movilidad cíclica
- (f) Deformaciones o asentamientos permanentes generados por densificación del terreno.
- (g) Definición del coeficiente pseudo-estático de fuerza horizontal y vertical en taludes naturales o excavaciones, teniendo en cuenta la incidencia de los efectos topográficos en el análisis de estabilidad durante sismo.

- (h) Estabilidad dinámica o pseudo-estática de taludes naturales o de excavación de influencia directa para el proyecto, a partir de modelos de respuesta que involucren relaciones esfuerzo-deformación-tiempo o con métodos empíricos.

## H.7.4 — LA LICUACIÓN Y LOS FENÓMENOS RELACIONADOS

Los suelos granulares tienen una tendencia natural a densificarse bajo carga, ya sea ésta monotónica o cíclica. Cuando el suelo está saturado y el drenaje es lento o totalmente inexistente, esta tendencia a la densificación causa el crecimiento de la presión de poros, en exceso de su estado estático, y el decrecimiento correlativo del esfuerzo efectivo hasta que sobreviene la flotación de las partículas, lo que ha recibido el nombre genérico de licuación.

**H.7.4.1 — LICUACIÓN DE FLUJO** — Se define como un estado de movimiento catastrófico donde el esfuerzo cortante estático es superior a la resistencia correlativa del suelo en su condición licuada. Cuando sobreviene el movimiento sísmico, este actúa como un disparador y en adelante las grandes deformaciones generadas son el producto del estado de esfuerzos estáticos.

**H.7.4.2 — MOVILIDAD CÍCLICA** — En contraste con el anterior, el fenómeno denominado movilidad cíclica tiene lugar cuando el estado de esfuerzos estáticos es inferior a la resistencia del suelo licuado; durante el movimiento sísmico el estado de esfuerzos aumenta en forma escalonada hasta que se alcanza la resistencia del suelo y sobreviene la falla. Los términos licuación horizontal, corrimiento lateral y oscilación del terreno son casos especiales de movilidad cíclica observados en la práctica.

**H.7.4.3 — VOLCANES DE ARENA** — Es un fenómeno que frecuentemente acompaña la ocurrencia de la licuación; durante el movimiento sísmico, o inmediatamente después, el exceso de presión de poros es disipado, normalmente hacia arriba como la dirección más fácil y en puntos localizados, o a lo largo de grietas, se producen erupciones de arena en estado líquido que conforman pequeños volcanes.

**H.7.4.4 — SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN** — Teniendo en cuenta que no todos los suelos son licuables es preciso conformar una lista de características del suelo mismo y de su circunstancia, que conducen a que sean susceptibles a la licuación:

- (a) La edad geológica es determinante: suelos del Holoceno son más susceptibles que los del Pleistoceno y la licuación de depósitos de edades anteriores no es común.
- (b) El depósito de suelo debe estar saturado, o cerca de la saturación, para que ocurra la licuación.
- (c) Depósitos fluviales, coluviales, granulares, eólicos, cuando saturados, son susceptibles de licuación.
- (d) Asimismo pueden clasificarse como licuables los depósitos de abanicos aluviales, planicies aluviales, playas, terrazas y estuarios.
- (e) Son muy susceptibles a la licuación las arenas finas y arenas limosas, relativamente uniformes, con densidad suelta y media. Generalmente se producen grandes deformaciones del terreno y de las estructuras apoyadas, y pueden formar volcanes de arena en superficie con los correspondientes cambios volumétricos severos.
- (f) Los depósitos bien gradados con tamaños hasta de gravas, gravas arenosas y gravas areno-limosas, son menos susceptibles a licuación, pero de todas formas deben verificarse. Estos materiales también pueden generar cambios volumétricos del terreno.
- (g) Los limos, limos arcillosos y arcillas limosas, de baja plasticidad y con la humedad natural cercana al límite líquido, también son susceptibles de presentar licuación o falla cíclica. Generalmente se produce la degradación progresiva de la resistencia dinámica de los suelos finos con el número de ciclos de carga equivalente, llevándolos a la falla o generando grandes asentamientos del terreno y de las estructuras apoyadas en él.
- (h) Suelos con partículas redondeadas, son más susceptibles que suelos con partículas angulares. Suelos con partículas micáceas, propios de suelos volcánicos, son más susceptibles.
- (i) Cuando el depósito está en condición seca o con bajo grado de saturación, se genera un proceso de densificación con las consecuentes deformaciones permanentes del terreno y estructuras apoyadas en él.

### H.7.4.5 — MÉTODOS DE EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

Para la evaluación del potencial de licuación y de las deformaciones permanentes, se deben emplear técnicas de laboratorio y/o ensayos de campo, que correspondan a metodologías determinísticas o probabilísticas actualizadas reconocidas internacionalmente.

El Estudio Geotécnico deberá describir la susceptibilidad y consecuencias potenciales de licuación y pérdida de resistencia del suelo (incluyendo estimativos de asentamiento diferencial, corrimiento lateral, cargas laterales sobre las cimentaciones, reducción de la capacidad de soporte de las cimentaciones, incremento en la presión lateral sobre estructuras de retención y flotación de estructuras enterradas), y deberá discutir las medidas para la mitigación (numeral H.7.5).

Las medidas de mitigación deberán ser tenidas en consideración en el diseño de la estructura y pueden incluir, pero no son limitadas a, estabilización o densificación del terreno, selección de tipos de cimentaciones a profundidades apropiadas, selección de sistemas estructurales que se acomoden a los desplazamientos y fuerzas anticipadas, o alguna combinación de estas medidas. También deben evaluarse las implicaciones de las medidas de mitigación para garantizar el funcionamiento del proyecto y su entorno luego del sismo. En general, debe buscarse que las estructuras no queden ubicadas sobre suelos susceptibles a licuación.

El potencial de licuación del suelo, la pérdida de resistencia y las deformaciones permanentes, deberán ser evaluadas para las aceleraciones máximas del terreno ( $A_{max}$ ), las magnitudes ( $M_w$ ) esperadas de los posibles escenarios de eventos sísmicos, número de ciclos de carga, la resistencia a la penetración del suelo (ensayos SPT, cono estático, piezocono, becker,  $V_s$ , etc), y demás características consistentes con los movimientos sísmicos del terreno y el método empleado. Se permite determinar la  $A_{max}$  basado en un estudio de microzonificación sísmica de la ciudad o en un estudio específico de respuesta de sitio que tenga en cuenta efectos de amplificación (numerales A.1.9 y H.7.2). En suelos finos, por su comportamiento particular, podrá verificarse mediante relaciones que incluyan el IP,  $W_n/LL$ , y demás parámetros sugeridos por las metodologías modernas sobre el tema.

#### H.7.4.6 — MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE LOS DEPÓSITOS DE SUELOS SUCEPTIBLES A LA LICUACIÓN —

En correspondencia con los factores que aumentan la vulnerabilidad del suelo ante los esfuerzos cíclicos se indican algunos métodos para densificar el terreno y/o mejorar su resistencia. Estos son:

- (a) **Drenajes** — Drenajes y sub drenajes de grava, gravilla, drenajes tipo "Mecha" (Wick) y pozos para mantener baja la presión del agua y disipar eventuales excesos.
- (b) **Vibro-densificación** — Es una densificación por vibración que opera por medio de una licuación moderada que produce densificación del depósito.
- (c) **Vibro-compactación** — Vibración bajo agua que produce la densificación de material; las aberturas son rellenadas luego con material compactado.
- (d) **Vibro-reemplazo** — Huecos perforados a golpes, son luego rellenados con grava arena y piedra, con o sin agentes cementantes.
- (e) **Pilotes de compactación** — Procede mediante el hincado con vibración de pilotes de desplazamiento.
- (f) **Compactación dinámica** — Mediante una repetida aplicación del impacto de un gran peso dejado caer desde cierta altura con una guía preparada para el efecto.
- (g) **Inyecciones de compactación** — Inyecciones de una mezcla gruesa y viscosa de material que produce el desplazamiento y la compactación del depósito.
- (h) **Estribos de sobrecarga** — Que consiste en aumentar la resistencia a la licuación aumentando, con sobrecarga, la presión afectiva de confinamiento.
- (i) **Pilotes Radicales** — A veces llamados banderillas, con diámetro reducido, perforados e inyectados, pueden reducir el potencial de licuación.
- (j) **Inyección de elementos químicos** — Inyección a presión de elementos químicos cementantes del depósito arenoso grueso.
- (k) **Jet grouting** — Que excava, mezcla y rellena materiales adicionales, incluso cementantes mediante chorros de agua a alta presión.
- (l) **Pilotes y pantallas pre excavadas** — La colocación de pilotes y pantallas -a presión o sin ella- rellenos en cemento, cal, o asfalto reducen el potencial de licuación.
- (m) **Vitrificación in-situ** — Consiste en la fundición del suelo mediante chorros de fuego que transforman el material en roca.
- (n) **Explosiones y voladuras** — Con un patrón determinado y a una profundidad relacionada con la magnitud del problema, pueden inducir licuación limitada y producir la densificación del material en profundidad.

Notas:

## CAPÍTULO H.8

# SISTEMA CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIONES, EXCAVACIONES Y MUROS DE CONTENCIÓN

### H.8.0 — NOMENCLATURA

D	=	diámetro del pilote
E	=	módulo de elasticidad del pilote
I	=	momento de inercia del pilote
K	=	coeficiente de reacción horizontal del suelo
L	=	longitud del pilote
N	=	número entero, determinado por tanteo, que genere el menor valor de $P_c$

### H.8.1 — SISTEMA GEOTÉCNICO CONSTRUCTIVO

El Sistema Geotécnico Constructivo definido como el sistema constructivo de cimentaciones, excavaciones y muros de contención es un documento complementario o integrado al estudio geotécnico definitivo, de obligatoria elaboración. Debe incluir el escenario más probable del proceso constructivo, considerando aspectos como secuencia de excavación, métodos de perforación, tratamientos estabilizadores previos, aplicación de pre-cargas, cambios en las trayectorias de drenaje u otros que puedan alterar o modificar en forma importante el comportamiento de los geomateriales que conforman el suelo de fundación, procedimientos constructivos de la cimentación y planes de contingencia, de acuerdo con los numerales que apliquen de este Capítulo H.8.

Todo Proyecto de Construcción deberá incluir un análisis de las condiciones físicas e hidro-mecánicas de los depósitos de suelos o macizo rocosos involucrados, para cada uno de los escenarios previstos en el desarrollo de la construcción del proyecto, y específicamente deberá considerar al menos los siguientes:

- (a) **Escenario antes de la construcción** — Se describen las condiciones de los geomateriales in-situ determinadas mediante los procedimientos y prácticas convencionales y aquellas de que tratan estas normas, haciendo especial énfasis en condiciones inalteradas y con cambios menores respecto de la variación de propiedades esfuerzo-deformación con relación a las determinadas en ensayos de laboratorio.
- (b) **Escenario durante la construcción** — Se describen las condiciones que cambian o modifican las propiedades de los geomateriales como cambios en el estado de esfuerzos (descargas-recargas, humedecimiento-secado, etc.), efectos debidos a operaciones de perforación, vibraciones, ruidos, emisión y manejo de lodos y en general cualquier fuente de contaminación o cualquier tipo de alteración del subsuelo de apoyo, incluyendo variaciones en resistencia y rigidez debidas a la aplicación de las cargas de trabajo o cargas incidentales, de naturaleza estática o dinámica.
- (c) **Escenario después de la construcción** — Se describen las condiciones en las que se espera que permanezcan los geomateriales durante la vida útil de la estructura, para lo cual se debe prever la necesidad de construcción de sistemas especiales de mantenimiento de la estructura y si fuere del caso de los elementos de cimentación y el suelo que los rodea, así como la instrumentación y monitoreo de la posible variación de propiedades esfuerzo-deformación de los suelos de apoyo, debidas a modificación de las trayectorias de drenaje o inducción de presiones adicionales que aceleren o modifiquen las tasas de deformación de los materiales involucrados.

Cada uno de estos escenarios deberá permitir la definición concreta de secuencias de construcción, medidas de mitigación, seguimiento y monitoreo de todos los efectos que sobre la estabilidad de las estructuras de cimentación y sobretodo de los suelos de fundación, puedan conllevar los procedimientos constructivos que se ejecuten en el proyecto.

### H.8.2 — EXCAVACIONES

**H.8.2.1 — CONSIDERACIONES GENERALES** — Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones podrán delimitarse con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de

estabilidad de acuerdo con el Capítulo H.6.

Si 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 entibados, tablestacas o muros fundidos en el lugar apuntalados o retenidos con anclajes instalados en suelos firmes. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua en el subsuelo y seguirse una secuencia de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas y servicios públicos.

**H.8.2.2 — 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. 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 tubos, 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 y excavaciones importantes, 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 aislen, de tal manera que se modifique lo menos posible el estado de esfuerzos efectivos e iniciales del terreno; para controlar esto es muy importante la instalación de piezómetros previo al inicio de la construcción. No se debe descartar la instalación de otros instrumentos como inclinómetros, extensómetros, etc.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad se calculará para un gasto de extracción de por lo menos 1.5 veces superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento continuo de todo el sistema.

En suelos de muy baja permeabilidad, abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- (a) Dar a las fuerzas de filtración una dirección favorable a la estabilidad de la excavación;
- (b) Preservar el estado de esfuerzos del suelo; e
- (c) Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

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.

**H.8.2.3 — TABLESTACAS Y MUROS FUNDIDOS EN EL SITIO** — Cuando se utilicen tablestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros fundidos in situ o prefabricados, deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en el Capítulo H.5. El sistema de apuntalamiento podrá también ser constituido por anclajes horizontales instalados en suelos firmes o muros perpendiculares colados en el lugar o prefabricados.

**H.8.2.4 — 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 compatibles con el comportamiento de la propia estructura o de 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, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de atender los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

**H.8.2.5 — 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 anclajes pasivos o activos para la estabilización del talud deberá demostrarse que éstos no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las construcciones vecinas y/o en los servicios públicos. El sistema estructural de los anclajes deberá analizarse con el objetivo de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. Por otra parte, se tomarán las precauciones necesarias para proteger los anclajes contra corrosión, con base en pruebas que permitan evaluar la agresividad del terreno, principalmente en cuanto a resistividad eléctrica, pH, cantidad de sulfuros, sulfatos y cloruros. Se prestará particular atención a la protección de los elementos que no se encuentran dentro del barreno y en especial en la zona del brocal (placas de apoyo, cuñas, tuercas, zona terminal del elemento tensor, etc.)

Se deberá contemplar la modelación de todas las etapas del proceso constructivo con el propósito de analizar no solo la estabilidad de los taludes o cortes resultantes en su condición final, sino además que permita prever el efecto que tienen las técnicas y procedimientos de corte como voladuras controladas, mediante maquinaria pesada o manualmente, según sea el caso.

Se deberá verificar la existencia de normas específicas de autoridades locales sobre la ejecución de excavaciones, uso del suelo, microzonificación sísmica o derivadas de Planes de Ordenamiento Territorial o similares.

**H.8.2.6 — PLAN DE CONTINGENCIA PARA EXCAVACIONES** — Cuando se proyecten excavaciones de más de 3 m de profundidad o en la base de laderas, se debe contar con un plan de contingencia, donde se determinen los elementos vulnerables, los riesgos potenciales, el área de influencia, las posibles personas involucradas, los mecanismos de aviso a las autoridades, las rutas de evacuación, los mecanismos de capacitación al personal, el diseño de sistemas de control de la contingencia, el listado de elementos que pueden requerirse para afrontar una contingencia y los sitios y procedimientos para adquirir dichos elementos de control.

### **H.8.3 — ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN**

Durante los procesos constructivos que involucran estructuras de contención, independientemente del tipo de estructura del cual se trate (cantiliver, de gravedad, con contrafuertes, apuntalada, etc.), se deberá prever los cuidados necesarios para no inducir sobreesfuerzos que conlleven deformaciones sobre estas y que posteriormente puedan reducir la capacidad de soporte para la cual fueron diseñadas, bajo la condición de carga final de trabajo.

Se debe incluir la secuencia completa de ejecución de actividades, de manera tal que se garantice que ni los suelos de cimentación ni aquellos que servirán de relleno a la estructura de contención, sufran variaciones importantes en su rigidez y resistencia, y de manera particular en la densidad del material a colocar en el trasdós del muro, toda vez que este factor puede inducir degradación prematura de la estructura de contención.

Los sistemas de drenaje preventivo deberán diseñarse e instalarse en la forma adecuada para buscar tanto la estabilidad de la estructura de contención como del material contenido y la menor variación posible de las trayectorias de drenaje naturales. Cuando se trate de estructuras de contención relacionadas con estabilidad de taludes o laderas producto de análisis en estudios de remoción en masa, se deberán tener en cuenta además de los requisitos contemplados en estas normas, aquellos prescritos por las normas que regulen ese tipo de estudios en cada zona geográfica del país.

### **H.8.4 — PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA CIMENTACIONES**

**H.8.4.1 — CIMENTACIONES SUPERFICIALES** — El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio geotécnico. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo 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 suelo 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 suelo 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 con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad.

Se debe incluir la secuencia en la que se deben realizar las excavaciones superficiales, disposición de sobrantes de excavación, incidencia por posibles cambios o alteraciones en las trayectorias de drenaje y variaciones del nivel freático, tiempo máximo de exposición de los geomateriales ante cambios en las condiciones ambientales, efectos por ciclos de humedecimiento–secado que puedan conllevar variaciones en las propiedades mecánicas e hidráulicas de los materiales de apoyo, efectos por ciclos de carga–descarga a los que se puedan ver sometidos los materiales del perfil, hasta la profundidad de influencia previamente determinada.

En estos casos, el ingeniero geotecnista será responsable de orientar adecuadamente los procedimientos constructivos, proponiendo las fases en los cuales estos se deben adelantar e indicando con precisión la necesidad o no de instrumentar el desarrollo de dichas fases. Los trabajos relativos a excavaciones a cielo abierto, construcción de rellenos y terraplenes y procedimientos de estabilización de geomateriales in–situ, implican la realización de análisis de estabilidad estáticos y dinámicos que conduzcan a la obtención de factores de seguridad de carácter transitorio, que son precisados por estas Normas en el capítulo H-6.

**H.8.4.2 — CIMENTACIONES CON PILOTES O PILAS** — La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, 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. Cada pilote, sus tramos y las juntas entre estos, en su caso, deberán diseñarse y construirse de modo tal 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, no rebasará la fuerza crítica  $P_c$  definida por:

$$P_c = \left( N^2 \pi^2 EI / 4L^2 + 4KDL^2 \pi^2 \right) / F_s \quad (\text{H.8.4-1})$$

en donde,

- K** coeficiente de reacción horizontal del suelo;
- D** diámetro del pilote;
- E** módulo de elasticidad del pilote;
- I** momento de inercia del pilote;
- N** número entero, determinado por tanteo, que genere el menor valor de  $P_c$  ;
- L** longitud del pilote; y
- F<sub>s</sub>** se tomará igual a 3.0.

**H.8.4.2.1 — Pilas o pilotes fundidos en el sitio** — 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 con lodo bentonítico o polimérico, con entibado ó encamisado. Antes de la fundida, 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 materiales derrumbados han sido removidos. La fundida 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, las fechas de perforación y de fundida, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico o polimérico, el constructor no deberá verterlo en el drenaje urbano, por lo que deberá destinar un área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún botadero autorizado por la autoridad ambiental.

Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), la perforación de la misma se hará verticalmente en los primeros 20 cm para después formar con la horizontal un ángulo no menor de 60°: el peralte de la campana en el fondo será por lo menos de 20 cm o lo indicado en los planos estructurales. En general no se recomienda construir campanas bajo agua o lodos, a menos que se garantice explícitamente mediante pruebas de integridad, que el concreto colocado en esta zona en donde se desarrolla la capacidad de carga, ofrece las características de durabilidad y sanidad requeridas para un óptimo desempeño estructural durante su vida útil. Dicha condición del proceso constructivo quedará a criterio del ingeniero geotecnista.

Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de materiales derrumbados, la duración de la fundida, 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 fundido, 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 el resto de la cimentación.

En el caso de pilas excavadas manualmente y fundidas en seco, la longitud adicional podrá ser hasta de 50% del diámetro de las mismas, evitando remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el curado 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 una guía 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 excavadas manualmente (caissons) de menos de 100 cm de diámetro; para profundidades mayores de 10 m se deben proyectar diámetros mayores que permitan condiciones adecuadas de ventilación y seguridad para el personal. Las pilas o caissons deberán ser construidas con entibado o anillos de concreto, encamisado o estabilizadas con lodos a menos que el estudio del subsuelo muestre que la perforación es estable.

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

Como medida de control de calidad y de continuidad de los pilotes fundidos in situ, se recomienda la ejecución de pruebas de integridad (PIT).

**H.8.4.2.2** — 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 fundida, transportarlos e izarlos.

El estudio geotécnico 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 blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo bentonítico o polimérico. En pilotes de fricción el diámetro de la perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos 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 limarse con herramientas especiales a un diámetro igual o ligeramente mayor que 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 yelmo. 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 sobre 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 reduzcan 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 el que se rechace por 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 sea del mismo orden de magnitud que las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación.

Los pilotes se hincarán en orden, desde la parte central del grupo hacia fuera, con el fin de uniformar la densificación en suelos granulares y de evitar acumulación excesiva de presiones de poros en suelos cohesivos.

**H.8.4.2.3 — 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 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; y
- (f) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote o pila y la prueba.

Se deberán incluir los efectos esperados tanto de los métodos de perforación como de instalación de los elementos de cimentación (pilotes, pilas, caissons, etc.), con el propósito de reducir la variabilidad en los parámetros de resistencia mecánica de los materiales involucrados en función de la profundidad calculada de dichos elementos.

En este caso se deberá hacer énfasis en la secuencia como se espera que los elementos de cimentación asuman las cargas, para evitar que algunos de ellos queden sobrecargados o que colapsen antes de la aplicación completa de la carga de trabajo; los procedimientos de inyección y posterior evacuación de lodos, así como su disposición final también deberán ser materia de análisis previo al desarrollo de procesos constructivos en cimentaciones profundas.

En el evento en que los materiales reales presentes al momento de ejecutar la perforación o sondeo difieran

considerablemente de los involucrados en los cálculos y análisis iniciales, el Ingeniero Geotecnista deberá ser advertido de esta situación considerada “irregular” y previamente a la autorización de continuar los trabajos de construcción de la cimentación, deberá realizar nuevos análisis de estabilidad de capacidad portante y de deformaciones según los requerimientos.

Adicionalmente a las pruebas de carga o similares de que trata el literal anterior, se deberá considerar la necesidad de instrumentar o no este tipo de cimentaciones con el propósito de garantizar la integridad del sistema suelo–pilote y detectar eventuales alteraciones importantes que pueda experimentar el suelo de cimentación, debidas a los procedimientos constructivos que finalmente se adopten.

**H.8.4.3 — CIMENTACIONES COMBINADAS** — Este tipo de cimentación hace referencia en forma particular a los sistemas denominados placa–pilote. Debido a las incertidumbres asociadas al diseño y construcción de este tipo de cimentación, se requiere mayor análisis de las implicaciones que los procesos constructivos puedan conllevar sobre la estabilidad de los suelos de cimentación.

Durante la fase de construcción de los pilotes por lo general se afecta el suelo de apoyo de la losa, lo que hace necesario que se considere el cambio de parte de ese suelo por un material mejorado; estos cambios de rigidez de los geomateriales involucrados modifican los efectos de interacción suelo–estructura.

Otros tipos de cimentaciones combinadas como: estructura de contención–pilotes, muros de cortante–vigas de cimentación, vigas de reacción–losa de cimentación, etc., implican cambios importantes en la rigidez de los materiales que requieren una atención especial para la definición de las secuencias constructivas, de manera que se induzca la menor cantidad de daño al suelo de fundación ó se prevea la necesidad de cambiar dicho suelo por un material más competente desde el punto de vista de su comportamiento mecánico, frente a las sollicitaciones a las que va a estar expuesto, en forma particular durante la etapa de construcción de las estructuras.

**H.8.4.4 — CIMENTACIONES ESPECIALES** — Aquí se consideran aquellas cimentaciones que se deben ejecutar en condiciones especiales del suelo de fundación, por ejemplo las que se realizan en una ladera y que requieren algún tratamiento especial como terraceo previo, estabilización o alteración importante de todo o parte del suelo de apoyo.

Cuando los geomateriales están conformados por suelos excesivamente blandos o excesivamente duros, rocas con características especiales por su composición químico–mineralógica, materiales fuertemente alterados o meteorizados y los suelos contenidos en el Capítulo H-9 (suelos con características especiales), se deben considerar los cimientos que sobre ellos se apoyen como especiales, y en consecuencia deberán ser objeto de un Proyecto de Construcción igualmente especial en donde se describa con detalle tanto la secuencia de tratamiento de dichos suelos como del proceso constructivo de la cimentación propiamente dicha, considerando como etapas claves el antes, el durante y el después de la aplicación de las cargas de trabajo.



**Notas**

# CAPÍTULO H.9

## CONDICIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES

### H.9.0 — NOMENCLATURA

<b>B</b>	= coeficiente de proporcionalidad
$c_w$	= coeficiente de hidroconsolidación
$G_s$	= gravedad específica del suelo
<b>h</b>	= altura negativa de agua en el suelo; altura de succión
$H_i$	= espesor de la capa <i>i</i> del suelo potencialmente colapsable
<b>IP</b>	= Índice de plasticidad
<b>LL</b>	= límite líquido en porcentaje
<b>p</b>	= presión total en el suelo
$P_{ex}$	= presión de expansión probable en el campo ( $\text{kgf/cm}^2$ )
$pF$	= succión, expresada como el logaritmo de la altura negativa de presión de poros
<b>S</b>	= grado de saturación
<b>s</b>	= succión, en términos de presión
$S_o$	= grado de saturación inicial
<b>u</b>	= presión de poros
$w_{eq}$	= humedad de equilibrio
$w_L$	= límite líquido en fracción decimal
$W_N$	= Humedad natural
<b>z</b>	= profundidad
$\alpha$	= saturación relativa, o grado de humedecimiento
$\omega_{eq}$	= humedad de equilibrio en porcentaje
$\gamma_w$	= peso unitario del agua ( $\text{g/cm}^3$ ).
$\gamma_d$	= peso unitario seco ( $\text{g/cm}^3$ )
$\gamma_{dcrít}$	= peso unitario crítico como identificación de la colapsabilidad
$\epsilon_w$	= potencial de hidrocólapso
$d\epsilon_w$	= derivada del potencial de hidrocólapso
$\delta_w$	= asentamiento por hidroconsolidación
$\sigma_t$	= umbral de esfuerzo de colapso
$\sigma_v$	= esfuerzo vertical total
$\alpha$	= fracción de la presión total que actúa como presión de poros
$\epsilon_w$	= deformación potencial de hidrocólapso
$\sigma$	= esfuerzo normal al cual tiene lugar la hidroconsolidación
$\omega_N$	= humedad natural en fracción decimal
$\gamma_w$	= peso unitario del agua, en las unidades pertinentes

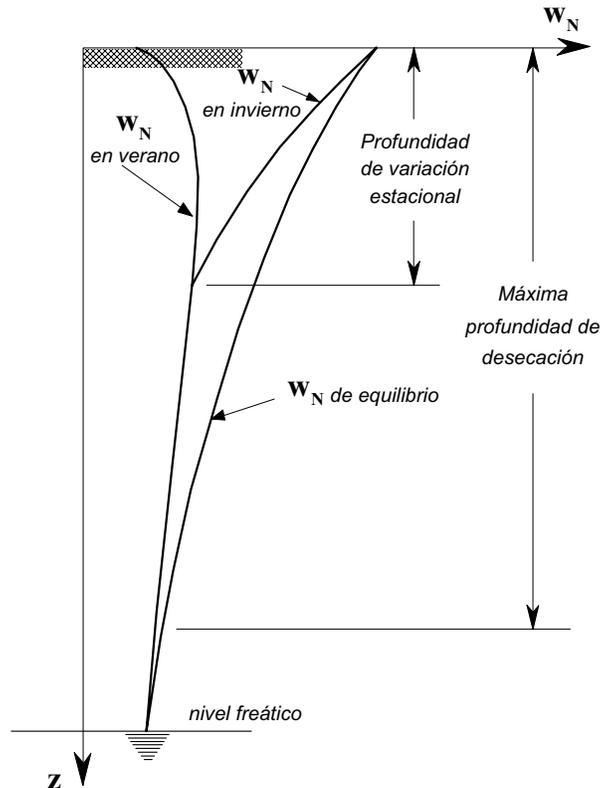
### H.9.1 — SUELOS EXPANSIVOS

**H.9.1.1 — GENERALIDADES** — Como característica especial, todas las arcillas tienen, de una forma u otra, la propiedad de contraerse cuando pierden humedad y de expandirse cuando la ganan de nuevo según las condiciones ambientales. Como minerales activos se reconocen la montmorilonita, la vermiculita y algunas variedades de haloisita; la particularidad de éstos radica en que tienen la propiedad de "absorber" moléculas de agua dentro de su propia estructura molecular.

Los daños que presentan las edificaciones cimentadas superficialmente en estos suelos se manifiestan progresivamente mediante fisuramientos, agrietamientos y giros de conjunto de los muros y elementos estructurales, a causa de movimientos desiguales de sus cimientos, especialmente en los años de prolongados períodos de verano e invierno, como los causados por los fenómenos del Niño y de la Niña. En los artículos H-9.1.6 a H-9.1.8 se

presentan algunas medidas para mitigar este fenómeno.

**H.9.1.2 — PROFUNDIDAD DE LA ZONA ACTIVA** — Se identifica la zona activa, en relación con los suelos expansivos, como la máxima profundidad a la que se observan fluctuaciones estacionales de humedad. La zona activa y su extensión se presentan esquemáticamente en la figura H-9-1.



**Figura H.9.1-2 — Profundidad de la zona activa y variaciones estacionales de la humedad**

**H.9.1.2.1 — Caso con el nivel freático** — La expansividad cesa bajo la posición del nivel freático pero puede verse afectada por las oscilaciones de éste, de acuerdo con los factores climáticos.

**H.9.1.3 — IDENTIFICACIÓN DE LOS SUELOS EXPANSIVOS** — Se debe observar el comportamiento de edificaciones vecinas, en cuanto a señales de asentamientos diferenciales, pérdida de verticalidad, fisuras, etc., como resultado de procesos de expansión y contracción volumétrica del subsuelo. Si el reconocimiento se realiza en verano, se debe verificar la existencia de grietas en la superficie del terreno, tanto en la dirección vertical como horizontal.

En los mapas e informes de suelos del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC) es posible identificar áreas donde existan suelos potencialmente expansivos, los cuales se denominan “vertisoles” o suelos con “característica vérticas”. En la taxonomía agrológica se identifican con el sufijo “ert” o con la palabra “Vertic”. (por ejemplo: Udert, Hapluster; Vertic Paleodult, etc):

Los mapas geológicos y geomorfológicos del área, y especialmente las fotografías aéreas estereoscópicas, son útiles para la identificación de paleocauces que se encuentran cubiertos por eventos naturales o antrópicos en los procesos urbanísticos. Estos paleocauces pueden ocasionar importantes incrementos en el contenido de agua del subsuelo durante las temporadas de lluvias, y por lo tanto altas expansiones y posteriores contracciones diferenciales en el terreno durante el verano. Se debe verificar y precisar su localización, profundidad, dimensiones y materiales, mediante técnicas de exploración directas o indirectas.

Se debe evaluar el régimen de las aguas subterráneas, el nivel freático y las probables fluctuaciones durante la vida útil del proyecto, dado que estas condiciones son muy importantes para definir la profundidad de la zona activa. Lentas o bolsas de materiales granulares pueden pertenecer a paleocauces y propiciar condiciones favorables para producir variaciones estacionales de la humedad en el subsuelo, incrementado considerablemente el espesor de la zona activa.

Se debe realizar la exploración de campo de acuerdo a los requisitos establecidos en el Capítulo H.3 de estas Normas. Por lo menos el 50 % de los sondeos deben reconocer suficientemente los materiales que se encuentran por debajo de la zona activa.

En la tabla H.9.1-1 se reproducen los criterios de laboratorio más aceptados para el reconocimiento de los suelos expansivos basados en altos valores del límite líquido, del índice de plasticidad, contenido de partículas coloidales y bajos valores del límite de contracción. Estos criterios deben verificarse en el laboratorio mediante ensayos de las propiedades índices correspondientes y de expansión en el consolidómetro.

**Tabla H.9.1-1  
Clasificación de suelos expansivos**

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm <sup>2</sup>	Límite líquido LL, en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (μ)	Expansión libre EL en (%), medida en probeta
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 – 30	50 – 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	> 100
Medio	10 – 20	39 – 50	8 – 18	12 – 34	12 – 27	50 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

**H.9.1.4 — HUMEDAD DE EQUILIBRIO** — Se ha definido la humedad de equilibrio como aquella que corresponde a la aidez natural del suelo por el agua; si la humedad natural es inferior, el suelo buscará satisfacerla, proceso en el cual tiene lugar la expansión.

En terrenos de intensa dinámica fluvial, los climas estacionales producen fluctuaciones del nivel freático que ocasionan cambios de humedad/succión desiguales en el subsuelo, y por lo tanto cambios volumétricos desiguales en el subsuelo. En las zonas donde hay evidencias que existen paleocauces en el subsuelo, la cabeza piezométrica en ellos se incrementa durante la temporada lluviosa, ocasionando expansiones desiguales del terreno.

Cuando se interviene el terreno, se altera el equilibrio que la naturaleza establece entre el suelo, la vegetación y el clima. Al retirar la capa vegetal, la cual debido a su baja permeabilidad protege al subsuelo de la evaporación excesiva y de la infiltración de las aguas lluvias, se deja al terreno en condiciones más críticas para el control de los cambios de humedad, pues la evaporación se aumenta en el verano y la infiltración de las aguas lluvias se incrementa en el invierno. Si esta se reemplaza por materiales granulares de alta permeabilidad, la condición también es crítica.

Al edificar, o simplemente cubrir el terreno, se interrumpe su equilibrio pues se altera el gradiente térmico existente en el subsuelo y se producen fenómenos de migración de agua y acción capilar. Esto ocasiona un aumento desigual de la humedad en la zona activa, el cual es considerablemente mayor en el centro del área cubierta, y por lo tanto se produce una expansión desigual del terreno. Si las fugas de las redes del acueducto y alcantarillado se acumulan en el relleno de materiales muy permeables, también se incrementan las expansiones diferenciales de la zona activa.

La vegetación y especialmente las raíces de los árboles ornamentales que se siembran al urbanizar los terrenos, al extraer el agua que necesitan para su supervivencia también afectan el equilibrio dinámico del subsuelo. En los meses del año en que la evapotranspiración excede a la precipitación se reduce desigualmente la humedad de la zona activa. Se presenta mayor reducción de humedad en las áreas descubiertas y con mayor vegetación, mayor succión y por lo tanto se produce una mayor contracción del terreno en estas áreas. La sustitución selectiva de los árboles restablece el equilibrio dinámico del subsuelo y detiene el proceso de desecación y asentamiento (véase el artículo H.9.4).

**H-9.1.5 — MODELOS GEOTÉCNICOS** — Para desarrollar los modelos geotécnicos de la mecánica de suelos no saturados, relacionados con los cambios volumétricos, flujo de agua y resistencia al esfuerzo cortante, se ha propuesto el uso de las curvas de laboratorio que relacionan humedad-succión (curva característica suelo-agua), permeabilidad-succión y resistencia al esfuerzo cortante-succión. Estas relaciones se pueden determinar en el laboratorio mediante mediciones directas. Las investigaciones actuales están encaminadas a encontrar métodos indirectos que permitan obtener la curva característica suelo-agua a partir de las propiedades básicas del suelo, como la relación de vacíos, saturación, gravedad específica, límite líquido, granulometría y densidad seca.

Las formas de aproximarse al fenómeno de los suelos expansivos citadas en este Reglamento no son excluyentes, ni pretenden reemplazar otros métodos presentes o futuros; su uso a plena conciencia es respetado y alentado y está cubierto dentro de la responsabilidad propia del ejercicio de la ingeniería geotécnica.

**H.9.1.6 — MEDIDAS PREVENTIVAS** — Con el fin de alterar lo menos posible el equilibrio dinámico del subsuelo y reducir los potenciales cambios de humedad/succión, y por tanto las expansiones/contracciones del subsuelo las siguientes acciones preventivas son útiles:

- (a) Cubrir el terreno sobre el cual se proyectan las edificaciones con membranas impermeables que impidan la filtración de agua hacia el suelo expansivo.
- (b) **Barreras de humedad** — Colocadas perimetralmente a la estructura pueden coadyuvar al equilibrio; debe evitarse sin embargo, que se establezcan canales de humedecimiento como fenómenos termo-osmóticos que hagan inútil la precaución.
- (c) **Drenaje de las aguas de escorrentía** — Debe proveerse un adecuado drenaje alrededor de las estructuras por medio de pendientes perimetrales (2-10%), cunetas revestidas, áreas pavimentadas y canalizaciones de las aguas lluvias.
- (d) **Sub-drenajes** — para interceptar los flujos de aguas subterráneas, así como para disipar las presiones artesianas de los paleocauces existentes.
- (e) **Alcantarillados y rellenos** — Los alcantarillados en suelos expansivos, deben ser estancos; así mismo los rellenos deben hacerse con materiales inertes de baja permeabilidad y compactados según la especificación compatible.
- (f) **Paisajismo e irrigación** — Separar convenientemente las actividades de paisajismo, relacionadas con irrigación de plantas y jardines, de las estructuras adyacentes.

**H.9.1.7 — ALTERACIÓN DEL SUELO EXPANSIVO** — Puede lograrse por cualquiera de los siguientes métodos:

- (a) **Reemplazo** — Consiste en la excavación y el reemplazo de la capa expansiva, cuando su espesor y profundidad no lo hacen prohibitivamente costoso.
- (b) **Tratamiento con cal** — La mezcla superficial de cal con el suelo potencialmente expansivo o su inyección a presión es benéfica, según el estado del suelo (agrietado o no) y el método de aplicación (inyección a presión o mezcla mecánica). Se debe disponer del equipo adecuado para pulverizar el suelo en el sitio del tratamiento, o para realizar inyecciones a presión.
- (c) **Pre humedecimiento** — El pre humedecimiento supone la expansión previa a la colocación de la estructura y el mantenimiento de esa humedad bajo una placa o un recubrimiento impermeable. Se debe tener presente que generalmente se requiere mucho tiempo para lograr que el agua penetre en la zona activa. Adicionalmente, la pérdida de capacidad de soporte dificulta las operaciones de construcción.

**H.9.1.8 — ELUSIÓN DE LOS SUELOS EXPANSIVOS** — Se puede intentar por los siguientes procedimientos:

- (a) **Profundizar los cimientos** — Hasta pasar, al menos parcialmente, la profundidad de la zona crítica donde la expansión es más severa.
- (b) **Pilotes pre excavados** — A la profundidad necesaria para desarrollar la carga; puede completarse con el aislamiento del fuste del pilote en la zona activa. También puede considerarse el uso de micropilotes para reducir la fricción del fuste en la zona activa
- (c) **Placas aéreas** — Para evitar el contacto de los pisos con el suelo potencialmente expansivo y mantener el gradiente térmico existente en el subsuelo.

**H.9.1.9 — MITIGACIÓN DE TIPO ESTRUCTURAL** — Este tipo de solución se logra por los siguientes caminos mutuamente excluyentes:

- (a) **Cimentación rígida** — Rigidización de los elementos de la cimentación de manera que la estructura se mueva como un todo. Está acompañada a menudo de concentración de la carga en ciertos puntos y liberación en otros, para permitir el alivio de las presiones de expansión bajo losas huecas, tipo artesonado. Los métodos convencionales de diseño de estas losas consideran las condiciones del clima, los parámetros del suelo (expansión, distancia de variación de la humedad, y rigidez), las condiciones de carga de la estructura, y las dimensiones y rigidez de la losa. También se han desarrollado modelos numéricos de interacción suelo-estructura. La estructura debe diseñarse en consecuencia.
- (b) **Construcción flexible** — Que permita el movimiento sin daño de ciertos elementos de la estructura. Los elementos no estructurales deben estar concebidos para acomodarse a estos ajustes.

## H.9.2 — SUELOS DISPERSIVOS O ERODABLES

**H.9.2.1 — GENERALIDADES** — Se identifican como suelos erodables, las arenas muy finas o los limos no cohesivos que exhiben una manifiesta vulnerabilidad ante la presencia de agua.

**H.9.2.2 — TIPOS DE SUELOS ERODABLES** — Se distinguen dos tipos de suelos muy sensibles a la presencia de agua; éstos son:

- (a) **Suelos dispersivos** — Arcillas cuya concentración de sales de sodio (Na) en el agua intersticial pasa de 40% o 60% del total de sales disueltas.
- (b) **Suelos erodables** — Arenas finas, polvo de roca, limos no cohesivos y depósitos eólicos, propios de ambientes aluviales tranquilos y constantes que resultan en una granulometría relativamente homogénea.

**H.9.2.3 — CARACTERÍSTICAS DE SU COMPORTAMIENTO** — Los suelos dispersivos entran de manera espontánea en solución en presencia de agua, primero como una nube de materia en suspensión, y luego como una extensión generalizada del fenómeno. Los suelos erodables, en cambio, no se disuelven pero sí son afectados por corrientes de agua de menor caudal, inclusive a bajos niveles del gradiente hidráulico, formando cárcavamientos, tubificación y erosión retrogresiva o remontante.

**H.9.2.4 — MEDIDAS PREVENTIVAS** — Las principales medidas preventivas cuyo análisis debe llevarse a cabo son:

- (a) **Remoción del suelo erosionable** — Cuando la operación es económicamente factible, y cuando se ha identificado con antelación la extensión y profundidad de la zona vulnerable.
- (b) **Restricción severa del humedecimiento** — Por medio de una combinación de drenajes, sub-drenajes, pavimentos impermeables y reglamentación del uso de agua.
- (c) **Recubrimiento impermeable** — Terraplén debidamente gradado, colocado sobre una capa doble de geotextil impermeable, debajo, y geotextil no tejido encima.
- (d) **Recubrimiento vegetativo** — Aplicable en las laderas de poca pendiente (< 20%), consiste en sembrar especies vegetales sobre geomalla, diseñada para el efecto, con restricciones laterales en maderas o cañas colocadas paralelamente a la curva de nivel, para evitar el transporte longitudinal del material a lo largo del plano de la pendiente.

**H.9.2.5 — PRECAUCIÓN** — No deben utilizarse por ningún motivo materiales identificados como dispersivos o erodables, como materia prima para rellenos o terraplenes. Tampoco se deben utilizar materiales sospechosos de serlo, hasta tanto no se compruebe su naturaleza por medio de ensayos apropiados.

## H.9.3 — SUELOS COLAPSABLES

**H.9.3.1 — GENERALIDADES** — Se identifican como suelos colapsables aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (carbonato de calcio), que si bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior cuando se aumenta su humedad o se saturan

**H.9.3.2 — TIPOS DE SUELOS COLAPSABLES** — Se distinguen cuatro tipos principales de suelos colapsables, a saber:

- (a) **Suelos aluviales y coluviales** — Depositados en ambientes semi-desérticos por flujos más o menos torrenciales, tienen con frecuencia una estructura inestable (suelos metastables).
- (b) **Suelos eólicos** — Depositados por el viento, son arenas y limos arenosos con escaso cemento arcilloso en una estructura suelta o inestable. Reciben el nombre genérico de "loess" en las zonas templadas.
- (c) **Cenizas volcánicas** — Provenientes de cenizas arrojadas al aire por eventos recientes de actividad volcánica explosiva, conforman planicies de suelos limosos y limo-arcillosos con manifiesto carácter metastable.
- (d) **Suelos residuales** — Derivados de la descomposición in-situ de minerales de ciertas rocas, son luego lixiviados por el agua y pierden su cemento y su sustento por lo cual también terminan con una estructura inestable.

**H.9.3.3 — IDENTIFICACIÓN DE COLAPSABILIDAD** — Se identifica la colapsabilidad de estos depósitos, cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto del límite líquido. Para mayor cantidad de agua o menor

volumen de vacíos el depósito es inestable. La evaluación se puede hacer mediante la siguiente formulación:

$$\gamma_{\text{dcrít}} = \frac{\gamma_w}{(1/G_s) + w_z} \quad (\text{H.9.3-1})$$

**H.9.3.3.1 — Criterio de evaluación** — De esta manera, puede decirse que si:

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{\text{dcrít}}} > 1 \text{ el suelo es estable o expansivo, y si}$$

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{\text{dcrít}}} \leq 1 \text{ el suelo es colapsable}$$

**H.9.3.4 — CLASIFICACIÓN DE GRADO DE COLAPSIBILIDAD** — Se define la deformación del hidrocólapsos potencial como dependiente del coeficiente de hidroconsolidación y de la relación de esfuerzos entre el presente y el umbral de colapso, así:

$$\varepsilon_w = c_w (\log \sigma - \log \sigma_t) = c_w \log \left( \frac{\sigma}{\sigma_t} \right) \quad (\text{H.9.3-2})$$

donde:

$$c_w = \frac{d\varepsilon_w}{d(\log \sigma)} \quad (\text{H.9.3-3})$$

De acuerdo con la anterior definición de términos, la clasificación se presenta en la tabla H.9.3-1.

**Tabla H.9.3-1**  
**Clasificación de colapsabilidad**

Deformación potencial de hidrocólapsos, $\varepsilon_w$	Clasificación de severidad
0 – 0.01	sin problema
0.01 – 0.05	moderada
0.05 – 0.10	problema potencial
0.10 – 0.20	severa
> 0.20	muy severa

**H.9.3.5 — CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS POR COLAPSO** — El cálculo de asentamientos por colapso de los suelos puede hacerse por medio de la siguiente formulación (Es posible utilizar otras expresiones de reconocida validez en la literatura):

$$\delta_w = \sum \alpha c_w H_i \log \left( \frac{\sigma_v}{\sigma_t} \right) \quad (\text{H.9.3-4})$$

donde  $\alpha = \frac{S - S_o}{1 - S_o}$  equivale a una saturación relativa o a un coeficiente de humedecimiento.

**H.9.3.5.1** — Nótese que es éste un análisis por esfuerzos totales. Además, este asentamiento difiere del elástico o del de consolidación definidos en otros apartes de este Reglamento.

**H.9.3.6 — MEDIDAS PREVENTIVAS** — Las principales medidas preventivas se enuncian enseguida:

- (a) **Remoción del suelo colapsable** — Cuando su profundidad y espesor lo hacen factible.
- (b) **Restricción o minimización del humedecimiento** — Por medio de drenaje, pavimentos impermeables y reglamentación del uso del agua.
- (c) **Transferencia de las cargas a suelos inertes** — Mediante cimentaciones profundas o semiprofundas,

cuando la profundidad de estos suelos inertes es razonable. Debe tenerse en cuenta sobre los pilotes la posible fricción negativa originada en el fenómeno del colapso.

- (d) **Estabilización por inyección de agentes químicos** — Puede aplicarse localmente o en reparación de estructuras dañadas. Su costo lo hace prohibitivo en grandes extensiones.
- (e) **Pre humedecimiento** — Se recomienda el procedimiento en combinación con algún tipo de sobrecarga de manera que se logre el colapso anticipado del material defectuoso; es importante verificar el destino del agua agregada, porque es factible que a causa de la estratificación natural, su flujo se efectúe más horizontalmente que en forma vertical y no se logre el efecto esperado.
- (f) **Compactación** — Puede lograrse con cilindros o compactadores vibratorias convencionales, en combinación con humedecimiento moderado. También debe considerarse la factibilidad de instalar pilotes de desplazamiento por hincado, o pilotes de grava, hasta la profundidad requerida para pasar la capa potencialmente problemática. En algunos casos, a prudente distancia de estructuras existentes, debe considerarse la aplicación de la técnica de la compactación dinámica profunda, consistente en dejar caer un peso considerable, desde una cierta altura, repetitivamente sobre una serie de puntos distribuidos en un patrón predeterminado.
- (g) **Vibroflotación** — Esta técnica, consiste en la introducción dentro del suelo, mediante chorros de agua, de un cabezote vibratorio; ha demostrado su utilidad. Las perforaciones hechas con la herramienta citada, son luego rellenas con gravas.
- (h) **Voladuras controladas a profundidad** — Esta técnica, aún en estado experimental consiste en detonar cargas explosivas a profundidad, con un cierto patrón de localización y en presencia de agua.
- (i) **Diseño estructural tolerante** — En los casos donde se demuestra que el asentamiento resultante del colapso no es inadmisibles, debe diseñarse la estructura para resistir dicho movimiento sin distorsión ni daño aparente.

## H.9.4 — EFECTOS DE LA VEGETACIÓN

**H.9.4.1 — DEFINICIÓN DEL PROBLEMA** — Las raíces propias de la vegetación tienen la capacidad de extraer agua del suelo para garantizar su supervivencia. En consecuencia, la humedad natural del mismo suelo se altera en relación con el estado que tendría si no existieran tales raíces; la alteración de la humedad causa, a su vez, cambios en el volumen del suelo en relación inversa con su permeabilidad, por lo cual son afectados mayormente los suelos de carácter arcilloso, Así, las cimentaciones situadas en la vecindad, o apoyadas sobre los suelos afectados, pueden sufrir movimientos verticales y, eventualmente, también horizontales. La sección H.9.4 se relaciona con los movimientos del suelo originados en la acción de la vegetación.

**H.9.4.2 — DEFINICIÓN DE SUCCIÓN** — La presión del agua dentro del suelo puede expresarse como:

$$u = \alpha p - s \quad (\text{H.9.4-1})$$

donde la fracción de presión total ( $\alpha p$ ) es siempre positiva, y la succión ( $s$ ) es siempre negativa. La succión puede expresarse en términos de la escala logarítmica  $pF$  como función de la altura negativa del agua en cm, así:

$$pF = \log_{10} \frac{h}{\gamma_w} \quad (\text{H.9.4-2})$$

**H-9.4.2.1 — Equivalencias de la succión** — La succión es una expresión de la presión de poros negativa. La equivalencia entre succión, altura de agua y presión se presenta en la Tabla H.9.4-1

Tabla H.9.4-1  
Equivalencias de la succión

pF	Altura de agua	Presión de poros ( negativa)	
	cm	kPa	kgf/cm <sup>2</sup>
0	1	-	-
1	10	0.981	0.01
2	10 <sup>2</sup>	9.81	0.1
3	10 <sup>3</sup>	98.1	1
4	10 <sup>4</sup>	981	10
5	10 <sup>5</sup>	9810	100
6	10 <sup>6</sup>	98100	1000
7	10 <sup>7</sup>	981000	10000

**H-9.4.3 — EQUILIBRIO DINÁMICO** — Sin la intervención del hombre, la naturaleza establece un equilibrio dinámico entre el tipo de suelo, la vegetación y el clima. Cuando este equilibrio se altera se inducen cambios en el suelo que pueden acarrear asentamientos, expansiones o levantamientos, colapsos y otros cambios que es preciso controlar. (Véase la Figura H.9.4-1.)

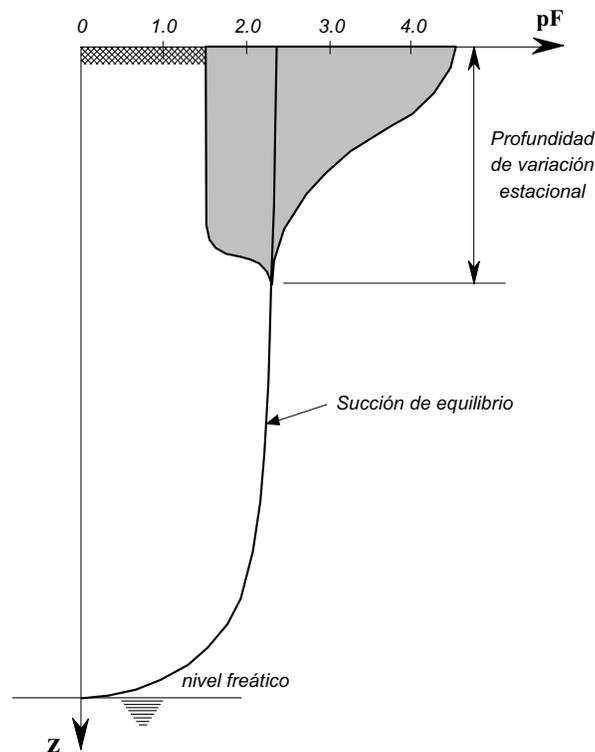


Figura H.9.4-1 — Variación estacional de la succión en relación con la profundidad

#### H.9.4.4 — CARACTERÍSTICAS DE LA VEGETACIÓN

**H.9.4.4.1 — Sistema radicular** — El árbol, dependiendo de su especie particular, extiende una red de raíces primarias y secundarias hasta de cuarto orden, compuestas por raíces leñosas y no leñosas. El sistema de raíces es el encargado de tomar el agua del suelo, junto con los nutrientes, agua que se transpira a través de los estomas colocados principalmente en el anverso de las hojas.

**H.9.4.4.2 — Profundidad de la raíces** — La profundidad de las raíces depende de la especie de que se trate, del tamaño del árbol y de la profundidad del nivel freático. Para crecer las raíces necesitan de aire, por lo cual su existencia está limitada por la posición del nivel freático; generalmente se observa que las raíces se desarrollan en el espacio medio entre la superficie y el nivel del agua y por lo regular a no más de 6.0 m. En casos de presencia de agua, las raíces abundan en superficie; en caso de escasez, ganan profundidad para recoger el

agua disponible en los estratos más bajos. El crecimiento de las raíces puede llegar a 20 mm por día en búsqueda de agua y nutrientes.

**H.9.4.4.3 — Extensión del sistema radicular** — El sistema de raíces se extiende lateralmente para reproducir la sombra del follaje, y a profundidad dependiendo de la especie y de las demás condiciones dadas. Según un criterio, las raíces se extienden hasta una y media veces la altura del árbol; según otro criterio, hasta una y media veces el radio de su follaje.

**H.9.4.4.4 — Requerimientos de agua** — El requerimiento de agua depende del tamaño del árbol y de las variables del clima (temperatura, insolación y viento). Para un árbol adulto este requerimiento ha sido tasado en cientos de litros de agua por día. En la Tabla H.9.4-2 se presentan algunos valores típicos.

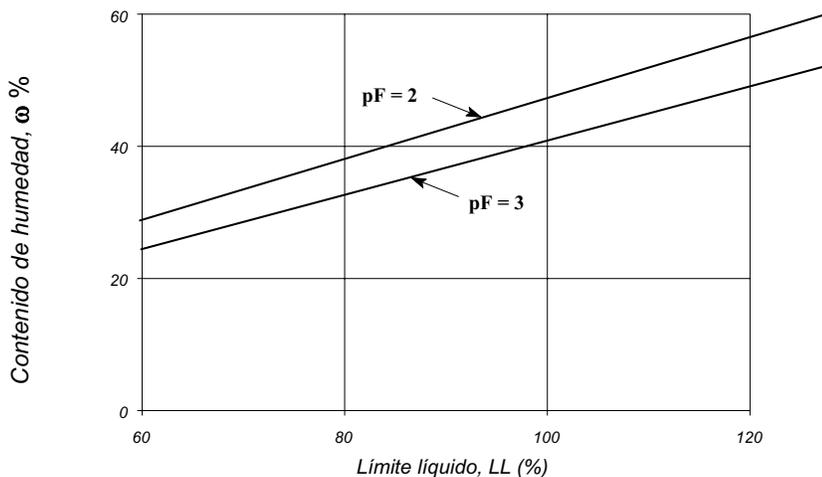
**Tabla H.9.4-2**  
**Requerimientos de agua**

Especie	Transpiración día soleado
Eucalyptus Macarthurii	500 ℓ/día
Acacia Mollissima	250 ℓ/día
Pasto (Themeda)	1 ℓ/día/m <sup>2</sup>

**H.9.4.4.5 — Punto de marchitamiento** — La cavitación del agua con oxígeno disuelto ocurre aproximadamente a una atmósfera de tensión. Esto, no obstante, el sistema de succión de las plantas está asegurado contra la cavitación, y las presiones de succión son más elevadas. En efecto, se define el punto de marchitamiento como la máxima succión aplicada por una planta para extraer el agua del suelo. Este punto equivale a una presión métrica de succión igual a  $pF = 4.2$ , que es superior a  $10^3$  kPa.

**H.9.4.5 — RELACIÓN CON LOS SUELOS**

**H.9.4.5.1 — Humedad de equilibrio** — Se define, en este contexto, como la humedad de equilibrio aquella que adopta el suelo como respuesta a una succión determinada.



**Figura H.9.4-2 — El contenido de humedad como expresión de la succión para diferentes tipos de suelos representados por el límite líquido**

**H.9.4.5.2 — Tipo de suelos** — La humedad de equilibrio depende del tipo de suelo expresado en términos del límite líquido. Se calcula así:

$$w_{eq} = B LL \tag{H.9.4-3}$$

Para diferentes succiones, **B** adopta diferentes valores, en concordancia con lo expresado en la ecuación

H.2.4-1 (véase la figura H.9.4-3), así:

Para  $pF = 2$ , entonces  $B = 0.5$   
 y para  $pF = 3$ , entonces  $B = 0.4$

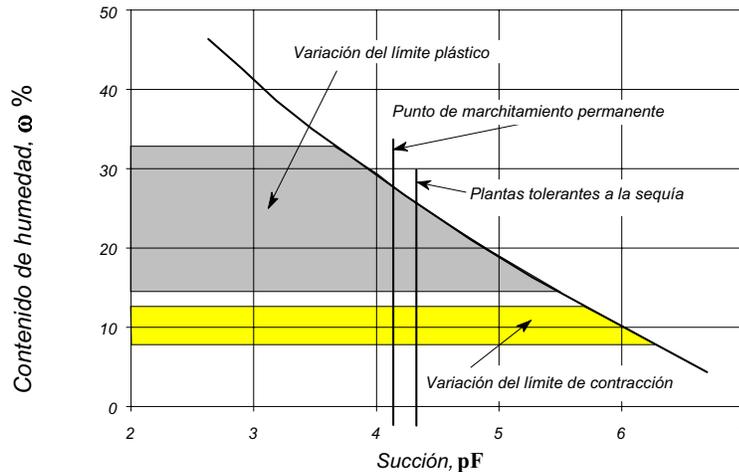


Figura H.9.4-3 — Relación entre la humedad natural y la succión para diferentes materiales arcillosos

**H.9.4.5.3 — Límites de consistencia** — La succión se relaciona con los límites de consistencia de un suelo determinado y varía según el tipo de tal suelo. En general, el límite plástico corresponde a succiones  $pF$  entre 4 y 5; y el límite de contracción a succiones  $pF$  entre 5 y 6. Nótese que la succión correspondiente al límite de marchitamiento es menor que el límite de contracción de la mayoría de los suelos (Véase la figura H-9.4-3).

**H.9.4.5.4 — Movimiento de los suelos** — Como consecuencia del equilibrio dinámico entre la vegetación, los suelos y el clima, se desatan fenómenos de contracción y expansión que es preciso calcular según los procedimientos dados en este Reglamento.

**H.9.4.5.4.1 — Límites Prácticos** — Se ha establecido que para succiones  $pF$  superiores a 3.0 se desencadena un proceso de desecación; por el contrario para succiones  $pF$  inferiores a 3.0 se desencadena uno de expansión en suelos con el potencial correlativo.

#### H.9.4.6 — RELACIÓN CON LAS EDIFICACIONES

**H.9.4.6.1 — Acción de la vegetación** — Deben considerarse los siguientes aspectos:

- (a) **Asentamientos** — Producidos por los árboles individualmente o en conjunto, cuando son sembrados en las cercanías de edificaciones y el suministro de agua es deficiente ya sea por el clima o por reducción excesiva del área descubierta expuesta a la lluvia.
- (b) **Levantamientos** — Producidos cuando un sistema de suelo-vegetación, previamente equilibrado, es súbitamente desprovisto de su cobertura vegetal; al cesar la succión, aumenta la humedad hasta aproximarse a su nuevo punto de equilibrio con la consiguiente expansión.
- (c) **Especies agresivas** — Especies particularmente agresivas buscan el agua bajo la cubierta propicia de la edificación y en algunos casos invaden con sus raíces las tuberías de los alcantarillados.
- (d) **Cambios estacionales** — Los cambios estacionales del clima y, aún alteraciones más substanciales como el Fenómeno del Niño, producen un desequilibrio puntual del sistema.

**H.9.4.6.2 — Medidas preventivas** — Las medidas preventivas tienen que ver con la siembra de plantas ornamentales en nuevos proyectos y con el tratamiento de las especies ya sembradas. Estas son:

- (a) **Control de especies agresivas** — Se consideran especies agresivas, aquellas originarias del extranjero, de zonas con climas particularmente severos. Se enuncian para estos efectos:
  - Urapán (*Fraxinus chinensis*)
  - Eucalipto (*Eucalyptus mobulus, viminalis y camaldulensis*)

- Sauce (*Salix humboltiana*)
  - Pino (*Pinus patula*, *radiata*, taedo)
  - Acacia (*Acacia melanoxyton*)
  - Cerezo (*Pronus serotina*)
- (b) **Substitución selectiva de árboles dañinos** — Ciertos árboles manifiestamente dañinos por su acción deletérea sobre edificaciones, pavimentos juegos deportivos, zonas de esparcimiento deben ser substituidos.
- (c) **Poda continuada** — La poda continuada, bajo la dirección de manos expertas, contribuye a mantener el follaje en un tamaño adecuado a su función y al espacio disponible.
- (d) **Corte moderado de raíces** — Se recomienda esta práctica en relación con las raíces invasoras que penetran bajo los pavimentos, en los muros o en las tuberías del alcantarillado.
- (e) **Suministro ponderado de agua** — El suministro de agua, sobre todo en la estación seca, es una medida sana cuando se cuenta con el líquido y se trata de especies que se quiere conservar.
- (f) **Selección de especies** — En ausencia de disposiciones distritales o municipales, respecto a las especies adecuadas al clima y al tipo de suelos de la localidad, se deben evitar aquellas especies sobre las que históricamente se tenga evidencia acerca de su comportamiento nocivo.

**H-9.4.7 — RELACIÓN DE LA VEGETACIÓN CON LAS LADERAS** — Mientras las especies mencionadas en H.9.4.6.2a) pueden ser nocivas para las edificaciones, en las laderas el efecto es contrario y pueden ser muy benéficas, pues:

- (a) Con la interceptación de la lluvia con el follaje reducen la energía de las gotas y regulan la escorrentía reduciendo la erosión en la ladera
- (b) El sistema radicular provee refuerzo al suelo, minimizando la posibilidad de deslizamientos someros
- (c) La extracción del agua subterránea reduce las presiones de poros incrementando la estabilidad de la ladera.



## **Notas**

# CAPÍTULO H.10

## REHABILITACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS: AMENAZAS DE ORIGEN SISMO GEOTÉCNICO Y REFORZAMIENTO DE CIMENTACIONES

### H.10.1 — ALCANCE

En este capítulo se presentan las medidas para la rehabilitación de cimentaciones de edificios para acondicionarlas para que puedan hacer frente a las amenazas potenciales de origen sismo-geotécnico, tales como licuación, compactación diferencial, deslizamientos, caída de rocas y avalanchas, así como los requisitos geotécnicos mínimos respecto a sus cimentaciones (artículo 10.2) y pueden hacerse sólo a las cimentaciones o en conjunto con la rehabilitación sísmica de la edificación. Las técnicas para mitigar dichas amenazas se describen en el artículo H.10.3.

La aceptabilidad del comportamiento de los sistemas y suelos de cimentación no se puede determinar independientemente del contexto del comportamiento de la superestructura. En el artículo H.10.4 se presentan los criterios para determinar la capacidad portante por resistencia del suelo, rigidez y parámetros de interacción suelo estructura requeridos para hacer las evaluaciones del diseño de cimentaciones. El artículo H.10.5 contiene una guía para mejorar o reforzar cimentaciones.

### H.10.2 — CARACTERIZACIÓN DEL SITIO

Se requiere que la caracterización geotécnica del sitio sea consistente con el método seleccionado de rehabilitación sísmica. Consiste en recopilar la información de las condiciones del subsuelo del sitio, la configuración y cargas de la cimentación del edificio existente, y las amenazas potenciales sismo- geotécnicas del sitio.

**H.10.2.1 — INFORMACIÓN DEL SUELO DE CIMENTACIÓN** — Se requiere información específica que describa las condiciones de cimentación del edificio que va a ser rehabilitado. Información útil también se puede obtener del conocimiento de las cimentaciones de edificios adyacentes o cercanos. La información de la cimentación debe incluir datos del subsuelo y nivel freático, configuración del sistema de cimentación, cargas de diseño de los cimientos, y características de la relación carga-deformación del subsuelo de cimentación.

**H.10.2.1.1 — Condiciones del sitio de cimentación** — Las condiciones del subsuelo deben ser definidas con suficiente detalle para evaluar la capacidad última de la cimentación y determinar si el sitio es susceptible a amenazas sismo-geotécnicas.

Se requiere información acerca del tipo de cimentación, dimensiones y materiales. Esta información incluye:

- (a) Tipo de cimentación: zapatas, losas, pilotes, pilas.
- (b) Dimensiones de cimientos: localización y dimensiones en planta; para pilotes, elevación de la punta, variaciones verticales (secciones de pilotes ahusados o campanas de pilas).
- (c) Materiales y construcción: para pilotes, tipo (concreto/acero/madera) y métodos de instalación (vaciados en sitio, hincados).

Se debe determinar el tipo, composición, consistencia, densidad relativa, y estratos de suelos hasta una profundidad a la cual el esfuerzo transmitido por la edificación sea aproximadamente el 10 % del peso total del edificio dividido por el área total de la cimentación (véase artículo H.3.2.5). Se deberá también determinar la localización del nivel freático y sus fluctuaciones estacionales bajo el edificio. Para cada tipo de suelo, se debe obtener el peso unitario  $\gamma$ , la resistencia al corte (la cohesión efectiva  $c'$ , el ángulo de fricción interna efectivo  $\phi'$  y/o la resistencia no drenada  $S_u$ ), las características de compresibilidad, el módulo de cortante  $G$ , y la relación de Poisson  $\mu$ .

**H.10.2.1.2 — Condiciones de cimentaciones próximas** — Información específica de las cimentaciones de la propia edificación, de adyacentes o cercanos puede ser útil si el subsuelo y las condiciones del agua

subterránea son de baja variabilidad. Sitios adyacentes en los cuales se haya construido recientemente pueden ser una guía para la evaluación de las condiciones del sitio de la estructura a rehabilitar.

**H.10.2.1.3 — Cargas de diseño de los cimientos** — Se requiere la información de las cargas de diseño de los cimientos, así como las cargas muertas actuales y los estimativos de cargas vivas normales y máximas.

**H.10.2.1.4 — Características carga-deformación bajo carga sísmica** — Tradicionalmente los ingenieros geotecnistas tratan las características carga-deformación a largo plazo únicamente de las cargas muertas más las cargas vivas normales. En la mayoría de los casos, los asentamientos a largo plazo gobiernan el diseño de cimientos. Las características carga-deformación a corto plazo (sismo) no han sido usadas tradicionalmente para diseño; consecuentemente, tales relaciones generalmente no se encuentran en los informes de suelos y cimentaciones de edificios existentes. En el artículo H.10.4 se discute en detalle estas relaciones.

**H.10.2.2 — AMENAZAS SÍSMICAS DEL SITIO** — En adición a las vibraciones del terreno, las amenazas sísmicas incluyen ruptura de fallas superficiales, licuación, compactación diferencial, deslizamientos y avalanchas. El potencial de amenazas por desplazamiento del terreno en un sitio debe evaluarse. La evaluación debe incluir un estimativo de las amenazas en términos del movimiento del terreno. Si las amenazas no son aceptables, entonces deben ser mitigadas como se describe en el artículo H.10.3.

**H-10.2.2.1 — Ruptura de una falla** — Las condiciones geológicas del sitio se deben describir con suficiente detalle para evaluar la presencia de una traza de fallas tectónicas en los suelos de cimentación del edificio. Si se conoce o se sospecha que la traza de falla está presente, se requiere información referente a la actividad, tipo de falla, sentido del desplazamiento con respecto a la geometría del edificio, estimación de valores de los desplazamientos vertical y/o horizontal con intervalos de recurrencia, y ancho de la zona de ruptura potencial.

**H.10.2.2.2 — Licuación** — Las condiciones del subsuelo y del agua subterránea se deben describir con suficiente detalle para evaluar la presencia de materiales potencialmente licuables en los suelos de cimentación del edificio. Si se sospecha de la presencia de suelos licuables se requiere información del tipo de suelo, densidad, profundidad del nivel freático y fluctuaciones estacionales, pendiente del terreno, proximidad a la cara libre de un accidente topográfico (río, canal, lago, etc.), y evaluación de los desplazamientos o corrimientos laterales y verticales.

La amenaza de licuación se debe evaluar inicialmente para establecer si el sitio es claramente libre de esta amenaza, o por el contrario se debe realizar una investigación detallada. Generalmente se puede suponer que la amenaza de licuación no existe en los sitios en donde, con suelos similares, no ha ocurrido históricamente la licuación, y si se cumple algunos de los siguientes criterios:

- (a) Los materiales del subsuelo son roca o tienen muy baja susceptibilidad a la licuación, basado en el ambiente general de deposición y edad geológica del depósito.
- (b) El subsuelo está constituido de arcillas duras o limos arcillosos, a menos que sean altamente sensitivos basado en experiencia local.
- (c) Los suelos no cohesivos (arenas, limos, o gravas) tienen una mínima resistencia normalizada en el Ensayo de Penetración Estándar (SPT), N160, de 30 golpes/pie para profundidades bajo la tabla de agua, o con un contenido de arcilla mayor de 20 %. El parámetro N160 se define como el valor de N del SPT normalizado a una sobre presión efectiva de 100 kPa (presión atmosférica =PA). Se considera arcilla al suelo cuyas partículas son de diámetro nominal  $\leq 0.002$  mm.
- (d) El nivel freático está por lo menos a 10 m bajo el cimiento más profundo, o 15 m bajo la superficie del terreno, incluyendo consideraciones para ascensos estacionales e históricos, y si algún talud o condición de borde libre en la vecindad no se extiende bajo la elevación del agua subterránea en el sitio.
- (e) Si aplicando los criterios mencionados existe alguna posibilidad de amenaza por licuación, entonces se requiere una evaluación detallada del potencial de licuación (véase el artículo H.7.4.5).

**H.10.2.2.3 — Compactación diferencial** — Las condiciones del subsuelo se deben definir con suficiente detalle para que se pueda evaluar el potencial de compactación o densificación diferencial de los suelos durante una fuerte vibración del terreno. Los asentamientos diferenciales resultantes pueden ocasionar daño a las estructuras.

Los tipos de suelos que son susceptibles a licuación (suelos naturales relativamente sueltos, o rellenos de suelos no compactados o pobremente compactados) también son susceptibles a compactación. La compactación puede ocurrir en los suelos por encima y bajo el nivel freático.

Se puede suponer que no existe amenaza debido a compactación diferencial si las condiciones del suelo cumplen simultáneamente los siguientes criterios:

- (a) Los materiales geológicos bajo los cimientos y bajo el nivel freático no poseen una significativa amenaza por licuación, basado en los criterios del artículo H.10.2.2.2.
- (b) Los materiales geológicos bajo los cimientos y encima del nivel freático son o del Pleistoceno en edad geológica (más antiguo de 11,000 años), arcillas duras o limos arcillosos, o arenas no cohesivas, limos, y gravas con un mínimo N160 de 20 golpes/pie.
- (c) Si aplicando los criterios mencionados existe alguna posibilidad de amenaza por compactación diferencial, se requiere una evaluación más detallada de esta amenaza.

**H.10.2.2.4 — Deslizamientos** — Las condiciones del subsuelo se deben definir con suficiente detalle para que se pueda evaluar el potencial de deslizamiento que pueda ocasionar movimiento diferencial de los suelos de cimentación del edificio. La estabilidad de laderas se debe evaluar en los sitios cuando existe:

- (a) Taludes cuya pendiente excede de aproximadamente 18 grados (3 horizontal: 1 vertical).
- (b) Historia de inestabilidad (rotacional, traslacional, o caída de rocas).

Para determinar la estabilidad del sitio véase el artículo H.6.2.

El análisis de desplazamientos de la ladera deberá determinar la magnitud del movimiento potencial del terreno, el cual deberá usar el ingeniero estructural en la determinación del efecto sobre el comportamiento de la estructura. Si la estructura no se puede acomodar a los desplazamientos calculados para el terreno, se deberán emplear esquemas apropiados de mitigación como se describen en el artículo H.10.3.4.

Adicionalmente a los efectos potenciales de deslizamientos sobre los suelos de cimentación, deberá considerarse los posibles efectos de caída de rocas o flujo de escombros de taludes adyacentes a la edificación.

**H.10.2.2.5 — Avalancha o inundación** — Las condiciones del subsuelo se deben definir con suficiente detalle para que se pueda evaluar el potencial de avalancha o inundación inducida por el sismo. Las fuentes para esta amenaza incluyen:

- (a) Presas, acueductos, tanques de almacenamiento de agua y tuberías que puedan afectar el edificio por daños ocasionados por el sismo: deslizamientos, vibración fuerte o ruptura de falla activa.
- (b) Áreas o zonas costeras susceptibles a tsunamis, o áreas adyacentes a bahías o lagos que pueden estar sujetas a fenómenos de fuerte oleaje.
- (c) Áreas bajas con niveles freáticos superficiales donde la subsidencia regional podría ocasionar inundación del sitio.

Se deben tomar las medidas necesarias para evitar que se produzca socavación de los suelos de cimentación del edificio por esta amenaza.

### **H.10.3 — MITIGACIÓN DE LAS AMENAZAS SÍSMICAS DEL SITIO**

Existen metodologías para mejorar el comportamiento sísmico bajo la influencia de algunas amenazas, a costo razonable; sin embargo, algunas amenazas pueden ser tan severas que son económicamente inviables para tomar medidas de reducción del riesgo. La siguiente discusión está basada en el concepto de que las amenazas del sitio se determinan después de haber decidido la rehabilitación sísmica del edificio. Sin embargo, la decisión de rehabilitar un edificio y la selección del objetivo de la rehabilitación se pueden haber hecho con el conocimiento pleno que existen significativas amenazas del sitio y que deben ser mitigadas como parte de la rehabilitación.

**H.10.3.1 — MITIGACIÓN PARA RUPTURA DE FALLA ACTIVA** — Grandes movimientos de la ruptura de una falla activa generalmente no pueden ser mitigados económicamente. Si las consecuencias estructurales de los desplazamientos horizontales y verticales estimados no son aceptables, la estructura, su cimentación, o ambos, podrían ser rigidizados o aumentada su resistencia para lograr un comportamiento aceptable. Las medidas son altamente dependientes de las características estructurales específicas. Vigas y losas reforzadas de cimentación son efectivas en incrementar la resistencia a desplazamientos horizontales.

Las fuerzas horizontales son algunas veces limitadas por la capacidad de fricción de zapatas y losas al deslizamiento mientras que los desplazamientos verticales pueden ser similares en naturaleza a los ocasionados por asentamientos diferenciales a largo plazo.

Técnicas de mitigación incluyen modificaciones de la estructura o su cimentación para distribuir los efectos de los movimientos verticales diferenciales sobre una mayor distancia horizontal, para reducir la distorsión angular.

**H.10.3.2 — LICUACIÓN** — La efectividad de las medidas para mitigar la amenaza de licuación debe ser evaluada por el ingeniero estructural en el contexto del comportamiento global del sistema del edificio. Si se ha determinado que la licuación es de probable ocurrencia, y las consecuencias en términos de desplazamientos horizontales y verticales no son aceptables, entonces tres tipos generales de medidas de mitigación deberán considerarse, individuales o en combinación:

- (a) **Modificar la estructura** — a la estructura se le puede mejorar su resistencia contra las deformaciones del terreno que se predice ocasionará la licuación. Esta solución es viable para pequeñas deformaciones del terreno.
- (b) **Modificar la cimentación** — el sistema de cimentación se puede modificar para reducir o eliminar el potencial de grandes desplazamientos de los cimientos; por ejemplo, sub-murando los cimientos superficiales existentes hasta un estrato no licuable más profundo. Alternativamente (o mediante el uso de cimientos profundos), un sistema de cimientos superficiales se puede hacer más rígido (por ejemplo, con un sistema de vigas entre zapatas individuales) con el fin de reducir los movimientos diferenciales del terreno transmitidos a la estructura.
- (c) **Modificar las condiciones del suelo** — un número de medidas para mejorar el terreno se pueden considerar para reducir o eliminar el potencial de licuación y sus efectos (véase el artículo H.7.4.6 para mitigar el potencial de licuación en proyectos de edificaciones nuevas). Algunas de estas medidas no son aplicables bajo un edificio existente por los efectos del procedimiento sobre el edificio. Si la licuación ocasiona corrimientos laterales en el sitio del edificio, entonces mitigar la amenaza de licuación es más difícil, ya que los movimientos bajo el edificio pueden depender del comportamiento de la masa de suelo a distancias más allá del edificio, así como inmediatamente debajo de él. Entonces las medidas para prevenir corrimientos laterales pueden, en algunos casos, requerir la estabilización de grandes volúmenes de suelo y/o la construcción de estructuras de contención que puedan reducir el potencial para, o la cantidad de, movimientos laterales.

**H.10.3.3 — MITIGACIÓN PARA COMPACTACIÓN DIFERENCIAL** — La efectividad de las medidas para mitigar la amenaza de compactación diferencial debe ser evaluada por el ingeniero estructural en el contexto del comportamiento global del sistema del edificio.

Para los casos en los cuales se predice asentamientos diferenciales significantes de la cimentación del edificio, las opciones de mitigación son similares a las descritas para mitigar la amenaza de licuación: mejorar la resistencia de la estructura para los movimientos del terreno, aumentar la resistencia del sistema de cimentación, y mejorar las condiciones del suelo.

**H.10.3.4 — DESLIZAMIENTOS** — La efectividad de mitigar la amenaza por deslizamientos debe ser evaluada por el ingeniero estructural en el contexto del comportamiento global del sistema del edificio. Un número de esquemas son disponibles para reducir el potencial impacto de deslizamientos inducidos por sismo, incluyendo:

- (a) Re-conformación topográfica
- (b) Drenaje
- (c) Defensas
- (d) Mejoramiento estructural
  - Muros de gravedad
  - Muros anclados/pernados (“soil nailing”)
  - Muros de tierra mecánicamente estabilizada

- Barreras para flujos de escombros o caída de rocas
- Reforzamiento del edificio para resistir la deformación
- Vigas de equilibrio en la cimentación
- Muros o pantallas de cortante
- (e) Modificación del suelo/reemplazo
  - Inyecciones
  - Densificación

La efectividad de algunos de estos esquemas se debe considerar con base en la cantidad del movimiento del terreno que el edificio puede tolerar.

**H.10.3.5 — AVALANCHA O INUNDACIÓN** — La efectividad de mitigar la amenaza por avalancha o inundación debe ser evaluada por el ingeniero estructural en el contexto del comportamiento global del sistema del edificio. El daño potencial causado por avalancha o inundación inducida por sismo puede ser mitigado por los siguientes esquemas:

- (a) Mejoramiento o rehabilitación de la obra cercana, (presas, tuberías o instalaciones de acueductos independientes del edificio rehabilitado).
- (b) Obras de desvío del flujo que se estima inundará el edificio.
- (c) Pavimentos alrededor del edificio para minimizar la erosión en los cimientos.
- (d) Construcción de muro o rompeolas para protección de tsunami.

## **H.10.4 — REFORZAMIENTO Y RIGIDEZ DE LA CIMENTACIÓN**

En este artículo se supone que los suelos no son susceptibles a pérdida significativa de resistencia debido a la carga sísmica. Con esta suposición, los siguientes párrafos proporcionan una perspectiva de los requisitos y procedimientos para evaluar la habilidad de las cimentaciones para resistir las cargas impuestas por el sismo sin deformaciones excesivas. Si los suelos son susceptibles a pérdida significativa de resistencia, debido a los efectos directos de las vibraciones sísmicas, entonces se debe, o considerar medidas de mejoramiento de la condición del suelo de cimentación o realizar análisis que demuestren que la pérdida de resistencia del suelo no ocasiona deformaciones estructurales excesivas.

Las consideraciones del comportamiento de la cimentación son solo una parte de la rehabilitación sísmica de los edificios. La selección del objetivo deseado de rehabilitación probablemente deberá definirse sin relación a los detalles específicos del edificio, incluyendo la cimentación. El ingeniero estructural escogerá el tipo de procedimiento de análisis apropiado (estático lineal o dinámico, o estático no lineal o dinámico).

**H.10.4.1 — CAPACIDADES ÚLTIMAS Y CAPACIDADES DE CARGA** — La capacidad última y de trabajo de los componentes de la cimentación la debe determinar el ingeniero geotecnista según los requisitos del capítulo H.4.

**H.10.4.2 — CARACTERÍSTICAS CARGA-DEFORMACIÓN PARA CIMENTACIONES** — Las características carga-deformación se requieren cuando se consideran los efectos de la cimentación en procedimientos estáticos lineales o dinámicos, estático no lineal (pushover), o dinámico no lineal (historia en el tiempo).

Los parámetros del comportamiento carga-deformación, caracterizados tanto por rigidez como capacidad, pueden tener un efecto significativo tanto en la respuesta estructural como en la distribución de la carga en los elementos de la estructura.

Los sistemas de cimentación para edificios en algunos casos pueden ser complejos, pero por simplicidad se consideran tres tipos: cimentaciones superficiales (zapatas y losas), pilotes y pilas.

Mientras se reconoce que el comportamiento carga-deformación de las cimentaciones es no lineal, a causa de las dificultades para determinar las propiedades del suelo y las cargas estáticas en cimentaciones, además de la probable variabilidad de los suelos que soportan las cimentaciones, se recomienda que el ingeniero geotecnista en conjunto con el estructural escojan una representación equivalente elasto-plástica del comportamiento carga-deformación de los cimientos.

**H.10.4.3 — CRITERIO DE ACEPTABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN** — Este artículo contiene el criterio de aceptabilidad para los componentes geotécnicos de las cimentaciones del edificio. Los componentes estructurales deben cumplir los requisitos del artículo H.4.10. Los componentes geotécnicos incluyen las partes del suelo de

cimientos superficiales (zapatas y losas), y pilotes y pilas de fricción y de soporte en la punta. Estos criterios aplican a todas las acciones de cargas verticales, momentos y fuerzas laterales aplicadas al suelo.

**H.10.4.3.1 — Procedimiento lineal** — La aceptabilidad de componentes geotécnicos sujetos a procedimientos lineales depende las suposiciones básicas del modelo utilizado en el análisis:

- (a) **Suposición de base fija** — Si se supone que la base de la estructura es completamente rígida (base fija), las acciones sobre los componentes geotécnicos deberán ser de fuerza controlada. Esta suposición no se recomienda para edificaciones sensitivas a rotación de la base u otro tipo de movimiento de la cimentación.
- (b) **Suposición de base flexible** — Si la base de la estructura se modela mediante componentes geotécnicos lineales, no es necesario cumplir con el estado límite de servicio ya que los desplazamientos resultantes se pueden acomodar a los criterios de aceptabilidad para el resto de la estructura.

**H.10.4.3.2 — Procedimiento no lineal** — La aceptabilidad de componentes geotécnicos sujetos a procedimientos lineales depende de las suposiciones básicas del modelo utilizado en el análisis:

- (a) **Suposición de base fija** — Si se supone que la base de la estructura es completamente rígida, entonces las reacciones en la base de la estructura, para todos los componentes geotécnicos, no deben exceder el estado límite de falla. La suposición de base fija no se recomienda para edificaciones sensitivas a rotación de la base u otro tipo de movimiento de la cimentación.
- (b) **Suposición de base flexible** — Si la base de la estructura se modela utilizando componentes geotécnicos flexibles, no lineales, entonces la componente resultante de los desplazamientos no requiere ser limitada para el estado límite de servicio, ya que los desplazamientos resultantes se pueden acomodar a los criterios de aceptabilidad del resto de la estructura, los cuales se basarán en la necesidad del servicio continuo y seguridad de la edificación.

## **H.10.5 — REHABILITACIÓN DEL SUELO Y CIMIENTOS**

Este artículo contiene guías para modificar las cimentaciones y mejorar el comportamiento sísmico anticipado. Específicamente, el alcance de este artículo incluye métodos sugeridos para modificar la cimentación y las características de los elementos de cimentación desde una perspectiva geotécnica. Estos deben ser utilizados en combinación que los requisitos de los materiales estructurales de los otros capítulos.

**H.10.5.1 — MEJORAMIENTO DEL SUELO** — Las opciones de mejoramiento del suelo con el fin de incrementar la capacidad admisible de las cimentaciones son limitadas (véase el artículo H.10.3.2). Remoción del suelo, reemplazo, y densificación por vibración generalmente no son viables porque ocasionan asentamientos de los cimientos o son muy costosas de implementar sin causar estos asentamientos.

Inyecciones pueden ser consideradas para incrementar la capacidad portante. Inyecciones de compactación pueden lograr densificación y resistencia de una variedad de tipos de suelos, y/o transmitir las cargas de los cimientos a estratos más duros y profundos. La técnica requiere de un cuidadoso control para evitar el levantamiento de los elementos de cimentación o losas de pisos adyacentes durante el proceso de inyección. Inyecciones químicas (cemento, cal, etc.) pueden conseguir el reforzamiento de suelos arenosos, pero en suelos de grano fino o arenas limosas pueden ser poco efectivas. “Jet grouting” también se podría considerar. Estas mismas técnicas también se pueden utilizar para incrementar la resistencia friccional de la base de los cimientos a carga lateral.

Opciones que pueden ser consideradas para incrementar la resistencia pasiva de los suelos adyacentes a las cimentaciones incluyen remoción y reemplazo de los suelos con suelos más resistentes, o con suelos estabilizados con inyecciones químicas, o “jet grouting”, o suelos densificados por impacto o compactación vibratoria (si las capas a compactar no son demasiado gruesas y los efectos de vibración sobre la estructura son tolerables).

**H.10.5.2 — CIMIENTOS SUPERFICIALES (ZAPATAS Y LOSAS)** — Nuevas zapatas y losas se le pueden adicionar a la estructura para soportar nuevos elementos estructurales como muros de cortante o pórticos. En estos casos, las capacidades y rigideces deben ser determinadas de acuerdo a los procedimientos del artículo H.10.4.

Zapatas existentes pueden ser agrandadas para incrementar su capacidad o resistencia a la tracción. Generalmente,

las capacidades y rigidez pueden ser determinadas de acuerdo con el artículo H.10.4. Sin embargo, puede ser necesaria la consideración de presiones de contacto existentes sobre la resistencia y rigidez de la zapata modificada, obtenida mediante un análisis de interacción suelo estructura, a menos que se consiga modificar la distribución de las presiones de contacto por algún método viable.

Las zapatas y losas pueden ser sub-muradas para incrementar su capacidad o resistencia a tracción. Esta técnica mejora la capacidad portante bajando el horizonte de contacto de la zapata. La capacidad a tracción se mejora incrementando la masa de suelo resistente por encima de la zapata. Generalmente, capacidades y rigideces se pueden determinar de acuerdo a los procedimientos del artículo H.10.4. Pueden ser requeridos consideraciones de los efectos de gateo y transferencia de carga.

Cuando existe potencial para el desplazamiento diferencial lateral de las cimentaciones del edificio, se debe suministrar interconexión adecuada con vigas de equilibrio, o una losa de cimentación bien reforzada puede proporcionar buena mitigación de estos efectos. Un sistema de anclajes también proporciona soporte al desplazamiento diferencial lateral cuando el análisis rotacional lo exige, y debe considerarse la recomendación del ingeniero geotecnista.



**Notas**