

NEC

NORMA ECUATORIANA
DE LA CONSTRUCCIÓN

GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES

Ministerio
de **Desarrollo**
Urbano y Vivienda



CÓDIGO
NEC - SE - GC

Econ. Diego Aulestia Valencia
Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda

Econ. Luis Felipe Guevara Urquiza
Subsecretario de Hábitat y Asentamientos Humanos

Arq. Rubén Darío Paredes Cortez
Subsecretario de Vivienda

Arq. Jose Antonio Toral Valdivieso
Director de Hábitat y Asentamientos Humanos

Arq. Jose Antonio Martín Erquicia
Coordinador de proyecto

Textos:

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI)
Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON)

Producción Editorial:

Dirección de Comunicación Social, MIDUVI

Diciembre 2014

ISBN:0000000000

■ Prólogo

Al Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, ente rector de las políticas de hábitat y vivienda a nivel nacional, le corresponde formular la normativa que propicie el desarrollo ordenado y seguro de los Asentamientos Humanos, la densificación de las ciudades y el acceso a la vivienda digna.



Bajo ese marco, y considerando además que nuestro país está localizado en una zona calificada de alto riesgo sísmico, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda llevó a cabo un proceso de actualización de la Normativa Técnica referente a la Seguridad Estructural de las Edificaciones (Código Ecuatoriano de la Construcción de 2001). Esta labor fue realizada en conjunto con la Cámara de la Industria de la Construcción, entidad que coordinó el desarrollo de varios documentos normativos a través de comités de expertos de entidades públicas, del sector privado y representantes de instituciones académicas. Se realizaron talleres de trabajo con los profesionales del sector y se aplicaron las mejores prácticas internacionales en el ámbito de la edificación.

El objetivo fue determinar nuevas normas de construcción de acuerdo a los avances tecnológicos a fin de mejorar los mecanismos de control en los procesos constructivos, definir principios mínimos de diseño y montaje en obra, velar por el cumplimiento de los principios básicos de habitabilidad, y fijar responsabilidades, obligaciones y derechos de los actores involucrados en los procesos de edificación.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción pretende dar respuesta a la demanda de la sociedad en cuanto a la mejora de la calidad y la seguridad de las edificaciones, persiguiendo a su vez, proteger al ciudadano y fomentar un desarrollo urbano sostenible

A large, stylized handwritten signature in black ink, appearing to read 'Diego Aulestia Valencia'.

Econ. Diego Aulestia Valencia
Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda

TABLA DE DATOS

NOMBRE DEL DOCUMENTO HABILITANTE	FECHA
Expedición mediante Acuerdo Ministerial Nro. 0028	19 de agosto de 2014
MIDUVI, Registro Oficial, Año II, Nro. 319	26 de agosto de 2014
Actualización mediante Acuerdo Ministerial Nro. 0047	15 de diciembre de 2014
MIDUVI, Registro Oficial, Año II, Nro. 413	10 de enero de 2015

LISTADO DE PERSONAS Y ENTIDADES PARTICIPANTES

INSTITUCIÓN	NOMBRE
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda	Ing. José Vicente Chiluisa Ochoa
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda	Arq. Francesca Blanc
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda	Ab. Jonathan Santiago Gómez Pumagualle
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda	Arq. Jose David Saura Gonzalez
Cámara de la Industria de la Construcción	Ing. Hermel Flores Maldonado
Cámara de la Industria de la Construcción	Ing. Ginno Manciatì Jaramillo
Colegio de Ingenieros Mecánicos de Pichincha	Ing. Carlos Baldeón Valencia
Escuela Politécnica Nacional	Ing. Sigifredo Décimo Díaz Mendoza
Escuela Politécnica Nacional	Ing. Patricio Honorato Placencia Andrade
Escuela Politécnica Nacional	Arq. Félix Policarpo Vaca Moncayo
Escuela Politécnica Nacional	Ing. Hugo Alfonso Yépes Arosteguí
Universidad San Francisco de Quito	Ing. Telmo Andrés Sánchez Graunauer
Universidad San Francisco de Quito	Dr. Fabricio Oswaldo Yépez Moya
Pontificia Universidad Católica del Ecuador	Ing. Oswaldo Marcelo Guerra Avendaño
Pontificia Universidad Católica del Ecuador	Ing. Guillermo Ricardo Realpe Rivadeneira
Universidad Central del Ecuador	Msc. Ing. Hernán Estupiñan Maldonado
American Concrete Institute	Ing. Juan Carlos Garcés P.
FRACTALES Cia. Ltda.	Dr. Vinicio Andrés Suárez Chacón
GEOESTUDIOS S.A.	Dr. Xavier Fernando Vera Graunauer
Cambridge Consultores de Desarrollo S.A.	Ing. José Andrés Vallejo Bermeo
Cambridge Consultores de Desarrollo S.A.	Ing. Michael Joseph Maks Davis
Cambridge Consultores de Desarrollo S.A.	Ing. Mathieu Lamour
Cambridge Consultores de Desarrollo S.A.	Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro
Cambridge Consultores de Desarrollo S.A.	Dr. Miguel Angel Jaimes Téllez
Consultor Particular	Dr. Pedro Pablo Rojas Cruz
Consultor Particular	Ing. Jaime Enrique García Alvear
Consultor Particular	Ing. Fabián Enrique Espinosa Sarzosa
Consultor Particular	Ing. Jorge Luis Palacios Riofrío
Consultor Particular	Ing. Jorge Enrique Orbe Velalcázar
Consultor Particular	Msc. Ing. Alex Francisco Albuja Espinosa

NEC

NORMA ECUATORIANA
DE LA CONSTRUCCIÓN

GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES

Ministerio
de **Desarrollo**
Urbano y Vivienda



CÓDIGO
NEC - SE - GC

CONTENIDO

1. Generalidades	6
1.1. Definiciones.....	6
1.2. Símbolos y unidades	8
1.3. Marco normativo	10
2. Objetivos y alcances del capítulo y justificaciones.....	13
2.1. Alcances	13
2.2. Objetivos	13
2.3. Justificación estructural	13
2.4. Etapas generales del estudio y diseño geotécnico	14
2.5. Clasificación de las unidades de construcción por categorías	17
3. Estudio geotécnico definitivo	18
3.1. Caracterización geotécnica del subsuelo	18
3.2. Información previa.....	18
3.3. Estudio geotécnico definitivo.....	18
3.4. Métodos permitidos para la exploración de campo	21
3.5. Exploración por sondeos.....	22
3.6. Agua subterránea.....	25
3.7. Estudio de estabilidad de laderas y taludes.....	25
3.8. Ensayos de laboratorio	25
4. Diseño de excavaciones y de cimentaciones.....	29
4.1. Suelos no cohesivos o granulares y suelos cohesivos	29
4.2. Factores de seguridad.....	29
4.3. Condiciones drenadas y esfuerzos efectivos	32
4.4. Condiciones no drenadas y esfuerzos totales	32
4.5. Reducción de los valores de resistencia determinados en el laboratorio y campo.....	33
5. Excavaciones	35
5.1. Estabilidad de taludes y excavaciones	35
5.2. Estructuras y sistemas de contención.....	36
6. Cimentaciones.....	39

6.3.	Estado límite de servicio: asentamientos	42
6.4.	Diseño estructural de la cimentación	44
6.5.	Capacidad portante por pruebas de carga y factores de seguridad	46
7.	Zapatas aisladas, combinadas y losas.....	47
7.1.	Definición	47
7.2.	Estado límite de falla: capacidad de carga	47
7.3.	Estado límite de servicio: asentamientos	48
8.	Cimentaciones profundas.....	49
8.1.	Definición	49
8.2.	Estado límite de falla: capacidad de carga bajo criterio de resistencia al corte	49
8.3.	Estado límite de servicio: capacidad de carga bajo criterio de asentamiento y análisis lateral	51
9.	Cimentaciones en roca	53
9.1.	Estado límite de falla: modos de falla	53
9.2.	Estado límite de falla: capacidad de carga bajo criterio de resistencia al corte	55
9.3.	Estado límite de servicio: capacidad de carga por asentamiento	56
10.	Asesoría geotécnica en las etapas de diseño y construcción.....	57
11.	Apéndices.....	58
11.1.	Reptación no drenada (undrained creep) y su influencia en estabilidad	58
11.2.	Referencias	59

Índice de tablas

Tabla 1: Clasificación de las unidades de construcción por categorías	17
Tabla 2: Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción.....	23
Tabla 3: Profundidad mínima de los sondeos de acuerdo al tipo de cimentación.....	24
Tabla 4: Factores de seguridad por corte mínimos.....	31
Tabla 5: Factores de seguridad indirectos mínimos	38
Tabla 6: Factores de Seguridad Indirectos Mínimos, F.S.I.M.....	42
Tabla 7: Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas, L.....	44
Tabla 8: Número Mínimo de Ensayos de Carga en Pilotes o Pilas para poder reducir los FSIM	46
Tabla 9: Modos de falla para capacidad de carga en rocas estratificadas y con discontinuidades .	54

Índice de figuras

Figura 1: Esquema de los componentes de un diseño de excavaciones o cimentaciones y la relación con la norma	16
Figura 2: Diagrama de flujo conceptual para el diseño de cimentaciones (modificado de NBCC, 2005)	41
Figura 4: Variación de la deformación unitaria por cortante para arcillas considerando la variación de la relación entre el esfuerzo cortante y la resistencia al esfuerzo cortante no drenada, modificado de Edger, L (1973)	58

1. Generalidades

1.1. Definiciones

CIMENTACIONES

Elemento de construcción cuya función principal es la transferencia adecuada de las cargas de las edificaciones al subsuelo, clasificadas como superficiales o profundas.

ESTADO LIMITE DE FALLA

Estado limite relacionado con la capacidad de carga de excavaciones, taludes y cimentaciones.

ESTADO LIMITE DE SERVICIO/ASENTAMIENTOS POR DEFORMACIONES

Estado limite relacionado principalmente con las deformaciones permisibles en excavaciones, taludes y cimentaciones.

ESTUDIO GEOTÉCNICO

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 las estructuras (superestructura y subestructura) para edificaciones, puentes, torres, silos y demás obras, que preserve la vida humana, así como también evite la afectación o daño a construcciones vecinas.

ESTUDIO GEOTÉCNICO PRELIMINAR

Las 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.

ESTUDIO GEOTÉCNICO DEFINITIVO

Consiste en un estudio geotécnico definitivo, con las actividades necesarias para saber con certeza a las características geotécnicas de un terreno, a través de una exploración de campo, ensayos y sondeos. A base de esto se puede establecer las recomendaciones y los parámetros necesarios para el diseño de obras ingenieriles de suelo, que sean cimentaciones, excavaciones o sistemas de contención.

ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

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

EXPLORACIÓN POR SONDEOS

Un ensayo de campo empleado en el estudio geotécnico definitivo, donde se determina

propiedades de resistencia del suelo.

FACTOR DE SEGURIDAD

Un factor que considera o agrupa todas las incertidumbres asociadas en el proceso de diseño.

SUELOS COHESIVOS

Véase la sección [4.1](#).

SUELOS NO COHESIVOS O GRANULARES

Se consideran como suelos no cohesivos o granulares, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS, ASTM D2487-2000)

UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN

Se define como unidad de construcción:

- Una edificación o fracción de un proyecto con alturas, cargas o niveles de excavación diferentes.
- Grupo de construcciones adosadas, máximo de longitud en planta 40 m.

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.

1.2. Símbolos y unidades

1.2.1. Simbología

Símbolo	Descripción
A_s	El área del fuste del pilote (perimetral)
A_t	El área de la punta del pilote (sección transversal)
c	Cohesión total
c'	Cohesión efectiva
F_a	Fuerzas actuantes
F_r	Fuerzas resistentes
FS	Factor de seguridad
f_s o r_s	La resistencia unitaria de fuste
FS_{corte}	Factor de seguridad por corte
$FS_{\text{corte mínimos}}$	Factores de seguridad por corte mínimos
$FSIM$	Factores de Seguridad Indirectos Mínimos
IP	Índice plástico
N_{60}	Número de golpes para penetrar en el suelo 30 cm para el 60 % de la energía teórica
P_A	Presión atmosférica
q_{adm}	Capacidad de carga admisible
q_{net}	Capacidad de carga neta
q_{ob}	Esfuerzo geoestático total removido a nivel del desplante de la cimentación
Q_s	La capacidad o resistencia última por fuste
Q_t	La capacidad o resistencia última de punta

Símbolo	Descripción
q_t o r_t	La resistencia unitaria de punta
q_u	Capacidad de carga última
q_{unet}	Capacidad última neta
S_u	Resistencia al corte no drenada
u	Presión de poro
u_a	Presión de gas (aire) para materiales secos
u_w	Presión de líquido (agua) para materiales saturados
σ	Esfuerzo normal total
σ'	Esfuerzo normal efectivo
τ_A	Esfuerzo cortante actuante
τ_f	Esfuerzo cortante a la falla.
τ_R	Esfuerzo cortante resistente
W_L	Límite líquido
ϕ	Ángulo de fricción aparente
ϕ'	Ángulo de fricción efectivo

1.3. Marco normativo

El presente capítulo está basado en la adaptación del reglamento Colombiano de Construcción (NSR, 2010) y estudios e investigaciones científicas nacionales e internacionales.

Para el diseño de la cimentación de viviendas de 1 y 2 pisos y con luces de hasta 5 m se aplicarán los requerimientos de la [NEC-SE-VIVIENDA](#).

Con relación al diseño sísmico, se deberá hacer referencia a las secciones [3.2](#) y [10.5](#) de la [NEC-SE-DS](#).

Luego, las siguientes normas técnicas NTE INEN y de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales, ASTM, forman parte integrante del Reglamento.

1.3.1. Normas ecuatorianas de la construcción

- [NEC-SE-CG](#): Cargas (no sísmicas)
- [NEC-SE-DS](#): Cargas Sísmicas y Diseño Sismo Resistente
- [NEC-SE-RE](#): Rehabilitación Sísmica de Estructuras
- [NEC-SE-GM](#): Geotecnia y Diseño de Cimentaciones
- [NEC-SE-HM](#): Estructuras de Hormigón Armado
- [NEC-SE-AC](#): Estructuras de Acero
- [NEC-SE-MP](#): Estructuras de Mampostería Estructural
- [NEC-SE-MD](#): Estructuras de Madera
- [NEC-SE-VIVIENDA](#): Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m

1.3.2. Normas NTE INEN

- **NTE INEN 692** Suelos. Ensayo para determinar el límite plástico y el índice de plasticidad. (ASTM D 4318)
- **NTE INEN 691** Suelos. Ensayo para determinar el límite líquido. (ASTM D 4318)
- **NTE INEN 690** Suelos. Ensayo para determinar el contenido de agua. (ASTM D 2216)
- **NTE INEN 687** Suelos. Obtención de muestras para probetas de ensayo. Método para tubos de pared delgada. (ASTMD1587)

1.3.3. Normas ASTM

- **ASTM D 2166-06** — Suelos. Ensayo para determinar la resistencia a la compresión no confinada.
- **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
- **ASTM D 427** Ensayo para determinar los factores de contracción
- **ASTM D 2487** Clasificación de suelos para propósitos de ingeniería
- **ASTM D 422** Ensayo para determinar la granulometría por tamizado e hidrómetro
- **ASTM D 2167** Ensayo para determinar la masa unitaria en el terreno. Método del balón de caucho.
- **ASTM D 1556** Determinación de la masa unitaria en el terreno por el método del cono de arena.
- **ASTM D2974** Determinación de la humedad, ceniza y materia orgánica.
- **ASTM D 3080** Determinación de la resistencia al corte. Método de corte directo (CD).
- **ASTM D2664** Determinación de la resistencia en rocas. Método de la compresión triaxial.
- **ASTM D 2435** Determinación de las propiedades de consolidación unidimensional.
- **ASTM D854** Determinación de la densidad relativa de los sólidos.
- **ASTM D 2850** Suelos cohesivos. Determinación de la resistencia. Método de compresión triaxial.
- **ASTM D1833** Ensayo de la relación de soporte. Suelos compactados.
- **ASTM D 1143** Ensayo normalizado para determinar la carga axial a la compresión estática en cimentaciones profundas.
- **ASTM D3080-04** Ensayo de Corte Directo de Suelos en condiciones Consolidada drenada.
- **ASTM D2166** Ensayo de Compresión no-confinada de suelos cohesivos.
- **ASTM D2850** Ensayo de Compresión Triaxial no consolidado no drenado en suelos cohesivos.
- **ASTM D4767** Ensayo de Compresión Triaxial consolidado no drenado en suelos cohesivos.
- **ASTM D3999** Ensayo para la determinación del módulo y propiedades de amortiguamiento de suelo usando el aparato triaxial cíclico.

- **ASTM D 7012** Ensayo CD, consolidado drenado.
- **ASTM D4015** Ensayo para la determinación del módulo y propiedades de amortiguamiento de suelo usando el método de la columna resonante.
- **ASTM D5777** Guía normalizada para el uso del método de sísmica de refracción para investigación del subsuelo.

1.3.4. Otras referencias

- FHWA (Federal Highway Works Administration of the United States, 1993)
- USACE (Us Army Corps of Engineers, 1991)

2. Objetivos y alcances del capítulo y justificaciones

2.1. Alcances

Esta norma presenta las 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 las estructuras (superestructura y subestructura) para edificaciones, puentes, torres, silos y demás obras, que preserve la vida humana, así como también evite la afectación o daño a construcciones vecinas.

2.2. Objetivos

El objetivo general del presente capítulo es de establecer los requisitos para proporcionar criterios básicos a utilizarse en los estudios geotécnicos para edificaciones, basados en la investigación del subsuelo, geomorfología del sitio y características estructurales de la edificación con el fin de proveer recomendaciones geotécnicas de diseño para cimentaciones futuras, rehabilitación o reforzamiento de edificaciones existentes.

Se definen las metodologías, parámetros necesarios para el diseño de cimentaciones superficiales y profundas así como para el diseño de excavaciones.

El diseñador encontrará una sección dedicada a los parámetros para el peligro sísmico y los requisitos de sismo resistente, que deberá ser conforme a las secciones [3.2](#) y [10.6](#) de la [NEC-SE-DS](#).

2.3. Justificación técnica

Se comprobarán los diseños de excavaciones y cimentaciones de acuerdo con los siguientes estados límite:

- Capacidad de carga bajo criterio de resistencia al corte.
- Capacidad de carga bajo criterio de asentamiento.

2.3.1. Estado límite de falla: Capacidad de carga bajo criterio de resistencia al corte

- En excavaciones: 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 supresión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías (véase en la sección [5.1](#)).
- En cimentaciones: se llega al punto de falla de la capacidad de carga última o resistencia al cortante del suelo (véase en las secciones [6.2](#) y [7.1](#)).

2.3.2. Estado límite de servicio: Capacidad de carga bajo criterio de asentamiento

- En excavaciones: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores (véase en la sección [5.1](#)).
- En cimentaciones: la seguridad para el estado límite de servicio resulta del cálculo de asentamientos inmediatos, por consolidación, los asentamientos secundarios y los asentamientos por sismo (véase en la sección [6.3](#)).

2.4. Sobre la ejecución de los estudios geotécnicos

Los estudios geotécnicos para cimentaciones de edificaciones deben ser dirigidos y avalados por Ingenieros Civiles, titulados y registrados en el SENESCYT.

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 (responsable) del estudio. Los profesionales que realicen estos estudios geotécnicos deben poseer una experiencia mayor de tres (3) años en diseño geotécnico de cimentaciones, bajo la dirección de un profesional facultado para tal fin, o acreditar estudios de postgrado en geotecnia.

2.5. Etapas generales del estudio y diseño geotécnico

En la [Figura 1](#), se muestra esquemáticamente los componentes de los estudios geotécnicos, el diseño de excavaciones o cimentaciones y la relación con la norma.

2.5.1. Definiciones y conceptos generales

Estudio geotécnico:

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 las estructuras (superestructura y subestructura) para edificaciones, puentes, torres, silos y demás obras, que preserve la vida humana, así como también evite la afectación o daño a construcciones vecinas.

Investigación del subsuelo:

Estudio que incluye el conocimiento del origen geológico, la exploración del subsuelo, ensayos de campo y laboratorio necesarios para identificar, clasificar y caracterizar física, mecánica e hidráulicamente a los suelos y rocas.

Análisis y recomendaciones:

Consiste en la interpretación técnica de la información recolectada en la investigación del subsuelo con el propósito de caracterizar el material, plantear y evaluar posibles mecanismos de falla y de deformación. De esta forma, suministrar parámetros y recomendaciones necesarias en el diseño y construcción de cimentaciones, estructuras de contención y evaluación de las condiciones generales de estabilidad de taludes y laderas ante cargas temporales, permanentes y accidentales (véase la [NEC-SE-CG](#)).

2.5.2. Tipos de estudios: preliminar y definitivo

De manera general, el proceso de estudio y diseño geotécnico consiste en:

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. La presentación de este tipo de estudio queda a criterio del ingeniero geotécnico en consideración de la magnitud y/o características especiales del proyecto.

NOTA: El estudio geotécnico preliminar basado en la información previa y un reconocimiento del sitio del proyecto no puede substituirse, bajo ninguna circunstancia, al estudio geotécnico definitivo..

Estudio geotécnico definitivo

Estudio que se ejecuta para un proyecto específico en el cual se debe precisar todo lo relativo a las propiedades físicas y geomecánicas del subsuelo, así como las recomendaciones detalladas para el diseño y construcción de todas las obras relacionadas (véase [3](#)).

Dentro del estudio geotécnico definitivo se incluye:

- Ensayos de campo (véase [3.4](#) y [3.5](#)).
- Ensayos de laboratorio (véase [3.8](#))

Asesoría geotécnica en las etapas de diseño de cimentaciones, estructuras y sistemas de contención, y excavaciones

Véase [10](#).

Estudio de estabilidad de laderas y taludes

Deberá estar incluido en el estudio geotécnico preliminar o en el definitivo. Véase [3.7](#).

Diseño de cimentaciones

Véase [4](#), [6](#), [7](#), [8](#) y [9](#).

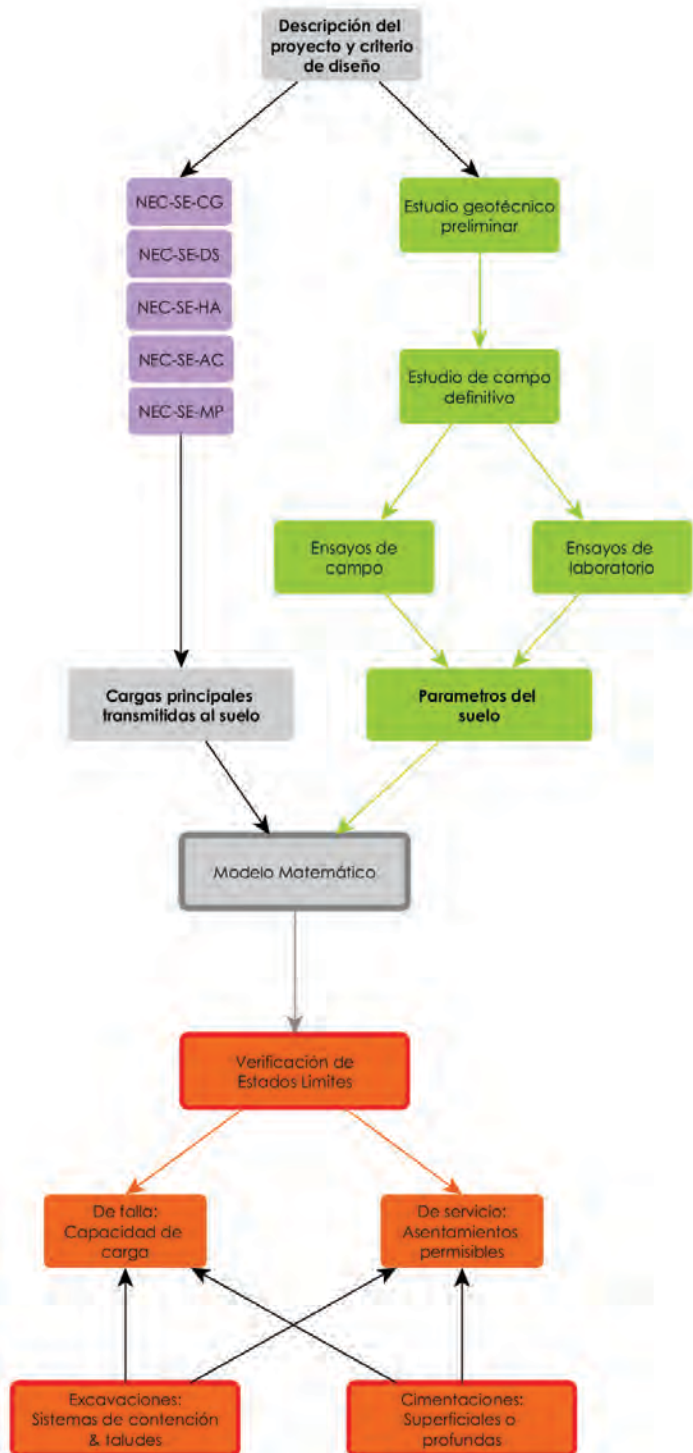


Figura 1: Esquema de los componentes de un diseño de excavaciones o cimentaciones y la relación con la norma

2.6. Clasificación de las unidades de construcción por categorías

Se define como unidad de construcción:

- Una edificación o fracción de un proyecto con alturas, cargas o niveles de excavación diferentes.
- Grupo de construcciones adosadas, máximo de longitud en planta 40 m.

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.

Las unidades de construcción se clasifican en Baja, Media, Alta y Especial, según el número total de niveles y las cargas máximas de servicio, con las siguientes consideraciones:

- Para las cargas máximas se aplicará la combinación de carga muerta más carga viva debida al uso y ocupación de la edificación (véase la [NEC-SE-CG](#)).
- Para la definición del número de niveles se incluirán todos los pisos del proyecto (subsuelos, terrazas).
- Para la clasificación de edificaciones se asignará la categoría más desfavorable que resulte de la [Tabla 1](#).

Clasificación	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4 000
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4 001 y 8 000
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8 000

Tabla 1: Clasificación de las unidades de construcción por categorías

3. Estudio geotécnico definitivo

3.1. Caracterización geotécnica del subsuelo

La apropiada caracterización del subsuelo es uno de los principales factores que permite un diseño seguro y económico de la cimentación de las estructuras. Para conseguir esta caracterización, se deberá tener conocimiento del tipo de proyecto y la variabilidad de los estratos en el sitio de implantación de la estructura.

En este capítulo se definirán unidades de construcción y su importancia en función de la altura y cargas a transmitir de tal forma que se determine el número mínimo de sondeos, distribución y profundidad de los sondeos y perforaciones que proporcione información de la extensión, espesor, y profundidad de los estratos potencialmente portantes.

El ingeniero civil especialista en geotecnia deberá presentar en forma clara un modelo geotécnico del subsuelo de diseño donde se consideren las incertidumbres epistémicas y aleatorias.

Con este fin, el ingeniero civil podrá aumentar el número o la profundidad de los sondeos, dependiendo de las condiciones locales y los resultados iniciales de la exploración. En el estudio geotécnico deberá indicar en forma clara la identificación del tipo de perfil del sitio (A, B, C, D, E o F) según las clasificaciones indicadas en los procedimientos (véase la [NEC-SE+DS](#)).

3.2. Información previa

El ingeniero responsable deberá investigar sobre las características del sitio, a saber:

- Geología.
- Clima.
- Vegetación.
- Edificaciones e infraestructuras vecinas.
- Estudios anteriores.
- Otros aspectos adicionales que el ingeniero geotécnico considere necesarios.

Esta investigación incluye de manera obligatoria la visita o reconocimiento del sitio del proyecto.

El contratante del estudio deberá proporcionar el levantamiento topográfico, planos arquitectónicos en el que se incluya la implantación del proyecto, tipo de edificación, sistema estructural, subsuelos, y procedimientos de construcción en etapas si la hubiera.

3.3. Estudio geotécnico definitivo

Estudio que se ejecuta para un proyecto específico en el cual se debe precisar todo lo relativo a las propiedades físicas y geomecánicas del subsuelo, así como las recomendaciones detalladas para el diseño y construcción de todas las obras relacionadas.

3.3.1. Procedimiento de investigación y reporte de estudio geotécnico definitivo

A continuación se presentan los pasos mínimos requeridos para el procedimiento del estudio de campo definitivo, los cuales tienen también que ser reflejados en el reporte final del estudio definitivo de campo.

Contenido del proyecto

Nombre, plano de localización y ubicación exacta del proyecto, objetivo y alcance del estudio, descripción general del proyecto, sistema estructural y evaluación de cargas. Se debe considerar la demanda o reacciones hiperestáticas de la superestructura en la selección y evaluación de la cimentación.

Aspectos relativos al 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.

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.

Aspectos relativos a cada unidad geológica o de suelo

Se hará constar la identificación, el espesor, la distribución y los parámetros obtenidos en las pruebas y ensayos de campo y en los de laboratorio.

Como anteriormente, se debe también 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.

Aspectos relativos a los análisis geotécnicos

Resumen de los análisis y justificación de los criterios geotécnicos adoptados. 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.

Se debe de evaluar la estabilidad de las cimentaciones, taludes y del subsuelo ante cargas o excitaciones sísmicas considerando los requisitos de la [NEC-SE-DS](#), con especial atención considerando el alcance según el tipo de edificación (normal, esenciales, especiales: véase en la sección [4.1](#) de la [NEC-SE-DS](#)) y para todas edificaciones que se encuentren en el tipo de perfil F: véase en la sección [10.6.4](#) de la [NEC-SE-DS](#)).

Los métodos de exploración de campo son explicados abajo en la sección [3.4](#), donde se trata principalmente del número de sondeos pero donde otros métodos son también permitidos.

Aspectos relativos a las recomendaciones para diseño

Los parámetros geotécnicos para el diseño estructural del proyecto como: tipo de cimentación, profundidad de desplante, capacidad portante, 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.

En el caso de estructuras esenciales se deberán considerar 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 capítulo.

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: los asentamientos probables ocasionales originados en descenso del nivel freático, así como sus efectos sobre las edificaciones vecinas, el diseño de un sistema de soportes que garantice la estabilidad de las edificaciones o predios vecinos, los asentamientos probables inducidos por el peso de la nueva edificación sobre las construcciones vecinas, el cálculo de 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, incluyendo el diseño e instalación de la instrumentación necesaria.

Recomendaciones para construcción, sistema constructivo

Es un documento complementario o integrado al estudio geotécnico definitivo, *de obligatoria elaboración por parte del ingeniero geotécnico responsable*. 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 la [Tabla 1](#)) se debe cumplir lo indicado en la sección [10](#).

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 presentará el perfil geotécnico estimado del subsuelo (indicando claramente las incertidumbre en la interpretación) de acuerdo a las perforaciones o inspección de campo realizada, y la

ubicación en planta de exploración in situ ejecutadas con respecto a la implantación y topografía del proyecto.

Se debe incluir a 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, se añadirán planos, esquemas, dibujos, gráficas, fotografías, y todos los aspectos que se requieran para ilustrar y justificar adecuadamente el estudio y sus recomendaciones.

3.4. Métodos permitidos para la exploración de campo

Esta sección presenta los requisitos para realizar la exploración de campo del estudio geotécnico definitivo. Se trata principalmente del número de sondeos, aunque otros métodos también son permitidos.

3.4.1. Exploración directa

Se podrá utilizar cualquier método de exploración directa, sondeo, muestreo reconocidos en la práctica, en correspondencia al tipo de material encontrado; tales como:

- Calicatas o trincheras,
- Veletas,
- Cono estático CPT, o dinámico DCP,
- Dilatómetro,
- Ensayo de Penetración Estándar, SPT.

NOTA: Se deberá utilizar las correcciones por energía u otros aceptados por la técnica actual. Se recomienda el uso del martillo tipo Seguro "SAFETY", para obtener el valor de N_{60} (N_{60} = Número de golpes para penetrar en el suelo 30 cm para el 60 % de la energía teórica).

3.4.2. Exploración indirecta

Se podrá combinar la exploración directa con métodos de exploración indirecta, tales como:

- Sondeos Eléctricos Verticales,
- Sísmica de Refracción (véase [ASTM D577](#)),
- Análisis Espectral de Ondas Superficiales,
- ReMi,

NOTA: otros métodos geofísicos podrían complementar, pero no substituirse a la exploración mediante sondeos.

3.4.3. Macizos rocosos

En este caso, los macizos rocosos se deben clasificar por cualquiera de los siguientes métodos:

- Rock Mass Rating ([Bieniawski, 1976 y 1989](#)).
- Parámetro Q ([Barton, 1974](#)).
- GSI ([Hoek y Brown, 1980 y 1980a](#)).

Además se realizará un levantamiento de las discontinuidades en los afloramientos, apliques o muestras.

Nota: El cumplimiento de estas normas mínimas no exige al ingeniero especialista geotécnico de realizar los sondeos exploratorios necesarios adicionales a los señalados anteriormente, 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.

3.4.4. Ensayos de campo

En complemento de los ensayos que son realizados en el laboratorio (véase la sección [3.8](#)), 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.

3.5. Exploración por sondeos

Esta norma exige al ingeniero especialista geotécnico realizar los sondeos exploratorios necesarios para obtener un conocimiento adecuado del subsuelo, para que tenga la información requerida de los parámetros del suelo para facilitar el diseño de cimentaciones, excavaciones, etc.

A continuación se detallan las características y distribución de los sondeos, además del número mínimo y profundidad de sondeos.

3.5.1. Características y distribución de los sondeos

Las características y distribución de los sondeos deben cumplir con las siguientes 6 disposiciones:

- Los sondeos con recuperación de muestras deben constituir como mínimo el 50% de los sondeos practicados en el estudio definitivo.
- En los sondeos con muestreo se deben tomar muestras cada metro a lo largo de toda la perforación.
- Al menos el 50% de los sondeos deben quedar ubicados dentro de la proyección sobre el terreno de las construcciones.
- 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 capítulo del Reglamento.

- 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.
- 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 nivel preestablecido.

3.5.2. El 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 2](#), y la profundidad de las mismas en la sección [3.5.3](#).

CATEGORÍA DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN (Véase en la sección 2.5)			
Baja	Media	Alta	Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m.
Número mínimo de sondeos: 3	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 5

Tabla 2: Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción

NOTA:

Número mínimo de perforaciones: 3.

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.

En los casos que se tengan rellenos sobre el nivel actual del terreno natural en zonas bajas, donde se esperan encontrar en el subsuelo depósitos de suelos blandos, se deberá realizar sondeos profundos para definir las fronteras drenantes y estratos de suelo compresibles que participen en los asentamientos producto del incremento de esfuerzos geoestáticos generados por los nuevos rellenos.

Para edificaciones esenciales o peligrosas y ocupación especiales (descritas en la [Tabla 6](#) de la [NEC-SE-DS](#)) se deberá considerar la campaña de exploración directa (sondeos geotécnicos) e indirecta (geofísicos), necesarias para generar un estudio geotécnico que garantice la estabilidad de la cimentación de las edificaciones a corto y largo plazo, es decir, durante la vida útil de la estructuras, y no solamente lo indicado en la [Tabla 2](#).

3.5.3. Profundidad de los sondeos

Por lo menos el 50% de todos los sondeos debe alcanzar a la mayor profundidad entre las dadas en la [Tabla 2](#), afectada a su vez por los siguientes criterios, los cuales deben ser justificados por el ingeniero geotécnico. La profundidad indicativa se considerará a partir del nivel inferior de excavación para subsuelos o cortes de explanación. Cuando se construyan rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del terreno.

Tipo de obra civil subterránea	Profundidad de los sondeos
Losa corrida	1.5 veces el ancho
Zapata	2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión
Pilotes	Longitud total del pilote más largo, más 4 veces el diámetro del pilote
Grupos de pilotes	<ul style="list-style-type: none"> • Longitud total del pilote más largo, más 2 veces el ancho del grupo de pilotes • 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión
Excavaciones	Mínimo 1.5 veces la profundidad de excavación a menos que el criterio del ingeniero geotécnico señale una profundidad mayor según requerimiento del tipo de suelo.
Caso particular: roca firme	<p>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, de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción:</p> <ul style="list-style-type: none"> • 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.

Tabla 3: Profundidad mínima de los sondeos de acuerdo al tipo de cimentación

Además de los requisitos de la [Tabla 2](#) y [Tabla 3](#), la profundidad tiene que cumplir los siguientes requisitos:

- Llegar a la 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.
- Es posible que alguna de las consideraciones precedentes conduzca a sondeos de una profundidad mayor que la dada en la [Tabla 2](#). En tal caso, el 20% de las perforaciones debe cumplir con la mayor de las profundidades así establecidas.
- En todo caso primará el concepto del ingeniero geotécnico, 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 Geotécnico responsable del estudio, se podrán reemplazar algunos sondeos por calicatas ó trincheras

NOTA: La selección del tipo, cantidad y características de la campaña de exploración geotécnica de un proyecto, deberá ser realizado solo por el ingeniero geotécnico responsable del proyecto.

3.6. 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 de 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.

3.7. Estudio de estabilidad de laderas y taludes

Deberá estar incluido en el estudio geotécnico preliminar y en el definitivo.

Deberá considerar el estudio 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.

3.8. Ensayos de laboratorio

Uno de los objetivos del estudio de campo es obtener muestras representativas de los suelos, para luego poder llevar a cabo ensayos de laboratorio. De esta manera se pueden obtener los parámetros requeridos del suelo para el diseño de excavaciones y cimentaciones.

3.8.1. 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 geotécnico y deberán corresponder a los

diferentes materiales afectados por el proyecto.

3.8.2. 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 geotécnico.

El ingeniero geotécnico 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 se ordenen, 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 dinámica de sitio, según se los describen en la [NEC-SE-DS](#), se podrían ejecutar mediante la estimación de las velocidades de las ondas de corte en el subsuelo, por medio de métodos geofísicos, o estimaciones con el uso de correlaciones empíricas aplicables a suelos similares.

Deberá tomarse en cuenta que las curvas descritas en la literatura técnica para caracterizar la degradación de la rigidez y aumento del amortiguamiento histerético con la deformación angular, podrían emplearse siempre y cuando sean compatibles con los suelos a estudiar.

Sin embargo, se recomienda realizar el análisis con resultados de ensayos de laboratorio que establezcan con claridad las propiedades esfuerzo deformación ante cargas cíclicas de los materiales de las muestras escogidas.

3.8.3. Propiedades o características básicas

Las propiedades básicas para la caracterización de suelos y rocas son como mínimo las expuestas a seguir.

Características básicas de los suelos

Las características básicas mínimas de los suelos a determinar con los ensayos de laboratorio son:

- peso unitario,
- humedad natural,
- límites de *Atterberg*,
- clasificación completa para cada uno de los estratos o unidades estratigráficas y sus distintos niveles de meteorización según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

De manera similar, se debe determinar como mínimo las características de resistencia al esfuerzo cortante en cada uno de los materiales típicos encontrados en el sitio, como por ejemplo;

- Ensayos compresión simple o triaxial UU (no consolidado no drenado).
- Veleta de laboratorio.

- Resistencia índice (torvane, penetrómetro de bolsillo) ó corte directo en muestras inalteradas de suelos cohesivos o finos.
- Estimaciones de la resistencia por medio de correlaciones con los ensayos de penetración estándar SPT (en arenas y suelos finos de consistencia rígida a muy dura) o de cono estático CPT en suelos arenosos y cohesivos o finos.

Para la caracterización de la compresibilidad de los suelos cohesivos se realizarán ensayos de consolidación unidimensional en laboratorio en muestras inalteradas, considerando en las curvas de compresibilidad los valores para el cien por ciento de la consolidación primaria para cada incremento de carga analizado.

En el caso de observar o detectar la presencia de arcillas expansivas (en estado no saturado), se deberá realizar ensayos de laboratorio de expansión libre y controlada siguiendo las recomendaciones indicadas en las normas ASTM.

Características básicas de las rocas

Las propiedades básicas mínimas de las rocas a determinar con los ensayos de laboratorio son:

- Peso unitario, densidad, porosidad.
- Compresión simple (o carga puntual).
- Alterabilidad de este material mediante ensayos de durabilidad o similares.

3.8.4. Caracterización geomecánica detallada en el estudio geotécnico definitivo

Las propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo 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. Cómo mínimo se debe de determinar:

- Resistencia al esfuerzo cortante,
- Propiedades esfuerzo-deformación,
- Propiedades de compresibilidad,
- Propiedades de expansión,
- Propiedades de permeabilidad,
- Otras propiedades que resulten pertinentes de acuerdo con la naturaleza geológica del área.

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.

3.8.5. Propiedades de respuesta sísmica del suelo

Las propiedades dinámicas del suelo, y en particular el **módulo de rigidez al cortante, G , y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico, ξ** , a diferentes niveles de deformación, se determinarán en el laboratorio mediante ensayos de columna resonante, ensayo triaxial cíclico, corte simple cíclico u otro similar técnicamente sustentado.

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 ξ obtenidos están asociados a los niveles de deformación impuestos en cada aparato y pueden diferir de los prevaletientes en el campo.

Si es que no se cuenta con los equipos mencionados, se podría utilizar modelos de estimación (correlación) de las curvas de degradación de rigidez y amortiguamiento con el nivel de deformación por cortante unitaria que cumplan con las características geotécnicas de los suelos analizados, considerando la incertidumbre en la aplicación de los modelos de estimación.

NOTA: En todo caso se debería de averiguar las propiedades de respuesta sísmica de suelo de acuerdo con la [Sección 10.6](#) de la [NEC-SE-DS](#).

3.8.6. Informe de ensayos de laboratorio

Los resultados de los ensayos de laboratorio tienen que ser entregados al ingeniero geotécnico y/o entidad responsable del diseño de las excavaciones y cimentaciones, donde se cubre:

- Tipo y número de ensayos
- Propiedades o características básicas
- Caracterización geomecánica detallada

Tal y como detallado arriba en la sección [3.8](#).

4. Diseño de excavaciones y de cimentaciones

4.1. Suelos no cohesivos o granulares y suelos cohesivos

4.1.1. Suelos no cohesivos o granulares

Se consideran como suelos no cohesivos o granulares, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y la norma [ASTM D2487-2000](#), los siguientes:

- Gravas: todos los materiales clasificados como GW, GP, GM, GC, GC-GM, GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.
- Arenas: todos los materiales clasificados como SW, SP, SM, SC, SC-SM, SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC, en los cuales 30% o menos del peso pase por tamiz No. 200 (suelos finos menores o iguales al 30%) y que tengan límite líquido $w_L \leq 30\%$ e índice plástico $IP \leq 15\%$.

4.1.2. Suelos cohesivos o finos

Se consideran como suelos cohesivos o finos, arcillas y limos, todos aquellos que no cumplan con las condiciones de suelos no cohesivos o granulares.

4.2. Factores de seguridad

Los factores de seguridad se emplearán para determinar los estados límites de falla y de servicio en las secciones [5](#) y [6](#).

La selección de los factores de seguridad debe justificarse plenamente teniendo en cuenta:

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

4.2.1. Definición

El diseño se basará en asegurar que los esfuerzos inducidos por la estructura o edificación sean menores a los esfuerzos admisibles del subsuelo durante la aplicación de las cargas de servicio o trabajo.

En el diseño geotécnico se utiliza un Factor de Seguridad global que considera o agrupa todas las incertidumbres asociadas en el proceso de diseño, sin distinguir si este es aplicado a la resistencia de los geomateriales o los efectos de las cargas.

4.2.2. Factores de seguridad por corte mínimos

En los análisis de estabilidad se define el Factor de Seguridad por corte FS_{corte} , como la relación entre esfuerzo cortante último resistente o esfuerzo cortante a la falla y esfuerzo cortante actuante.

$$FS_{\text{corte}} = \frac{t_f}{t_A}$$

Dónde:

τ_f Esfuerzo cortante a la falla.

τ_A Esfuerzo cortante actuante

La resistencia al corte se define como el máximo esfuerzo cortante que el suelo puede resistir. La resistencia del suelo está controlada por el esfuerzo efectivo, aunque la falla ocurra en condiciones drenadas o no drenadas.

El esfuerzo cortante a la falla τ_f se expresa por medio del modelo de falla de materiales según la ley de Mohr-Coulomb.

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Dónde:

τ_f Esfuerzo cortante a la falla.

c' Cohesión efectiva.

ϕ' Ángulo de fricción efectivo.

σ' Esfuerzo normal efectivo.

El esfuerzo normal efectivo es:

$$\sigma - u$$

Dónde:

σ Esfuerzo normal total.

u Presión de fluidos o presión de poro.

Por lo tanto también se define el esfuerzo cortante actuante τ_A como esfuerzo cortante de trabajo o de diseño τ_D :

$$t_A = c' + \sigma' \tan \phi' / FS_{\text{corte}}$$

Dónde:

FS_{corte} Factor de seguridad por corte

t_A Esfuerzo cortante actuante

σ'	Esfuerzo normal efectivo
c'	Cohesión efectiva

NOTA: 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.

Condición **	Fscore Mínimo	
	Diseño	Construcción
Carga Muerta+Carga Viva Nominal	1.5	1.25
Carga Muerta+ Carga Viva Máxima	1.25	1.1
Carga Muerta+ Carga Viva Nominal + Sismo de diseño Pseudo estático	1.1	1.00 *
Taludes - condición estática y Agua Subterránea Normal	1.5	1.25
Taludes - condición pseudo estática con agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de diseño	1.05	1.00 *

Tabla 4: Factores de seguridad por corte mínimos

La Carga Viva Nominal, se considera un factor de reducción por simultaneidad de la carga viva.

La Carga Viva Máxima no se considera un factor de reducción.

(*) La demanda sísmica para los análisis pseudo estáticos será del 60% de la aceleración máxima en el terreno:

$$k_h = 0.6(a_{max})/g$$

Dónde:

$$a_{max} = ZF_a$$

F_a Fuerzas actuantes

(los valores de Z y F_a se encuentran definidos en las secciones [3.1.1](#) y [3.2.2](#) de la [NEC-SE-DS](#). Sin embargo, se deberá evaluar la demanda de deformación sísmica del talud mediante el método de Bray JD and Travarasou T (2007).

(**) En cualquier caso los Factores de Seguridad por corte aplicados al material térreo (suelo, roca o material intermedio) no deben ser inferiores a los Factores de Seguridad Básicos Mínimos según [Tabla 4](#), en la cual las cargas se refieren a valores nominales de trabajo o servicio sin coeficientes de mayoración.

4.2.3. Factores de Seguridad Indirectos

El Factor de Seguridad por Corte se puede considerar como el factor de seguridad básico, o el factor de seguridad geotécnica real, pero de él se derivan Factores de Seguridad Indirectos que tienen valores diferentes y los cuales se especifican en las secciones [5.2](#) y [6.2](#).

NOTA: en todo caso se debe demostrar que el empleo de los Factores de Seguridad indirectos

implica Factores de Seguridad por Corte iguales o superiores a los valores mínimos mostrados en la Tabla 4.

4.3. Condiciones drenadas y esfuerzos efectivos

Las condiciones drenadas son cuando las presiones de fluido de poro son insignificantes. Las condiciones drenadas se encuentran:

- **Cuando el cambio o aplicación de la carga es muy lenta, o cuando la carga ha sido colocada por mucho tiempo** que todo el suelo ha alcanzado la condición de equilibrio sin causar un exceso de presión de poro inducido por la carga.
- **En suelos granulares;** gravas, arenas y gravas o arenas limosas no plásticas.
- **Para arcillas altamente sobre consolidadas** (ya que la resistencia al corte no drenada es mayor que la drenada, debido a que la presión de poro decrece y el esfuerzo efectivo se incrementa durante la aplicación de la carga no drenada)

4.4. Condiciones no drenadas y esfuerzos totales

Para el caso de **suelos arcillosos ligeramente o normalmente consolidados, saturados y sin fisuración**, se presenta un comportamiento particular del Criterio de falla Mohr-Coulomb expresada en términos de esfuerzos totales representando la condición no drenada, en el cual:

$$c = \text{cohesión total} = C_u = S_u = \text{resistencia al corte no drenada}$$

$$\varphi = \text{ángulo de fricción aparente} = 0.0$$

Por lo tanto,

$$\tau_f = C_u = S_u = \text{resistencia al corte no drenada}$$

$$\tau_A = S_u / FS_{\text{corte}}$$

NOTA: En la evaluación de la resistencia al corte no drenado en suelos saturados, se debe considerar los efectos de anisotropía y falla progresiva, así como la generación de fisuras de tensión en los modelos de análisis de taludes.

Para el caso de suelos no saturados, los valores de presión de poros negativa (succión) aportan una cohesión aparente por medio de fuerzas intersticiales que aumentan (isotrópicamente) los esfuerzos de confinamiento del suelo. Esta succión, modifica el valor de esfuerzo efectivo a lo largo de una superficie potencial de falla. Debido a que en análisis de esfuerzos totales las presiones de poro son ignoradas en la determinación de resistencia de los materiales, para suelos no saturados el aumento en resistencia no drenada por efectos de la succión no debe ser considerado en los análisis de estabilidad.

En los análisis de excavaciones deberá considerarse las dos condiciones de resistencia, drenadas y no drenadas.

4.5. Reducción de los valores de resistencia determinados en el laboratorio y campo

4.5.1. Principios

Los valores de resistencia no drenada de los materiales en un talud pueden ser determinados mediante ensayos de campo, laboratorio y/o correlaciones, como se explicita en la sección [3.8.3](#).

Sin embargo, el ingeniero geotécnico debe tener en consideración ciertos factores de reducción de resistencia (resistencia al esfuerzo cortante no drenado de diseño), con el objetivo de garantizar que los análisis usen valores compatibles de acuerdo a los siguientes criterios:

- Modo de corte (anisotropía): este puede ser por compresión triaxial, extensión triaxial o corte simple.
- Velocidad de la aplicación del corte.
- Tipo de ensayo realizado: puede ser triaxial, corte directo, CPT, veleta de campo, etc.

En el caso que se mantengan incertidumbres de acuerdo con los valores de resistencia, el ingeniero geotécnico podrá pedir al laboratorio la repetición de ciertos ensayos, justificando la perseverancia de dudas y cuáles son las mejoras esperadas.

4.5.2. Reptación no drenada (undrained creep) y su influencia en estabilidad

En taludes de arcillas susceptibles a fenómenos de reptación, puede existir una condición crítica denominada *ruptura no drenada*. Esta condición puede ser detrimental para la estabilidad del talud, ya que taludes de arcilla aparentemente estables pueden presentar una falla no capturada por análisis convencionales de estabilidad de taludes.

Este tipo de falla ocurre cuando las cargas aplicadas en un talud arcilloso generan esfuerzos cortantes cercanos a la resistencia no drenada de la arcilla. Esto se muestra en el estudio de Edgers (1973) y la [Figura 3](#) que se encuentran en los apéndices.

Se tomará en cuenta la siguiente formulación:

$$\tau_A / S_u = 1 / FS_{corte}$$

Dónde:

FS_{corte}	Factor de seguridad por corte
T_A	Esfuerzo cortante
S_u	Resistencia al corte no drenada

A partir de $\tau_A / S_u > 75\%$, las deformaciones cortantes aumentan exponencialmente hasta llegar a una ruptura.

Por lo tanto para taludes de arcillosos ligeramente o normalmente consolidados, saturados y sin

fisuración, se requiere un factor de seguridad donde:

$$\tau_A / S_u = 1 / FS_{corte} > 75\%$$

$$FS_{corte} > 1.33$$

Dónde:

FS_{corte} Factor de seguridad por corte

τ_A Esfuerzo cortante

S_u Resistencia al corte no drenada

5. Excavaciones

NOTA: En la presente sección no se consideran varios sistemas de ingeniería geotécnica que se utilizan en la actualidad para el mejoramiento masivo del subsuelo, como por ejemplo: inclusiones rígidas, inyección de cemento, fracturación del suelo, drenes verticales, columnas de cal o cemento, mezcla de suelo en sitio, técnicas de vibro compactación, compactación dinámica, entre otros.

Los métodos de mejoramiento masivo del subsuelo pueden ser planteados y analizados cumpliendo con los lineamientos establecidos, asentamientos admisibles y capacidad de carga admisibles.

5.1. Estabilidad de taludes y excavaciones

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

- **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 supresión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías;
- **De servicio:** movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores.

NOTA: para los estados límites de servicio los valores esperados de tales movimientos deberán ser 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.

Los análisis de estabilidad se realizarán mediante la consideración de que las sobrecargas puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación.

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.
- Los movimientos sísmicos.

Para los estudios de estabilidad de taludes o laderas se recomienda seguir:

- Los procedimientos establecidos en la guías para analizar y mitigar los peligros en laderas

en California, Blake et al. (2002) (Recommended Procedures for Implementation of DMG Special Publication 117, Guidelines for Analyzing and Mitigating Landslide Hazard in California)

- El manual de estabilidad de taludes del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, 2003 (USACE, 2003. Slope Stability, EM 1110-2-1902, Engineering Manual)

Para los análisis de desplazamientos sísmicos en taludes, laderas o presas, se recomienda seguir la metodología de Bray JD and Travararou T (2007).

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.

5.2. Estructuras y sistemas de contención

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.
- Muros anclados.
- Estructuras y excavaciones entibadas.
- Otros que se diseñaren y que su cálculo y estabilidad estén garantizadas.

En el diseño de estructuras de contención se deben tener en cuenta las condiciones externas y fuerzas actuantes a que puede estar sometida, teniéndose en cuenta el tiempo de servicio esperado de la estructura. Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud.

Entre varias condiciones externas y fuerzas actuantes, se destaca lo siguiente:

- Peso propio del muro.
- Empuje de tierras.

- Fricción entre muro y suelo que contiene.
- Sobrecargas por otras estructuras.
- Procesos de construcción.
- Presiones hidrostáticas las fuerzas de filtración en su caso.
- Cargas de anclaje.
- Cargas de tráfico.
- Características del relleno.
- Sistema de drenaje.
- Procesos de socavación o de oleaje (en vecindad de cuerpos de agua).
- Efectos sísmicos.
- Efectos de temperatura.

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.
- Rotura estructural.

Además, se revisarán los **estados límite de servicio**, como:

- Asentamiento.
- Giro.
- 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.

Los valores del factor de seguridad indirecto para las diversas verificaciones de comportamiento establecidas en esta sección, deben ser, como mínimo, los indicados en la [Tabla 5](#).

NOTA: Véase la sección [8.2](#) sobre las Factores de Seguridad Indirectas.

El efecto de las cargas dinámicas y sísmicas en estas estructuras puede analizarse mediante el método de Mononobe-Okabe u otro similar y /o de mayor detalle.

Se recomienda para los análisis de estabilidad, de los estados límite de falla y servicio, la metodología establecida en el Canadian Foundation Engineering Manual, CFEM (2006).

CONDICIÓN	CONSTRUCCIÓN	ESTÁTICO	SISMO	PSEUDO ESTÁTICO
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de:				
Momento Resistente/Momento Actuante	≥ 3.00	≥ 3.00	Diseño	≥ 2.00
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	$\leq 1/6$	$\leq 1/6$	Diseño	$\leq 1/4$
Capacidad Portante	Ver Tabla 6			
Estabilidad general del sistema:				
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

Tabla 5: Factores de seguridad indirectos mínimos

6. Cimentaciones

6.1. Generalidades y metodología general para diseño de cimentación

6.1.1. Función

La función principal de la cimentación o subestructura es la transferencia adecuada al subsuelo de:

- Las cargas vivas y muertas de las edificaciones.
- Las cargas sísmicas sostenidas por el edificio.
- Las cargas sísmicas impartidas del propio suelo.

La cimentación o subestructura debe ubicarse y desplantarse sobre materiales que dispongan de características geomecánicas suficientes para garantizar:

- La resistencia al corte
- Un idóneo desempeño de la estructura para los asentamientos generados en el subsuelo.
- Que la resistencia se mantenga por debajo de los estados límite de falla (capacidad de carga) y de servicio (asentamientos) en los diseños de cimentaciones.

6.1.2. Clasificación

Las cimentaciones serán clasificadas como superficiales o profundas, diferenciándose entre sí por la relación:

$$\frac{D_f}{B} \leq 4 = \textit{cimentación superficial}$$

$$\frac{D_f}{B} > 4 = \textit{cimentación profunda}$$

Dónde:

D_f Profundidad de desplante

B Ancho de la cimentación

El tipo de cimentación será elegido en base a:

- Un análisis que contemple la naturaleza de la edificación y las cargas a transmitir.
- Las condiciones del suelo o roca basados en parámetros obtenidos de ensayos de campo y laboratorio.
- Las teorías a emplearse en la determinación de la capacidad admisible.

- Los costos que representen cada una de las alternativas estudiadas,

El procedimiento general a seguir se presenta en el diagrama de flujo de la [Figura 2](#), ejemplificando para una zapata o cimentación superficial y que puede ser aplicado para cualquier tipo de cimentación. El diagrama muestra la interacción y factores claves que afectan la selección y diseño de una cimentación eficiente para un proyecto específico. Se debe seguir el diagrama de flujo conceptual propuesto, evaluando los estados límite de falla (capacidad de carga) y de servicio (asentamientos) en los diseños de cimentaciones.

NOTA: En muchos casos el diagrama de flujo puede ser simplificado dependiendo de los requerimientos del proyecto.

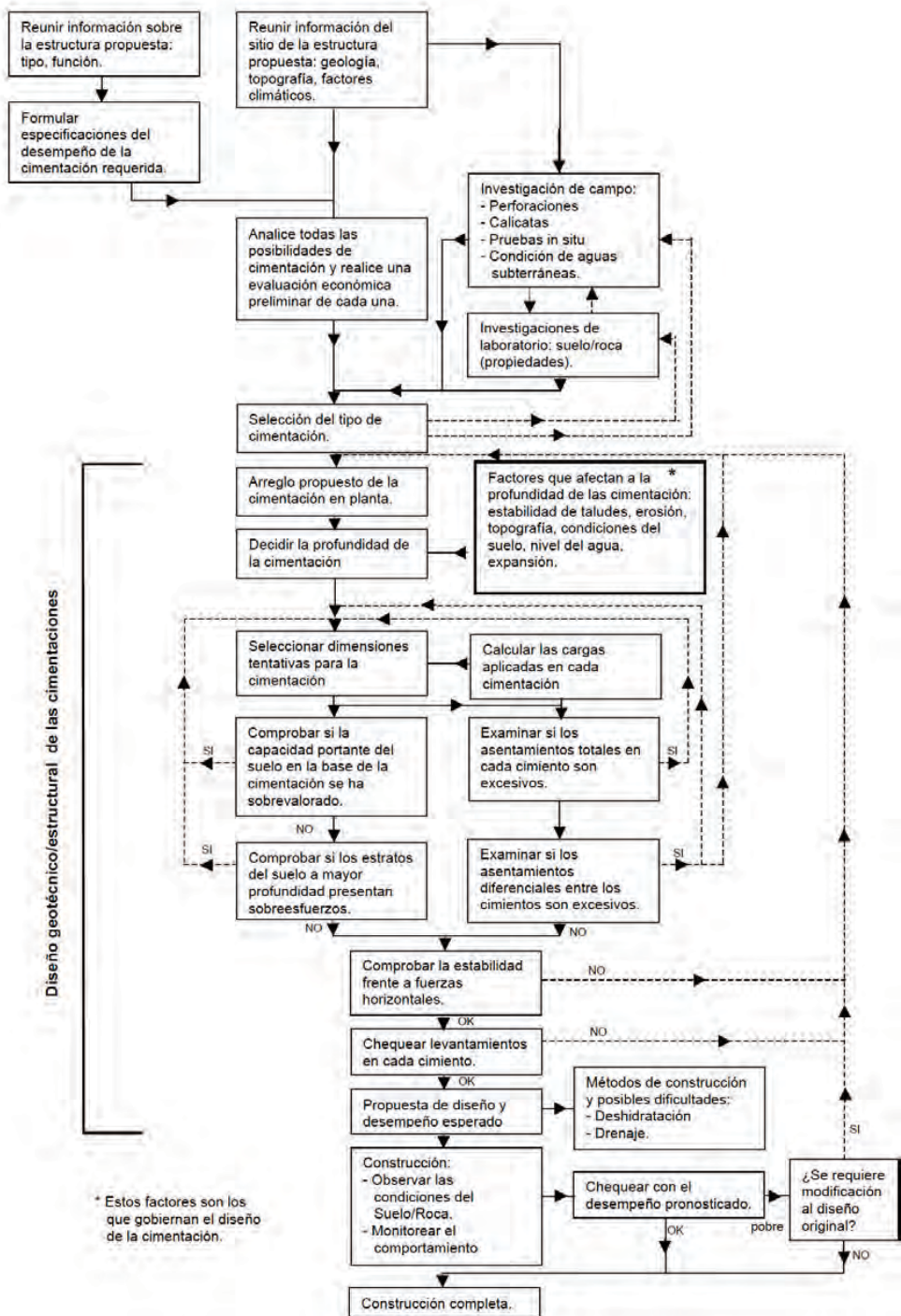


Figura 2: Diagrama de flujo conceptual para el diseño de cimentaciones (modificado de NBCC, 2005)

6.2. Estados límite de falla: capacidad de carga y factor de seguridad Indirecto (FSI)

La capacidad de carga última o resistencia al cortante del suelo en el punto de falla deberá ser sustentada con el empleo de cualquiera de los métodos basados en teoría plástica o análisis de equilibrio límite. Deberán ser considerados en el análisis todos los mecanismos posibles de falla, a saber: plano de falla general, plano de falla local y falla por punzonamiento.

En cualquiera de las metodologías utilizadas bajo el criterio de resistencia al corte podrán ser utilizados como mínimo los siguientes Factores de Seguridad Indirecta Mínimos (FSIM) para la capacidad portante de cimientos superficiales y de punta de cimentaciones profundas:

CONDICIÓN	F.S.I.M. ADMISIBLE
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

Tabla 6: Factores de Seguridad Indirectos Mínimos, F.S.I.M

NOTA: Véase la sección [4.2.3](#) los factores de seguridad indirectos. En todo caso se debe demostrar que el empleo de los Factores de Seguridad indirectos implica Factores de Seguridad por Corte iguales o superiores a los valores mínimos mostrados en la [Tabla 4](#). Cimentaciones superficiales o directas

6.3. Estado límite de servicio: asentamientos

El *asentamiento total* a ser calculado, será el resultado de la suma de los:

- Asentamientos inmediatos.
- Asentamientos por consolidación (primaria y secundaria).
- Asentamientos inducidos por sismos.

6.3.1. Asentamientos inmediatos

Para el cálculo de este tipo de asentamiento se podrá utilizar *teoría elástica*.

Los parámetros geomecánicos necesarios en este tipo de teoría deberán ser obtenidos en ensayos de laboratorio sobre muestras del tipo inalterada y/o ensayos de campo (dilatómetro de Marchetti).

Como alternativa, también podrá utilizarse parámetros de deformación a partir de correlaciones de los ensayos de penetración estándar (SPT), y de penetración estática con cono (CPT).

Para arcillas se puede estimar el Módulo de deformación no drenado en función de correlaciones con la resistencia al esfuerzo cortante no drenado, obtenido con ensayos de veleta de campo o laboratorio y ensayos de compresión simple o triaxiales UU (no consolidado no drenado) en muestras inalteradas obtenidas con muestreadores de tubo shelby, piston, entre otros. *NOTA: este procedimiento estará sujeto al conocimiento de las experiencias que se tengan del sitio y del criterio del geotécnico.*

6.3.2. Asentamiento por consolidación

Para el cálculo de este tipo de asentamiento se utilizará la *teoría de consolidación*. Según esta teoría al aplicar una carga sobre un suelo saturado cohesivo, la deformación que experimenta, se produce por el cambio de volumen en el material debido a la expulsión del agua que se encuentra en la zona de vacíos del suelo (deformación primaria).

Se deberá calcular así mismo el asentamiento por consolidación secundaria, el cual se presenta en suelos cohesivos saturados como resultado del acomodo plástico de la estructura del suelo.

Los parámetros geomecánicos necesarios en la aplicación de la teoría de consolidación deberán ser obtenidos en ensayos de laboratorio (ensayo odométricos por carga incremental o deformación unitaria constante, triaxial CIU) sobre muestras del tipo inalterada.

Para estimar la historia de esfuerzos en el subsuelo se podría aplicar la metodología de SHANSEP propuesta por C.C. Ladd (Práctica Recomendada para la Caracterización de Sitios en Terreno Blando: Conferencia Arthur Casagrande, 2003).

6.3.3. Asentamiento por sismo

Los asentamientos por causa de carga sísmica podrán ser estimados mediante procedimientos semi-empíricos o empíricos, por medio de modelos numéricos aplicando la técnica de elementos finitos o diferencias finitas, aplicando modelos constitutivos de suelos que consideren el desarrollo de la presión de poro y degradación cíclica de la rigidez.

6.3.4. Asentamientos tolerables para las edificaciones

En términos del asentamiento promedio total que experimente la cimentación de una estructura durante un lapso de 25 años:

- Se considera las cargas muertas de servicio y 50% de cargas vivas máximas.
- Para construcciones aisladas 20 cm.
- Para construcciones entre medianeros 10 cm.

NOTA: siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.

Se considera el asentamiento diferencial, entendiéndose este asentamiento como la diferencia vertical entre dos puntos distintos de la cimentación de una estructura. La [Tabla 7](#) muestra los máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas, **L**.

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	Δ_{max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L /1000
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	L /500
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L /300
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L /160

Tabla 7: Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas, L

NOTA: En el caso de cimentaciones que estarían expuestas a suelos expansivos, se deberá de evaluar la magnitud (presión de expansión o levantamiento libre) de la expansión del terreno considerando la interacción con la estructura de cimentación y considerar los posibles daños para diseñar una cimentación que cumpla con los niveles de deformaciones indicadas en la [Tabla 7](#), siendo estos levantamientos y no asentamientos. Se podrá proponer y diseñar métodos de mejoramiento del subsuelo para mitigar la acción de los suelos expansivos.

6.4. Diseño estructural de la cimentación

Para el diseño estructural de toda cimentación deben calcularse las excentricidades que se genere entre el punto de aplicación de las cargas 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. Se debe de minimizar las excentricidades en el diseño geométrico de la cimentación.

Las losas de cimentación deben diseñarse de tal manera que las resultantes de las cargas estáticas aplicadas se encuentren dentro de la zona de estabilidad al volteo de la cimentación.

Para obtener la precisión necesaria en el cálculo de los centros de gravedad y de empuje 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. Se debe de considerar las reacciones hiperestáticas del análisis estructural de la superestructura.

Se debe considerar el efecto de la interacción suelo-cimentación para determinar los niveles de esfuerzos y deformaciones. Se pueden usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Se acepta cualquier distribución de presiones de contacto que satisfagan las siguientes condiciones:

- 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.

- Que los asentamientos diferenciales inmediatos más los de consolidación calculados con las presiones de contacto sean de magnitud admisible.
- Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las de largo plazo, del sistema subestructura-superestructura, sean de magnitud admisible.

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 propios del material 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.

El fenómeno de la interacción dinámica suelo-estructura se compone por la interacción inercial y la interacción cinemática. Los efectos inerciales afectan directamente al comportamiento de la estructura; aumentan el periodo fundamental de vibración, modifican el amortiguamiento y, hasta donde se tiene conocimiento, reducen la ductilidad. Estos fenómenos ocurren por el aumento de flexibilidad que sufre la estructura al encontrarse sin empotramiento fijo en su base. La interacción cinemática se refiere al comportamiento de la cimentación, la que por su geometría y rigidez filtra las altas frecuencias de la excitación. La cimentación, al incorporarse al sistema, experimenta efectos de torsión y cabeceo, lo que origina, generalmente, reducción en su movimiento.

Las deformaciones permanentes o transitorias bajo la condición de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar mediante modelos pseudo estáticos, aplicando modelos vigas continuas con resortes no lineales horizontales que caractericen el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo mediante curva p-y, siguiendo las recomendaciones de Reese, L.C. y Van Impe, W.F. (2001), considerando la interacción inercial del sistema pilote-suelo- cabezal y que incluya el comportamiento no lineal (curva estructural del pilote momento-curvatura) del grupo de pilotes. En suelos blandos tipo E y F, se deben realizar además de la interacción inercial, los análisis de interacción cinemática que considere las deformaciones en campo libre del subsuelo que generarán demandas de esfuerzos en los pilotes, adicionales a la interacción inercial. Se recomienda evaluar la estabilidad sísmica del subsuelo, considerando los análisis de licuación y degradación cíclica, según se indica en la sección [10.6.4](#) de la [NEC-SE-DS](#).

Los análisis de interacción cinemática, se los podría realizar mediante modelos en dos dimensiones con la técnica de elementos finitos o diferencias finitas, considerando los movimientos sísmicos seleccionados, según el procedimiento estipulado en la norma o con el procedimiento de SDM (Seismic Deformation Method) método de deformación sísmica propuesto por la norma de diseño sísmico japonés para facilidades ferroviarias (1996) en el cual se evalúa los momentos y

fuerzas cortantes y deformaciones inducidos cinemáticamente en los pilotes. En el método de deformación sísmica las acciones inducidas por la interacción inercial se pueden idealizar mediante un modelo pseudo estático de fuerzas inerciales de la estructura en el cabezal de los pilotes. Para las acciones inducidas por la interacción cinemática se puede idealizar mediante un perfil de deformación estático equivalente del suelo relativo a la punta o fondo de pilote. Este perfil de deformaciones puede especificarse basado en la distribución máxima de desplazamiento del suelo en campo libre.

6.5. Capacidad portante por pruebas de carga y factores de seguridad

Se deberá verificar la capacidad portante última calculada de cimentaciones profundas por medio de pruebas de carga debidamente ejecutadas de acuerdo con [ASTM D 1143](#), donde el número de ensayos mínimos a realizarse se indican en la [Tabla 8](#).

CATEGORÍA	N° PRUEBAS	DE
Baja	≥ 1	
Media	≥ 2	
Alta	≥ 3	
Especial	≥ 5	

Tabla 8: Número Mínimo de Ensayos de Carga en Pilotes o Pilas para poder reducir los FSIM

Se recomienda realizar previo a la hincada de los pilotes, análisis de hincabilidad de pilotes, siguiendo los procedimientos del PDCA (Pile Driving Contractors Association), 2001.

También se recomienda considerar los factores de seguridad en función del porcentaje de pruebas de carga en pilotes del proyecto para pilotes de desplazamiento y para pilotes barrenados las recomendaciones propuestas por O'Neill, M. W., and Reese, L. C. (1999).

Por último, cuando se realicen pruebas dinámicas en campo, High Strain Dynamic pile testing se las debe realizar según la norma [ASTM D4945-00](#). En el caso de pruebas de baja deformación (Ensayo Sónico, PIT) se debe realizar según la norma [ASTM D5882](#).

7. Zapatas aisladas, combinadas y losas

7.1. Definición

Como mencionado en la sección 6.1, las cimentaciones superficiales se definen mediante la siguiente relación:

$$\frac{D_f}{B} \leq 4$$

Dónde:

D_f Profundidad de desplante

B Ancho de la cimentación

7.2. Estado límite de falla: capacidad de carga

7.2.1. Capacidad de carga admisible q_{adm}

En el informe geotécnico deberá constar la capacidad de carga admisible q_{adm} a la profundidad recomendada para el desplante de la cimentación, siendo este parámetro el menor valor entre:

$$\frac{q_{unet}}{FS}$$

Dónde:

q_{unet} Capacidad última neta

FS Factor de Seguridad (véase la [Tabla 6](#))

Y aquel esfuerzo que produzca un asentamiento no mayor al máximo tolerable por la estructura (véase la sección [6.2.](#))

O

En el caso de realizar una excavación para las cimentaciones, la capacidad de carga admisible tomará en cuenta el esfuerzo geoestático total removido a nivel del desplante de la cimentación, siendo igual a:

$$q_{adm} = \frac{q_{net}}{FS} + q_{ob}$$

Dónde:

q_{net} Capacidad de carga neta

q_{ob} Esfuerzo geoestático total removido a nivel del desplante de la cimentación

FS Factor de Seguridad (véase la [Tabla 6](#))

7.2.2. Capacidad de carga última, q_u

La capacidad de carga última q_u representa al esfuerzo total que puede ser aplicado a nivel de la cimentación para alcanzar la condición de falla del sistema suelo-cimentación, tomando en cuenta que si se realiza una excavación a nivel de la cimentación el esfuerzo en exceso al esfuerzo geoestático original al nivel de la cimentación es el que contribuye a la falla:

$$q_{net} = q_u - q_{ob}$$

Dónde,

q_{net} Capacidad de carga neta

q_u Capacidad de carga última

q_{ob} Esfuerzo geoestático total removido a nivel del desplante de la cimentación

7.3. Estado límite de servicio: asentamientos

El análisis de los asentamientos de zapatas se hará conforme a la sección [6.3](#)

8. Cimentaciones profundas

Esta sección trata de cimentaciones con pilotes y pilas prebarrenadas, donde la estimación de la capacidad de carga de un pilote debe ser evaluada por:

- La resistencia desarrollada a la punta.
- La fricción lateral.

8.1. Definición

Las cimentaciones profundas se definen mediante la siguiente relación:

$$\frac{D_f}{B} > 4$$

Dónde:

D_f Profundidad de desplante

B Ancho de la cimentación

8.2. Estado límite de falla: capacidad de carga bajo criterio de resistencia al corte

Se deberá verificar que la cimentación diseñada resulte suficiente para asegurar la estabilidad de la edificación en alguna de las siguientes condiciones:

- *Falla del sistema suelo-zapatatas, o suelo-losa de cimentación*, despreciando la capacidad de los pilotes, similar a lo señalado arriba en la sección [6.2](#)
- *Falla del sistema suelo-pilotes*, despreciando la capacidad del sistema suelo-zapatatas o suelo-losa, siguiendo básicamente lo señalado en la sección [6.2](#). En este caso se considera que la carga de falla del sistema es la menor de los siguientes valores:
 - Suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales.
 - Capacidad de carga de un bloque de terreno cuya geometría sea igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
 - 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 solicitaciones horizontales.

Para solicitaciones 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.

Las metodologías o ecuaciones para estimar la capacidad de carga para pilotes deberán ser usadas en función del tipo de construcción de los mismos.

La capacidad de carga última de un pilote de desplazamiento o preexcavado está definida por la siguiente expresión:

$$Q_{ult} = Q_s + Q_t = S f_{si} A_{si} + q_t A_t$$

Dónde:

Q_s Capacidad o resistencia última por fuste

Q_t Capacidad o resistencia última de punta

A_t Área de la punta del pilote (sección transversal)

A_s Área del fuste del pilote i (perimetral)

f_s Es la resistencia unitaria de fuste i

q_t Resistencia unitaria de punta

La capacidad de carga admisible o de servicio de un pilote individual será obtenida mediante:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Dónde:

q_u Capacidad de carga última

FS Factor de Seguridad (Véase [Tabla 6](#) y la sección [8.2](#))

Para pilotes de desplazamiento (prefabricados o fundidos en sitio) se deben de utilizar metodologías y factores de capacidad de carga que cumplan las condiciones de pilotes de desplazamientos, se recomienda las siguientes metodologías:

- FHWA (Federal Highway Works Administration of the United States, 1993).
- Método Lambda Revisado (Vijayvergiya y Focht, 1972).
- Método API (American Petroleum Institute, 1986, 1987, 1993).
- USACE (Us Army Corps of Engineers, 1991).

Para los pilotes o pilas preexcavados o barrenados se deben utilizar metodologías y factores de capacidad de carga que cumplan las condiciones de construcción de pilotes preexcavados, se recomienda la metodología de O'Neill & Reese (1999).

Nota: Las expresiones para la estimación de la capacidad de carga, estado límite de falla, y asentamientos, estado límite de servicio, presentadas en este documento no representan una condición limitante para el ingeniero geotécnico. El ingeniero geotécnico deberá también estar consciente y aplicar adicionalmente metodologías actuales (según la literatura de revistas arbitradas y libros especializados) para evaluar y analizar de los estados límite de las cimentaciones superficiales, profundas, sistemas de contención o retención, cajones, excavaciones, taludes entre otras estructuras.

8.3. Estado límite de servicio: capacidad de carga bajo criterio de asentamiento y análisis lateral

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.

Para estimar el perfil de desplazamiento estático del suelo en campo libre se podrá realizar análisis de respuesta dinámica en campo libre, mediante modelos lineales equivalentes, siguiendo los procedimientos descritos para determinar la respuesta sísmica en suelos tipo F, según la [NEC-SE-DS](#).

De los análisis de respuesta dinámica se estima la deformación unitaria por cortante pico promedio con la profundidad, obtenidos de la respuesta del subsuelo ante 7 registros sísmicos seleccionados (escalados), como mínimo, que representen al espectro de peligro uniforme en roca (se pueden seleccionar los registros en función de las características sismológicas de las fuentes sísmicas).

Se integra el perfil de deformación unitaria por corte en el espesor de suelo para desarrollar un perfil de desplazamiento acumulativo horizontal del suelo en campo libre. El pilote deberá ser modelado, al menos, mediante una viga (considerando el comportamiento no lineal del pilote, curvas momento-curvatura) con una cimentación no elástica (considerando el comportamiento no lineal del suelo circundante al pilote mediante la aplicación de análisis p-y) aplicando como condición de frontera el perfil de desplazamiento en campo libre.

Debido a que se utilizaría un modelo pseudo estático, siendo este un problema dinámico, se debe de reconocer la importancia entre la combinación de las fuerzas inerciales y la deformación del suelo. Esto es debido a que la aceleración pico en la respuesta de la estructura y la distribución pico de la deformación del suelo en campo libre no siempre ocurren en el mismo tiempo y en la misma dirección. Las características de la interacción suelo-pilote-superestructura esta generalmente controlada por la relación entre el periodo de la estructura T_e y el periodo del

subsuelo Ts. Este efecto fue evaluado por Nikolau et al. (1997) y Nikolau et al. (2001) calculando los momentos en estado estable (en el dominio de la frecuencia) y los momentos en el dominio del tiempo.

Para el diseño sísmico, los parámetros del suelo sísmicos y espectros de aceleración se debe hacer referencia las secciones [3](#) y [10](#) de la [NEC-SE-DS](#).

9. Cimentaciones en roca

Las cimentaciones en macizos rocosos deberán seguir similares criterios de análisis que se ha señalado anteriormente, considerando comportamientos en tres diferentes estados:

- Como sustancia o muestra de roca.
- Situación del sector de falla, diaclasa, o fisura.
- Como macizo rocoso (sistema completo).

9.1. Estado límite de falla: modos de falla

A continuación se encuentra la [Tabla 9](#), sobre los modos de falla para capacidad de carga en rocas estratificadas y con discontinuidades

Modo de falla por capacidad de carga

Ilustración	Descripción	Modo	Capacidad de carga última q_{ult}
	Capa de arcilla entre dos capas rígidas	Expulsa la capa de arcilla	Usando la solución de Jugenson (1934): $q_{ult} = \frac{s_u B}{2a}$ Donde s_u = la resistencia al corte no drenado de la arcilla, B = el ancho de la cimentación y a = el espesor de la capa de arcilla
	Capa gruesa rígida sobre capa débil compresible	Falla por flexión	Mínima q_{ult} es aproximadamente igual a dos veces la fuerza de tensión de la capa superior de roca
	Capa delgada rígida sobre capa débil compresible	Falla por punzonamiento	Mínima q_{ult} es aproximadamente igual al esfuerzo de tensión de la capa superior de roca
	Discontinuidades abiertas con $s < B$	Compresión uniaxial de las "columnas de rocas"	q_{ult} = fuerza uniaxial compresiva de la capa superior de roca
	Discontinuidades cerradas con $s < B$	Falla general de corte por cuña	Usar la solución Bell (Kulhawy & Goodman 1987) $q = cN_c + \frac{B\gamma N_\gamma}{2} + \gamma D_f N_q$ Donde B = ancho de la base; D_f = profundidad de la cimentación por debajo de la superficie rocosa; γ = peso volumétrico de la roca; $N_c = 2N_\phi^{1/2} (N_\phi + 1)$ $N_\gamma = N_\phi^{2/3} (N_\phi + 1)$; $N_q = N_\phi$; $N_\phi^2 = \tan^2 [45^\circ + \phi/2]$; c y ϕ = parámetros del macizo rocoso en nivel de esfuerzo operativo. Para bases circulares, cuadradas o rectangulares los factores para N_c y N_γ están dados por Sowers 1979

Tabla 9: Modos de falla para capacidad de carga en rocas estratificadas y con discontinuidades

9.2. Estado límite de falla: capacidad de carga bajo criterio de resistencia al corte

La capacidad de carga última de cimentaciones superficiales sobre roca deberá ser determinada de acuerdo al modo potencial de falla, el cual depende de las características geológicas de la masa rocosa. Los mecanismos de falla correspondientes a casos de rocas estratificadas y las expresiones para calcular la capacidad de carga se resumen en la [Tabla 9](#).

La capacidad de carga admisible será igual a:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Dónde:

q_u Capacidad de carga última

FS Factor de Seguridad (Véase [Tabla 6](#) y en la sección [4.2.3](#) sobre Factores de Seguridad Indirectas)

Para evaluar la cohesión y el ángulo de fricción del macizo rocoso y aplicar las teorías indicadas en la [Tabla 9](#) se podría utilizar el criterio de falla Hoek y Brown (1980a,b) para el diseño de excavaciones en roca sana, o el criterio modificado por Hoek et al. (1992) si hay que de incluir el grado de fracturamiento de la roca.

Cuando la calidad de la roca sea pobre, o sea impráctica la recomendación de una cimentación superficial, se podría indicar la utilización de pilas fundidas "in situ", donde la capacidad de carga última de una pila es igual para cimentaciones profundas:

$$Q_{ult} = Q_s + Q_t$$

Dónde:

Q_s Capacidad o resistencia última por fuste

Q_t Capacidad o resistencia última de punta

NOTA: Esta última es considerada siempre y cuando exista una buena limpieza en el fondo de la pila. Véase la sección [11.1](#)

Para el cálculo de la capacidad de carga por fuste se recomiendan las teorías enunciadas por:

- Rosenberg y Jouneaux (1976).
- Williams y Pells(1981).
- Horvath et al.(1983).
- Rowe y Armitage (1984).
- Kulhawy y Phoon(1993).

- Las correlaciones que existen con la resistencia a la compresión indicadas por Rowe (2000).

Para la capacidad de carga por punta se recomiendan los métodos enunciados en:

- El Manual de ingeniería de cimentaciones de la Sociedad Canadiense, CFEM (2006).
- Rowe (2000).

Para el cálculo de la capacidad de carga última en rocas, se puede utilizar:

- El procedimiento recomendado por Gabr et al. (2002) de acuerdo a los estudios de la Agencia de Transporte de Carolina del Norte incluidos en el NCHRP Synthesis 360 (National Cooperative Highway Research Program, 2006).

Para la resistencia lateral máxima de la pila:

- Según la recomendación de Zhang et al. (2000).

9.3. Estado límite de servicio: capacidad de carga por asentamiento

- Si el macizo rocoso se considera continuo, debe evaluarse como un medio elástico.
- 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 posible.

10. Asesoría geotécnica en las etapas de diseño y construcción

Para proyectos clasificados como categoría Media, Alta o Especial (véase [Tabla 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. 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 Geotécnico, 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.

11. Apéndices

11.1. Reptación no drenada (undrained creep) y su influencia en estabilidad

En la siguiente [Figura 3](#), tomada de Edgers (1973), se muestra que taludes aparentemente estables pueden reducir su estabilidad en condiciones no drenadas a medida que avanza el tiempo. La figura relaciona las deformaciones unitarias por cortante en el eje vertical y el tiempo en el eje horizontal en escala semi-logarítmica. Cada serie o curva en la figura representa un nivel de esfuerzo aplicado, como la relación entre el esfuerzo cortante y la resistencia no drenada del material (τ/S_u).

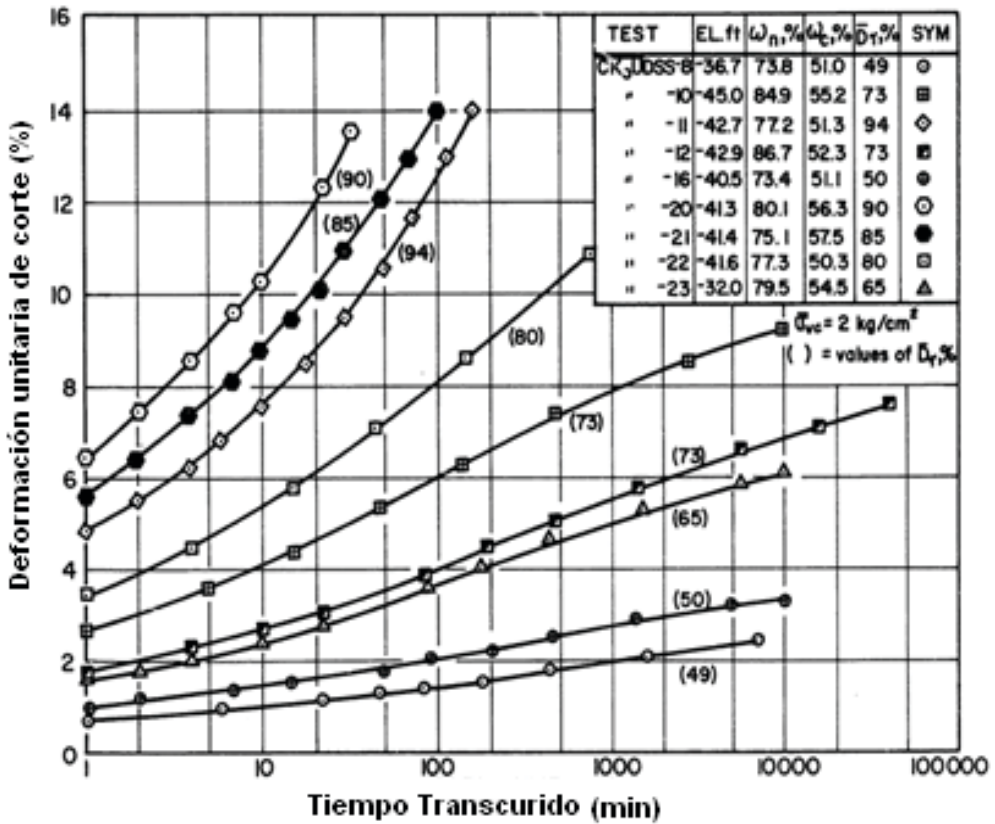


Figura 3: Variación de la deformación unitaria por cortante para arcillas considerando la variación de la relación entre el esfuerzo cortante y la resistencia al esfuerzo cortante no drenada, modificado de Edger, L (1973)

11.2. Referencias

American Petroleum Institute (1986). "API Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms," Report RP-2A.

American Petroleum Institute (1987). "API Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms," Report RP-2A.

American Petroleum Institute (1993). "API Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms," Report RP-2A.

American Society of Civil Engineers (1993). Design of Pile Foundations Handbook. Federal Highway Administration (1993). Soils and Foundations, Workshop Manual, second edition, Publication No. FHWA HI-88-009, Washington, D.C.

Barton, N.R., Lien, R., and Lunde, J. (1974). Engineering classification of rockmasses for the design of tunnel support. Rock Mechanics, May, 189-236.

Becker, D.E. (1996) "Limit States design for foundation Part 1. An Overview of the Foundation design process, Canadian Geotechnical Journal, 33 (6), pp. 956-983.

Bieniawski, Z. T (1976) "Rock Mass Classifications in Rock Engineering". Proceedings Symposium on Exploration for Rock Engineering, Cape Town, Balkema, pp. 76-106.

Bieniawski, Z. T (1989) Engineering rock mass classifications. New York : Wiley.

Bishop, W (1959) " The principle of Effective Stress", lecture delivered in Oslo, Norway, in 1955; published in Teknisk Ukeblad, Vol 106, no.39, pp 859- 863.

Blake, T.F, Hollingsworth, R.A and Stewart J.P (2002) Recommended Procedures for Implementation of DMG Special Publication 117 Guidelines for Analyzing and Mitigating Landslide Hazards in California, ASCE Los Angeles Section Geotechnical Group, published by the Southern California Earthquake Center.

Bray JD and Travasarou T (2007) Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 133(4): 381–392.

CFEM (2006), Canadian Foundation Engineering Manual, 4th Edition, Canadian Geotechnical Society, Richmond, British Columbia.

Cubrinovski, M and Ishihara, K (2002) "Maximum and Minimum Void Ratio Characteristics of Sands", Soil and Foundations, Vol. 42, No. 6, 65-78, Japanese Geotechnical Society.

Duncan, M. 2000. "Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 4, April, pp. 307-316.

Edgers, Lewis (1973). Undrained Creep of a Soft Foundation Clay, Doctor Philosophy thesis, Massachusetts Institute of Technology.

EM 1110-2-2906 (1991). Design of Pile Foundations. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.

EM 1110-1-1905 (1994). Bearing Capacity of Soils. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.

EM 1110-2-1902 (2003) Slope Stability, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.

Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. and Widger, R.A. (1978) “Shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 15, 313-321.

Horvarth, R.G, Kenney, T.C. and Kosicki, P. (1983) Method of improving the performance of drilled piers in weak rock. Canadian Geotechnical Journal, 20 (4): 758-772.

Hoek, E, and Brown, E.T. (1980) Empirical Strength Criterion for Rock Masses. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, GT9, pp. 1013-1035

Hoek, E. and Brown, E.T. (1980a). Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotech. Engng.Div., ASCE, 106 (GT9), pp. 1013-1035.

Hoek, E. and Brown, E.T. (1980b). Underground Excavations in Rock. London, Instn. Min. Metall.

Hoek, E., Carranza-Torres, and Corkum (2002). Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition. Proceedings, North American Rock Mechanics Society Meeting, Julio 8-10, 2002, Toronto, ON, Canada.

JRA (1996): Japanese Road Association, Specification for Highway Bridges, Part V, Seismic Design.

Kulhawy, F. H. (1991). “Drilled Shaft Foundations”. Foundation engineering handbook, 2nd Ed., H.Y. Fang, ed., Van Nostrand-Reinold, New York.

Kullhawy, F.H and Phoon, K. (1993) Drilled shaft side resistance in clay soil to rock. In proceeding Conference on design and performance of deep foundations: Piles and Piers in Soil and Soft rock, Geotechnical Special Publication No. 38. ASCE, pp 172-183.

Ladd, C.C and DeGroot, D (2003) “Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization”, Arthur Casagrande Lecture, 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, June, Boston, revised May 2004 (available at Internet).

Mylonakis, G., Nikolaou, A., and Gazetas, G. (1997). “Soil-pile-bridge Seismic interaction: kinematic and inertial effects. Part I: Soft soil.” Earthquake Eng. Struct.Dyn., 26 3 , 337–359.

NSR (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, República de Colombia, Bogota, DC.

NCHRP National Cooperative Highway Research Program Synthesis 360. (2006). Rock-Socketed Shafts for Highway Structure Foundations.

NBCC (2005) User’s Guide- NBC 1995, Structural Commentaries (Part 4 of Division B).Canadian Commission on Building and Fire Codes. National Research Council of Canada, Ottawa, Canada.

Nikolaou, S., and Gazetas, G. (1997) “Seismic design procedure for kinematically stressed

- piles.” Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures—Proc., 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, S. Pedro and e. P. Seco, eds., 253–260.
- Nikolaou, S., Mylonakis, G., Gazetas, G., and Tazoh, T. (2001) “Kinematic pile bending during earthquakes: analysis and field measurements.” Geotechnique, 51 5 , 425–440.
- Ladd, C.C and DeGroot, D (2003) “Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization”, Arthur Casagrande Lecture, 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, June, Boston, revised May 2004 (available at Internet).
- Lade, P.V, Liggio, C.D. and Yamamuro, J.A. (1998) “Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratios of sand, Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, 21 (4), 513-522.
- O’Neill, M. W., and Reese, L. C. (1999). “Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, “Report No. FHWA-IF-99-025, prepared for the U.S. Department of transportation, Federal Highway Administration, Office of Implementation, McLean, VA, in cooperation with ADSC: The International Association of Foundation Drilling.
- Ovesen, N.K. (1981) “Towards an European code for foundation engineering, Ground Engineering. Vol. 14 (7), pp. 25-28.
- Ovesen, N.K (1993) Eurocode 7: An European code of practice for geotechnical design. In Proceedings of the International Symposium on Limite State Design in Geotechnical Engineering, Copenhagen, Denmark, May 26- 28. Sponsored by the Danish Geotechnical Society, Vol.3, pp. 691-710.
- PDCA (2001), “Recommended design specifications for driven bearing piles”, Third edition, Pile Driving Contractors Association, PO Box 1429, Glenwood Springs, CO 81602.
- Reese, L.C. and Van Impe, W.F. (2001). Single Piles and Pile groups under lateral loading, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- Roseberg, P. and Journeaux, N.L. (1976) Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design. Canadian Geotechnical Journal, 13: 114-124.
- Rowe, R.K and Armitage, H.H. (1984) Design of piles socketed into weak rock, Research Report GEOT-11-84. University of Western Ontario, London.
- Rowe, R.K. (2000) Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook
- Sowers, G. F (1979) Introductory Soil Mechanics and Foundations: Geotechnical Engineering, 4th ed., McMillan, NY.
- Vijayvergiya, V. N., and Focht, J. A., Jr. (1972). “A New Way to Predict the Capacity of Piles in Clay,” Proceedings, Offshore Technology Conference, Houston, TX, May.
- Williams, A.F y Pells, P.J. (1981) Side resistance rock sockets in sandstone, mudstone and shale. Canadian Geotechnical Journal, 18 (4): 502-513.