



Resolución No-JTIA-187-2015 de 1 de julio de 2015.

REPÚBLICA DE PANAMÁ

JUNTA TÉCNICA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
(Ley 15 del 26 de Enero 1959)Resolución No-JTIA-187-2015 de 1 de julio de 2015.

Por medio de la cual se adopta el **REGLAMENTO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL PANAMEÑO (REP-2014)**.

LA JUNTA TÉCNICA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

CONSIDERANDO:

Que la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura (JTIA), es una entidad de derecho público creada mediante la Ley 15 de 26 de enero de 1959, modificada por las leyes No. 53 de 4 de febrero de 1963 y No. 21 de 20 de junio de 2007.

Que por medio de la Resolución No. 188 de 9 de febrero de 1983, se nombró un Comité Consultivo Permanente para estudiar, reformar y analizar el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá.

Que este Comité Consultivo Permanente le entregó a la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura, el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá 2014 (REP-2014), el cual reforma y actualiza el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá 2004 (REP-2004).

Que en reunión ordinaria de 1 de julio de 2015, el Pleno de la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura aprobó el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá 2014 (REP-2014), presentado por el Comité Consultivo Permanente.

RESUELVE:

PRIMERO: ADOPTAR el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá 2014 (REP-2014), cuyo texto se adjunta a esta resolución.

SEGUNDO: ESTABLECER que este Reglamento Estructural REP-2014 entrará en vigencia seis (6) meses después de la fecha de publicación en la Gaceta Oficial de Panamá.

FUNDAMENTO DE DERECHO: Ley 15 de 1959, sus modificaciones, decretos reglamentarios y resoluciones complementarias.

COMUNÍQUESE Y CÚMPLASE:

Ing. Djurdjica Kuntich
Presidenta

Arq. Magda G. Bernard V.
Representante del Colegio de Arquitectos

Ing. Amador Hassell
Representante de la Universidad Tecnológica de Panamá

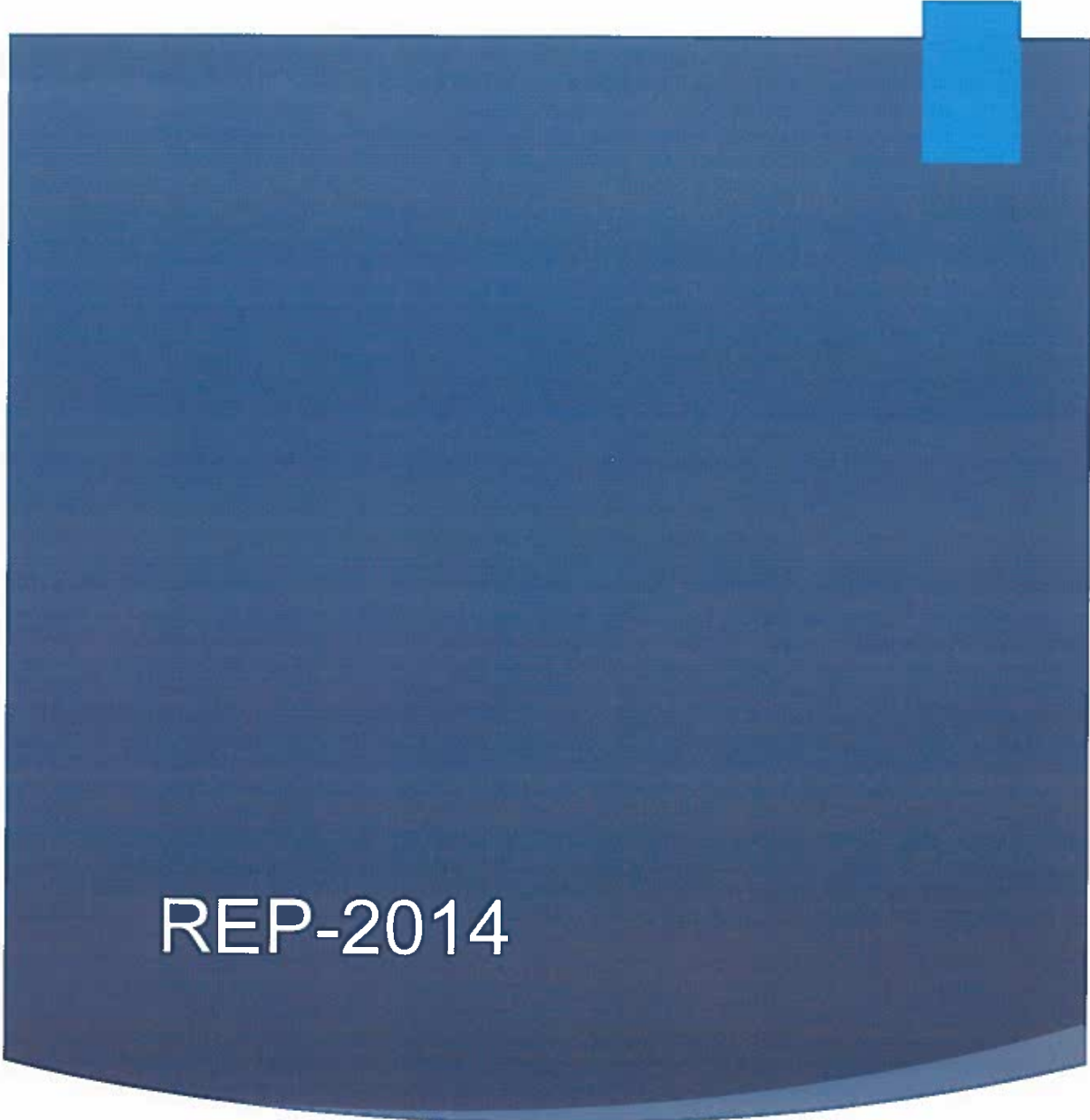
Arq. Genaro Flores
Representante Suplente de la Universidad de Panamá

Ing. Omar González
Representante del Colegio de Ingenieros Electricistas, Mecánicos y de la Industria y Secretario

Ing. Nicolás Real
Representante del Colegio de Ingenieros Civiles

Ing. Pacífico Chung
Representante del Ministerio de Obras Públicas





REP-2014

**REGLAMENTO ESTRUCTURAL DE PANAMÁ
2014**

JUNTA TÉCNICA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura – JTIA

Ateneo de Ciencia y Arte, Planta Baja.

(507) 397-8650

(507) 397-8651

info@jtiapanama.org.pa

www.jtiapanama.org.pa

Sociedad Panameña de Ingenieros y Arquitectos - SPIA

Ateneo de Ciencia y Arte, Primer Piso.

(507) 213-7742

(507) 223-7265 (fax)

spia@spia.org.pa

www.spia.org.pa

Colegio de Ingenieros Civiles – COICI

Ateneo de Ciencia y Arte, Primer Piso, Oficina 1.

(507) 269-9241

(507) 269-6236 (fax)

info@coici.org

www.coici.org

Agradecimiento a los profesionales que participaron en la elaboración
del REGLAMENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA REPUBLICA
DE PANAMÁ. REP2014

COMITÉ CONSULTIVO PERMANENTE - REP

Ing. César Kiamco, Coordinador
Ing. Antonio Abrego
Ing. Luis Alfaro
Ing. George Berman
Dr. Eduardo Camacho
Ing. Maximiliano DePuy
Ing. Rogelio Dumanoir
Ing. Pastora Franceschi
Ing. Luis García
Ing. Fernando Guerra
Ing. Amador Hassell
Ing. Ernesto Ng
Ing. Oscar Ramírez
Ing. Rodrigo Sánchez
Ing. Daniel Ulloa
Ing. Juan Vinh

COMISIONADOS - JTIA

Arq. Magda Bernard
Ing. Jaime Guerra P.
Ing. Nicolás Real

Introducción

El Reglamento de Diseño Estructural para la República de Panamá, versión 2014 (REP 2014) es el producto de un esfuerzo conjunto de los miembros del Comité Consultivo Permanente designado por la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura de la República de Panamá.

El propósito fundamental del mismo es establecer una normativa moderna que considere el conocimiento que tenemos actualmente de las cargas que afectan las estructuras, de los nuevos materiales de construcción y de los últimos métodos de Diseño.

Destacamos lo nuevo, lo que distingue el REP 2014 del REP 2004:

Formato

Los requerimientos de carga y diseño se acceden a través de referencias a normas internacionales.

Podemos relacionar la estructura del REP 2014 con la de un árbol:

- El tronco es el REP 2014
- Las ramas son los capítulos
- Las hojas con las referencias

Ofrece las siguientes ventajas

- Evita la inversión en tiempo y recursos y, posteriormente, las inevitables Fe de Errata que conlleva la transcripción y traducción de referencias
- Permite actualizaciones rápidas: se pueden añadir o remover capítulos y cambiar las referencias dentro de cada capítulo
- Es ecológico, porque ahorra papel

Formato para Geotecnia

Los requerimientos de carga y diseño se acceden a través de referencia a un anexo, donde ahora reside lo que en el REP 2004 es el Capítulo 5.

Cargas nuevas

Se incorpora la consideración de cargas nuevas a saber:

- Durante la construcción
- Presión hidrostática

- Inundación
- Lluvia

Protección contra el fuego

Se incorporan los aspectos de protección contra el fuego.

Materiales nuevos

Se incorporan nuevos materiales que se utilizan en la construcción:

- Aluminio
- Materiales compuestos
 - Tendones de polímeros reforzados con fibras
 - Perfiles pultruidos de polímeros reforzados con fibras
 - Sistemas externamente adheridos de polímeros reforzados con fibras

Sismo

Se aprovecha estudios sísmicos que se hicieron para la ampliación del Canal de Panamá para cubrir todo el territorio del país. Incluye investigación paleo-sísmica de fallas corticales en torno al canal que pudieran afectar las ciudades de Panamá y Colón. Los mapas se prepararon con la asistencia de USGS (Servicio Geológico de los Estados Unidos) y consultores utilizando el mismo método empleado para la confección de mapas de riesgo sísmico de ASCE 7.

Diseño por desempeño

Procedimiento que permite obviar los requerimientos prescriptivos y diseñar con procedimientos de fuerza lateral alternativos utilizando análisis racional basado en los principios de mecánica.

Contenido

CAPITULO 1	REQUISITOS GENERALES	1
CAPITULO 2	CARGAS DE GRAVEDAD	7
CAPITULO 3	PRESION HIDROESTATICA, CARGAS DE INUNDACION Y CARGAS DE LLUVIA.....	8
CAPITULO 4	CARGAS DE VIENTO	9
CAPITULO 5	REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO	11
CAPITULO 6	GEOTÉCNIA	16
CAPITULO 7	LA VIVIENDA UNIFAMILIAR	18
CAPITULO 8	CONCRETO ESTRUCTURAL	32
CAPITULO 9	ACERO	33
CAPITULO 10	MADERA	35
CAPITULO 11	MAMPOSTERIA	37
CAPITULO 12	ALUMINIO	38
CAPITULO 13	MATERIALES COMPUESTOS AVANZADOS	39
CAPITULO 14	INFRAESTRUCTURA	42
CAPITULO 15	REMODELACIONES DE ESTRUCTURAS Y OTRAS FACILIDADES.....	44
ANEXO A6: GEOTECNIA.....		45
MAPAS DE ACELERACION.....		115

CAPITULO 1

REQUISITOS GENERALES

1.1 Alcance. El Reglamento de Diseño Estructural para la República de Panamá, Versión 2014, rige en todo en territorio de la República de Panamá.

1.2 Propósito. Los requisitos del Reglamento tienen como intención asegurar contra el colapso de la estructura o contra fallas estructurales mayores, y, en este sentido, son requisitos *mínimos*. La protección contra daños a elementos no-estructurales podría requerir el diseño de estructuras de mayor resistencia y rigidez que las que resulten de la aplicación del Reglamento.

1.3 General. El diseño estructural cumplirá con el Capítulo 1 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures), ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C1 de ASCE/SEI 7-05.

Excepción: no se exige cumplir con la Sección 1.8, que adopta a la Administración de Seguridad y Salud Ocupacional (OSHA) como referencia.

1.4 Cargas de Diseño

1.4.1 Combinaciones de carga. Las estructuras se diseñarán para resistir las combinaciones de carga del Capítulo 2 de *Cargas*

de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05.

1.4.2 Gravedad. Los efectos de gravedad se evaluarán utilizando las cargas muertas y las cargas vivas del Capítulo 2 del REP 2014.

1.4.2 Agua. Los efectos de presión hidrostática, inundación y lluvia se evaluarán utilizando las cargas derivadas del Capítulo 3 del REP 2014.

1.4.4 Viento. Los efectos de viento se evaluarán utilizando las cargas derivadas del Capítulo 4 del REP 2014.

1.4.5 Sismo. Los efectos de sismo en las estructuras se evaluarán utilizando las cargas derivadas del Capítulo 5 del REP 2014.

1.4.6 Suelo. Los efectos del suelo en las estructuras se evaluarán utilizando los principios de la geomecánica presentados en el Capítulo 6 del REP 2014.

1.4.7 Durante la construcción. Las cargas de diseño serán las que especifica *Cargas de diseño en estructuras durante la construcción* (Design Loads on Structures during Construction), SEI/ASCE 37-02

1.5 Diseño Estructural.

1.5.1 Concreto estructural. El diseño de estructuras de concreto estructural se llevará acabo según lo especifica el Capítulo 8 del REP 2014.

1.5.2 Acero. El diseño de estructuras de acero estructural y acero formado en frío se llevará acabo según lo especifica el Capítulo 9 del REP 2014.

1.5.3 Madera El diseño de estructuras de madera se llevará acabo según lo especifica el Capítulo 10 del REP 2014.

1.5.4 Mampostería. El diseño de estructuras de mampostería se llevará acabo según lo especifica el Capítulo 11 del REP 2014.

1.5.5 Aluminio. El diseño de estructuras de aluminio se llevará acabo según lo especifica el Capítulo 12 del REP 2014.

1.5.6 Materiales compuestos. El diseño de estructuras de materiales compuestos se llevará acabo según lo especifica el Capítulo 13 del REP 2014.

1.5.7 Resistencia de los suelos. La resistencia de los suelos que soporten estructuras se determinará utilizando los principios de la geomecánica presentados en el Capítulo 6 del REP 2014.

1.6 Consideraciones especiales

1.6.1 La vivienda unifamiliar. El diseño estructural de la vivienda unifamiliar cumplirá con los requisitos del Capítulo 7 del REP 2014.

1.6.2 Infraestructuras y vialidad terrestre. El diseño estructural de obras de infraestructura y vialidad terrestre cumplirá con los requisitos del Capítulo 14 del REP 2014.

1.6.3 Remodelaciones y rehabilitaciones de estructuras. El diseño estructural de remodelaciones y rehabilitaciones cumplirá con los requisitos del Capítulo 15 del REP 2014.

1.7 Aseguramiento de calidad. Los sistemas de resistencia sísmica cumplirán con los requisitos del Apéndice 11A de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05.

1.8 Análisis y Diseño Mediante Computadoras

1.8.1 General. Los métodos de análisis y diseño estructural por computadora no son un sustituto para la competencia y apreciación del ingeniero. Consecuentemente, estos métodos deberán emplearse de una manera responsable. El Ingeniero deberá tener control total de sus decisiones, comprender las bases técnicas de las mismas, y evaluar de una manera independiente y personal cada renglón de información en el cual base su diseño.

1.8.2 Consideraciones Generales. Es responsabilidad del Ingeniero Estructural cumplir con lo siguiente:

1. Emplear sólo aquellos programas de computadora cuyo funcionamiento y limitaciones son conocidas.
2. Basar sus decisiones de diseño sólo en aquellos programas de computadora y datos numéricos cuya validez haya sido verificada.
3. Emplear en sus cálculos sólo aquellos programas de computadora aplicables al tipo de problema que analiza.
4. Asegurar que las aplicaciones comerciales que usa tengan la documentación adecuada. En particular, la documentación debe describir los métodos analíticos empleados y las limitaciones impuestas al programa.
5. Asegurar que las aplicaciones comerciales que use correspondan a una versión verificada y autorizada para el uso por el autor de la aplicación.

6. Verificar los resultados obtenidos. Esto lo realizará ya sea analizando el mismo problema con uno o más programas independientes o mediante métodos aproximados que ofrezcan un orden de magnitud realista.

1.8.3 Presentación de los Cálculos Estructurales. La memoria de cálculos estructurales constará de cálculos manuales, data de entrada y salida de programas de computadora, dibujos y esquemas que contribuyan a documentar el diseño estructural.

1.9 Instrumentación Sísmica de Edificios

La Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura determinará cuáles son los edificios y estructuras que se deberán instrumentar, el tipo y ubicación de la instrumentación, y el espacio y el acceso que se requiera para la instalación, operación y mantenimiento del equipo.

1.10 Diseño basado en desempeño

1.10.1 Se permitirá el diseño basado en desempeño: la aplicación de procedimientos de fuerza lateral alternativos utilizando análisis racional basado en los principios de mecánica.

1.10.2 Edificios diseñados utilizando Métodos Basados en Desempeño deberán ser instrumentados. La instrumentación sísmica se instalará según los artículos 5.1, 5.3 y 5.4

CAPITULO 2

CARGAS DE GRAVEDAD

2.1 Las cargas muertas serán las que especifica el Capítulo 3 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C3 de ASCE/SEI 7-05.

2.2 Las cargas vivas se determinarán según el Capítulo 4 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C4 de ASCE/SEI 7-05.

CAPITULO 3

PRESION HIDROESTATICA, CARGAS DE INUNDACION Y CARGAS DE LLUVIA

3.1 Las presiones hidrostáticas se determinarán según el Capítulo 3 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C3 de ASCE/SEI 7-05.

3.2 Las cargas de inundación se determinarán según el Capítulo 5 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C5 de ASCE/SEI 7-05.

3.3 Las cargas de lluvia se determinarán según el Capítulo 8 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C8 de ASCE/SEI 7-05.

CAPITULO 4

CARGAS DE VIENTO

4.1 Las cargas de viento se determinarán según el Capítulo 6 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05, con excepción de la Figura 6.1. Se usará como referencia el Capítulo C6 de ASCE/SEI 7-05.

4.2 La velocidad básica de viento, tal como se define en el documento *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05 sección 6.5.4, para regiones no expuestas a huracanes, se tomará como 115 kilómetros por hora para la región Pacífica y 140 kilómetros por hora para la región Atlántica. Estas son velocidades de ráfaga sostenida de 3 segundos, medidas a una altura de 10m sobre el nivel del suelo en exposición tipo C, con una probabilidad de ocurrencia anual de 0.02, es decir, con un periodo de retorno de 50 años.

4.3 Para evaluación de respuestas bajo acciones de viento en estado de servicio de estructuras de edificios de concreto o acero, con periodo de oscilación fundamental mayor que 1.0 segundo, se utilizará una relación de amortiguamiento no mayor de 2%.

4.4 Limitaciones de deformaciones producidas por acciones de viento.

4.4.1 La máxima deformación en la parte superior del edificio, dividida entre la altura total del edificio, no será mayor de 1/400.

4.4.2 La máxima deriva o deformación entre pisos, dividida entre la altura del piso correspondiente (drift), no será mayor de 1/300.

4.4.3 La máxima aceleración producida por el efecto del viento, no podrá ser mayor de 0.2 m/s². Para el cálculo de estas aceleraciones se utilizará una velocidad de viento con un período de retorno de 10 años.

CAPITULO 5
REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO

5.1 Los Criterios de diseño sísmico se determinarán según el Capítulo 11 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C11 de ASCE/SEI 7-05.

5.2 Los Requisitos de diseño sísmico para estructuras de edificios se determinarán según el Capítulo 12 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C12 de ASCE/SEI 7-05.

5.2.1 El cortante mínimo para el diseño sísmico de edificios será calculado considerando un coeficiente sísmico no menor de $C_s = 0.044 S_{DSI}$. Este requisito incorpora las siguientes ecuaciones:

ASCE 7-05, Eq. 12.8.-5

$C_s = 0.044 S_{DSI} \geq 0.01$

ASCE 7-05, Eq. 15.4-1

$C_s = 0.044 S_{DSI} \geq 0.03$

ASCE 7-05, Eq. 15.4-4

$C_s = 0.044 S_{DSI} \geq 0.01$

Se podrá aplicar un factor de 0.85 si se utilizan métodos de análisis modal espectral.

5.3 Los Requisitos de diseño sísmico para componentes no estructurales se determinarán según el Capítulo 13 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C13 de ASCE/SEI 7-05.

5.4 Los Requisitos de diseño sísmico según el tipo de material y requisitos de detalle se determinarán según el Capítulo 14 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C14 de ASCE/SEI 7-05.

5.5 Los Requisitos de diseño sísmico para estructuras distintas a edificios se determinarán según el Capítulo 15 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C15 de ASCE/SEI 7-05, incorporando el requisito de cortante sísmico basal mínimo según lo establece la sección 5.2.1 del REP-14.

5.6 Los Procedimientos para el historial de respuesta sísmica se determinarán según el Capítulo 16 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05.

5.7 Los Requisitos de diseño sísmico para estructuras sísmicamente aisladas se determinarán según el Capítulo 17 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05.

5.8 Los Requisitos de diseño sísmico para estructuras con sistemas de amortiguamiento se determinarán según el Capítulo 18 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05.

5.9 La Interacción suelo estructura para diseño sísmico se determinará según el Capítulo 19 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C19 de ASCE/SEI 7-05.

5.10 El Procedimiento de clasificación de sitio para diseño sísmico se determinará según el Capítulo 20 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05.

5.11 Los Procedimientos de movimiento del terreno específico al sitio para diseño sísmico se determinarán según el Capítulo 21 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum

Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05. Se usará como referencia el Capítulo C21 de ASCE/SEI 7-05.

5.12 Los mapas de movimiento sísmico del terreno y de transición de periodo largo.

Los mapas de movimiento sísmico del terreno referidos en esta sección estarán disponibles en formato PDF en las oficinas de la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura.

5.12.1 El movimiento sísmico del terreno máximo considerado de respuesta espectral de aceleración, S_s de 0.2 segundos (5% de amortiguamiento crítico), Clase de Sitio B, para el área metropolitana de Panamá y Colón, se tomarán de los Mapas S_s -5, S_s -6, S_s -14 y S_s -15. Para las ciudades del resto del país, se utilizarán los valores mostrados en la Tabla 5.12.

5.12.2 El movimiento sísmico del terreno máximo considerado de respuesta espectral de aceleración, S_1 de 1.0 segundo (5% de amortiguamiento crítico), Clase de Sitio B, para el área metropolitana de Panamá y Colón, se tomarán de los Mapas S_1 -5, S_1 -6, S_1 -14 y S_1 -15. Para las ciudades del resto del país, se utilizarán los valores mostrados en la Tabla 5.12.

5.12.3 El Periodo de transición de periodo largo T_L para la República de Panamá se tomará igual a 10 segundos.

5.12.4 La aceleración pico del terreno PGA para la República de Panamá (5% de amortiguamiento crítico), Clase de Sitio B, para todo el país se tomará de los mapas PGA-5, PGA-6, PGA-14, PGA-15. Estos mapas muestran las aceleraciones pico del terreno PGA para un periodo de retorno de 2500 años.

Tabla 5.12 Aceleraciones Espectrales Ss y S1

CIUDAD	Provincia	Latitud	Longitud	Sitio Clase	Ss	S ₁
Aguadulce	Coclé	08°15'00"N	80°33'00"W	B	0.720	0.304
Ailigandí	Kuna Yala	09°14'00"N	78°01'00"W	B	0.940	0.380
Almirante	Bocas del Toro	09°18'00"N	82°24'00"W	B	1.282	0.517
Bocas del Toro	Bocas del Toro	09°20'00"N	82°15'00"W	B	1.285	0.522
Boquete	Chiriquí	08°47'00"N	82°26'00"W	B	1.410	0.529
Changuinola	Bocas del Toro	09°26'00"N	82°31'00"W	B	1.349	0.532
Chepo	Panamá	09°10'00"N	79°06'00"W	B	0.940	0.369
Chiriquí Grande	Bocas del Toro	08°57'00"N	82°07'00"W	B	1.078	0.443
Chitré	Herrera	07°58'00"N	80°26'00"W	B	0.776	0.381
Chorrera	Panamá	08°52'40"N	79°46'41"W	Ver mapas		
Colón	Colón	09°21'33"N	79°54'05"W	Ver mapas		
Concepción	Chiriquí	08°31'00"N	82°37'00"W	B	1.500	0.607
Coronado	Coclé	08°31'57"N	79°53'13"W	B	0.596	0.258
David	Chiriquí	08°25'38"N	82°25'51"W	B	1.500	0.564
El Real	Darién	08°06'36"N	77°44'04"W	B	1.445	0.503
El Valle	Coclé	08°36'03"N	80°07'49"W	B	0.592	0.247
Jaqué	Darién	07°31'03"N	78°10'13"W	B	0.940	0.380
La Palma	Darién	08°24'10"N	78°08'43"W	B	0.940	0.380
Las Tablas	Los Santos	07°46'00"N	80°17'00"W	B	0.836	0.390
Panamá	Panamá	08°59'37"N	79°31'11"W	Ver mapas		
Penonomé	Coclé	08°31'00"N	80°22'00"W	B	0.623	0.260
Portobelo	Colón	09°33'00"N	79°39'00"W	B	0.940	0.380
Puerto Armuelles	Chiriquí	08°17'00"N	82°52'00"W	B	1.500	0.636
Puerto Obaldía	Kuna Yala	08°39'52"N	77°25'08"W	B	0.940	0.370
Santiago	Veraguas	08°06'00"N	80°59'00"W	B	0.712	0.347
Soná	Veraguas	08°01'00"N	81°19'00"W	B	0.800	0.368
Tonosí	Los Santos	07°24'00"N	80°27'00"W	B	1.020	0.517

5.13 Los Documentos de referencia para diseño sísmico se presentan en el Capítulo 23 de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05.

CAPITULO 6 GEOTÉCNIA

6.1 Definición

La Ingeniería Geotécnica es una componente especializada de la Ingeniería Civil. Comprende la *Mecánica de Suelos*, la *Mecánica de Rocas* y la *Ingeniería Geológica*. Como tal, reúne bajo un solo término los principios de estas disciplinas, dedicadas al comportamiento de los materiales que forman la corteza terrestre.

6.2 Exploración de sitios

La exploración de sitio se llevará acabo según la sección A6.2 del Anexo: Geotecnia.

6.3 Cimientos Superficiales

El diseño de cimientos superficiales se llevará acabo según la sección A6.3 del Anexo: Geotecnia.

6.4 Cimientos Profundos

El diseño de cimientos profundos se llevará acabo según la sección A6.4 del Anexo: Geotecnia.

6.5 Estructuras de Retén

El diseño de estructuras de retén se llevará acabo según la sección A6.5 del Anexo: Geotecnia.

6.6 Control de Excavaciones

El control de excavaciones se llevará acabo según la sección A6.6 del Anexo: Geotecnia.

CAPITULO 7

LA VIVIENDA UNIFAMILIAR

7.1 Vivienda unifamiliar. Se define como vivienda unifamiliar la edificación tipo chalet o dúplex de una sola planta que se apoye directamente sobre el suelo.

7.2 Diseño para resistir viento. Los techos se diseñarán para resistir el levantamiento debido a presiones positivas o negativas según los requerimientos del capítulo 4.

7.3 Diseño para resistir sismo. La vivienda unifamiliar será diseñada aplicando las disposiciones y los detalles mínimos presentados en este capítulo.

7.4 Construcción típica. Se define como construcción típica de la vivienda unifamiliar aquella compuesta por paredes de bloques huecos de concreto o arcilla, ventanas de celosías, fundaciones de paredes de concreto reforzado, vigas y columnas de amarre de concreto reforzado, losa de concreto sobre suelo, estructura de techo de carriola y vigas de madera o de acero formado en frío, cielo raso suspendido de la estructura del techo, y cubierta de techo de metal corrugado o de tejas.

7.5 Requerimientos mínimos para la construcción típica

7.5.1 El sistema de fundaciones. Toda pared de la construcción típica debe tener una fundación, de tal manera que se forme un conjunto de rectángulos u otras configuraciones cerradas en planta.

7.5.1.1 Toda pared perimetral deberá estar cimentada a una profundidad mínima de 600 mm dentro del suelo natural. La profundidad podrá ser menor si se demuestra mediante pruebas de laboratorio que el suelo tiene la capacidad requerida a una menor profundidad, y no se compromete la estabilidad lateral de la vivienda. Las dimensiones y refuerzo de La fundación dependerán de la capacidad de soporte del suelo y de las consideraciones de asentamiento que sean necesarios. Las dimensiones y refuerzo mínimos de la fundación serán de 300 mm de ancho y 200 mm de espesor, reforzada con dos barras longitudinales No. 4, con anillos de No. 3 a 200 mm de separación.

7.5.1.2 Se permitirá el uso de fundaciones superficiales en las paredes interiores. Las dimensiones y refuerzo de La fundación dependerán de la capacidad de soporte del suelo, y de las consideraciones de resistencia y de servicio que sean necesarios. Las dimensiones y refuerzo mínimos de la fundación serán de 300 mm de ancho y 200 mm de espesor, reforzada con dos barras longitudinales No. 4, con anillos de No. 3 a 200 mm de separación.

7.5.1.3 Se permitirá el uso de vigas de fundación superficiales en las paredes perimetrales si se demuestra mediante análisis que se satisfacen los requisitos de resistencia, y asentamientos, y no se compromete la estabilidad lateral de la vivienda. Las dimensiones y refuerzo de estas vigas serán obtenidas mediante análisis. Las dimensiones y refuerzo mínimos de la fundación serán de 200 mm de ancho y 400 mm de alto, reforzada con dos barras longitudinales No. 4, y anillos de No. 3 a 200 mm de separación con ganchos de 135 grados.

7.5.2 Estabilidad. La resistencia al volteo en el sentido perpendicular al plano de la pared se logrará mediante arriostramiento en la dirección perpendicular al plano de la pared. El arriostramiento se logrará preferiblemente mediante la intersección con paredes normales al plano de la pared. Según sea posible, la resistencia al volteo se complementará con la unión de la pared con el cimiento y el techo.

7.5.2.1 En paredes perpendiculares a la dirección a las carriolas de techo, y que sirven de apoyo a las carriolas de techo, la longitud máxima sin apoyo transversal no excederá 3500 mm.

7.5.2.2 En paredes paralelas a la dirección de las carriolas de techo, y en paredes perpendiculares a la dirección de las carriolas de techo que no sirven de apoyo a las carriolas de

techo, la longitud máxima sin apoyo transversal no excederá 2750 mm.

7.5.2.3 En caso de que el arriostramiento en la dirección perpendicular al plano de la pared se haga mediante columnas de amarre, las mismas deberán estar debidamente conectadas a la fundación y al techo. Se deberá demostrar mediante análisis que estas columnas tienen la capacidad suficiente para absorber el momento de volteo causado por las fuerzas laterales.

7.5.3 Confinamiento. Las paredes deberán ser confinadas por elementos de borde verticales, y horizontales.

7.5.3.1 Se colocarán vigas de amarre sobre todas las paredes, interiores y exteriores. Las dimensiones y refuerzo mínimos de estas vigas serán de 100 mm de espesor y 250 mm de alto. En las vigas que sirven de apoyo al techo se utilizará un refuerzo de 2 No. 4 longitudinales y estribos abiertos de No. 3 a 200 mm de separación. En las vigas que no sirven de apoyo al techo se utilizará un refuerzo de 2 No. 3 longitudinales y estribos abiertos de No. 2 a 250 mm de separación.

7.5.3.2 Se colocarán columnas de amarre con dimensiones mínimas de 100 mm de espesor y 250 mm de longitud, con refuerzo de 2 No. 4 verticales y estribos abiertos No. 3 a 200 mm de separación, en las siguientes ubicaciones:

- en las esquinas.
- en las intersecciones de paredes interiores y exteriores.
- en los extremos de toda pared aislada, interior o exterior.

7.5.3.3 Se permitirá el uso de bloques entrecruzados en la intersección de paredes interiores. Las celdas compartidas se reforzarán con 1 No. 4 y se rellenarán con mortero.

7.5.4 Refuerzo de aberturas. Toda abertura será reforzada perimetralmente. Este requisito excluye las aberturas con dimensiones no mayores 600 mm.

7.5.4.1 En paredes con altura no mayor de 2750 mm, se permitirá proyectar la viga de amarre superior hacia abajo para crear el dintel de ventanas o puertas. El dintel llevará refuerzo adicional de una barra No. 4 con anillos de No. 3 a 200 mm, y se extenderá una longitud mínima de 300 mm más allá de cada lado de la abertura de la ventana o puerta.

7.5.4.2 En paredes con altura entre 2750 mm y 3500 mm, se permitirá el uso de un dintel con dimensiones y refuerzo mínimos de 100 mm de espesor y 250 mm de altura, con 2 No. 3 y estribos abiertos de No. 2 a 200 mm de separación. El dintel se extenderá una longitud mínima de 300 mm más allá de cada lado de la abertura. Se deberá demostrar mediante análisis que las dimensiones y refuerzo de este dintel tiene la resistencia a flexión y cortante necesarios para

soportar el peso del segmento de pared entre el dintel y la viga de amarre.

7.5.4.3 En paredes con altura mayor de 3500 mm, se colocará una viga continua sobre la ventana o puerta, a lo largo de la pared. La viga será de por lo menos 100 mm de espesor y 250 mm de altura: El refuerzo mínimo será 2 No. 3 y estribos abiertos No.2 a 200 mm de separación. La viga deberá tener la resistencia a flexión y cortante para soportar el peso del segmento de pared encima de la viga.

7.5.4.4 Se colocará alfeizares de 100 mm de espesor y 100 mm de altura con refuerzo longitudinal de 1 No. 3 en toda abertura de ventana. El alfeizar se extenderá una longitud mínima de 300 mm más allá de cada lado de la abertura de la ventana.

7.5.4.5 Se colocará refuerzo vertical de 1 No. 3 en los bordes verticales de las aberturas de puertas y ventanas, incrustadas en celdas rellenas de mortero. El refuerzo se extenderá desde la losa de piso si es ventana y desde el cimiento de la pared si es puerta. El refuerzo se extenderá hasta la viga de amarre para paredes con altura hasta 2750 mm; hasta el dintel para paredes con altura entre 2750 y 3500 mm; y hasta la viga de amarre intermedia para paredes con altura mayor a 3500 mm.

7.5.5 Vigas intermedias de amarre. Cuando la altura de la pared exceda 3000 mm, se colocarán vigas de amarre intermedias.

7.5.6 Anclajes del refuerzo. Los dos extremos del refuerzo longitudinal de toda columna de amarre, viga de amarre, o cimiento de pared, deberán anclarse adecuadamente por adherencia y/o ganchos en otro elemento de borde. Toda pared interior o exterior cimentada sobre fundaciones superficiales deberá anclarse mediante espigas verticales de 1 No. 4 y 200 mm de longitud, separadas a 400 mm, colocadas en celdas de bloque rellenos con mortero. Las espigas deberán anclarse debidamente a la viga de fundación.

7.5.7 El techo. El techo deberá anclarse adecuadamente a las paredes que lo soportan para asegurar la transmisión de fuerzas horizontales entre el techo y las paredes (acción de diafragma). Dicho anclaje podrá ser del tipo pernos o ganchos embebidos en el concreto de vigas o columnas. No se permite la unión de ningún sistema que trabaje solamente por fricción del elemento de anclaje. En la selección de este detalle se tomará en cuenta la masa del techo.

7.5.8 Detalles mínimos para la construcción típica. Las siguientes figuras se utilizarán como guía para desarrollar detalles en los planos de construcción:

FIG. 1 – Intersecciones en planta de cimientos de paredes

FIG. 2 – Secciones transversales de cimientos de paredes exteriores.

FIG. 3 – Secciones transversales de cimientos de paredes interiores

FIG. 4 – Detalles típicos de vigas de amarre

FIG. 5 – Detalles típicos de columnas de amarre

FIG. 6 – Refuerzo alrededor de puertas

FIG. 7 – Refuerzo alrededor de ventanas

Las figuras son ilustrativas únicamente. Por ejemplo, no se muestran puertas y ventanas en paredes con altura de más de 3500 mm. Los detalles de construcción dibujados en los planos deben llenar los requisitos de las secciones 7.5.1, 7.5.2, 7.5.3, 7.5.4, 7.5.5 y 7.5.7.

7.5.9 Sistemas alternativos. Se definen sistemas alternativos de la vivienda unifamiliar como aquellos que no cumplen con la definición de la construcción típica indicada en la Sección 7.4. Se aceptarán los sistemas alternativos de la vivienda unifamiliar siempre que cumplan con el criterio de aceptación descrito en esta sección.

7.5.9.1 Criterio de aceptación. La aceptación de un sistema alternativo requiere estricto cumplimiento de los requisitos descritos en el documento "*Procedimiento para la Certificación de Sistemas Alternativos de Construcción de la Vivienda Unifamiliar en la República de Panamá*", emitido mediante resolución por la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura. La aceptación del sistema alternativo será expedida por la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura.

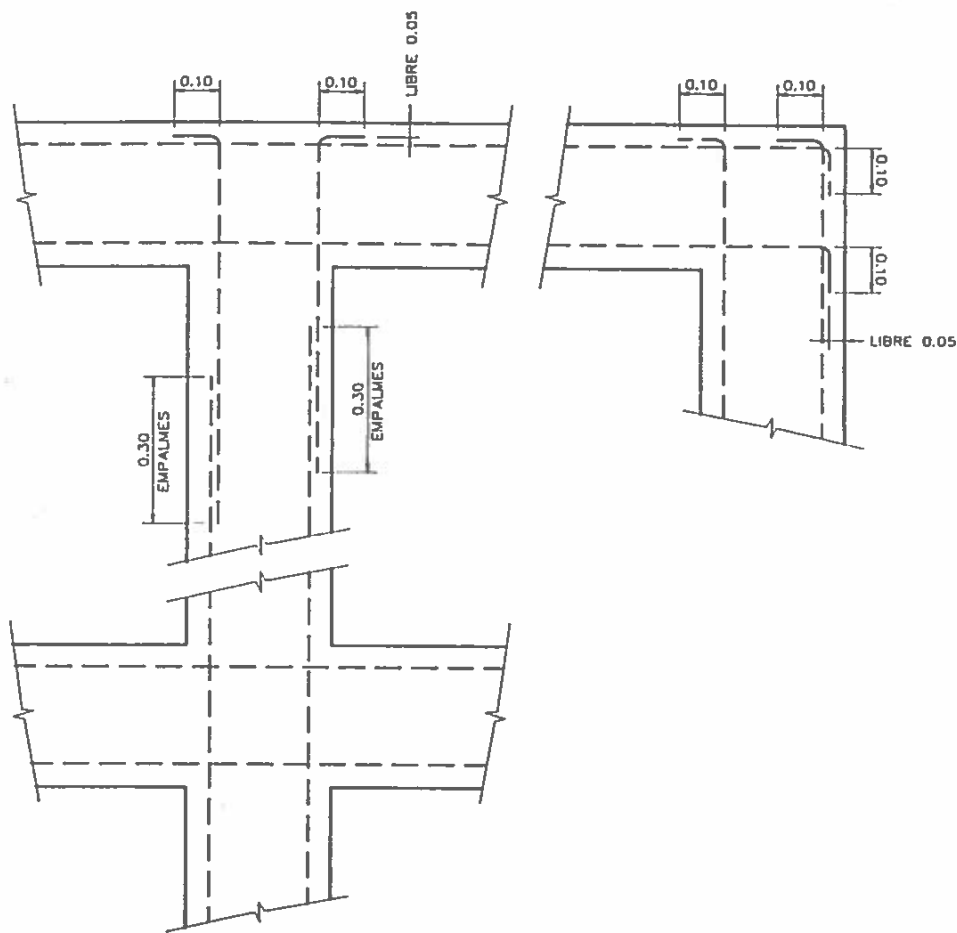


FIG. 1 INTERSECCIONES EN PLANTA DE CIMENTOS DE PAREDES

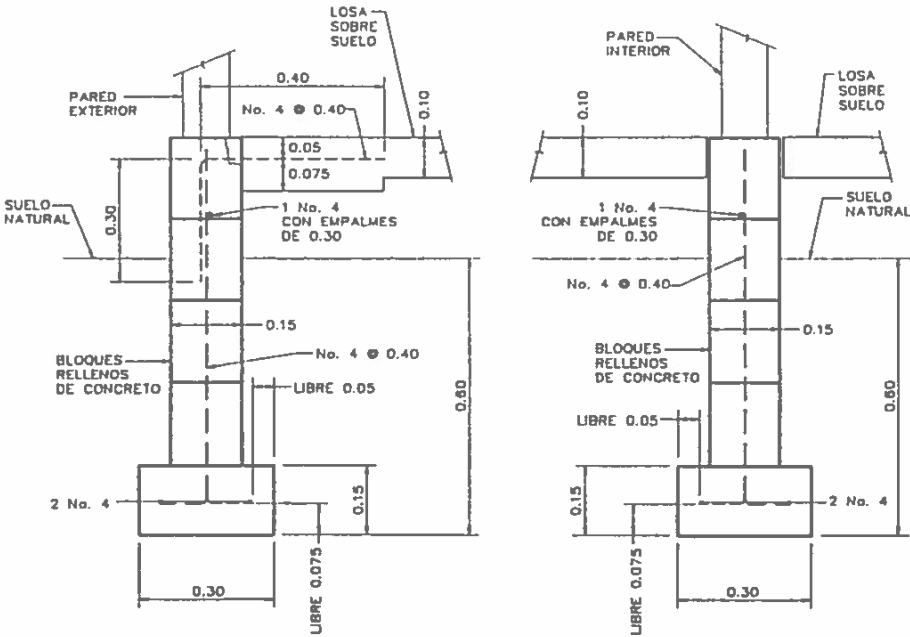


FIG. 2 SECCIONES TRANSVERSALES DE CIMIENTOS DE PAREDES

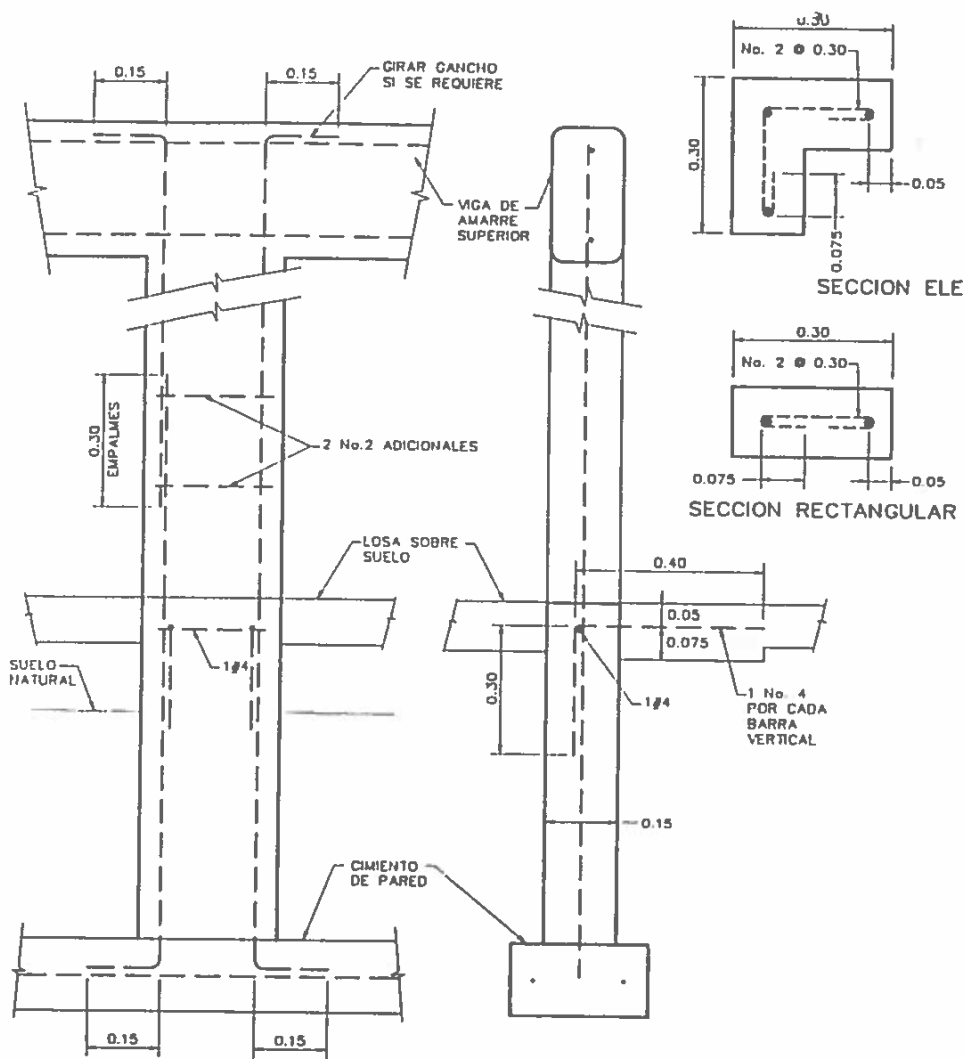


FIG. 3 DETALLES TIPICOS
DE COLUMNAS DE AMARRE

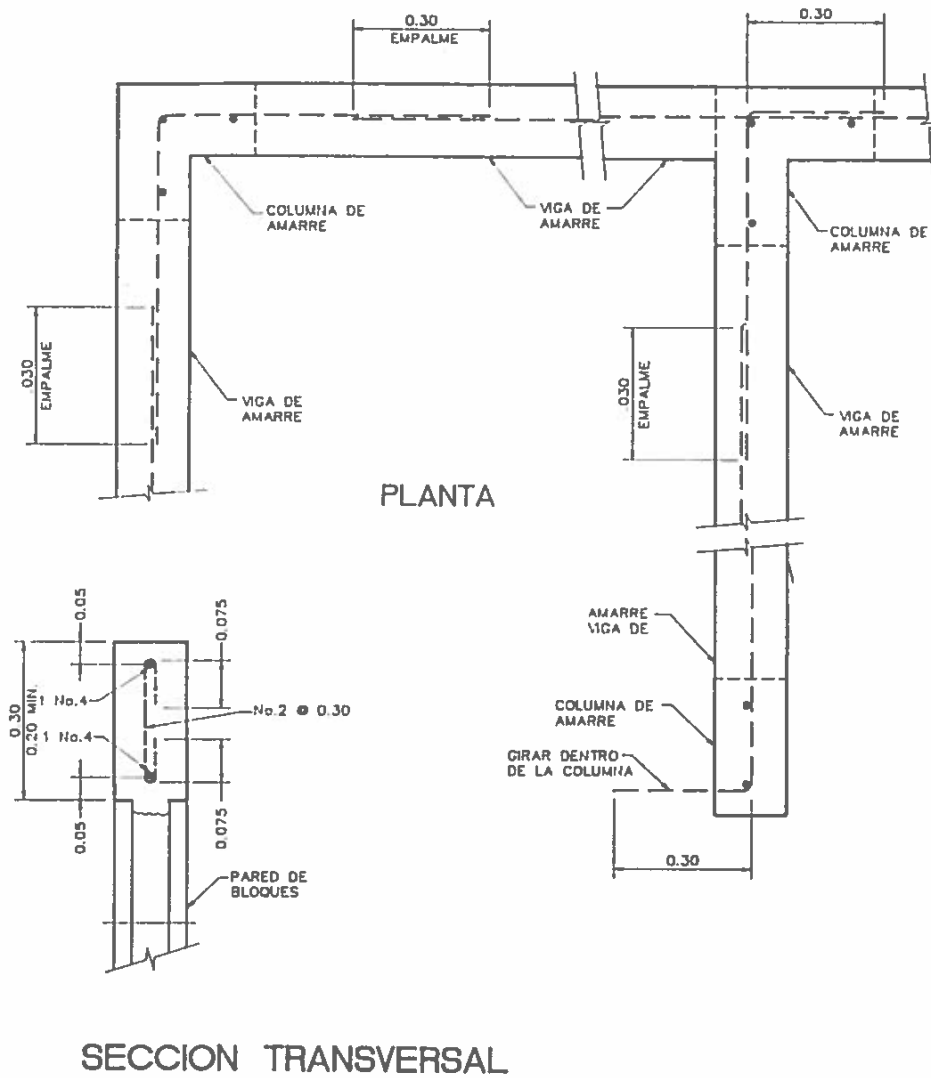


FIG. 4 DETALLES TÍPICOS
DE VIGAS DE AMARRE

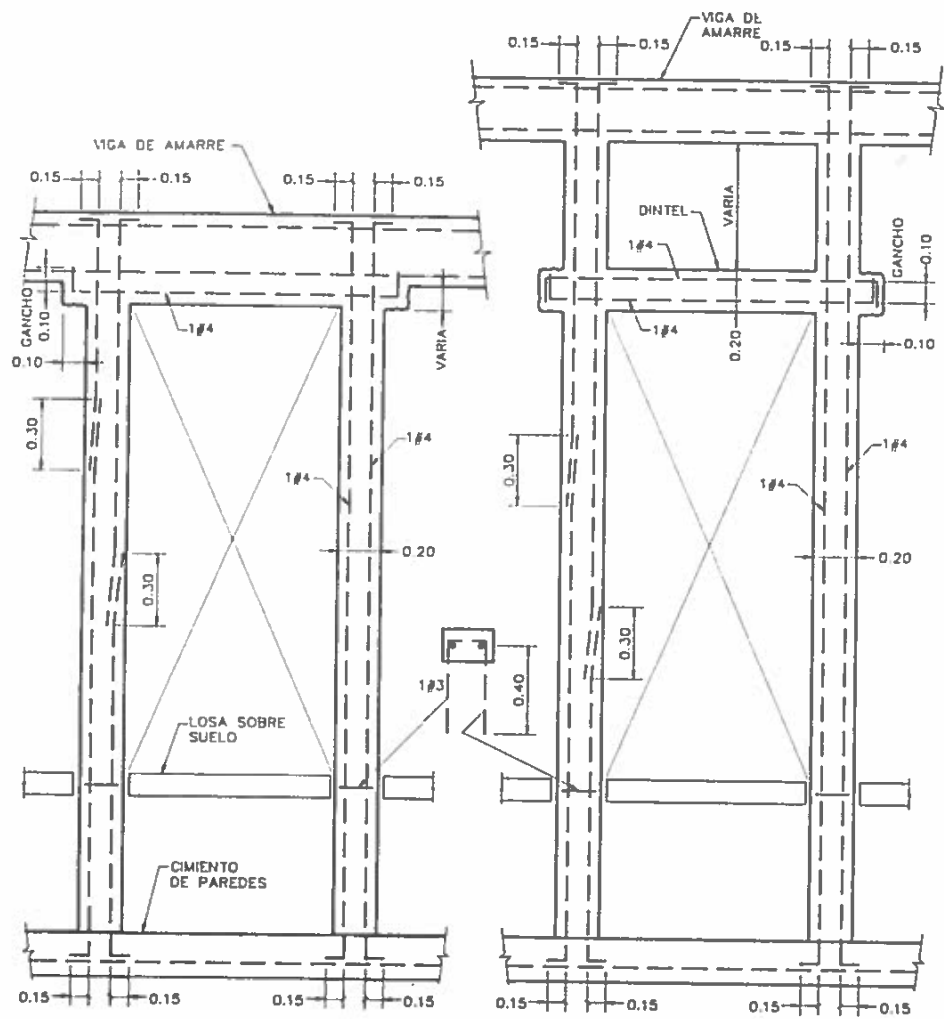


FIG. 5 REFUERZO ALREDEDOR DE PUERTAS

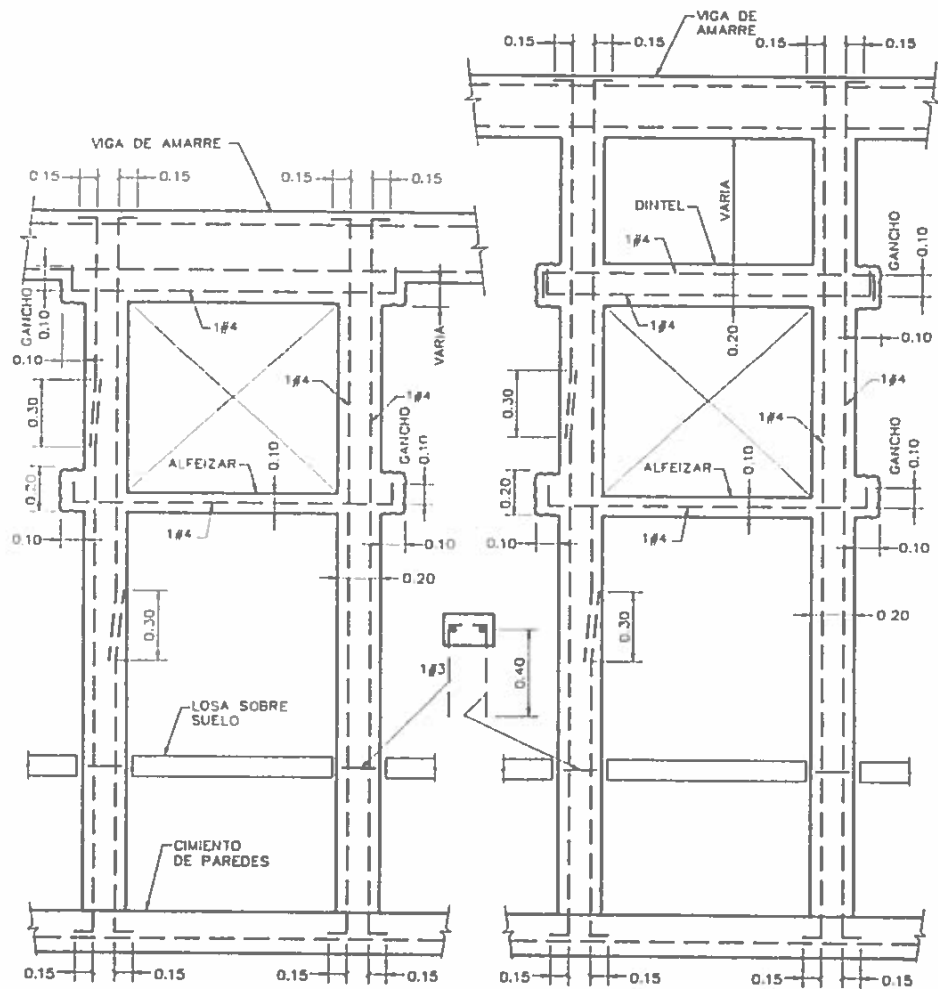


FIG. 6 REFUERZO ALREDEDOR DE VENTANAS

CAPITULO 8 CONCRETO ESTRUCTURAL

8.1 Diseño estructural. El diseño estructural cumplirá con la siguiente Norma:

Requerimientos de Normas de Edificación para Concreto Reforzado (Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary), Instituto Americano del Concreto, ACI 318-08.

8.2 Protección estructural contra fuego. La resistencia al fuego de estructuras de concreto estructural se hará según la siguiente norma:

Métodos estándar de cálculo para protección estructural contra el fuego (Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection), ASCE/SEI 29-05.

8.3 Viviendas unifamiliares de concreto estructural. La vivienda unifamiliar que se soporta directamente sobre el suelo se podrá diseñar como un sistema alternativo según la Sección 7.5.9.

8.4 Control de Calidad. Los capítulos 3 y 5 del ACI318-08, reglamentan el control de calidad de los materiales utilizados en el concreto estructural. Es necesario que este control de calidad lo realice un laboratorio de control independiente y certificado. Se recalca que este control es obligatorio en todos los materiales, acero y hormigones que se utilizan para hacer concreto estructural. Especial atención se debe dar a hormigones de columnas y muros cortantes con resistencias iguales o superiores a los 35 Mpa (5,000.0 psi).

CAPITULO 9 ACERO

9.1 Acero estructural. El diseño estructural cumplirá con las siguientes especificaciones:

1. *Especificación para Edificios de Acero Estructural* (Specification for Structural Steel Buildings), Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC), 2010
2. *Especificación para Uniones Estructurales Utilizando Pernos ASTM A325 o A490* (Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts), Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC), 2010
3. *Código de Práctica Estándar para Edificios y Puentes de Acero Estructural* (Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges), Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC), 2010

9.2 Acero formado en frío. El diseño estructural cumplirá con la siguiente especificación:

Especificación de Norte America para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero Formado en Frío (North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members), Instituto Americano de Hierro y Acero (AISI), edición de 2013.

9.3 Protección estructural contra fuego. La resistencia al fuego de estructuras de acero estructural se hará según la siguiente norma:

Métodos estándar de cálculo para protección estructural contra el fuego (Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection), ASCE/SEI 29-05.

9.4 Viviendas unifamiliares de acero estructural y acero formado en frío. La vivienda unifamiliar que se soporta directamente sobre el suelo se podrá diseñar como un sistema alternativo según la Sección 7.5.9.

CAPITULO 10 MADERA

10.1 Diseño estructural. Las estructuras de madera se diseñarán con las siguientes normas:

Norma para el diseño mediante factores de carga y resistencia (LRFD) para construcción de madera ASCE (Standard for Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Engineered Wood Construction), ASCE 16-95

10.2 Protección estructural contra fuego. La resistencia al fuego de estructuras de madera se determinará según la siguiente norma:

Métodos estándar de cálculo para protección estructural contra el fuego (Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection), ASCE/SEI 29-05.

10.2 Viviendas unifamiliares de madera. La vivienda unifamiliar que se soporta directamente sobre el suelo se podrá diseñar como un sistema alternativo según la Sección 7.5.9.

10.3 Propiedades Mecánicas.

10.3.1 Propiedades básicas. Los valores de resistencia de la madera se determinarán mediante la norma *Métodos estándar de ensayo para establecer los valores de resistencia de madera*

limpia (Standard Practice for Establishing Clear Wood Strength Values), ASTM D2555-06

10.3.2 Propiedades de diseño. Las propiedades de diseño se determinarán según la norma *Práctica estándar para establecer los grados estructurales y propiedades permisibles relacionadas para madera visualmente clasificada* (Standard Practice for Establishing Structural Grades and Related Allowable Properties for Visually Graded Lumber), ASTM D245-06

10.3.3. Maderas de Panamá. Para las maderas *cabimo, maría, amargo-amargo, cedro espino, y sigua*, los valores de resistencia de la madera se tomarán de la Tabla 10.1. Los valores de resistencia de otras maderas se establecerán mediante ensayos llevados a cabo por el Centro Experimental de Ingeniería de la

TABLA 10.1					
Resistencias últimas de las maderas de Panamá en MPa					
Madera	Flexión	Compresión paralela a las fibras	Compresión normal a las fibras	Tensión normal	Esfuerzo Cortante
Cabimo	26.8	15.6	5.66	1.62	3.61
María	38.8	28.5	7.23	1.92	7.97
Amargo- Amargo	50.1	30.6	8.72	1.06	7.96
Cedro Espino	48.9	35.5	9.75	1.68	7.44
Sigua	22.7	14.8	3.32	1.10	3.91

Universidad Tecnológica

CAPITULO 11 MAMPOSTERIA

11.1 Diseño estructural. El diseño estructural se llevará acabo con la siguiente Norma:

Requerimientos de Normas de Edificación para Estructuras de Mampostería y Especificaciones para Estructuras de Mampostería (Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures), ASCE 5-05/6-05

11.2 Protección estructural contra fuego. La resistencia al fuego de estructuras de mampostería se hará según la siguiente norma:

Métodos estándar de cálculo para protección estructural contra el fuego (Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection), ASCE/SEI 29-05

11.3 Viviendas unifamiliares de mampostería. La vivienda unifamiliar que se soporta directamente sobre el suelo se podrá diseñar como un sistema alternativo según la Sección 7.5.9.

CAPITULO 12 ALUMINIO

12.1. Diseño estructural. El diseño estructural cumplirá con el *Manual de Diseño de Aluminio* (Aluminum Design Manual), 2010, de la Asociación de Aluminio, Inc. (Aluminum Association Inc), www.aluminum.org

12.3 Viviendas unifamiliares de aluminio. La vivienda unifamiliar que se soporta directamente sobre el suelo se podrá diseñar como un sistema alternativo según la Sección 7.5.9.

CAPITULO 13

MATERIALES COMPUESTOS AVANZADOS

13.1 El diseño de estructuras de concreto reforzadas con barras de polímeros reforzados con fibras se hará según:

1. *Guía para el diseño y construcción de concreto reforzado con barras de polímeros reforzados con fibras* (Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars), ACI 440.1R-06, ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
2. *Requerimientos de normas de edificación para concreto estructural y comentario* (Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary), ACI 318-08, Instituto Americano del Concreto

13.2 El diseño de estructuras de concreto reforzadas con tendones de polímeros reforzados con fibras se hará según:

1. *Estructuras de concreto reforzadas con tendones de polímeros reforzados con fibras* (Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons), ACI 440.4R-04, ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
2. *Requerimientos de normas de edificación para concreto estructural y comentario* (Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary), ACI 318-08, Instituto Americano del Concreto

13.3 El diseño de sistemas externamente adheridos para reforzar estructuras de concreto se llevará acabo según:

1. *Guía para diseño y construcción de sistemas externamente adheridos de polímeros reforzados con fibras*, (Guide for Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures), ACI 440.2R-08, ACI Committee 440.
2. *Requerimientos de normas de edificación para concreto estructural y comentario* (Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary), ACI 318-08, Instituto Americano del Concreto, 2008.

13.4 El diseño de estructuras con perfiles pultruidos de polímeros reforzados con fibras se llevará acabo utilizando un método de diseño basado en:

1. Las ecuaciones analíticas del *Manual de diseño de plástico estructural* (Structural Plastics Design Manual), ASCE 1984, y el *Manual de diseño Eurocomp* (Eurocomp Design Code and Handbook), 1996
2. Propiedades características de diseño de materiales pultruidos tomadas de la Norma Europea EM 13706, (European Standard EN 13706), CEN, 2002a o de guías de diseño de fabricantes de Estados Unidos

- 3. Factores de resistencia iguales al inverso de los factores parciales de materiales dados por el *Manual de diseño Eurocomp* (Eurocomp Design Code and Handbook), 1996
- 4. Cargas nominales, factores de carga y combinaciones de factores de carga dados en *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) ASCE/SEI 7-05.

13.5 Viviendas unifamiliares de materiales compuestos. La vivienda unifamiliar que se soporta directamente sobre el suelo se podrá diseñar como un sistema alternativo según la Sección 7.5.9.

CAPITULO 14 INFRAESTRUCTURA

14.1 Obras de Infraestructura. Se denominan obras de infraestructura a toda construcción que no sea edificaciones o viviendas y que sirven a un propósito de utilidad pública o servicios particulares conexos, tales como carreteras, puentes, pasos elevados vehiculares o peatonales, muelles, rampas de acceso, alcantarillas, muros de retén, tuberías, tanques de almacenamientos elevados o soterrados, líneas de transmisión y todas estructuras que puedan ser sometidas a cargas laterales.

14.2 Obras de viabilidad. Se denominan obras de viabilidad las obras relacionadas con el transporte, carreteras, vías de acceso u obras conexas.

14.3 Normas de diseño para obras de infraestructura. Los diseños de obras de infraestructura se regirán por las últimas especificaciones vigentes de la Asociación Americana de Oficiales de Transporte y Carreteras (AASHTO / www.transportation.org), excepto que la velocidad de viento y la aceleración sísmica serán los que se definen en los Capítulos 4 y 5 del REP-2014.

14.4 Normas de diseño para obras de viabilidad. Los diseños de las obras de viabilidad se regirán por las últimas especificaciones vigentes de la Asociación Americana de Oficiales de Transporte y Carreteras

(AASHTO / www.transportation.org), excepto que la velocidad de viento y la aceleración sísmica serán los que se definen en los Capítulos 4 y 5 del REP-2014.

14.5 Los diseños de puentes, alcantarillas y estructuras similares se regirán por la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014, excepto que la velocidad de viento y la aceleración sísmica serán los que se definen en los Capítulos 4 y 5 del REP-2014.

14.6 Aprobación. Los diseños deberán ser aprobados por las autoridades correspondientes.

14.7 Las memorias de cálculo deberán incluir los análisis y consideraciones sísmicas de manera muy clara y serán refrendadas por un Ingeniero Idóneo bajo las leyes de la República de Panamá.

CAPITULO 15
REMODELACIONES DE ESTRUCTURAS Y OTRAS
FACILIDADES

15.1 Definición. Definimos remodelación como la modificación de la construcción existente para cambiar el uso de la facilidad, para cambiar o alterar los espacios, para adicionar, modificar o eliminar estructuras y para modificar el concepto total de la estructura tanto horizontalmente o verticalmente.

15.2 Análisis. Cada vez que se proponga una remodelación, deberán presentarse los análisis correspondientes que indiquen que la estructura admite la modificación y que la estructura en su totalidad cumple con los requisitos establecidos en el REP-2014 tanto para resistir cargas verticales como las horizontales. El diseño para resistir fuerzas sísmicas cumplirá con el Apéndice 11B, *Requisitos para el edificio existente*, de *Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras Estructuras* (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures), ASCE/SEI 7-05.

ANEXO A6: GEOTECNIA

A6.1 General

A6.1.1 Alcance del Capítulo: Este capítulo rige el diseño de los elementos geotécnicos que pueden estar vinculados a una edificación. Estos son: cimientos superficiales, cimientos profundos, estructuras de retén y excavaciones.

A6.1.2 Definición de Ingeniería Geotécnica: La Ingeniería Geotécnica es una componente especializada de la Ingeniería Civil. Comprende la *Mecánica de Suelos*, la *Mecánica de Rocas* y la *Ingeniería Geológica*. Como tal, reúne bajo un solo término los principios de estas disciplinas, dedicadas al comportamiento de los materiales que forman la corteza terrestre.

A6.2 Exploración de sitios

A6.2.1 Objetivo: El objetivo de un programa de exploración geotécnica, es definir las condiciones geológicas del sitio bajo consideración. Esto involucra determinar la distribución de materiales geológicos presentes, las propiedades físicas de estos materiales y la presencia y distribución de detalles geológicos en dichos materiales.

A6.2.2 Método y Alcance: El método de exploración utilizado y su alcance, debe ajustarse a las necesidades del proyecto. Se deben elegir métodos que permitan describir confiablemente los suelos y rocas encontrados en el sitio y las condiciones del agua subterránea. Por lo tanto, el uso de perforaciones manuales no será permitido. La exploración debe anticipar las modalidades de falla posibles, de manera que su alcance y los métodos utilizados, se planifiquen específicamente para que identifiquen aquellas características del sitio que puedan estar involucradas en los mecanismos de falla postulados.

A6.2.3 Alcance Mínimo de la Investigación: En el caso de que se utilicen solo perforaciones para la exploración de un sitio, el siguiente cálculo determina el número mínimo de perforaciones a realizarse. Este mínimo es de carácter mandatorio.

$$N = G (A E + 2)$$

Donde:

- N: número mínimo de perforaciones a realizarse
- G: factor de complejidad geológica (ver Cuadro A6.2.3.1)
- A: área de la estructura en miles de metros cuadrados
- E: factor que depende del tipo de estructura (ver Cuadro A6.2.3.2)

Cuadro A6.2.3.1 Factor de Complejidad Geológica

Condiciones Geológicas	G
Uniformes	0.7
Algo variables	1.0
Muy variables	1.3
NOTA: El factor G tiene que corresponder a las condiciones geológicas encontradas al finalizar el estudio, por lo que puede ser necesario reevaluar este parámetro durante la ejecución de la investigación del sitio.	

Cuadro A6.2.3.2 Factor de Característica de la Estructura

Estructura	E
De 1 ó 2 plantas, galeras	0.5
De 3 a 9 plantas	1.5
De 10 a 19 plantas	2.5
De 20 plantas o más	4.0

A6.2.4 Alcance Final: La exploración de sitio solo debe concluir cuando la distribución y características de los materiales presentes en sitio se conocen con suficiente precisión para permitir el diseño confiable de los elementos geotécnicos y estructurales del proyecto.

A6.2.5 Profundidad de la Investigación: La profundidad de las perforaciones se extenderá hasta penetrar un mínimo de 1.50 m en roca sana competente, excepto en los siguientes casos:

1. Cuando se pueda utilizar zapatas para columnas, paredes, o muros, las perforaciones podrán discontinuarse a una profundidad igual a dos veces el ancho menor de la zapata, a partir del fondo de la misma. Sin embargo, al menos una perforación deberá extenderse hasta una profundidad igual a cinco veces el ancho menor de la zapata, o hasta la roca (cualquiera que sea menor).
2. Cuando se requiera usar pilotes de fricción, por encontrarse la roca competente a gran profundidad, se podrán discontinuar las perforaciones a una profundidad de 120% del largo estimado de los pilotes.

A6.2.6 Propiedades de los Materiales Geológicos: El diseño de los elementos geotécnicos de una edificación, requiere la cuantificación de las propiedades físicas de los materiales geológicos en el sitio.

A6.2.6.1 Descripción de Suelos: La Figura A6.2.6.1 presenta el sistema de Clasificación Unificada de los suelos propuesta por Casagrande (12, 23, 26), que es la herramienta fundamental para clasificar suelos. Sin embargo, el sistema fue desarrollado principalmente para suelos de origen sedimentario, en áreas de clima templado. Los suelos de origen residual, que son comunes en áreas de clima tropical, no siempre se prestan a una descripción apropiada con este sistema. En estos casos, a falta de un estándar apropiado, se deberá describir suelos residuales de una manera útil y significativa (4, 28, 52).

A6.2.6.2 Descripción de Rocas: La descripción de rocas y rocas meteorizadas debe consistir de la litología (tipo de roca), grado de meteorización, estructura geológica principal (estratos, fallas, etc.) y estructura geológica secundaria (fracturas, grietas, espejos de falla o "*slickensides*" y otras discontinuidades menores). Las referencias 24 y 66 presentan descripciones detalladas de estos parámetros. La referencia 1 presenta formas prácticas para describir macizos de roca. Los análisis microscópicos de secciones delgadas pueden ser de gran ayuda a estas descripciones. Los Cuadros

A6.2.6.2.1, A6.2.6.2.2 y A6.2.6.2.3 resumen las descripciones básicas de la roca y el manto rocoso.

A6.2.6.3 Propiedades Índice de los Suelos: Se conocen como propiedades índice de los suelos la densidad, porosidad, relación de vacíos, gravedad específica, contenido de humedad, límites de Atterberg y algunos otros parámetros descriptivos generales, similares a éstos. Las referencias 22, 23, 24, 26, 39, 47, 51 y 54 presentan las definiciones de estas propiedades y describen procedimientos para su determinación.

A6.2.6.4 Propiedades Ingenieriles de Suelos y Rocas: Se conocen como propiedades ingenieriles de los suelos y rocas, la resistencia, la compresibilidad y la permeabilidad. Estos parámetros pueden determinarse con pruebas de laboratorio, pruebas de campo realizadas en-sitio, o mediante estimaciones y cálculos basados en experiencias previas. Las referencias 22, 23, 24, 26, 38, 46, 47 y 53 presentan las definiciones de estas propiedades y describen procedimientos para su determinación.

A6.2.6.5 Pruebas de Laboratorio y Campo Típico: El Cuadro A6.2.6.5.1 presenta una lista de pruebas de laboratorio y campo típicas en la Ingeniería Geotécnica, con su respectiva normativa ASTM.

A6.2.6.6 Valores Típicos de Propiedades de Suelos y Rocas: La Cuadro A6.2.6.6.1 presenta valores típicos de varias propiedades para diversos tipos de suelos y rocas. Estos valores pueden servir de guía preliminar hasta que se realice un programa de pruebas de campo y/o laboratorio que proporcione los parámetros requeridos.

Cuadro A6.2.6.2.1 Dureza y Resistencia de las Rocas				
Dureza	Resistencia	Rango de Resistencia No-Confinada q_u (MPa)	Descripción de la Roca	Tipo de Roca
RH-0 Muy suave	Extremadamente débil	<1	Fácilmente mellada y pulverizada con la uña; cortada y tallada con cuchillo; se fractura con presión manual ligera. Se desintegra con un solo golpe del martillo.	Rocas piroclásticas y sedimentarias con fuerte alteración hidrotermal. Arcillas esquistosas, tiza, sal de roca, piedra jabón. Salbanda (gouge).
RH-1 Suave	Muy débil	1 - 5	Se mella y pulveriza fácilmente con un cuchillo o con presión ligera del pico del martillo. Se puede rallar con la uña. Se fractura con presión manual ligera a moderada.	Rocas sedimentarias y volcánicas extrusivas formadas de partículas finas con fuerte alteración a minerales arcillosos: tobas alteradas, areniscas y lutitas.
RH-2 Moderadamente suave	Débil	5 - 25	Se puede mellar hasta 2 mm de profundidad con el cuchillo o con presión moderada a alta del pico del martillo. Se fractura con un golpe ligero del martillo o con presión manual alta.	Rocas piroclásticas con matriz alterada a minerales arcillosos, tales como los aglomerados tobáceos. Rocas sedimentarias clásticas con cementación pobre o inexistente: conglomerados.
RH-3 Moderadamente dura	Moderadamente fuerte	25 - 50	Se puede rallar con cuchillo o presión ligera a moderada de la punta del pico del martillo. Se fractura con un golpe moderado del martillo.	Rocas piroclásticas, con matriz poco alterada o sin alteración. Rocas sedimentarias con cementación calcárea.
RH-4 Dura	Fuerte	50 - 100	Puede ser rallado con el cuchillo y con dificultad con el pico del martillo, usando fuerte presión. Se fractura con un golpe fuerte del martillo.	Rocas piroclásticas, bien soldadas, ignimbritas y calizas; rocas sedimentarias fuertemente cementadas, areniscas calcáreas.
RH-5 Muy dura	Muy fuerte	100 - 250	No se puede rallar con el cuchillo ni con el pico del martillo. Se fractura con repetidos golpes fuertes del martillo.	Rocas ígneas intrusivas como granito, gabro, ígneas extrusivas como basaltos y andesitas, metamórficas como el mármol.

RH-6 Extremadamente dura	Extremadamente fuerte	>250	No se puede rallar con el cuchillo ni con el pico del martillo, se astilla con fuertes golpes del martillo de geólogo.	Rocas metamórficas como la cuarcita, dolerita y también algunos basaltos.
Adaptado de las referencias 2,9,11 y 59				

Cuadro A6.2.6.2.2 Grado de Meteorización					
Grado de Meteorización	No.	Características causadas por la meteorización química	Características causadas por la meteorización mecánica	Textura y Soluciones	Características Generales
Roca Sana	F	Sin decoloración ni oxidación.	Intacta, sin separaciones	No hay cambios. No hay soluciones.	Resuena cuando se golpea con el martillo de geólogo. Excavación en roca si la roca es dura.
Ligeramente meteorizada a Sana					
Ligeramente meteorizada	WS	Decoloraciones y oxidación en la superficie o hasta corta distancia de ésta. En las fracturas la decoloración puede ser completa y la mayoría está oxidada. Algunos cristales de feldespato pierden el brillo.	Sin separaciones visibles, intacta.	Preservada. Se observa lixiviación menor de algunos minerales.	Resuena cuando se golpea con el martillo de geólogo. La masa rocosa no se ha debilitado. Excavación en roca si la roca es dura.
Ligeramente a Moderadamente meteorizada					
Moderadamente meteorizada	WM	La decoloración y oxidación se extienden a la masa rocosa. La superficie de todas las fracturas están decoloradas y oxidadas. Los minerales ferro magnesiano se oxidan y los cristales de feldespato se opacan.	Se observa la separación parcial de los límites entre los minerales.	Por lo general, la textura aún se preserva. La mayoría de los minerales solubles se han lixiviado.	El martillo no resuena al golpear la roca. La masa está un poco debilitada. Dependiendo del grado de fracturamiento, usualmente se considera excavación en roca, excepto en rocas naturalmente débiles como lutitas y esquistos.
Moderada a muy meteorizada					

Muy meteorizada	WH	Roca decolorada y oxidada. Los minerales ferro-magnesianos y los cristales de feldespatos se han alterado y transformado en arcilla parcialmente, se produce la disgregación in-situ. Todas las fracturas están oxidadas y decoloradas, las superficies son friables.	Separación parcial, la roca	La textura está alterada por la desintegración química: hidratación y arcillicificación. Los minerales solubles están completamente lixiviados.	Sonido apagado cuando se golpea con el martillo, se fractura con presión manual moderada a fuerte, o con un golpe ligero del martillo sin referencia a los planos de debilidad de la masa, tales como venas, o fracturas muy finas. Usualmente excavación común.
Completamente meteorizada					
Suelo residual	RS			Suelo, se preserva parcial o totalmente la textura de la roca.	Se desmenuza con las manos, los minerales resistentes como el cuarzo, pueden estar presentes en formas de vetillas o diques. Siempre excavación común.
Adaptado de la referencia 59					

Cuadro A6.2.6.2.3 Descripción de Discontinuidades					
1- Espaciamiento de las Discontinuidades					
Descripción			Espaciado		Designación de la Masa Rocosa
Muy espaciadas			>2.00m		Sólida
Espaciadas			0.60m 2.00m		Masiva
Moderadamente espaciadas			0.20m 0.60m		Bloques
Cercanas			0.06m a 0.20m		Fracturada
Muy cercanas			<0.06m		Triturada
2- Condición de las Discontinuidades					
Aspereza			Apertura		Espesor de Relleno
Rugosa	Ondulada	Plana	Muy cerradas	Sin separación	Limpias, sin relleno
a. Escalonada	a. Rugosa	a. Rugosa	Cerradas	<1 mm	Película muy delgada
b. Lisa	b. Lisa	b. Lisa	Moderadamente abierta	1 a 3 mm	Película moderadamente fina
c. Especular	c. Especular	c. Especular	Abierta	3 a 10 mm	Película delgada
			Muy abierta	10 a 30 mm	Espesor moderado
				> 30 mm	Espeso
3- RQD, Designación de la Calidad de la Roca					
Descripción cualitativa			RQD %		
Excelente			90 – 100		
Buena			75 – 90		
Regular			50 – 75		
Pobre			25 – 50		
Muy Pobre			< 25		
$RQD = \frac{\sum \text{longitud de núcleo} > 100 \text{ mm}}{\text{longitud del intervalo de perforación}}$					

4- Persistencia de la Discontinuidad		5- Orientación
Discontinua	< 1 m	En afloramientos: mida dirección y buzamiento con brújula Silva
Apenas continua	1 a 3 m	En núcleos no orientados: (mídase a partir del eje vertical)
Moderadamente continua	3 a 10 m	Las juntas buzán en diferentes ángulos
Muy continua	10 a 30 m	La mayoría de las juntas son paralelas a la estratificación
Altamente continua	> 30 m	Algunas juntas son verticales
6- Materiales de Relleno más comunes		Algunas juntas son horizontales
Óxidos	Cuarzo	Las juntas son verticales y horizontales
Manganeso	Zeolita	En núcleos orientados: dirección y buzamiento de las fracturas
Clorita	Pirita	
Calcita	Arcilla, limo y otros	
7- Presencia de agua en las Discontinuidades		
FD	Fractura seca, sellada, o el relleno es denso o su composición impide el flujo del agua. La circulación de flujo parece poco posible.	
FDP	La fractura está seca y no presenta evidencia de circulación de flujos, pero parece posible.	
DW	La fractura está seca pero muestra evidencia de circulación de flujos, tales como manchas, lixiviación y vegetación.	
FW	El relleno está húmedo, pero no se observa la presencia del fluido.	
FP	La fractura muestra precolación. Está húmeda con gotas de agua ocasionales.	
FF	La fractura emite flujo continuo a baja presión. El material de relleno presenta signos de lixiviación o socavación.	
FFC	La fractura emite un flujo continuo a presiones moderadas a altas. El material de relleno puede haberse lavado.	
Adaptado de las referencias 2,9,11,45,58 y 59		

Cuadro A6.2.6.5.1 Ensayos Típicos del Laboratorio y Campo Utilizados en la Ingeniería Geotécnica		
Tipo de Condición	Propiedad del Suelo	Normativa
Ensayos Índice	Contenido de Humedad Humedad, material orgánico y turba Peso Específico	ASTM D 2216 ASTM D 2974 Tubo Sacamuestras o Muestras a Bloque ASTM D 854, C 127 ASTM D 422
	Gravedad Específica Tamaño de Partículas (Tamizado e Hidrométrico) Límites de Atterberg Equivalente de Arena (SE) Densidad máxima y mínima en suelos no-cohesivo Difracción por Rayos X pH de suelos	ASTM D 4318 ASTM D 2419 ASTM D 2049 ASTM STP 479 ASTM D 4972
Permeabilidad	Cabeza Constante Cabeza Variable	ASTM D 2434 ASTM D 5084
Asentamiento	Consolidación Colapso Contenido Orgánico Compactación (Proctor Estándar) Compactación (Proctor Modificado)	ASTM D 2435 ASTM D 5333 ASTM D 2974 ASTM D 698 ASTM D 1557
Suelo Expansivo	Hinchamiento Índice de Expansión	ASTM D 4546 ASTM D 4829
Resistencia al Corte	Resistencia a Compresión No Confinada	ASTM D 2166, D 2938 ASTM D 2850

	Ensayo Triaxial No Consolidado - No Drenado (UU) Ensayo Triaxial Consolidado - No Drenado (CU) Corte Directo Corte Anular Veleta en Miniatura	ASTM D 4767 ASTM D 3080 ASTM D 6467 ASTM D 4648
Erosión	Arcilla Dispersiva	ASTM D 4647
Pavimentos y Deterioro	Relación de Soporte de California (CBR) Pavimentos: Valor de "R" Sulfato	ASTM D 1883 ASTM D 2844 Análisis Químico
Ensayos de Campo	Penetración Estándar (SPT) Penetración de Cono (CPT) Veleta de Campo (FVT) Prueba de Placa Prueba de Carga en Pilotes	ASTM D 1586 ASTM D 3441 ASTM D 2573 ASTM D 1194 ASTM D 1143

Cuadro A6.2.6.6.1 Valores Típicos de Propiedades de Suelos y Rocas

I. Propiedades Comunes de Suelos Arcillosos (Referencia 12)

Consistencia	N (SPT)	Prueba Manual	$\gamma_{saturada}$ (g/cm ³)	Uc (kPa)
Dura	> 30	Difícil de mellar	> 2.0	> 400
Muy firme	15-30	Mellada con las uñas	2.08 - 2.24	200 – 400
Firme	8-15	Mellada por el pulgar	1.92 - 2.08	100 – 200
Medianamente firme	4-8	Moldeada con presión fuerte	1.76 - 1.92	50 – 100
Suave	2-4	Moldeada con presión leve	1.60 - 1.76	25 – 50
Muy suave	< 2	Se estruje entre los dedos	1.44 - 1.60	0 – 25

Donde: N(SPT) = resultado de la prueba de penetración estándar (golpes por pie)
 γ Saturada = peso unitario saturado
Uc = resistencia a compresión no-confinada

II. Propiedades Comunes de Suelos Granulares, No-Cohesivos (Referencia 12)

Material	Compacidad	Densidad Relativa	N (SPT)	γ_{seca} (g/cm ³)	Relación de vacíos	Ángulo de fricción interna
GW: gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena	Densa	75%	90	2.21	0.22	40°
	Media	50%	55	2.08	0.28	36°
	Suelta	25%	< 28	1.97	0.36	32°
GP: gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena	Densa	75%	70	2.04	0.33	38°
	Media	50%	50	1.92	0.39	35°
	Suelta	25%	< 20	1.83	0.47	32°
SW: arenas bien graduadas, arenas gravosas	Densa	75%	65	1.89	0.43	37°
	Media	50%	35	1.79	0.49	34°
	Suelta	25%	< 15	1.70	0.57	30°
SP: arenas mal graduadas, arenas gravosas	Densa	75%	50	1.76	0.52	36°
	Media	50%	30	1.67	0.60	33°
	Suelta	25%	< 10	1.59	0.65	29°
SM: arenas limosas	Densa	75%	45	1.65	0.62	35°
	Media	50%	25	1.55	0.74	32°
	Suelta	25%	< 8	1.49	0.80	29°
ML: limos inorgánico	Densa	75%	35	1.49	0.80	33°
	Media	50%	20	1.41	0.90	31°
	Suelta	25%	< 4	1.35	1.00	

s, arenas muy finas						27°
------------------------	--	--	--	--	--	-----

donde: γ_{seca} : peso unitario seco

Cuadro A6.2.6.6.1 Valores Típicos de Propiedades de Suelos y Rocas (cont.)

III. Coeficientes de Permeabilidad Típicos de Suelos (Referencia 12)

Material	Coeficiente de Permeabilidad (cm/seg)
Grava fina a gruesa, limpia	10
Grava fina mal graduada	5
Arena muy gruesa, limpia	3
Arena gruesa, uniforme	0.4
Arena mediana, uniforme	0.1
Arena fina, uniforme	40×10^{-4}
Arena limosa y grava, bien graduada	4×10^{-4}
Arena limosa	1×10^{-4}
Limo uniforme	0.5×10^{-4}
Arcilla arenosa	0.05×10^{-4}
Arcilla limosa	0.01×10^{-4}
Arcilla (30 a 50% de las partículas tamaño arcilla)	0.001×10^{-4}
Arcilla (> 50% de las partículas tamaño arcilla)	1×10^{-9}

IV. Propiedades Elásticas Típicas de Suelos (Referencia 12)

Material	Módulo de Young - E (MPa)	Razón de Poisson (ν)
Arcilla suave	2 – 4	
Arcilla firme a dura	4 – 8	0.40 - 0.50
Arcilla muy dura	8 – 20	
Limo	2 – 20	0.30 - 0.35
Arena fina suelta	8 – 12	
Arena fina medio densa	12 – 20	0.25
Arena fina densa	20 – 30	
Arena suelta	10 – 30	0.20 - 0.35
Arena medio densa	30 – 50	
Arena densa	50 – 80	0.30 - 0.40
Grava suelta	30 – 80	
Grava medio densa	80 – 100	
Grava densa	100 – 200	

Cuadro A6.2.6.6.1 Valores Típicos de Propiedades de Suelos y Rocas (cont.)

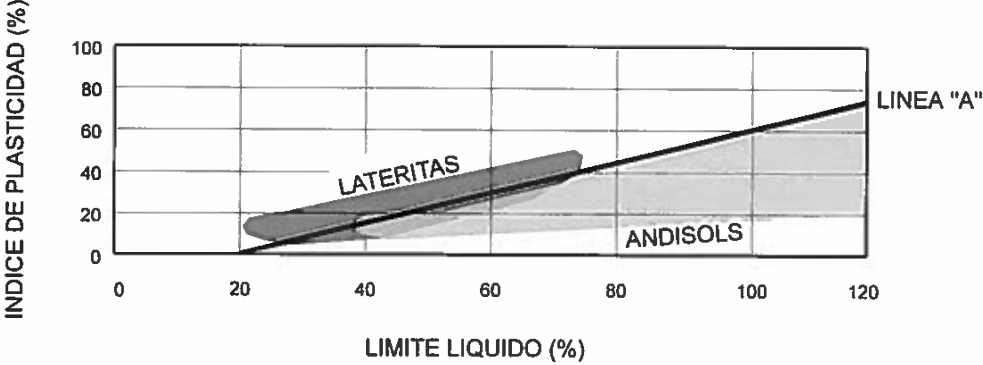
V. Propiedades Típicas de Suelos Residuales

A. Propiedades Índice de Suelos Lateríticos (Referencia 4)

Propiedad	Poco Remoldeado	Muy Remoldeado	Sin Sesquióxidos
Límite Líquido	57.8	69.0	51.3
Límite Plástico	39.5	40.1	32.1
Índice de Plasticidad	18.3	28.0	19.2
Gravedad Específica	2.8	2.8	2.67
Densidad Máxima Proctor	13.3	13.0	13.8

Humedad Optima Proctor	35	34.5	29.5
---------------------------	----	------	------

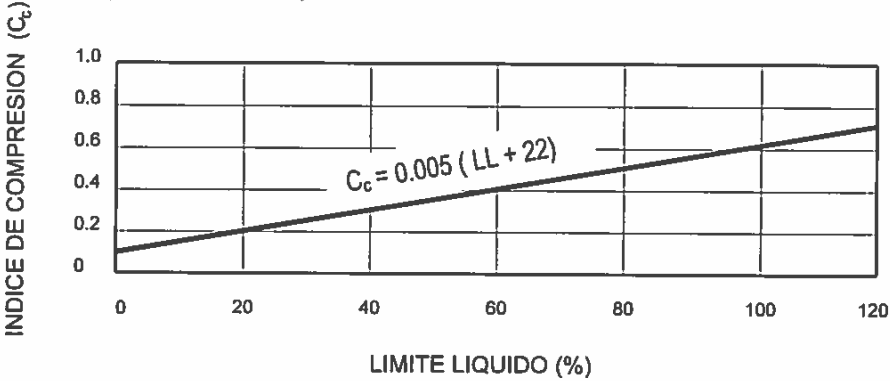
B. Ubicación de suelos lateríticos en el Cuadro de Plasticidad
(Referencia 4)



C. Propiedades de Resistencia de Suelos Lateríticos y Andisols
(Referencia 4)

Referencia	Tipo de suelo	Peso unitario promedio (kN/m3)	Ángulo de fricción interna (rango)	Ángulo de fricción interna (promedio)	Cohesión en kN/m2 (rango)	Cohesión en kN/m2 (promedio)
Vargas (1977)	Laterita		22° - 33°	28°	0 - 59	24
Tuncer et al. (1977)	Andisol	13.0	27° - 57°	42°	48 - 345	163
Foss (1973)	Andisol	11.5	36° - 38°	37°	22 - 28	25

D. Índice de Compresión en función del Límite Líquido para Suelos Residuales (Referencia 4)



Cuadro A6.2.6.6.1 Valores Típicos de Propiedades de Suelos y Rocas (cont.)

VI. Propiedades Típicas de Rocas (Referencia 12)

Tipo	Textura	Estructura	γ_d (g/cm³)	Uc (KPa)	E (MPa)
ÍGNEAS					
Granito	Gruesa a mediana	Masiva, con juntas muy espaciadas	2.69	70,000 – 175,000	28,000 – 49,000
Diorita	Gruesa a mediana	Masiva, con juntas muy espaciadas	2.82	70,000 – 175,000	35,000 – 56,000
Gabbro	Gruesa a mediana	Masiva, con juntas muy espaciadas	2.88	105,000 - 210,000	49,000 – 84,000
Riolita	Fina	Masiva, con muchas juntas	2.59	70,000 – 175,000	35,000 – 56,000
Andesita	Fina	Masiva, con muchas juntas	2.66	70,000 – 175,000	42,000 – 63,000
Basalto	Fina	Masiva, con muchas juntas	2.85	105,000 - 210,000	49,000 – 90,000
Obsidiana	Vidriosa	Masiva	2.20	14,000 – 56,000	7,000 – 28,000
Toba	Gruesa	Cenizas cementadas	1.60	1,400 – 7,000	1,000 – 7,000
METAMÓRFICAS					
Gneiss	Gruesa a mediana	Bandeada a foliada	2.70	70,000 – 140,000	28,000 – 56,000
Esquisto	Fina	Foliada	2.67	35,000 – 105,000	14,000 – 35,000
Pizarra	Fina	Formada de placas	2.69	70,000 – 140,000	35,000 – 56,000
Cuarzita	Fina	Masiva, fina, con pocas juntas	2.66	105,000- 245,000	42,000 – 56,000
Mármol	Fina a muy fina	Masiva, fina, con pocas juntas	2.69	84,000 – 210,000	49,000 – 70,000
Serpentina	Varias	Masiva, a menudo suave	2.53	7,000 – 70,000	7,000 – 35,000
SEDIMENTARIAS					
Conglomerado	Gruesa, redondeada	Estratificada, cementada	2.48	35,000 – 105,000	7,000 – 35,000
Brecha	Gruesa, angular	Estratificada, cementada	2.53	35,000 – 105,000	7,000 – 35,000
Arenisca	Mediana	Estratificada, cementada	2.35	28,000 – 84,000	7,000 – 21,000

Limolita	Fina	Estratificada, cementada	1.80 - 2.40	700 – 35,000	3,000 – 14,000
Lutita	Muy fina	Laminada, puede ser inestable	1.60 - 2.20	700 – 35,000	3,000 – 14,000
Calizas	Fina	Masivas, estratificada, soluble	2.64	35,000 – 105,000	14,000 – 42,000
Dolomita	Fina	Masiva, algo de recristalización	2.67	49,000 – 140,000	28,000 – 56,000

A6.2.6.7 Correlación con Pruebas de Campo: La prueba de penetración estándar (SPT), que es de uso generalizado en nuestro medio, a menudo proporciona guías para cuantificar parámetros de resistencia y de rigidez de los suelos investigados. La Figura A6.2.6.7 (a) muestra: correlaciones entre los valores SPT y el ángulo de fricción interna para suelos granulares; y una correlación aproximada entre los valores de SPT y el Módulo de Elasticidad para suelos granulares. La Figura A6.2.6.7 (b) muestra: correlaciones entre los valores SPT y para suelos cohesivos descritos por su Índice de Plasticidad y grado de sobre consolidación. Estas correlaciones se presentan como una guía general basada en ejemplos dados en la literatura técnica. Se deberá decidir, en cada caso particular, si estas correlaciones son apropiadas, si requiere una correlación diferente, o si requiere un programa de pruebas que proporcione mediciones directas de los parámetros de interés.

A6.2.7 Contenido de un Informe de Exploración de Sitios. El informe de investigación geotécnica de un sitio, también llamado frecuentemente el estudio del suelo, debe incluir como mínimo la siguiente información:

1. Una descripción del entorno geológico del sitio.
2. Una descripción detallada de los materiales encontrados en el proceso de exploración, incluyendo la medición, extrapolación, o estimación de las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos y rocas, relevantes al diseño de los elementos geotécnicos del proyecto.
3. Recomendaciones para el diseño de los elementos geotécnicos, que constituyen el propósito del estudio. Estas pueden ser:
 - Capacidad de Soporte Admisible en el caso de cimientos (aquella que no ocasione una falla por capacidad de soporte o asentamientos inadmisibles).
 - Magnitud y Distribución de presiones laterales en el caso de estructuras de retén.
 - Permeabilidad de los estratos de interés en el caso de un sistema de drenajes subterráneos.
4. La clasificación del sitio en base a los Tipos de Perfiles de Sitio (A hasta F) descritos en la Sección 4.1.4.2.

A6.3 Diseño de Cimientos Superficiales

A6.3.1 Definición: Los cimientos superficiales son aquellos que transmiten las cargas de la estructura a los estratos del suelo más cercanos a la superficie. Incluyen zapatas, zapatas combinadas y cimientos tipo losa.

A6.3.2 Requisito: Los cimientos superficiales deben ser diseñados para que las cargas transmitidas al suelo no causen fallas de capacidad de soporte, ni asentamientos excesivos que ocasionen daños a la estructura soportada.

A6.3.3 Capacidad de Soporte: La capacidad de soporte se calculará con la ecuación presentada en la Figura A6.3.3.

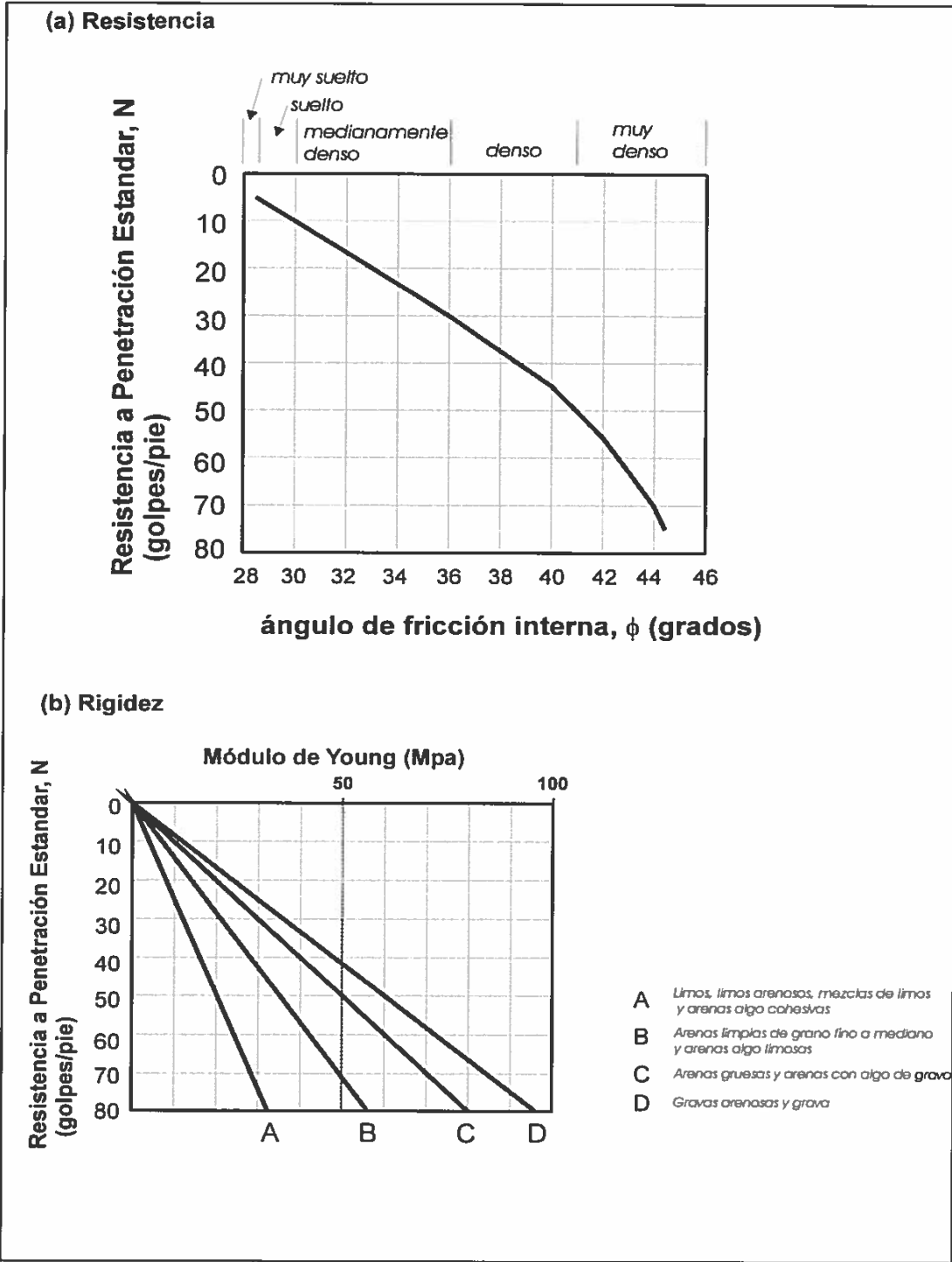


Figura 6.2.6.7a Correlación de Propiedades Mecánicas de Suelos Granulares con N (SPT) (44, 47, 51)

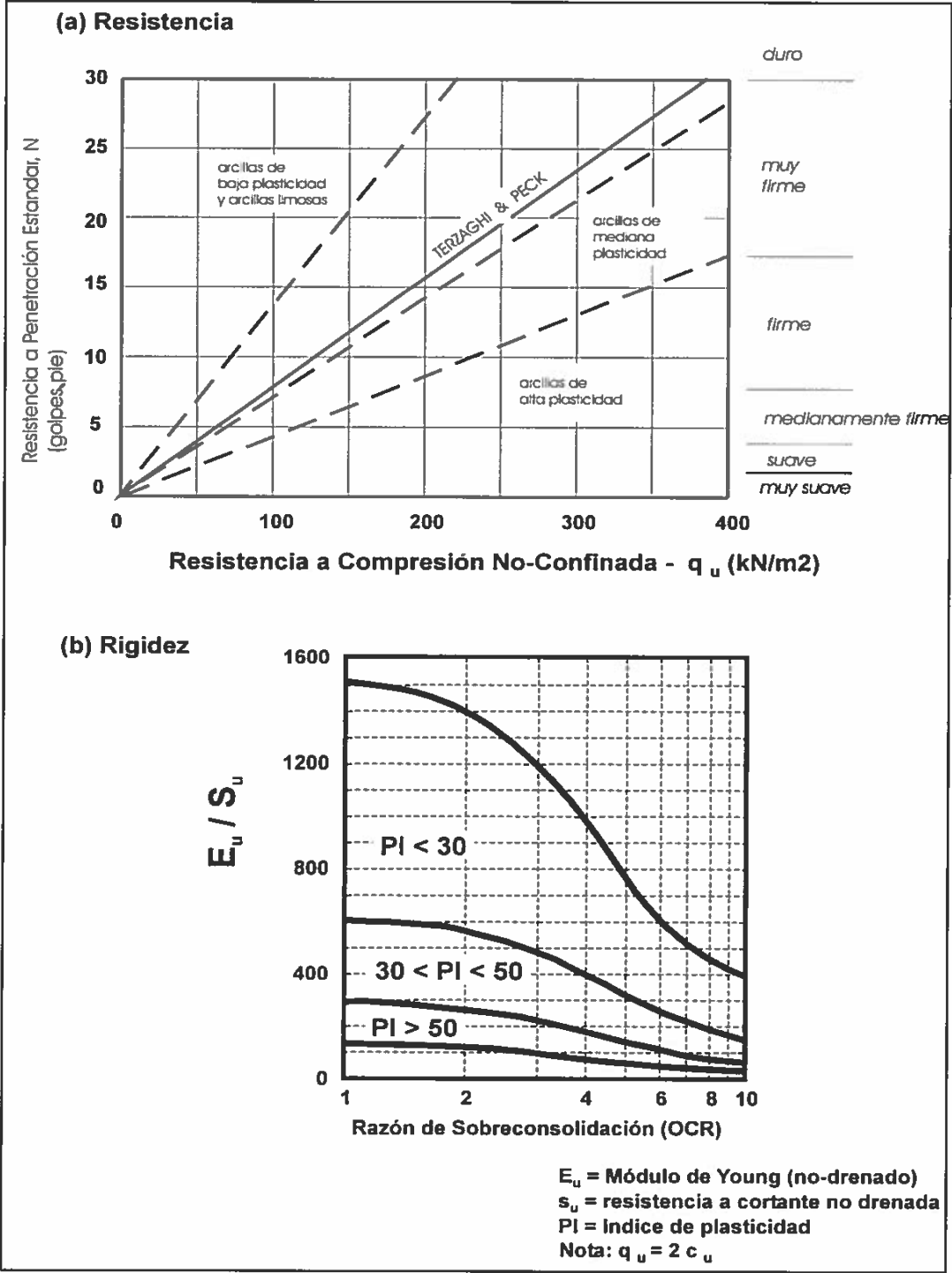


Figura 6.2.6.7b Correlación de Propiedades Mecánicas de Suelos Cohesivos con N (SPT) (44, 47, 51)

A6.3.4 Efecto de la cercanía a un talud: Cuando un cimiento superficial se coloca cerca del borde de un talud, la capacidad de soporte admisible debe disminuirse debido a que la modalidad de falla vinculada a la estabilidad del talud es mas crítica que la modalidad de falla por capacidad de soporte en terreno plano. La Figura A6.3.4 presenta los resultados de un modelo que ofrece una guía para analizar este problema.

A6.3.5 Factores de Seguridad: Los valores de capacidad de soporte última dados en la Figura A6.3.3 deberán ser divididos por un factor de seguridad entre 2 y 3 para obtener la capacidad de soporte admisible de diseño. La definición genérica del factor de seguridad es la razón de resistencia permisible a cargas aplicadas. Para mantener una relación inversa con la carga aplicada, la definición de factor de seguridad que se adopte en cada caso no debe sumar ni restar términos en el denominador de la razón descrita.

A6.3.6 Asentamientos: Además de hacer el cálculo para estimar la capacidad de soporte, es necesario hacer un análisis de asentamientos si existen estratos compresibles en el sitio. Los procedimientos para el cálculo de asentamientos son diferentes para suelos cohesivos y suelos granulares. El análisis de asentamientos en suelos cohesivos se hará mediante el método propuesto por Terzaghi. En suelos granulares se utilizará el método propuesto por Schmmermann.

A6.3.6.1 Cálculo de Asentamientos en suelos cohesivos: Para suelos cohesivos los asentamientos se pueden calcular con el procedimiento mostrado en la Figura A6.3.6.1.1 (23, 26, 27, 39, 47, 51). Es necesario estimar a varias profundidades, los esfuerzos inducidos por las cargas superficiales. La Figura A6.3.6.1.2 presenta un modelo aplicable para este propósito. Las referencias 11, 20, 23, 27, 39, 40, 51 y 54 detallan múltiples modelos de estimar estos esfuerzos bajo diferentes condiciones.

A6.3.6.2 Cálculo de Asentamientos en suelos granulares: Para suelos granulares los asentamientos se pueden calcular con el procedimiento mostrado en la Figura A6.3.6.2 (23 y 44). En perfiles de suelos homogéneos y despreciando los factores C₁ y C₂, el asentamiento se reduce a:

$$\rho = 0.6 q B / E$$

Es de interés notar que el método de Schmmermann también ha sido utilizado con éxito en suelos residuales (28).

A6.3.6.3 Cálculo de Asentamientos en perfiles complejos: En perfiles geológicos complejos es necesario hacer asunciones conservadoras, hacer interpolaciones entre casos más sencillos de analizar y tratar de circunscribir la solución con respuestas a los modelos más simples presentados en los artículos A6.3.6.1 y A6.3.6.2.

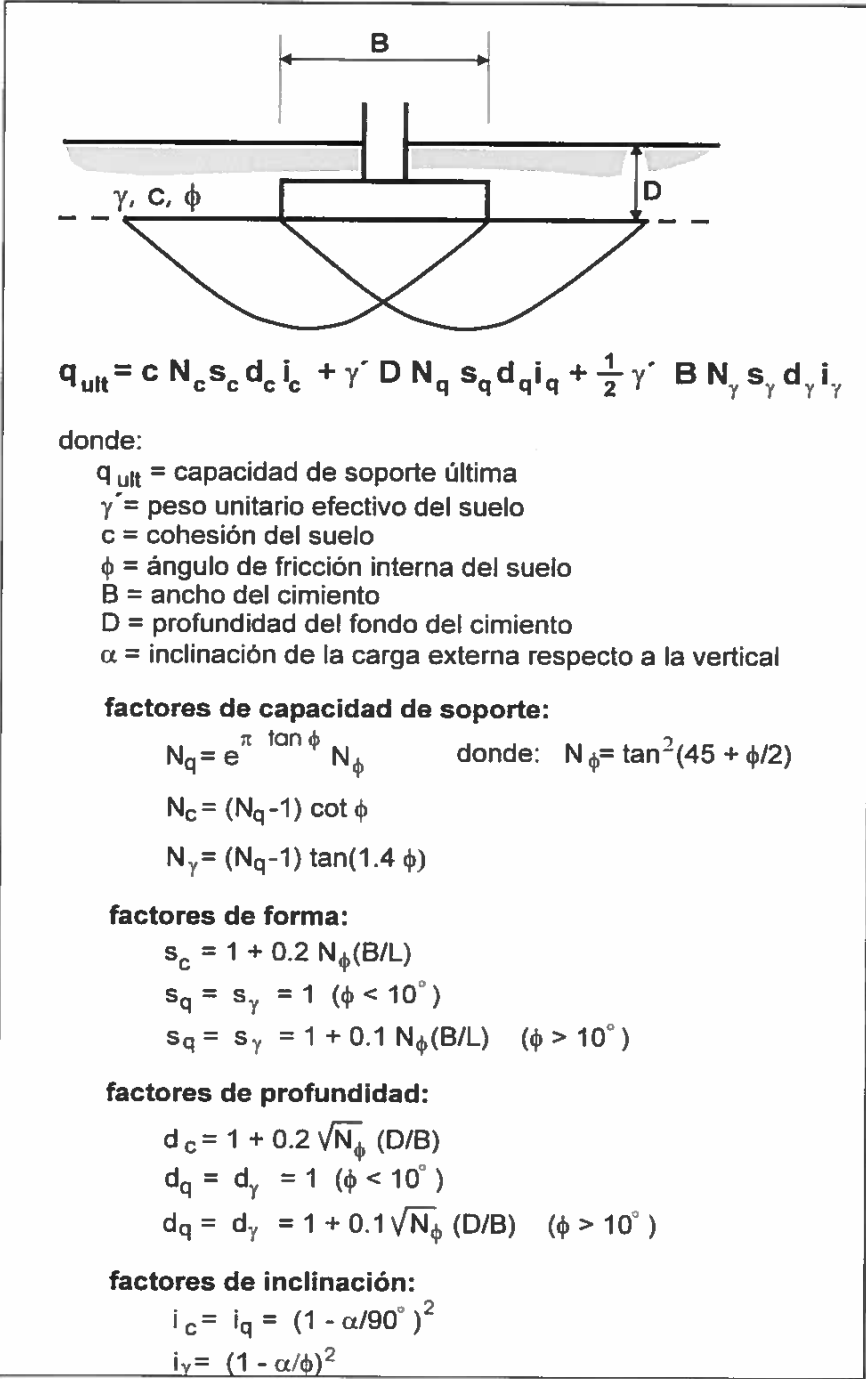


Figura 6.3.3 Capacidad de Soporte de Cimientos Superficiales (11, 23, 27, 29, 30)

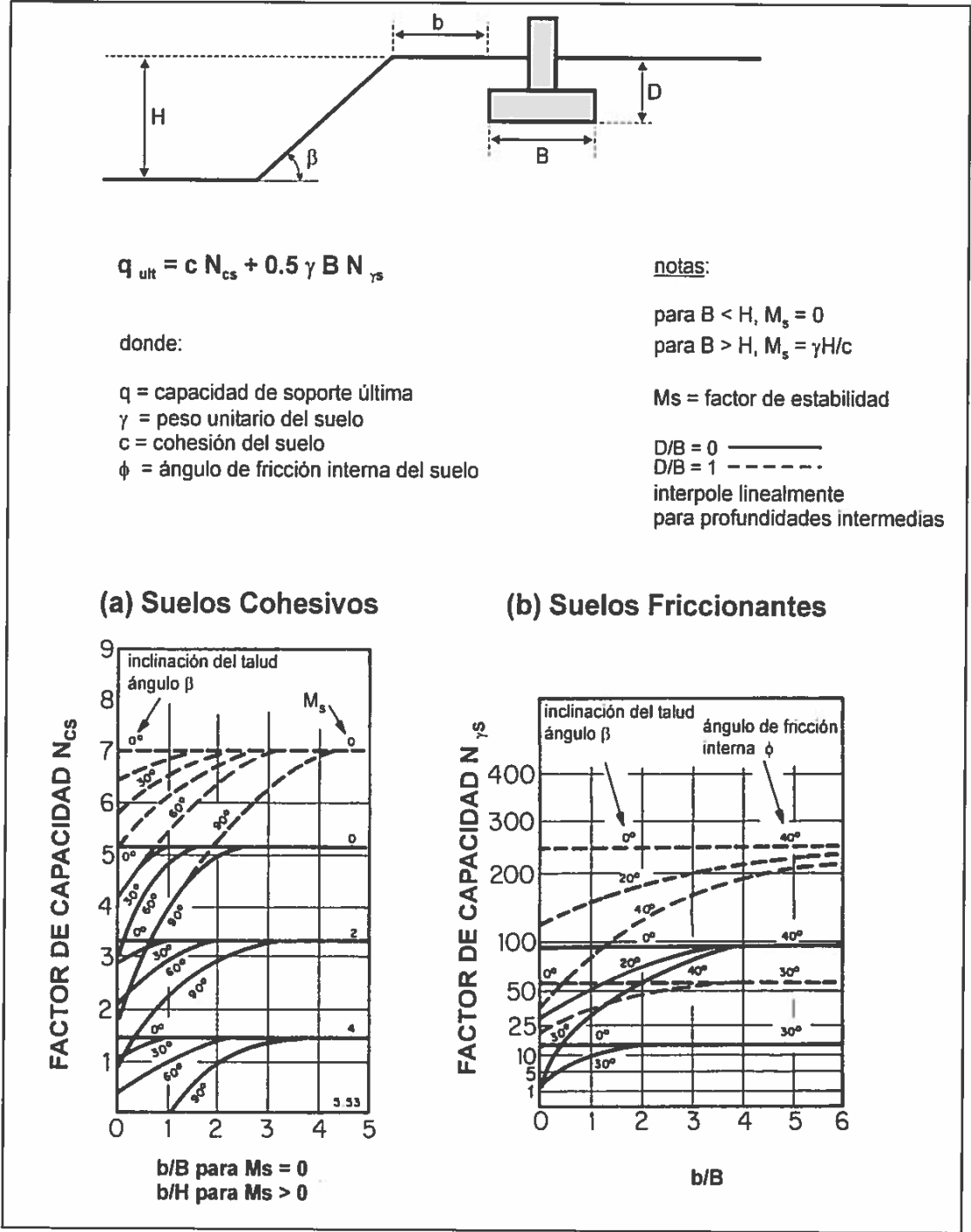
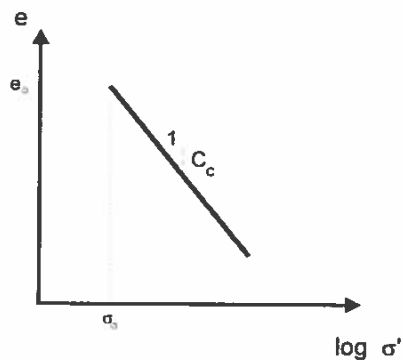


Figura 6.3.4 Capacidad de Soporte de Zapata Cercana a Talud (23)

ASENTAMIENTOS EN SUELOS COHESIVOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS

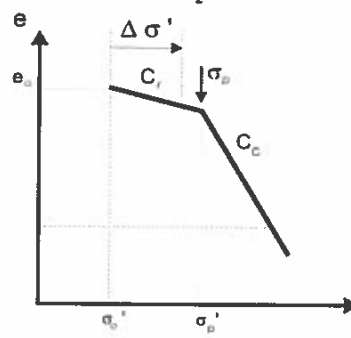
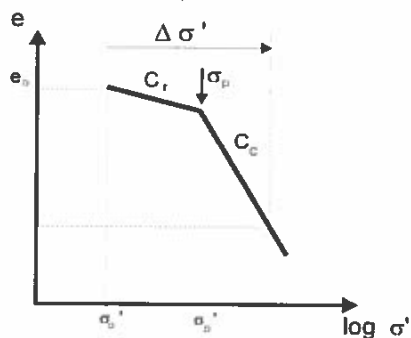


$$\rho = \sum_{i=1}^n \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'_i}{\sigma'_0} \right) H_i$$

ASENTAMIENTOS EN SUELOS COHESIVOS SOBRE-CONSOLIDADOS

Para "n" estratos en los cuales
 $\Delta\sigma' > (\sigma'_p - \sigma'_0)$
 (asentamiento = ρ_1)

Para "m" estratos en los cuales
 $\Delta\sigma' < (\sigma'_p - \sigma'_o)$
 (asentamiento = p_2)



$$\rho_1 = \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{1+e_0} \left[C_r \log \frac{\sigma_p'}{\sigma_o'} + C_c \log \frac{\sigma_o' + \Delta \sigma'}{\sigma_p'} \right]$$

$$\rho_2 = \sum_{i=1}^m \frac{H_i}{1+e_o} [C_r \log \frac{\sigma_o' + \Delta \sigma'}{\sigma_o'}]$$

$$\rho_{\text{TOTAL}} = \rho_1 + \rho_2$$

donde:

ρ = asentamiento

σ' = esfuerzo efectivo vertical

σ_v' = esfuerzo efectivo vertical inicial

σ_p' = esfuerzo de preconsolidación

e = relación de vacíos

e_o = relación de vacíos inicial

C_c = coeficiente de compresión virgen

C_r = coeficiente de re-compresión

$\Delta \sigma'$ = incremento de esfuerzo efectivo vertical

H_1 = espesor de un estrato compresible

Figura 6.3.6.1.1 Cálculo de Asentamientos en Suelos Cohesivos (23, 26, 27, 39, 47, 51)

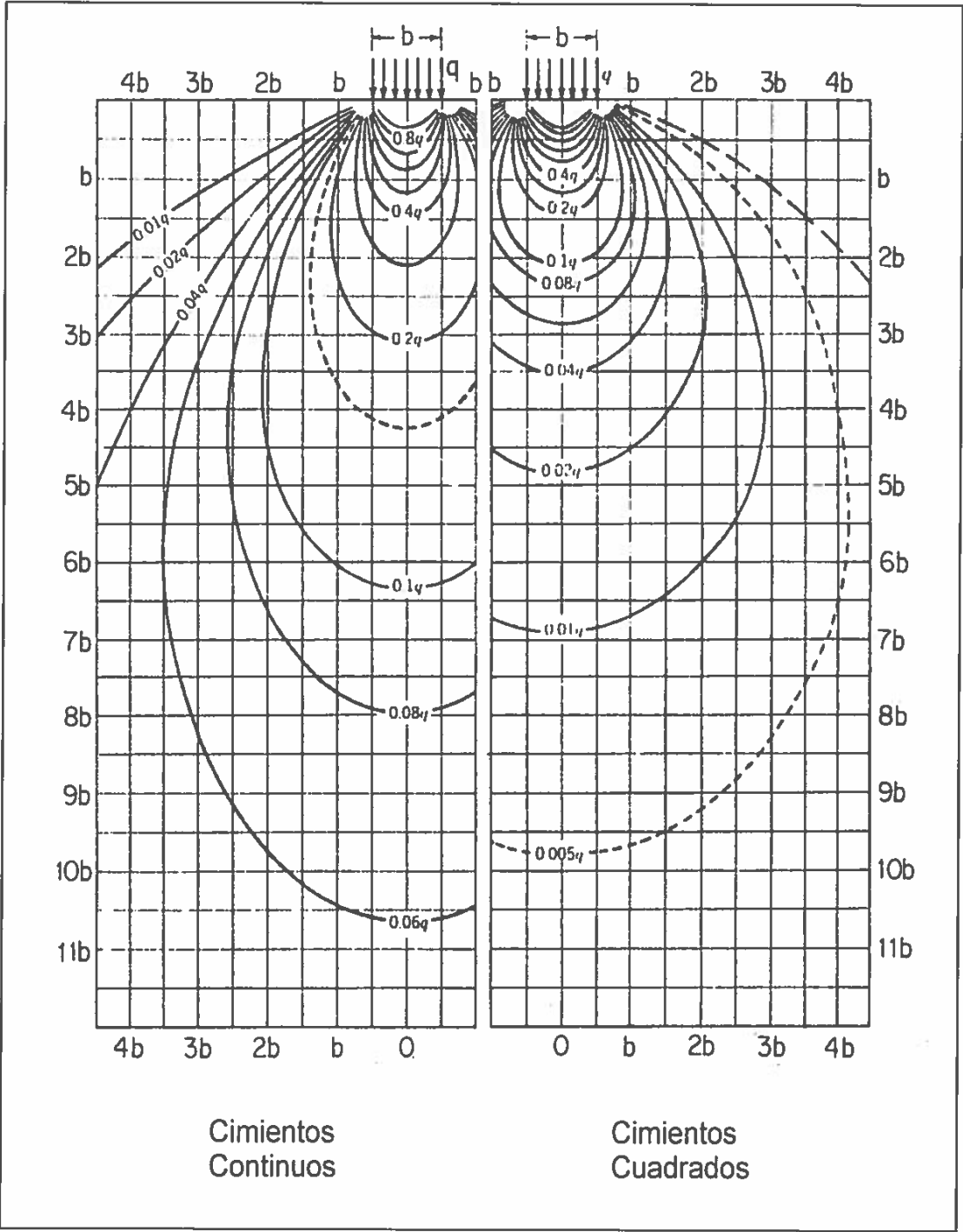


Figura 6.3.6.1.2 Distribución de Esfuerzos de Boussinesq (47)

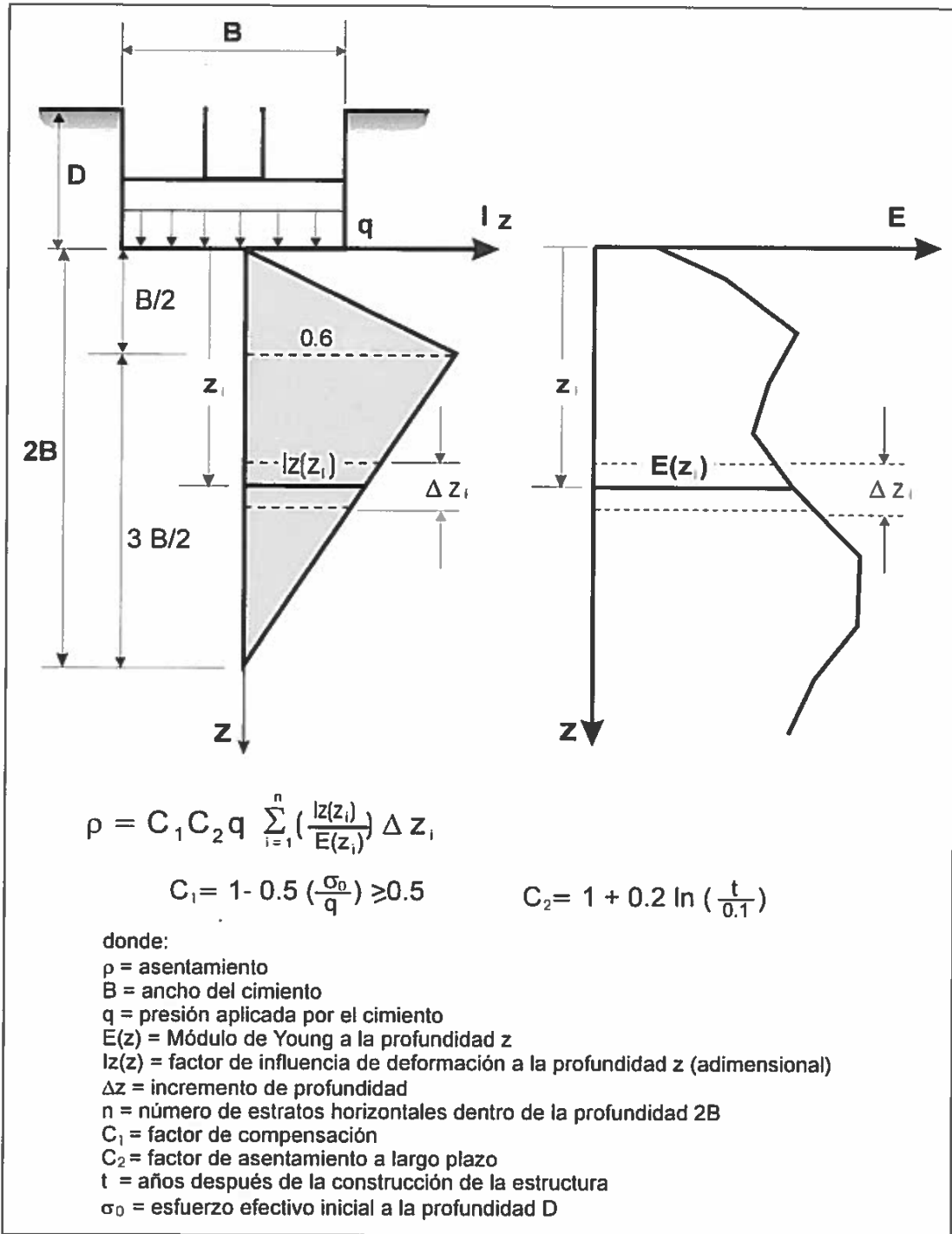


Figura 6.3.6.2 Cálculo de Asentamientos en Suelos Granulares (23, 44)

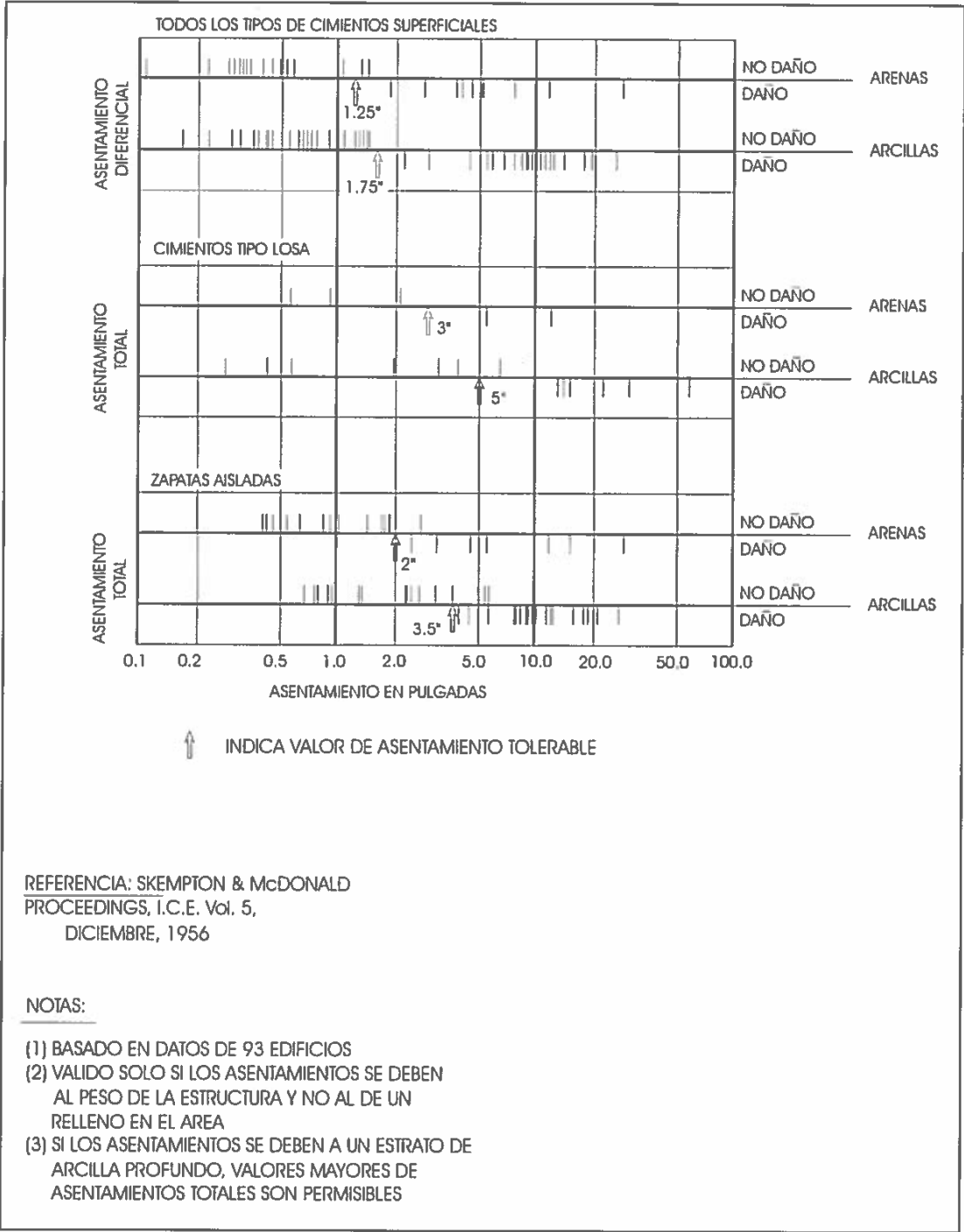


Figura 6.3.6.4 Asentamientos Tolerable par Cimientos Superficiales (46)

RE

A6.3.6.4 Asentamientos Tolerables: La Figura A6.3.6.4 resume los criterios propuestos por Skempton y MacDonald (46) para determinar las magnitudes de los asentamientos tolerables bajo diversas condiciones. Si los asentamientos calculados exceden los valores determinados como tolerables en la Figura A6.3.6.4, se hace necesario reducir la capacidad de soporte admisible de diseño de manera que se limiten los asentamientos a valores

A6.3.7 Valores Típicos de Capacidad de Soporte Admisible: Para contar con una guía inicial y para tener un punto de comparación, la Cuadro A6.3.7 presenta valores típicos de capacidad de soporte admisible para diversos tipos de suelos, presentados en la literatura técnica. Los valores dados contemplan tanto los criterios de capacidad de soporte, como los de asentamientos permisibles. Sin embargo, estos valores no deben ser utilizados sin una investigación de sitios apropiada, que sustente las recomendaciones sobre la base de observaciones específicas hechas en el sitio.

A6.3.8 Consideraciones Especiales en Suelos Expansivos

A6.3.8.1 Definición de Suelo Expansivo: El término generalmente se aplica a cualquier suelo que tiene un potencial de encogerse o expandirse bajo condiciones cambiantes de humedad. Cuando el suelo se seca, se incrementa la tensión de capilaridad del agua (presión negativa) y esto causa que el suelo se contraiga. Alternativamente, si el suelo gana humedad, la tensión de capilaridad disminuye y se produce una expansión. Todo suelo arcilloso debe ser considerado potencialmente expansivo. También, existen rocas que son susceptibles a expandirse. Generalmente, las rocas arcillosas como pizarras, lutitas, limolitas y argilitas son expansivos y se deben tomar las mismas consideraciones que en suelos expansivos. En las referencias 3, 10, 11, 14, 15, 19, 36, 56 y 57 se describe con más detalle el problema de los suelos expansivos.

A6.3.8.2 Definición de Zona Activa: Está definida como la zona en la cual fluctúa el contenido de humedad del suelo como resultado de factores climáticos y evapotranspiración. En ésta, las condiciones hidrostáticas producirán una presión de poros negativa (succión del suelo) por arriba del nivel freático. Como ésta es la zona de mayores cambios de humedad del suelo, los cambios volumétricos del suelo (hinchamiento-encogimiento) serán mayores en esta zona lo cual afectará el desempeño de los cimientos y estructuras.

A6.3.8.3 Profundidad de la Zona Activa, Z_a : La profundidad de la zona activa puede ser estimada graficando el contenido de humedad en función de la profundidad para las condiciones de estación seca y lluviosa. La profundidad máxima de la zona activa es donde el contenido de humedad se hace constante. En caso de suelos estratificados y complejos, el contenido de humedad se debe normalizar con respecto al Índice de Plasticidad o el Índice de Liquidez. A falta de información, la profundidad de la zona activa se puede

estimar como sigue:

- *Relativo al Nivel Freático:* La zona activa se extenderá hasta el nivel freático, $Z_a \leq 6.0\text{m}$
- *Relativo a la Presión de Hinchamiento:* Z_a será hasta donde la presión de hinchamiento sea mayor o igual a la presión total en el suelo, incluyendo las cargas del cimientto.
- *Relativo al clima:* -Húmedo: $Z_a = 3.0\text{m}$
-Semi-húmedo: $Z_a = 4.5\text{m}$
-Seco: $Z_a = 6.0\text{m}$

Estas recomendaciones no reemplazarán una adecuada investigación de sitio y laboratorio.

A6.3.8.4 Factores que afectan el comportamiento expansivo de los suelos: Existen numerosos factores que afectan el comportamiento expansivo de los suelos. Los principales factores son la accesibilidad del agua, la cantidad y tipo de arcillas en el suelo y la reducción del esfuerzo efectivo. Otros factores adicionales son discutidos en el Cuadro A6.3.8.4.1.

A6.3.8.5 Reconocimiento e Identificación de Suelos Expansivos: Existen cuatro métodos de clasificación e identificación de suelos expansivos (Cuadros A6.3.8.5.1, A6.3.8.5.2 y A6.3.8.5.3, y Figura A6.3.8.5.1):

1. Primero, la experiencia local indicará si existen suelos potencialmente expansivos. El Cuadro A6.3.8.5.3 resume algunas observaciones que pueden ser indicativas de la presencia de un suelo potencialmente expansivo.
2. La identificación mineralógica y tipo de mineral de arcilla son útiles en la identificación de suelos potencialmente expansivos, pero no determinan la magnitud de hinchamiento del suelo.
3. Los métodos indirectos tales, como las Propiedades Índice, Clasificación, Potencial a Cambios Volumétricos (PVC), Actividad, etc., son excelentes herramientas para evaluar el potencial de hinchamiento de suelos, pero no se deben usar independientemente, y se requiere de la determinación de más de una prueba para evitar conclusiones erróneas.
4. Los métodos directos ofrecen la mejor opción para determinar el potencial de encogimiento e hinchamiento de un suelo. La prueba de Consolidación e Hinchamiento sobre muestras no-alteradas (ASTM D-4546) ofrece un método directo para evaluar el hinchamiento-encogimiento de suelos y los parámetros necesarios para el diseño de

cimientos sobre suelos expansivos. Todo cimiento diseñado para resistir los cambios volumétricos de un suelo debe estar respaldado por un número representativo de esta prueba u otra prueba que pueda determinar la relación de cambio de volumen y cambio de esfuerzo.

Cuadro A6.3.7 Valores Nominales de Capacidad de Soporte Admisible (valores en MPa)			
Tipo de Material	Consistencia en sitio	Rango Común (MPa)	Valor Recomendado (MPa)
Roca masiva cristalina ígnea y metamórfica (granito, diorita, basalto, gneiss, conglomerado)	Roca dura e intacta	6 a 10	8
Roca metamórfica laminada (pizarra, esquistos)	Roca medio dura e intacta	3 a 4	3.5
Roca sedimentaria (lutita dura cementada, limolitas, areniscas, calizas sin cavidades)	Roca medio dura e intacta	1.5 a 2.5	2
Manto de roca meteorizada o fracturada de cualquier tipo excepto rocas altamente arcillosas (lutitas)	Roca suave	0.8 a 1.2	1
Lutitas u otras rocas altamente	Roca suave	0.8 a 1.2	1

arcillosas en condiciones intactas			
Mezcla bien graduada de suelos finos y gruesos: toscas firmes, mezclas altamente consolidadas de arcilla y cantos rodados	Muy compacta	0.8 a 1.2	1
Grava, mezclas de grava y arena, mezcla de cantos rodados y grava	Muy compacta medio compacta suelta	0.6 a 1 0.4 a 0.7 0.2 a 0.6	0.7 0.5 0.3
Arena gruesa a mediana, arena con poca grava	Muy compacta medio compacta suelta	0.4 a 0.6 0.2 a 0.4 0.1 a 0.3	0.4 0.3 0.15
Arena fina a mediana, arena limosa o arcillosa mediana a gruesa	Muy compacta medio compacta suelta	0.3 a 0.5 0.2 a 0.4 0.1 a 0.2	0.3 0.25 0.15
Arena fina, arena limosa o arcillosa fina	Muy compacta medio compacta suelta	0.3 a 0.5 0.2 a 0.4 0.1 a 0.2	0.3 0.25 0.15
Arcilla inorgánica homogénea, arcilla arenosa o limosa	Muy firme a dura medio firme a firme suave	0.3 a 0.6 0.1 a 0.3 0.05 a 0.1	0.4 0.2 0.05

Limo inorgánico, limo arenoso o arcilloso, limo con arcillas y arenas estratificadas	Muy firme a dura medio firme a firme suave	0.2 a 0.4 0.1 a 0.3 0.05 a 0.1	0.3 0.15 0.05
--	--	--------------------------------------	---------------------

Cuadro A6.3.8.4.1 Factores que Influyen el Encogimiento-Hinchamiento de los Suelos	
Factor	Descripción
1-Mineralogía de las Arcillas	Los minerales de arcilla exhiben diferentes características expansivas. La capacidad de la masa de suelo a expandirse depende enteramente del tipo y cantidad del mineral de arcilla presente. Los Minerales de arcilla que causan los cambios volumétricos son del grupo Smectita (Montmorilonita) y Vermiculita. Illitas y Caolinitas son raramente expansivos, pero pueden sufrir cambios volumétricos cuando el tamaño de sus partículas son muy pequeñas (<0.10um).
2- Química del Agua Subterránea	Cationes de Sodio, Calcio, Magnesio y Potasio disueltos en el agua son absorbidos sobre la superficie de las arcillas como cationes intercambiables para balancear las cargas eléctricas superficiales. Dependiendo del tipo de catión intercambiable, se alteraran las propiedades expansivas de un suelo.
3- Succión en el Suelo	La succión en los suelos esta representada por presión de poros negativa en los suelos no-saturados. A mayor succión, mayor hinchamiento.
4- Plasticidad	En general, los suelos que presentan un comportamiento plástico sobre un rango grande de contenidos de humedad, y que tienen un alto Límite Líquido, tienen un gran potencial al encogimiento e hinchamiento.
5- Estructura y Arreglo de Partículas del Suelo	Arcillas con una estructura Floculada tienden a ser más expansivos que las arcillas con estructura dispersa.
6- Densidad Seca Inicial	Una densidad alta, usualmente, significa que las partículas de suelo están más cerca, lo cual indica que existen mayores fuerzas de repulsión entre partículas y por ende mayor tendencia a hinchamiento cuando absorbe agua.
7- Condición de Humedad Inicial	Un suelo expansivo desecado tiene mas afinidad al agua o la alta succión que el mismo suelo a mayor contenido de humedad. A menor humedad inicial mayor expansión.
8- Variaciones de Humedad	Los cambios de humedad en la zona activa del perfil de suelo son los que definen el hinchamiento o encogimiento.
9- Clima	Evapotranspiración y precipitación hacen fluctuar la humedad del suelo.
10- Condiciones del Agua Subterránea	Fluctuaciones en el nivel freático contribuyen a los cambios de humedad.
11- Drenajes y Otras fuentes de agua	Tuberías rotas, riego, etc. producen cambios en el contenido de humedad de los suelos.
12- Vegetación	Árboles, arbustos y grama absorben humedad del suelo, produciendo zonas de humedad diferencial.
15- Permeabilidad de la Masa del Suelo	Una permeabilidad alta, debida a la presencia de grietas y fisuras en la masa del suelo, permite una migración de agua mas rápida y una mayor velocidad de expansión,
16- Temperatura	El incremento de la temperatura causa que la humedad se difunda a zonas más frescas debajo de pavimentos o edificios
17- Historia de Esfuerzos	Un suelo sobre-consolidado es más expansivo que uno normalmente consolidado.
18- Condiciones de Esfuerzos Iniciales	Una reducción considerable de los esfuerzos iniciales en un estrato, producirá un gran relajamiento y por ende mayores cambios volumétricos.
19- Condiciones de Carga	La magnitud de los esfuerzos en los cimientos afecta el potencial de cambio de volumen a ocurrir. A mayor esfuerzo, menor cambio volumétrico.
20 Perfil del Suelo	El espesor y posición del estrato expansible determinan la magnitud y velocidad de hinchamiento.
Referencias: 3, 10, 11, 14, 15, 19, 36, 56 y 57	

Cuadro A6.3.8.5.1 Evidencias Físicas para el Reconocimiento de Suelos Expansivos			
Tipo de Estructura		Observaciones	
Viviendas		- Distorsión y agrietamiento de pisos - Puertas y Ventanas desalineadas - Grietas en las paredes (verticales, diagonales y horizontales) - Columnas inclinadas y vigas con grietas de cortante	
Muros		- Pandeo de muros de sótanos y exagerada inclinación - Grietas horizontales entre muros y paredes	
Pavimentos		- Superficies irregulares y onduladas - Agrietamiento longitudinal - Grietas piel de cocodrilo	
Canales		- Agrietamiento general del revestimiento - Cambios de pendiente	
Cuadro A6.3.8.5.2 Pruebas para el Reconocimiento de Suelos Expansivos			
Prueba	Referencia	Propiedades Investigadas	Paramentos Determinados
Pruebas Mineralógicas			
Difracción por Rayos X	ASTM STP 479	Dimensiones, características de los cristales y tipo de mineral de arcilla	Mineral predominante
Microscopio Electrónico		Tamaño y forma de las partículas de arcilla	Mineral predominante
Capacidad de Intercambio Catiónico (CEC)	US Soil Conservation Service	Deficiencia de Carga y Actividad de las partículas de arcilla	CEC (meg/100g) CEC=(PL) ^{1.17}
Actividad de Intercambio Catiónico (CEAc)		Relación CEC/contenido de arcilla	CEAc=(PL) ^{1.17} /(% que pasa 2 um)
Pruebas Indirectas e Índice			
Límites de Atterberg: LL: Limite Líquido PL: Limite Plástico SL: Limite de Contracción PI: Índice de Plasticidad LI: Índice de Liquidez	ASTM D-4308 ASTM D-4318 ASTM D-427	Plasticidad y consistencia	PI=LL-PL LI=(w-LL)/(LL-PL)
Contenido de Arcilla (Hidrómetro) Índice de Actividad (Ac)	ASTM D-422	Distribución de las partículas finas	% que pasa 2 um Ac= PI /(% que pasa 2 um)
Expansión Libre	US Bureau of Reclamation (1974)	Expansión después de humedecimiento de una muestra no consolidada	Expansión libre = (Vhúmedo-Vseco)/VsecoX100
Índice de Expansión	ASTM D-4829	Expansión en una dimensión a 1psi de sobrecarga y 50% de compactación	Elso (Índice de Expansión)
PVC, Cambio Potencial de Volumen	UBC Stand. 29-2	Expansión en una dimensión de una muestra compactada y remodelada bajo deformación controlada	SI (Índice de Expansión, psf) Índice de PVC
Pruebas Directas			
Prueba de Hinchamiento en una Dimensión en Suelos Cohesivos	ASTM D-4546	Determina la magnitud de hinchamiento bajo una presión dada	% hinchamiento @ una presión dada Índice de Hinchamiento, Cs

Referencias: 3, 11, 14, 15, 19, 36, 56 y 57					
Cuadro A6.3.8.5.3 Relación entre Propiedades Índice y Potencial de Expansión					
Potencial de Expansión	Muy Baja	Baja	Mediana	Alta	Muy Alta
Índice de Plasticidad, PI	0 - 10	10 - 15	15 - 25	25 - 35	> 35
Límite Líquido, LL	< 30		30 - 40	40 - 60	> 60
Límite de Contracción, SL	>15		10 - 16	7 - 12	< 11
Índice de Expansión (ASTM D-4929)	0 -20	21 - 50	51 - 90	91 - 130	> 130
Contenido de Arcilla (< 2µm), %	0 - 10	10 - 15	15 - 25	25 - 35	35 - 100
% de expansión @ 6.90 Kpa**	0 - 2	2 - 4	4 - 7	7 - 12	> 12
% de expansión @ 24.0 Kpa**	0 - 1	1 - 3	3 - 5	5 - 8	> 8
% de expansión @ 31.0 Kpa**	0	0 - 1	1 - 4	4 - 6	> 6
Actividad, Ac = PI/ (% de arcillas)	ver Figura A6.3.8.5.1				
Actividad de Intercambio Catiónico (CEAc =CEC/% de arcillas)	ver Figura A6.3.8.5.1				
Índice de Cambio Potencial de Volumen, PVC	< 2		2 - 4	4 - 6	> 6
Relación Contenido de Humedad / Límite Líquido	> 0.5		0.5 - 0.4	0.4 - 0.3	< 0.3
Resistencia a la Penetración Estándar (N golpes/0.30m)	< 10		10 - 20	20 - 30	>30
Expansión Libre (Figura A6.3.8.5.1)**	< 10		10 – 20	20 – 30	>30
Presión de Hinchamiento, Kpa	< 48		144-239	239-958	>958
** (% del Cambio de Volumen Total)					

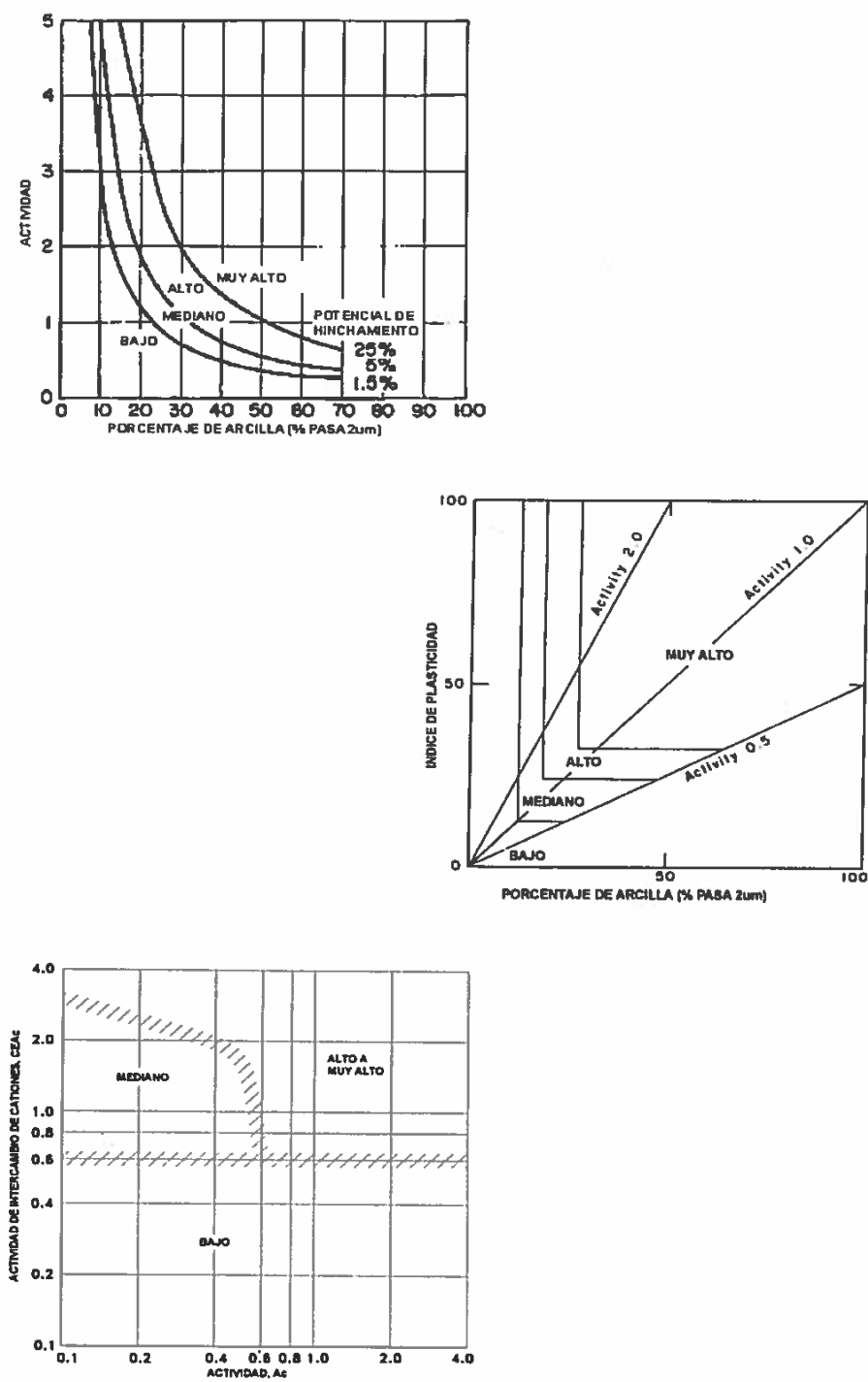


Figura 6.3.8.5.1 Relación entre Propiedades Índice y Expansión (14, 15, 35 y 56)

A6.3.8.6 Predicción de Hinchamiento: Existen varios métodos para predecir la magnitud de expansión de un suelo. Sin embargo, se recomienda el método que se basa en la presión de hinchamiento medida en una prueba de consolidación-hinchamiento (ASTM D-4546). La presión de hinchamiento en muestras no alteradas se puede medir por dos métodos: 1) prueba de expansión libre y 2) prueba de volumen constante

En la prueba de expansión libre, la muestra de suelo es colocada en el consolidómetro donde se aplica una presión nominal (usualmente igual al esfuerzo *in-situ* o la carga estructural). Luego la muestra es inundada con agua y se deja que se expanda. Una vez que se ha llegado a equilibrio, la muestra se carga y descarga de la misma forma que una prueba de consolidación estándar. La presión de hinchamiento será aquella que se requiere para reducir la muestra a su volumen inicial.

En la prueba de volumen constante, la muestra de suelo es colocada en el consolidómetro donde se aplica una carga nominal. Entonces, la muestra es inundada con agua. A medida que la muestra tiende a expandirse, se aplican cargas adicionales hasta contrarrestar la expansión de la muestra. Una vez que la muestra no tienda a cambiar de volumen, la presión aplicada es la presión de hinchamiento. Luego la muestra se carga y descarga como en una prueba de consolidación convencional para determinar el Índice de Hinchamiento, Cs.

En ambos métodos, la presión de hinchamiento será corregida como lo indica el ASTM D-4546. La Figura A6.3.8.6.1 presenta el procedimiento para la estimación de la magnitud de hinchamiento de un suelo.

A6.3.8.7 Alternativas para contrarrestar el efecto de suelos expansivos: A continuación se enumeran recomendaciones generales para el diseño de cimientos en suelos expansivos. Estas recomendaciones no reemplazarán el requisito de una adecuada investigación de sitio y laboratorio, ni las recomendaciones del ingeniero idóneo. En general, el efecto negativo de suelos expansivos puede ser contrarrestado por dos métodos. Primero, se puede estabilizar el suelo para minimizar el hinchamiento y encogimiento del mismo, y segundo, se pueden diseñar los cimientos para resistir las presiones de hinchamiento y deformaciones que genera el suelo bajo el cimiento.

A6.3.8.7.1 Estabilización del Suelo Expansivo: Todo procedimiento escogido para estabilizar un suelo expansivo deberá estar respaldado por una adecuada investigación de sitio y laboratorio.

Remoción y Reemplazo: Remoción del suelo expansivo y su reemplazo por un suelo no expansivo. Se recomienda remover entre 0.90m y 1.50m del material en la zona activa. Remover profundidades mayores puede ser muy costoso. Todo material no clasificado como CL, CH, MH, OH, OL y SC (con Límite Líquido mayor que 30%) puede ser usado como material de reemplazo.

1.Remoldeo y Compactación: Especialmente rellenos con suelo de potencial a expansión bajo a mediano, pueden ser mejorados sustancialmente

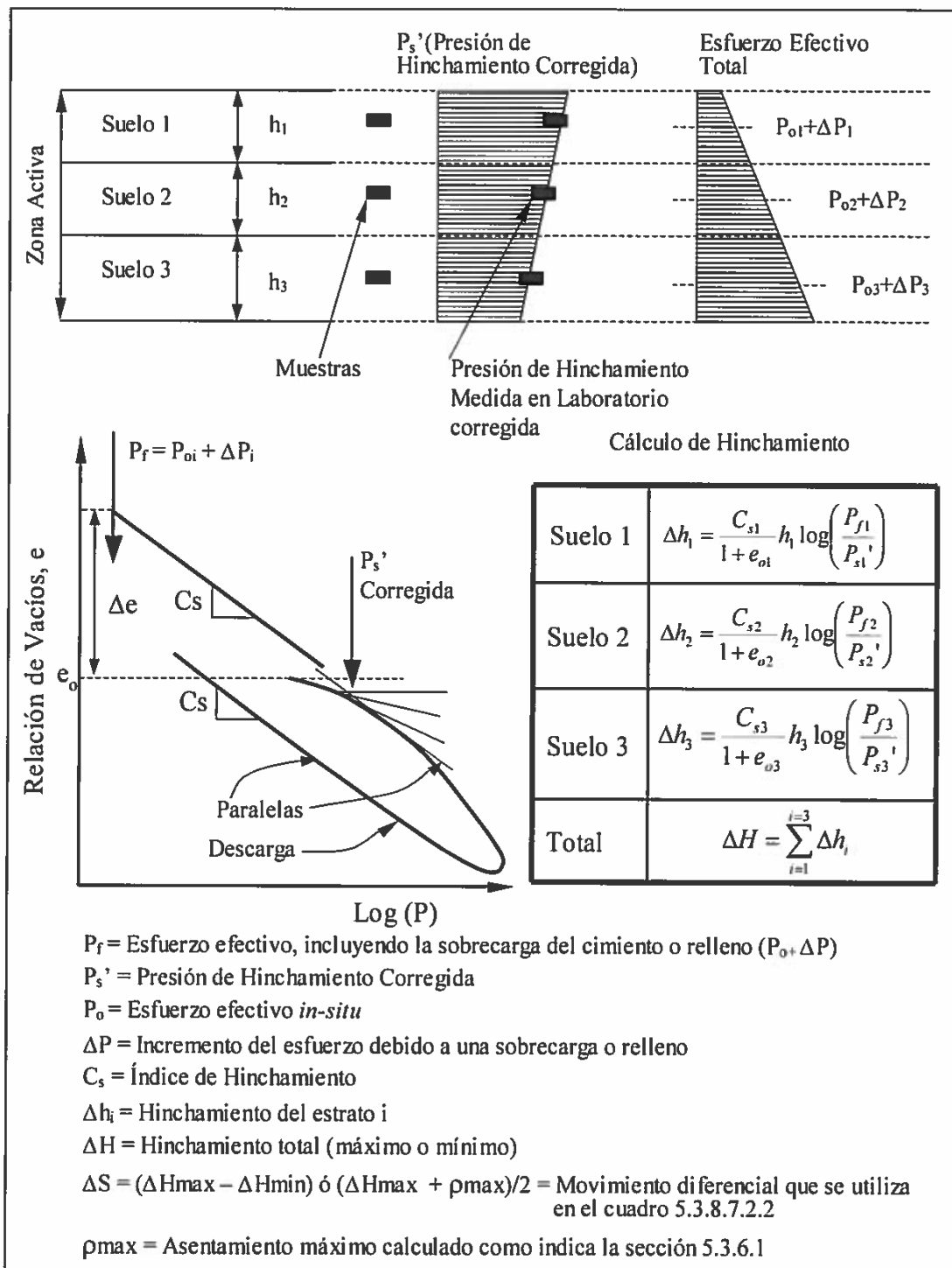


Figura 6.3.8.6.1 Procedimiento para Predicción de Hinchamiento (19)

- compactándolos a un contenido de humedad mayor que el óptimo estimado en la prueba Proctor Estándar. Se deberá llevar un estricto control de compactación.
3. **Sobre-carga:** Para suelos que exhiben comportamiento expansivo bajo a mediano, la presión de hinchamiento puede ser controlada por una sobre-carga o relleno. Su aplicación requiere de una investigación de las características expansiva del suelo.
 4. **Pre-Mojado:** Suelos altamente fisurados y desecados responden favorablemente al pre-humedecimiento para minimizar futuros hinchamientos. El contenido de humedad del mismo debe incrementarse al menos hasta un 3% sobre el Límite Plástico (PL).
Este método esta limitado suelos con bajo a mediano potencial a expansión. Como en los casos los anteriores, se debe realizar una investigación completa antes de implementar este tratamiento.
 5. **Tratamiento del Suelo con Aditivos:** El tratamiento de suelos con aditivos (mezclado o inyectado) como cal, cemento, sal, ceniza fina y resinas (compuestos orgánicos) reducen la capacidad expansiva de los suelos. La dosificación adecuada depende de tipo de arcilla que se este estabilizando y requiere de pruebas de laboratorios.
 6. **Control de la Humedad por medio de Barreras Horizontales y/o Verticales:** El propósito de barreras para el control humedad es promover un contenido de humedad uniforme en el suelo debajo del cimiento por medio de la minimización de la pérdida o ganancia de humedad, y por ende reduciendo los cambios volumétricos del suelo. También, un buen drenaje perimetral a la construcción mejorará el desempeño de los cimientos en suelos expansivos.

A6.3.8.7.2 Diseño Estructural de Cimientos en Suelos Expansivos: El cimiento de la estructura debe ser diseñado para eliminar todo posible daño a la fundación y estructura por los expansiones y contracciones de los suelos expansivos. De igual manera, el tipo de cimiento debe ser compatible con los materiales, equipo, experiencia local y costos del área. Adicionalmente, el cimiento debe ser diseñado para promover o mantener constante el contenido de humedad en el suelo de cimentación, y/o minimizar los movimientos diferenciales (estructuralmente rígida) que pueden causar daño a la estructura. El Cuadro A6.3.8.7.2.1 presenta recomendaciones para estructuras ligeras y de bajo costo. No se recomienda el uso de zapatas aisladas e individuales en residencias y estructuras ligeras sobre suelos de mediano a alto potencial de expansión. El Cuadro A6.3.8.7.2.2 presenta recomendaciones sobre el tipo de cimientos para un rango de deformaciones diferenciales esperado (nótese que también se deben considerar los requisitos de la Figura A6.3.6.4).

A6.3.9 Diseño de Cimientos Superficiales sobre Roca: La capacidad de soporte de un cimiento superficial sobre roca deberá ser evaluada. Bajo condiciones no favorables en la roca, el cimiento puede sufrir grandes deformaciones o falla súbita. A continuación se presentan guías para la estimación de la capacidad de soporte sobre roca (11, 45, 66):

A6.3.9.1 Cimientos sobre roca sana y roca fracturada con discontinuidades espaciadas o muy espaciadas: (Sección A6.2.6.4) La capacidad de soporte se podrá estimar preliminarmente como se indica en la Cuadro A6.3.7.

A6.3.9.2 Cimientos sobre roca sana y fracturada con discontinuidades cercanas a muy espaciadas: (Sección A6.2.6.4) La capacidad de soporte, Q_a , se podrá estimar como sigue:

$$Q_a = K_{sp} \cdot q_{u-núcleo}$$

donde

$$K_{sp} = \text{coeficiente empírico } (FS = 3) = \frac{3 + c/B}{10\sqrt{1 + 300\delta/c}} \leq 0.40$$

C = espaciado de las discontinuidades

B = ancho de zapata

δ = apertura de las discontinuidades

$q_{u-núcleo}$ = Resistencia promedio a la compresión no-confinada determinada en la prueba ASTM D-2938

Esta ecuación sola es válida para $0.05 < c/B < 2.0$, $0.0 < \delta/c < 0.02$, y $c > 0.30m$

A6.3.9.3 Cimientos sobre roca débil y pobre con discontinuidades muy cercanas: (Sección A6.2.6.4) Cuando la roca es muy débil, pobre o meteorizada, se puede considerar como un material granular y aplicar la metodología de mecánica de suelos (Sección A6.3) para estimar la capacidad de soporte. Sin embargo, la evaluación de la resistencia de estos materiales es muy difícil. Se necesitará del criterio y juicio para su evaluación.

A6.3.9.4 Cimientos sobre roca en condiciones especiales: Cuando el cimiento esté sobre laderas, cerca de ríos, quebradas o zonas costeras, sobre fallas geológicas u otro accidente geológico o topográfico, se necesitará un estudio más profundo de las condiciones geotécnicas del sitio y del criterio para estimar la capacidad de soporte.

Estas recomendaciones no reemplazarán una adecuada investigación de sitio y laboratorio, ni el criterio profesional.

A6.4 Diseño de Cimientos Profundos

A6.4.1 Definición: Los cimientos profundos son aquellos que transmiten las cargas de la estructura a estratos que se encuentran a una profundidad mayor que diez veces el ancho mayor del cimiento. Incluyen pilotes hincados, pilotes vaciados en sitio y ciertos pilares que cumplen con el criterio de dimensiones mencionado. La capacidad de carga de cimientos profundos proviene de dos componentes: la resistencia de punta y la resistencia de la fricción lateral del fuste.

A6.4.2 Requisito: Los cimientos profundos deben ser diseñados para que las cargas transmitidas al suelo no causen fallas de capacidad de soporte, ni asentamientos excesivos que ocasionen daños a la estructura soportada.

A6.4.3 Cálculo de Capacidad de Carga: Las referencias 5, 11, 13, 23, 27, 29, 30, 41 y 54 presentan maneras de estimar la capacidad de carga de cimientos profundos. En nuestro medio, la capacidad de carga de cimientos profundos usualmente se estima basándose en alguno(s) de los siguientes procedimientos:

1. Mediante el cálculo de capacidad estática del cimiento en base a los parámetros de resistencia de los suelos y rocas encontradas en el sitio (ver Figura A6.4.3.1).
3. Mediante el análisis del proceso de hincado, cuando los pilotes son hincados (ver Figura A6.4.3.2).
4. Mediante el uso de guías empíricas para estimar la capacidad de soporte admisible basándose en la resistencia a compresión no-confinada de un testigo representativo de la roca debajo del cimiento. La referencia (11) recomienda utilizar:

$$q_a = K_{sp} \cdot \theta \cdot q_{u-núcleo}$$

donde:
 q_a = capacidad de soporte admisible (no mayor a 650.000 kg/m² en ningún caso)
 $q_{u-núcleo}$ = resistencia a compresión no-confinada promedio de la roca determinada en la prueba ASTM D-2938. Esta relación solamente es válida para roca no meteorizada.

$$\theta = 1 + 0.4 (Ds/B) < 3.4$$

$$K_{sp} = \frac{3 + c/B}{10\sqrt{1 + 300\delta/c}} \leq 0.40$$

Ds = profundidad del encastre ("socket")
B = diámetro del pilote
c = espaciado vertical entre juntas horizontales
δ = espesor de las discontinuidades

Esta ecuación sola es válida para 0.05< c/B <2.0, 0.0 < δ/c <0.02, y c > 0.30m

5. Mediante la utilización de pruebas de carga (5, 23)

A6.4.4 Factores de Seguridad: Los valores de capacidad de soporte última dados por cualquiera de los procedimientos descritos arriba, deberán ser divididos por un factor de seguridad entre 2 y 4 para obtener la capacidad de soporte admisible de diseño. Sin embargo, hay que destacar que el cálculo de capacidad de soporte basado en fórmulas estáticas (Figura A6.4.3.1) no es normalmente confiable por si solo para lograr un diseño. La capacidad calculada varía exponencialmente con el ángulo de fricción interna y en términos generales, este parámetro no se conoce con precisión aceptable. En la definición de los factores de seguridad se deben mantener los criterios descritos en el artículo A6.3.5 de este capítulo.

Cuadro A6.3.8.7.2.1 Recomendaciones para cimientos tipo losa apoyada sobre cimientos continuos de paredes y suelo que ha sido pre-mojado (3, 10, 32, 36, 50, 56)			
Potencial a Expansión	Profundidad de cimiento de paredes	Espesor de losa de piso	Profundidad de Pre-mojado
Muy Bajo a Bajo (Índice de Plasticidad <15)	Exterior: 0.80m Interior: 0.30m	0.10m	Hasta 0.30m
Mediana (Índice de Plasticidad de 15 @ 25)	Exterior: 1.20m Interior: 0.60m	0.10m	Hasta 0.60m
Alta (Índice de Plasticidad de 26 @ 35)	Exterior: 1.60m Interior: 0.80	0.125m	Hasta 0.80m
Muy alta (Índice de Plasticidad >35)	Exterior: 2.00m Interior: 1.00m	0.15m	Hasta 1.00m
Notas: 1. El objetivo de estos cimientos es el de proveer una barrera vertical profunda y perimetral contra cambios cíclicos de humedad en el suelo debajo de la losa. 2. El pre-mojado tiene el objetivo de reducir el hinchamiento progresivo a largo plazo del suelo debajo de la losa. 3. El vaciado de la losa puede hacerse monolíticamente con los cimientos de las paredes o construir una junta resistente a la transmisión de la humedad. 4. El ancho de las zapatas deber ser lo menor posible para incrementar la presión de contacto con el suelo, pero siempre menor que la capacidad de soporte.			
Cuadro A6.3.8.7.2.2 Recomendaciones para cimientos donde no se ha pre-tratado el suelo de cimentación (3, 10, 32, 36, 50, 56)			
Movimiento Diferencial Estimado (mm)	Tipo de Cimiento Recomendado	Potencial de Expansión	Observaciones
0 - 12.5	a) Zapatas individuales o continuas a una profundidad mínima de 0.70m b) Losa tipo mat sobre grado de 0.10 a 0.12m de espesor ligeramente reforzada y rigidizadas con vigas de 0.25 a 0.30m	Muy Bajo a Bajo (Índice de Plasticidad <15)	Para estructuras cargadas ligeramente. En caso de zapatas individuales o continuas, la losa de piso debe ser estructural y apoyarse sobre los cimientos dejando un espacio entre el grado y la losa. Si se construye sobre grado, debe aislarse de las paredes (juntas). Se debe esperar agrietamiento de la losa de piso.
12.5 – 25.5	Losa tipo mat sobre grado reforzada con vigas rigidizadoras. Se pueden usar losa postensadas.	Mediana (Índice de Plasticidad de 15 @ 25)	Profundidad de vigas: 0.40-0.50m Espaciado: 6.0-4.5m
25.5 – 51.0		Alto (Índice de Plasticidad de 26 @ 35)	Profundidad de vigas: 0.50-0.65m Espaciado: 4.5-3.5m
51.0 – 102.0		Muy alto (Índice de Plasticidad >35)	Profundidad de vigas: 0.65-0.75m Espaciado: 4.5-3.5m
Sin Límite	Losa gruesa (rígida) tipo mat sobre grado densamente reforzada.	Muy bajo a Muy alto	Para estructuras pesadas. Losa de espesor 0.60m o más
Sin Límite	Vigas a grado sobre pilotes perforados.	Muy bajo a Muy alto	Para cualquier tipo de estructuras (ligeras o pesadas). La estructura queda suspendida sobre los pilotes dejando un espacio entre el suelo y la estructura.
Notas: 1) Se recomienda utilizar como indicador el moviendo diferencial estimado en vez del Índice de Plasticidad. 2) Para el diseño estructural de la losa o mat, se recomienda la referencia 3			

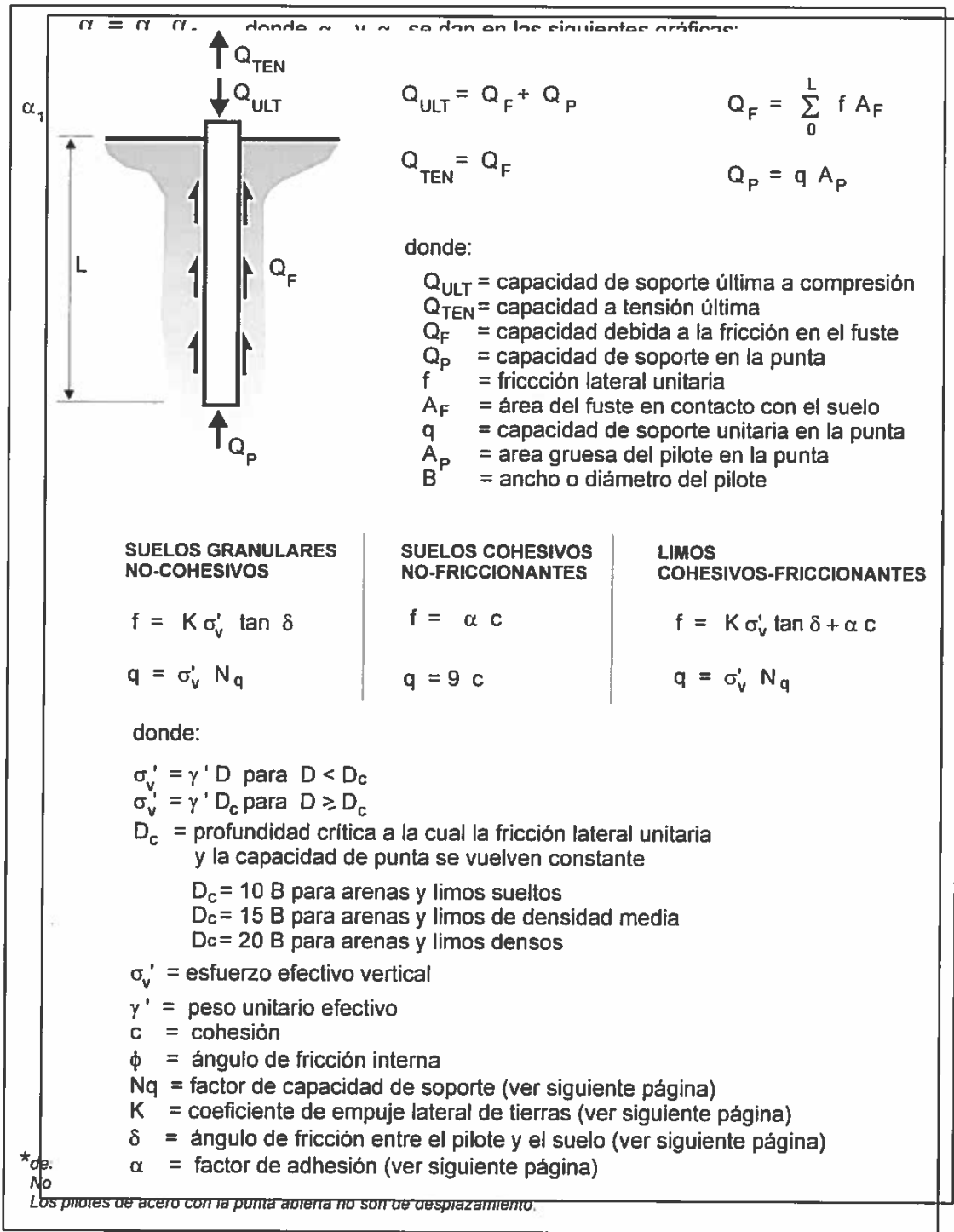


Figura 6.4.3.1 Capacidad de Soporte de Pilotes en base a Fórmulas Estáticas. (5)

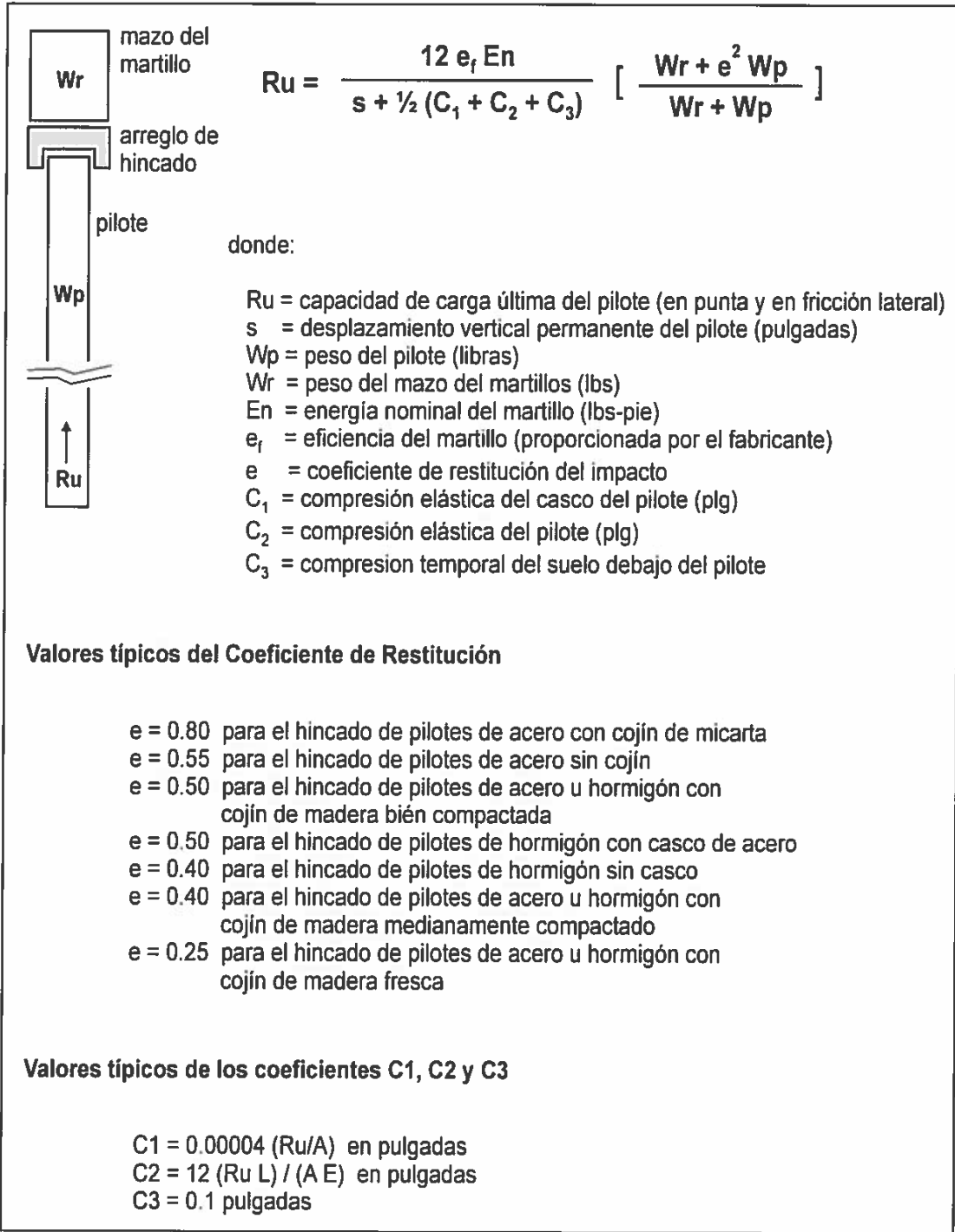


Figura 6.4.3.2 Fórmula Dinámica de Hiley para Hincado de Pilotes (13)

A6.5 Diseño de Estructuras de Retén

A6.5.1 Alcance: Las estructuras de retén serán diseñadas para resistir la presión lateral de los suelos retenidos. Estas estructuras pueden ser rígidas o flexibles. En este artículo se detallan los procedimientos aplicables al análisis y diseño de cada tipo.

A6.5.2 Condición de Presión Lateral: Dependiendo del estado de esfuerzos imperante en el suelo junto a una estructura de retén, las presiones sobre la misma pueden ser activas, pasivas o en reposo. Las presiones activas se dan cuando el suelo actúa sobre la estructura de retén y ocurre un desplazamiento pequeño de la misma con tendencia a alejarse del suelo. Las presiones pasivas se dan cuando la estructura de retén actúa sobre el suelo y ocurre un desplazamiento pequeño de la misma en dirección hacia el suelo. Las presiones en estado de reposo se dan cuando no ocurre desplazamiento de la estructura de retén. Bajo las mismas condiciones geométricas y geológicas, la presión pasiva es mayor que la presión en estado de reposo, la cual a su vez es mayor que la presión activa.

A6.5.3 Estructuras de Retén Rígidas: Se consideran estructuras de retén rígidas aquellas en las cuales la rigidez a flexión de la estructura tiene poca o ninguna influencia sobre la distribución de presiones causada por el material retenido.

A6.5.3.1 Cálculo de Presiones Laterales: En el caso de muros u otras estructuras de retén rígidas, las presiones laterales se calcularán en base a la ecuación (1) presentada en la Figura A6.5.3.

A6.5.3.2 Cálculo de Cargas Laterales: La integración de las presiones laterales actuando sobre una estructura de retén rígida, a través de una altura H , resulta en las cargas laterales dadas por la ecuación (2) de la Figura A6.5.3.

A6.5.3.3 Consideraciones de Drenaje: Si no hay drenaje adecuado y es posible la acumulación de agua detrás del muro, se debe utilizar el peso efectivo sumergido del suelo retenido (en la ecuación 1 de la Figura A6.3.3) para calcular la presión lateral de tierras y añadir la presión hidrostática completa sobre el muro, hasta el nivel máximo de agua esperado.

A6.5.3.4 Sobrecargas Concentradas sobre el relleno: En casos en que haya una sobrecarga concentrada sobre el relleno, se debe añadir el efecto de esta sobrecarga a la presión lateral sobre el muro. La Figura A6.6.3.4 presenta una solución a este caso.

A6.6.3.5 Sobrecargas Complejas sobre el relleno: En muchas ocasiones se pueden modelar casos de sobrecarga más complejos, sobreponiendo los efectos parciales de múltiples sobrecargas concentradas sobre la superficie del muro.

A6.6.3.6 Modalidades de falla: El diseño de muros debe contemplar cuatro modalidades de falla:

- 1. Desplazamiento horizontal del muro
- 2. Volteo del muro respecto a la pata delantera
- 3. La resultante (estática) debe estar dentro del tercio medio del cimiento
- 4. Falta de capacidad de soporte
- 5. Derrumbe global del relleno y del muro

A6.6.3.7 Factores de Seguridad: Los factores de seguridad en las tres primeras modalidades de falla presentadas en el artículo A6.5.3.6 se calcularán dividiendo las fuerzas o momentos que resisten el movimiento entre las fuerzas o momentos que causan la inestabilidad. Para la cuarta modalidad de falla, el factor de seguridad puede calcularse mediante cualquiera de los métodos de análisis de estabilidad de taludes disponibles en la literatura técnica (12, 22, 30, 32, 33). Los factores de seguridad recomendados para cada modalidad de falla están dados en la Cuadro A6.5.3.7.

Cuadro A6.5.3.7

Modalidad De Falla	Factor de Seguridad Condición Estática	Factor de Seguridad Condición de Sismo
Desplazamiento	1.5	1.2
Volteo	2.0	>1.0
Ancho Efectivo (función de la posición de la resultante)/Ancho total del cimiento del muro	100%	75% suelo 50% roca
Capacidad de Soporte	3.0	>2.0
Derrumbe global	1.5	1.2

Además, es necesario evaluar la capacidad a flexión del elemento estructural utilizado como estructura de retén y aplicar un factor de seguridad apropiado en el diseño estructural de dicho elemento. En la definición de los factores de seguridad se deben mantener los criterios descritos en el artículo A6.3.5 de este capítulo.

A6.5.3.8 Consideraciones para Muros y Estructuras de Retén en Suelos Expansivos: Estructuras de reten en la cual el material de relleno es una arcilla de moderado a muy alto potencial de expansión deben ser cuidadosamente estudiadas. Durante el proceso cíclico de humedecimiento y secado (hinchamiento y encogimiento, o carga y descarga) el coeficiente de presión lateral de tierra puede variar entre un valor menor que el coeficiente activo hasta el coeficiente pasivo, dependiendo de movilidad de la estructura. La estimación de presión de tierra que se puede generar contra un muro en un suelo expansivo es muy compleja. Solo se está recomendando que la estimación de la presión

lateral en estructuras de retén se debe realizar utilizando un coeficiente presión lateral de tierra igual a 1.0.

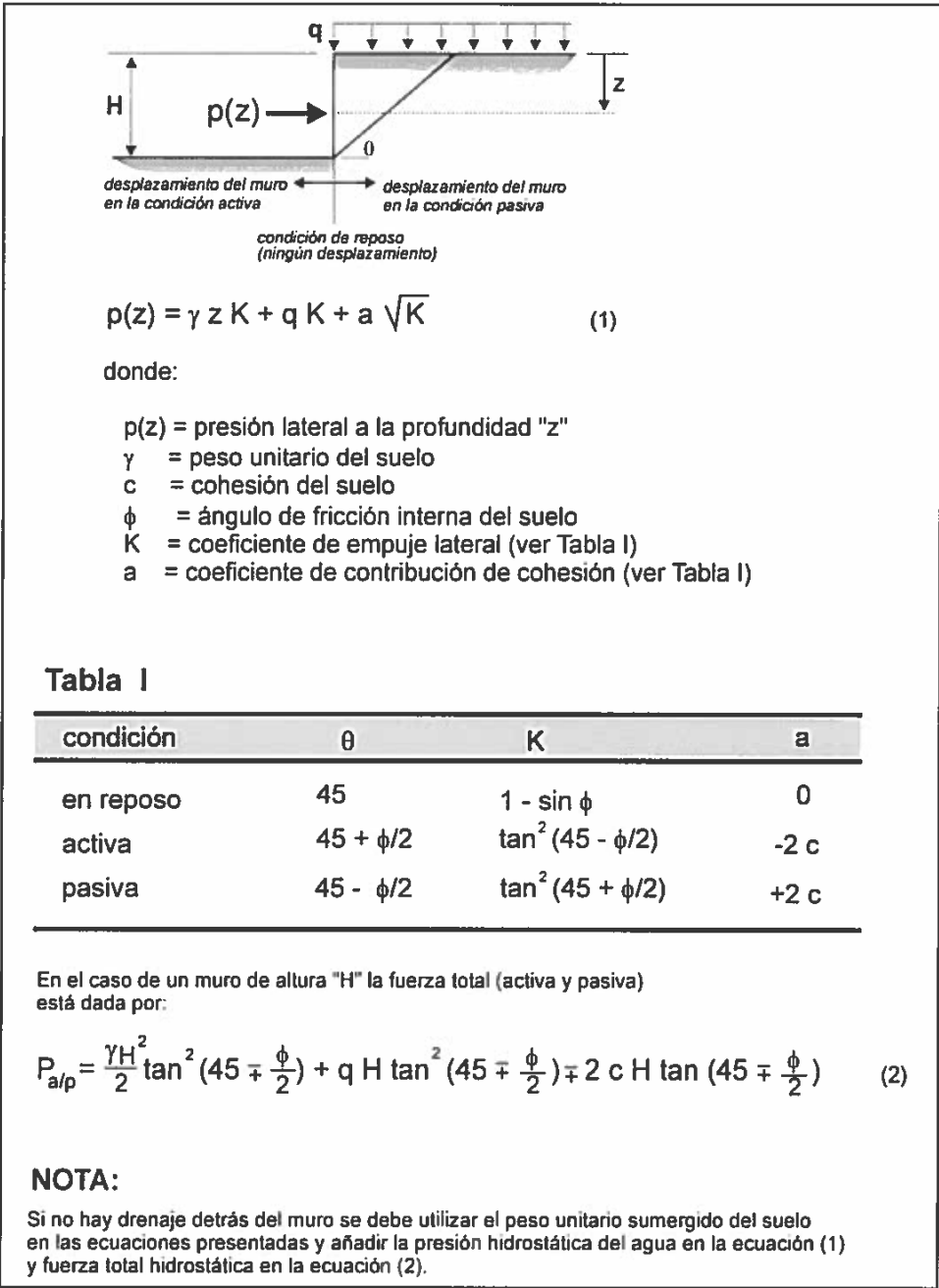


Figura 6.5.3 Presiones Laterales de Tierra (20, 22, 23, 39, 47, 54)

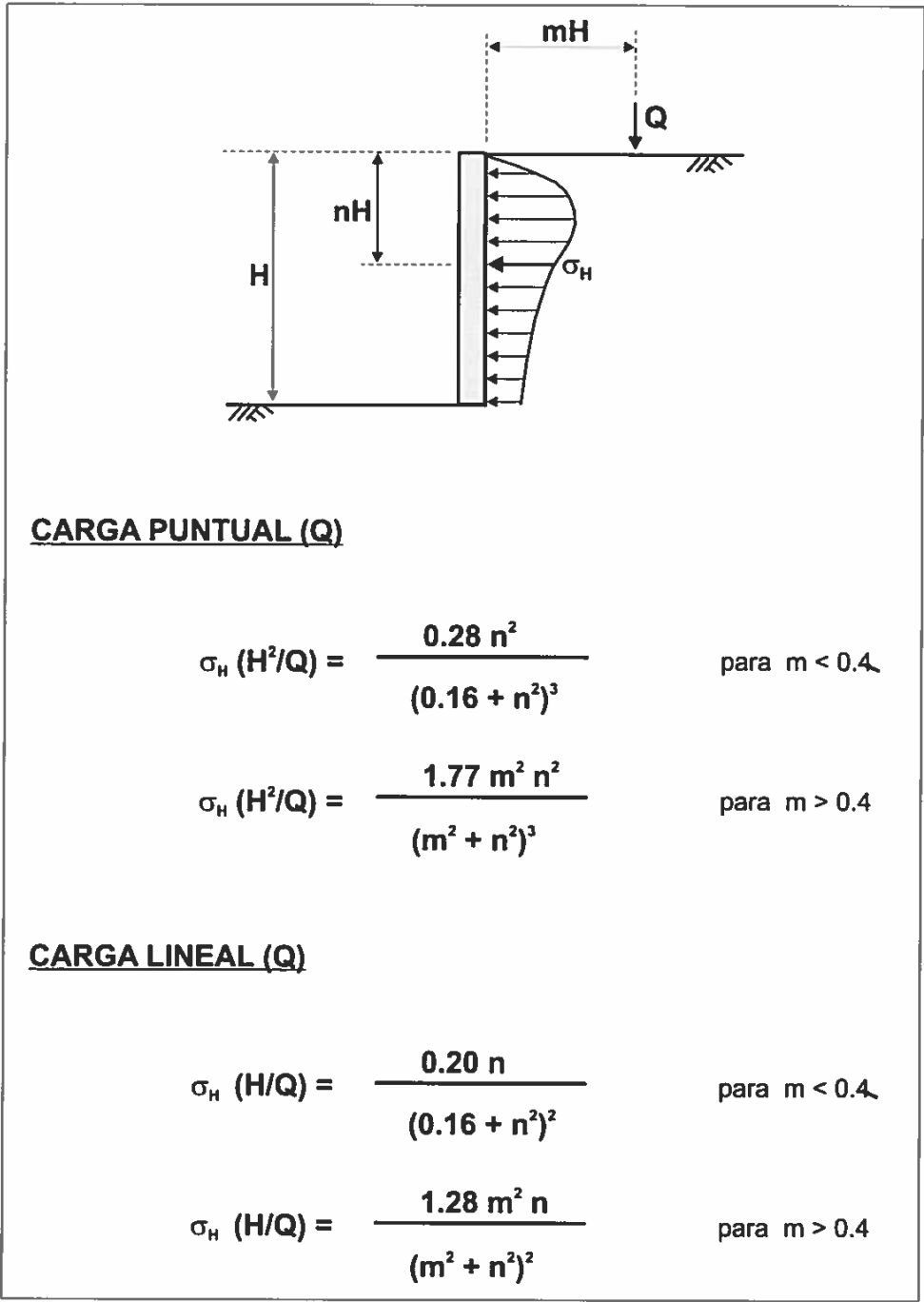


Figura 6.5.3.4 Efecto de Sobrecarga sobre Presiones Laterales (23)

A6.5.4 Estructuras de Retén Flexibles: Se consideran estructuras de retén flexibles aquellas que experimentan deformaciones por flexión de magnitudes tales que las mismas afectan la distribución de presiones laterales sobre la estructura. Los ejemplos mas comunes de estructuras de retén flexibles son los tablestacados ("sheet piles") y muros tipo diafragma vaciados en sitio ("slurry walls"). La manera en que se desarrollan las presiones laterales en estructuras de retén flexibles es función de la rigidez del miembro y del procedimiento de construcción del mismo. En general, las distribuciones de presiones son muy diferentes a las que corresponden a estructuras rígidas.

A6.5.4.1 Tipos de Estructuras de Retén Flexibles: Dependiendo de la manera en que se soportan, las estructuras de retén flexibles pueden ser tipo cantolibre, ancladas, o arriostradas.

A6.5.4.2 Guías para el diseño: Las referencias 55 y 67 presentan información detallada sobre el diseño y construcción de estos elementos.

A6.5.4.3 Factores de Seguridad: Se recomiendan los factores de seguridad mostrados en la Cuadro A6.5.3.7. Además, es necesario evaluar la capacidad a flexión del elemento estructural utilizado como retén y aplicar un factor de seguridad apropiado en el diseño estructural de dicho elemento.

A6.5.5 Consideraciones Sísmicas para el Diseño de Estructuras de Reten:

A6.5.5.1 Muros Rígidos No-restringidos al Desplazamiento: Son aquellas estructuras de reten que pueden moverse (desplazar o rotar) lo suficiente para que se desarrolle la mínima presión activa y/o máxima presión pasiva. En este caso, la presión o fuerza dinámica puede estimarse por procedimientos seudo-estático, Equilibrio Límite y en base a desplazamientos permisibles en la estructura.

A6.5.5.1.1 Método Seudo-Estático y Equilibrio Límite: Este método esta descrito en las Figuras A6.5.5.1 y A6.5.5.2. El procedimiento es el siguiente:

1. Estimar los coeficientes de aceleración vertical (K_v) y horizontal (K_h). Ver sección A6.5.5.4.
2. Calcular la presión activa dinámica P_{ae} por el Método de Monnobe-Okabe (Figura A6.5.5.1) o por el Método de General de Equilibrio Límite (Figura A6.5.5.2). La Figura A6.5.5.4 presenta un glosario de las variables y observaciones sobre este procedimiento.
3. Calcular la presión activa estática P_a .
4. Estimar ΔP_{ae} como la diferencia de $P_{ae}-P_a$.
5. Calcular el punto de aplicación de la resultante (dinámica + estática) como lo indican las Figuras A6.5.5.1 y A6.5.5.2.
6. Proceder a diseñar el muro como lo indica la sección A6.5.3

A6.5.5.1.2 Método en Base a Desplazamientos Permisibles: El objetivo de este método es el de estimar las presiones dinámicas en un muro como función de la máxima deformación aceptable del mismo. Se debe considerar este método como alternativa cuando el coeficiente de aceleración horizontal (K_h) es mayor que 0.2 y si las fuerzas estimadas por la Sección A6.5.5.1.1 son excesivas. El método que se describe en la Figura A6.5.5.3a considera solamente desplazamientos horizontales. El procedimiento es el siguiente:

1. Estimar la aceleración (A_{pga}) y velocidad (V_{pgv}) máxima del sismo de diseño para el sitio donde se construirá la estructura.
2. Determinar la máxima deformación aceptable (d_{perm}).
3. Calcular el coeficiente de aceleración horizontal (K_{h1}) como lo indica la Figura A6.5.5.3a.
4. Ajustar las dimensiones del muro (W_w , W_s) iterativamente hasta que el coeficiente de aceleración (K_{h2}) sea igual a K_{h1} , así como lo indica la Figura A6.5.5.3a

Para otro modo de deformación (rotación y asentamiento) deberá usarse un análisis más complejo del que se está describiendo en esta sección.

A6.5.5.2 Muros Rígidos Restringidos al Desplazamiento: Son aquellas estructuras de retén masivas cimentadas sobre roca u otras estructuras que están arriostradas en la parte superior e inferior, tales como muros de sótanos y algunos estribos de puentes, que no se mueven lo suficiente para que se desarrollen las presiones activas o pasivas (no se moviliza la resistencia cortante del relleno). En este caso, la presión o fuerza dinámica se puede estimar por teoría de elasticidad o métodos numéricos avanzados que toman en cuenta la interacción suelo-estructura. La Figura A6.5.5.3b presenta un método simplificado que es una solución elástica-analítica (63, 65) para la estimación de presiones dinámicas en este tipo de muros. Nótese que en este caso, se debe utilizar un coeficiente de aceleración horizontal (K_h) igual a la máxima aceleración del sitio (A_{pga}/g), y para la condición estática, se debe utilizar el coeficiente de presión lateral en reposo (K_o), definida en la Sección A6.5.2, para estimar las fuerzas estáticas.

Finalmente, AASHTO (1) sugiere que este tipo de muros se pueden diseñar preliminarmente usando el método descrito en la Sección A6.5.5.1.1, pero utilizando un coeficiente de aceleración horizontal (K_h) igual a $1.5(A_{pga}/g)$.

A6.5.5.3 Modificaciones por Condiciones de Agua en el Relleno: La presencia de agua en el relleno del muro afecta las presiones dinámicas de la siguiente manera: 1) alterando las fuerzas inerciales dentro del relleno, 2) desarrollando presiones hidrodinámicas dentro del relleno, y 3) permitiendo que se generen presiones de poros por la deformación cíclica del relleno.

a) Método de Mononobe-Okabe

Fuerzas de Empuje (Activa)

Movimiento ←

Ángulo de inclinación del muro: β
Ángulo de fricción interna: α
Ángulo de reposo del suelo: φ

Fuerzas actuantes:

- P_{ae} : Fuerza activa horizontal.
- U_w , U_{wd} , U_{ws} : Presiones de agua.
- $K_h W$, $K_v W$: Componentes horizontales y verticales de la fuerza activa.
- T , N' : Fuerzas resultantes.
- H , H_w : Alturas totales y de agua.
- δ : Ángulo de inclinación de la fuerza activa.

Fuerzas Resistentes (Pasiva)

Movimiento ←

Ángulo de inclinación del muro: β
Ángulo de fricción interna: α
Ángulo de reposo del suelo: φ

Fuerzas actuantes:

- P_{pe} : Fuerza pasiva horizontal.
- U_w , U_{wd} , U_{ws} : Presiones de agua.
- $K_h W$, $K_v W$: Componentes horizontales y verticales de la fuerza pasiva.
- T , N' : Fuerzas resultantes.
- H , H_w : Alturas totales y de agua.
- δ : Ángulo de inclinación de la fuerza pasiva.

$1) P_{ae} = \frac{K_{ae} \gamma_{eq} (1 - k_v) H^2}{2}$ $2) K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos \psi \cos(\psi + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos \beta}} \right]^2}$ $3) P_a = \frac{K_a \gamma_{eq} H^2}{2}$ $4) K_a = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta) \cos \beta}} \right]^2}$ $5) \Delta P_{ae} = P_{ae} \cos(\delta) - P_a \cos(\delta)$ $6) Y = \frac{P_a \cos(\delta) (\gamma_{pu}) + \Delta P_{ae} (0.6H)}{P_{ae} \cos(\delta)}$ $7) Y_{pu} = \frac{H}{3} \text{ cuando esta seco o totalmente sumergido}$ $8) P_{diseño} = P_{ae} \cos(\delta) + U_w + U_{ws} + U_{wd}$	$1) P_{pe} = \frac{K_{pe} \gamma_{eq} (1 - k_v) H^2}{2}$ $2) K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos \psi \cos(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos \beta}} \right]^2}$ $3) P_p = \frac{K_p \gamma_{eq} H^2}{2}$ $4) K_p = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta) \cos \beta}} \right]^2}$ $5) \Delta P_{pe} = P_p \cos(\delta) - P_{pe} \cos(\delta)$ $6) Y = \frac{P_p \cos(\delta) (\gamma_{pp}) - \Delta P_{pe} (0.6H)}{P_{pe} \cos(\delta)}$ $7) Y_{pp} = \frac{H}{3} \text{ cuando esta seco o totalmente sumergido}$ $8) P_{diseño} = P_{pe} \cos(\delta) + U_w + U_{ws} + U_{wd}$
---	---

b) Modificaciones por Condición de Agua

Seco	Sumergido
$\gamma_{eq} = \gamma$	$\gamma_h = \gamma_{sat} - \gamma_w$
$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{K_h}{1 - K_v} \right]$	$\gamma_d = \frac{\gamma_{sat}}{(1 + w)}$
$U_w = 0$	$\gamma_{eq} = \gamma = \gamma_h (1 - \Delta r_u)$ totalmente sumergido; $\Delta r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_v}$
$U_{wd} = 0$	$\gamma_{eq} = \gamma \approx \gamma_{sat} \left(\frac{H_w}{H} \right)^2 + \gamma_d \left[1 - \left(\frac{H_w}{H} \right)^2 \right]$ parcialmente sumergido
$U_{ws} = 0$	
$U_\alpha = 0$	
$U_{\alpha s} = 0$	

Agua Restringida
(baja permeabilidad)

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{\gamma_{sat} K_h}{\gamma_{eq} (1 - K_v)} \right]$$

$$U_{wd} = 0$$

Agua Libre
(alta permeabilidad)

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{\gamma_d K_h}{\gamma_{eq} (1 - K_v)} \right]$$

$$U_{wd} = \frac{7}{12} K_h \gamma_w H_w^2 @ Y_{wd} = 0.4 H_w$$

Figura 6.5.5.1 Método de Mononobe-Okabe (referencias 6, 17, 25).

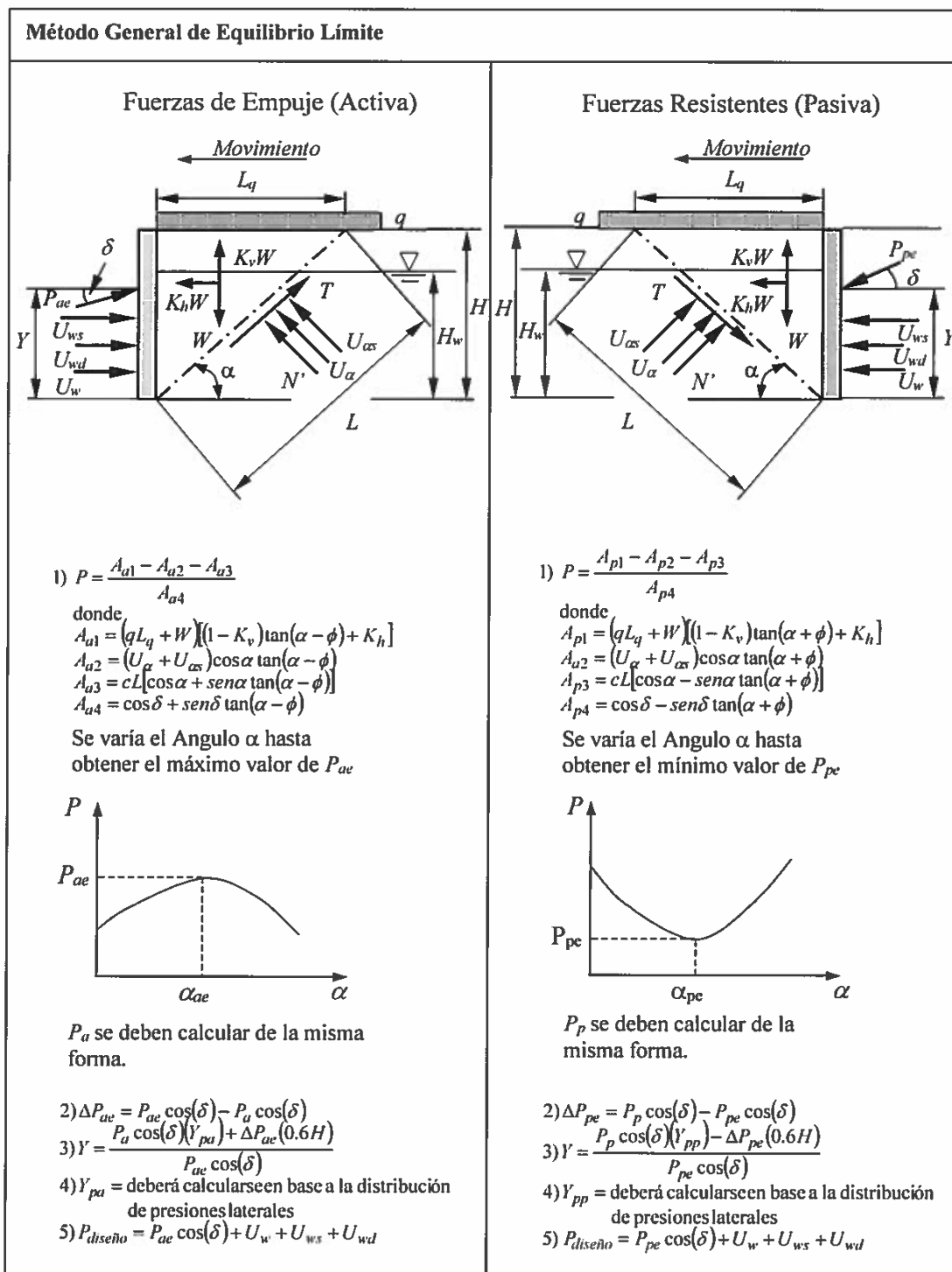


Figura 6.5.5.2 Método General de Equilibrio Límite (referencias 6, 17).

a) Definición de Variables y Observaciones de las Figuras 6.5.5.1 a 6.5.5.3	
T = Fuerza Cortante Resistente del Plano de Falla $T = N \tan \phi \Rightarrow$ para el método de Mononobe–Okabe $T = N \tan \phi + cL \Rightarrow$ para el método de Equilibrio Límite de Cuña U_b = Fuerza Hidrostática en la base del muro U_{bs} = Fuerza Inducida por el sismo como exceso de presión de poros en la base del muro U_w = Fuerza Hidrostática detrás del Muro = $\frac{1}{2} \gamma_w H_w^2 @ Y_w = 0.33 H_w$ U_{wd} = Fuerza Hidrodinámica detrás del Muro = $\frac{7}{12} K_h \gamma_w H_w^2 @ Y_{wd} = 0.4 H_w$ U_{ws} = Fuerza Inducida por el sismo como exceso de presión de poros = $U_{ws1} + U_{ws2}$ $U_{ws1} = \frac{1}{2} \gamma_b \Delta r_u H_w^2 @ Y_{ws1} = 0.33 H_w$ $U_{ws2} = \gamma_d \Delta r_u (H - H_w) H_w @ Y_{ws2} = 0.5 H_w$ U_a = Fuerza Hidrostática a lo largo de la Superficie de Falla = $U_w \frac{1}{\text{sen} \alpha}$ U_{as} = Fuerza Inducida por el sismo como exceso de presión de poros = $U_{ws} \frac{1}{\text{sen} \alpha}$ Y = Punto de Aplicación de P_{ae} y P_{pe} Y_{pa}, Y_{pp} = Punto de Aplicación de P_a y P_p Y_w = Punto de Aplicación de U_w Y_{wd} = Punto de Aplicación de U_{wd} Y_{ws} = Punto de Aplicación de U_{ws} γ = Peso Unitario del Suelo γ_b = Peso Unitario Sumergido = $\gamma_{sat} - \gamma_w$ γ_d = Peso Unitario Seco = $\frac{\gamma_{sat}}{(1 + w)}$ $\gamma_{eq} = \gamma_b (1 - \Delta r_u)$ Peso Unitario Equivalente del Suelo Totalmente Sumergido y con Exceso de Presión de Poros $\gamma_{eq} \approx \gamma_{sat} \left(\frac{H_w}{H} \right)^2 + \gamma_d \left[1 - \left(\frac{H_w}{H} \right)^2 \right]$ Peso Unitario Equivalente del Suelo Parcialmente Sumergido γ_{sat} = Peso Unitario del Suelo Saturado γ_w = Peso Unitario del Agua Δr_u = Razón de Exceso de Presión de Poros = $\Delta u / \sigma'_v$ Δu = Exceso de presión de Poros Inducida por un Sismo	a_h, a_v = Aceleración seudo - estática A_{pga} = Aceleración Máxima del Sitio c = Cohesión del Suelo d_{perm} = Desplazamiento permisible en la parte superior del muro g = Aceleración de la Gravedad H = Altura del Muro H_w = Altura del Nivel de Agua K_h = Coeficiente de Aceleración Horizontal = a_h/g K_v = Coeficiente de Aceleración Vertical = a_v/g N' = Fuerza Efectiva Normal al Plano de Falla P_{ae} = Fuerza de Empuje (Dinámica) P_{pe} = Fuerza Resistente (Dinámica) P_a = Fuerza de Empuje (Estática) P_p = Fuerza Resistente (Estática) $P_{diseño}$ = Fuerza de Diseño q = Sobrecarga Muerta V_{pga} = Velocidad Máxima del Sitio W = Peso de Cuña W_w = Peso de Muro W_s = Peso de Suelo Confinado w = Contenido de Humedad del Suelo α = Inclinação del Plano de Falla β = Inclinação del Terreno δ = Ángulo de Fricción entre Muro y Suelo ϕ = Ángulo de Fricción del Suelo ϕ_b = Ángulo de Fricción en la Base del Muro σ'_v = Efuerso Efectivo Inicial Vertical ψ = Ángulo de Inercia Sísmico
b) Observaciones - El Método de Mononobe-Okabe esta limitado a que $\beta \leq \phi - \psi$ y $K_h \leq (1 - K_v) \tan \phi$. También esta limitado a condiciones homogéneas y a una superficie uniforme. Cuando esto no se cumpla, se debe utilizar el método general de equilibrio límite y cuña. - La componente $(1 - K_v)$ cambia a $(1 + K_v)$ cuando K_v es hacia abajo. - A medida que el ángulo de inercia sísmico aumenta, ψ, K_{ae} se acerca a K_{pe}. - Cuando se utiliza el Método General de Equilibrio Límite, P_{ae}, P_{pe}, P_a y P_p se deben calcular de la misma forma y misma cuña. - Cuando el material de relleno esta totalmente o parcialmente sumergido, se debe calcular un peso unitario equivalente, γ_{eq}, que se utiliza en el cálculo de P_{ae} y P_{pe}, como se indica en las figuras 5.5.5.1. El Profesional Idóneo deberá decidir si incluye o no el efecto del exceso de presión de poros que se pueda generar durante un sismo (U_{ws}). Cuando Δr_u se acerca a 1.0, el relleno se ha licuado y se puede considerar el relleno como un fluido con un peso unitario γ_{sat}. - La asunción de Y_{pa} y Y_{pp} igual a $H/3$ no es valida cuando el relleno no es homogéneo, cuando hay sobrecargas y cuando esta parcialmente sumergido. Deberá calcularse en base a la distribución de presiones laterales.	

Figura 6.5.5.4 Definición de Variables y Observaciones de las Figuras 6.5.5.1 a 6.5.5.3

Las fuerzas inerciales en suelos saturados dependen del movimiento relativo entre las partículas del suelo del relleno y el agua de poros que las rodea. En el caso usual, donde la permeabilidad del suelo es baja, el agua de poros se mueve con el suelo (*condición de agua restringida*) y las fuerzas inerciales serán proporcionales al peso unitario saturado del suelo. Por otro lado, cuando la permeabilidad del suelo es alta, las partículas del suelo se moverán separadamente del agua (*condición de agua libre*), la cual permanecerá prácticamente inmóvil. En este caso, las fuerzas inerciales serán proporcionales al peso unitario sumergido del suelo y además, se deberá incluir una componente adicional por la presión hidrodinámica que se genera. Para ambos casos, cuando exista exceso de presión de poros generada por la deformación cíclica del suelo, esta deberá ser incluida como una fuerza de exceso de presión de poros. La Figura A6.5.5.1b resume las modificaciones que se debe utilizar para incluir el efecto del agua en el relleno (adaptado de la referencia 17).

En todo caso, es preferible diseñar un sistema de drenaje detrás del muro para que evitar el efecto del agua. Solamente, en muros localizados en zonas costeras, puertos y cuerpos de agua, el efecto del agua en el relleno no se puede despreciar.

A6.5.5.4 Coeficiente de Aceleración de Diseño: Los coeficientes de aceleración vertical y horizontal (K_h) deben ser una proporción de la aceleración máxima (A_{pga}/g) vertical y horizontal del sismo de diseño para el sitio respectivamente. La aceleración (A_{pga}) y velocidad (V_{pgv}) máxima del sismo de diseño para el sitio donde se construirá la estructura no necesariamente son iguales a las aceleraciones espectrales de repuesta que se describen en el Capítulo 4. Se deberá recomendar los valores de (A_{pga}) y (V_{pgv}) a utilizar en el diseño de muros. Tentativamente, los valores de los coeficientes de aceleración (K_h y (K_{vh})) se pueden estimar como lo indica el Cuadro A6.5.5.4.1

A6.6 Control de Excavaciones

A6.6.1 General: Al realizar una excavación, se deberá verificar que la misma no ponga en peligro la estabilidad de estructuras aledañas.

A6.6.2 Procedimientos: Hay básicamente tres maneras de proceder con una excavación:

1. Construir la Estructura de Retén previa a la excavación
2. Construir la Estructura de Retén posterior a la excavación
3. Realizar la Excavación sin Estructura de Retén.
4. Verificar la estabilidad de los taludes resultantes de manera que se confirme que no sea necesario arriostrar la excavación.

A6.6.3. Consideraciones Específicas: A continuación se detallan los procedimientos de excavación descritos y se señalan las consideraciones específicas que se tienen que contemplar al diseñar una excavación.

Cuadro A6.5.5.4.1 Observaciones y Sugerencias para Estimar K_h y K_v		
1-		El coeficiente de aceleración vertical (K_v) puede asumirse como cero, cuando el coeficiente de aceleración horizontal (K_h) es igual o menor a 0.1 para muros rígidos o 0.05 para muros flexibles (Sección A6.5.4). Sin embargo, se debe usar para diseño la mayor presión dinámica estimada bajo las siguientes condiciones, a) (K_v) hacia arriba, b) (K_v) hacia abajo, y c) (K_v) igual a cero.
2-	Referencia 35	Se sugiere que cuando no se tenga un valor de (A_{pga}), esta puede aproximarse a la aceleración de respuesta espectral de diseño para periodo corto dividida por 2.5 ($A_{pga}/g=S_{DS}/2.5$). También, se recomienda $K_h = S_{DS}/2.5$
3-	Referencia 42	$K_h = A_a \left(\frac{0.2 A_v^2}{A_a d_{perm}} \right)^{\frac{1}{4}}$, donde A_a y A_v son los coeficientes de aceleración y velocidad efectivas máximas. Alternativamente, se puede usar: $K_h = \frac{A_{pga}}{g} \left(\frac{0.087 V_{pgv}^2}{A_{pga} d_{perm}} \right)^{\frac{1}{4}}$
4-	Referencias 31, 43, 51, 52 y 55	$K_h = 0.106 \frac{A_{pga}}{g} \ln \left(\frac{37 V_{pgv}^2}{A_{pga} d_{perm}} \right)$ A estas ecuaciones se le pueden hacer los siguientes ajustes: • Si $f_1/f_0 < 0.25$, no ajuste por amplificación • Si $f_1/f_0 \approx 0.50$, multiplicar A_{pga} por 1.25 y V_{pga} por 1.30 • Si $0.70 < f_1/f_0 < 1.00$, multiplicar A_{pga} y V_{pga} por 1.50 • $f_0 = V_s/4H$ = Frecuencia fundamental del relleno • V_s = Velocidad Cortante de Onda (m/s) • H = Altura del muro (m) • f_1 = Frecuencia dominante del sismo
5-	Referencia 8	$K_h = \frac{A_{pga}}{g}$ Cuando $A_{pga} < 0.2g$. $K_h = 0.33 \left(\frac{A_{pga}}{g} \right)^{0.3}$ cuando $A_{pga} > 0.2g$
6-	Referencia 25	$K_v \text{ y } K_h = 0.33 A_{pga}/g \text{ @ } 0.50 A_{pga}/g.$
7-	Referencia 17 y 52	$K_h = \frac{A_{pga}}{g} \left[0.66 - \frac{1}{9.4} \ln \left(\frac{d_{perm} A_{pga}}{V_{pgv}^2} \right) \right]$

A6.6.3.1 Estructura de Retén Previa a la Excavación: Esta es la manera más segura de realizar una excavación. Sin embargo, también suele ser la más costosa. Es necesario verificar:

1. La integridad estructural de la pared o cortina en el caso de muros colados en sitio.
2. La capacidad de los arrostramientos. La Figura A6.6.3.1 muestra distribuciones de presiones laterales que permiten calcular confiablemente la capacidad requerida por cada anclaje o arrostramiento que se utilice para soportar la estructura de retén. Estas distribuciones son empíricas. Mediciones realizadas indican que si los soportes laterales se diseñan para estos valores, los mismos tienen una alta probabilidad de no fallar (23, 37, 54).
3. La estabilidad del fondo de la excavación.

A6.6.3.2 Estructura de Retén Posterior a la Excavación: Se incurre en cierto riesgo ya que los métodos de investigación de sitios no tienen la precisión ni la resolución para garantizar la seguridad de la excavación. Sin embargo, el hecho que la condición no soportada sea temporal, favorece la estabilidad del talud resultante. Los taludes excavados generalmente tienden a debilitarse con el tiempo. Por lo tanto, si se adopta este procedimiento de excavación, la construcción de la estructura de retén debe ejecutarse con prontitud. También favorece a la estabilidad de la excavación, realizar la misma en tramos longitudinales cortos y alternos, e ir construyendo la estructura de retén en estos segmentos antes de proceder a excavar segmentos adicionales.

A6.6.3.3 Excavación sin Estructura de Retén: En estos casos es necesario realizar un análisis de estabilidad que indique que el talud es estable a corto y largo plazo. Las referencias 23, 39, 47, 51 y 52 brindan mayor información a este respecto.

A6.6.4 Consideraciones de Drenaje: La infiltración resultante de la precipitación es perjudicial a cualquier talud. La construcción de sistemas de drenaje superficiales que puedan desalojar rápidamente la escorrentía, disminuye la infiltración y por ende aumenta la seguridad de la excavación. Consecuentemente, siempre resulta conveniente implementar un drenaje superficial eficiente en la periferia de una excavación (principalmente en la cabeza de los taludes). Para consideraciones de drenaje de agua subterránea, se debe realizar un análisis que defina el régimen de flujo imperante (21, 27) y diseñar un sistema de drenaje con la capacidad hidráulica necesaria para establecer un régimen de flujo que no sea perjudicial a la excavación ni al proyecto. Este problema es especialmente relevante cuando el proyecto incluye la construcción de sótanos. Es importante notar que el coeficiente de permeabilidad varía en forma exponencial, por lo que un factor de seguridad adecuado para el coeficiente de permeabilidad puede ser del orden de 10 a 100.

A6.6.5 Estructuras adyacentes: La presencia, vulnerabilidad y valor de las estructuras adyacentes a una excavación son factores que se deben tomar en cuenta en la elección del procedimiento de excavación.

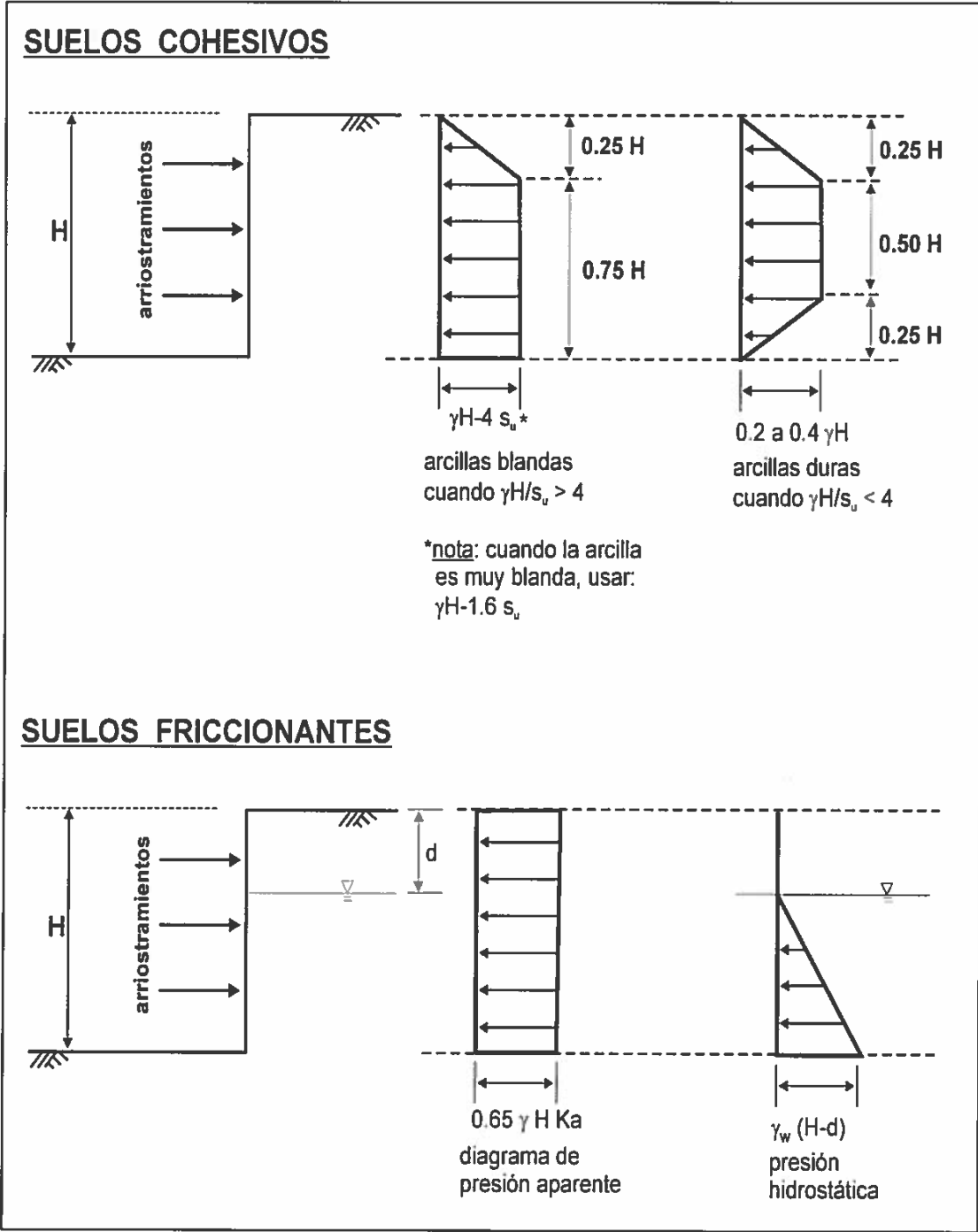


Figura 6.6.3.1 Distribución temporal de Presiones Laterales en Excavaciones Arriostradas (23)

A6.7 Referencias:

1. AASHTO (1996). "Standards Specifications for Highway Bridges", Division I-A, Seismic Design, Washington, D.C.
2. Afrouz, A.A. (1992) "Practical Handbook of Rock Mass Classification Systems and Modes of Ground Failure", CRC Press, London.
3. American Concrete Institute (1992). "Slabs on Grade: Design, Specifications, Construction, and Problem Resolution", SMC-25. Este documento incluye: ACI 360R-92, ACI 303.1R-89, PCA EB075.02D, PTI Design and Construction of Post-tensioned Slabs-on-Ground y Case Studies and Recomendations.
4. American Society of Civil Engineers (1982) "Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils", Proceedings of the ASCE Engineering Division Specialty Conference, Honolulu Hawaii, January 11-15, 1982, Published by ASCE, New York.
5. American Society of Civil Engineers (1993) "Design of Pile Foundations", Technical Engineering and Design Guides as adapted from the US Army Corps of Engineers, No. 1, Published by ASCE, New York
6. American Society of Civil Engineers (1994). "Retaining and Flood Walls", Technical Engineering and Design Guides as adapted from the U.S. Army Corps of Engineers, No. 4, ASCE Press, New York.
7. American Society of Civil Engineers (1994) "Settlement Analysis", Technical Engineering and Design Guides as Adapted from The US. Army Corps of Engineers, No 9, New York, USA.
8. American Society of Civil Engineers (1998). "Seismic Guidelines for Ports", Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, Monograph No. 12, ASCE Press, Reston, Virginia.
9. Bieniawski, Z. T (1989). "Engineering Rock Mass Classifications", John Wiley, Rotterdam.
10. Brown, R.W. (1997). "Foundation Behavior and Repair, Residential and Light Construction", 3rd edition, McGraw-Hill, New York, USA.
11. Canadian Geotechnical Society (1992). "Canadian Foundation Engineering Manual", 3rd edition, BiTech Publishers Ltd, British Columbia, Canada
12. Casagrande, A. (1948) "Classification and Identification of Soils", Transactions ASCE, 113, pp. 901,992.
13. Chellis, R.D. (1961) "Pile Foundations" Second Edition, Mc-Hill Book Company,

New York.

14. Chen, F.H. (1988). "Foundations on Expansive Soils". Elsevier, New York, USA.
15. Day, R.W. (1999). "Geotechnical and Foundation Engineering", McGraw-Hill, New York, USA.
16. Department of Housing and Urban Development (1976). "Experimental Foundation Design on Expansive Soils", Construction Research Center, The University of Texas at Arlington, Texas.
17. Ebeling, R.M. & Morrison, E.E (1992). "The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures", Technical Report ITL-92-11, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
18. Electric Power Research Institute (1990) . "Manual on Estimate Full Properties for Foundation Design", EPRI EL-6800, Proyecto 1493-6, Final Report.
19. Fredlund, D.G. y Rahardjo, H. (1993). "Soil Mechanics for Unsaturated Soils", John Wiley & Sons, Inc. Canadá.
20. Harr, M.E. (1966) "Foundations of Theoretical Soil Mechanics" McGraw-Hill Book Co, New York.
21. Harr, M.E. (1962) "Groundwater and Seepage", McGraw-Hill Book Co., New York.
22. Hough, K. B. (1957) "Basic Soil Engineering", The Ronald Press, New York.
23. Hunt, R.E. (1986) "Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation", McGraw-Hill Book Co., New York.
24. Hunt, R.E. (1984) "Geotechnical Engineering Investigation Manual", McGraw-Hill Book Co., New York.
25. Kramer, S.L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, New Jersey.
26. Lambe, T.W. and Whitman, R.V. "Soil Mechanics", John Wiley and Sons, New York
27. Leonards, G.A. Editor "Foundation Engineering", McGraw-Hill Book Company, New York.
28. Martin, R.E. (1977) "Estimating Foundation Settlements in Residual Soils", Proc. ASCE, Vol. 103, No. GT3, March.

29. Meyerhof, G.G. (1963) "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations" Canadian Geotechnical Journal, vol. 1, no. 1, Sept.
30. Meyerhof, G.G. (1976) "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations" Proc. ASCE Journal of the Geot. Div., Vol. 102, No. GT3, Mar.
31. Nadiem, F. & Whitman, R.V. (1983). "Seismically Induced Movement of Retaining Walls", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 109, No. GT7, July, pp. 915-931.
32. Naval Facilities Engineering Command (1983). "Soil Dynamics, Deep Stabilization and Special Geotechnical Construction", DM 7.3, Department of the Navy, Virginia, USA.
33. Naval Facilities Engineering Command (1986). "Foundations and Earth Structures", DM 7.02, Department of the Navy, Virginia, USA.
34. Naval Facilities Engineering Command (1986). "Soil Mechanics", DM 7.01, Department of the Navy, Virginia, USA.
35. NEHRP (2000). "Recommended Provisions For Seismic Regulations for New Buildings and other Structures", Building Seismic Safety Council for FEMA (368), Provisions and Commentaries, Washington, D.C.
36. Nelson, J.D. y Miller, D.J. (1992). "Expansive Soils, Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering", John Wiley & Sons, Inc., New York, USA.
37. Peck, R.B., Hanson, W.E. and Thornburn, T.H. (1974) "Foundation Engineering" Second Edition, John Wiley and Sons, New York.
38. Peck, R.B. (1976) "Rock Foundations for Structures", Rock Engineering for Foundations and Slopes, Proc. ASCE, New York, vol 2, pp. 1-21.
39. Perloff, W.H. and Baron, W. (1976) "Soil Mechanics - Principles and Applications" The Ronald Press Company, New York.
40. Poulos, H.G. and Davis, E. H. (1974) "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics", John Wiley & Sons, New York.
41. Poulos, H.G. and Davis, E. H. (1980) "Pile Foundation Analysis and Design", John Wiley & Sons, New York.
42. Richards, R. & Elms, D.G (1979). "Seismic Behavior of Gravity Retaining Wall", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 105, No. GT4, April, pp. 449-464.

43. Richards, R. & Elms, D.G (1990). "Seismic Design of Retaining Walls", ", in Design and Performance of Earth Retaining Structures, GSP No. 25, Ithaca, New York, pp.854-871.
44. Schmertmann, J.H. (1970) "Static Cone to Compute Static Settlement over Sand" Proc. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, vol. 96, No. SM-3, May.
45. Singh, B. y Goel, R.K. (1999). Rock Mass Classification, A Practical Approach in Civil Engineering, Elsevier, Oxford, England.
46. Skempton, A.W. and MacDonald, D.H. (1956) "The Allowable Settlement of Buildings", Proc. Inst. of Civil Engineers, London, Vol. 5, Part. III, pp.727-784.
47. Sowers, G.B. and Sowers G.F. (1993) "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Versión Española de la tercera edición en Inglés, Editorial Limusa, México, D.F.
48. Steedman, R.S. & Zeng, X (1990). "The Seismic Response of Waterfront Retaining Walls", in Design and Performance of Earth Retaining Structures, GSP No. 25, Ithaca, New York, pp.872-886.
49. Steedman, R.S. & Zeng, X (1996). "Rotation of Large Gravity Walls on Rigid Foundations Under Seismic Loading", in Analysis and Design of Retaining Structures Against Earthquakes, GSP No. 60, ASCE Press, pp. 38-56.
50. Steinberg, M. (1998). "Geomembranes and the Control of Expansive Soils in Construction", McGraw-Hill, New York, USA.
51. Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967) "Soil Mechanics in Engineering Practice" Second Edition, John Wiley and Sons, New York.
52. Townsend, F.C. (1985) "Geotechnical Characteristics of Residual Soils" Proc. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 1, January.
53. Transportation Research Board Special (19767) "Report 163: Estimation of Consolidation Settlement - Manual of Practice" Transportation Research Board, Commission on Sociotechnical Systems, National Research Council, National Academy of Sciences, Washington, D.C.
54. Tschebotarioff, G.P. (1973) "Foundations, Retaining and Earth Structures" Second Edition, McGraw-Hill Book Company, New York.
55. United States Steel (1975) "Steel Sheet Piling Design Manual" U.S. Steel Corp. Pittsburgh, Pa. 25-3848-05, Printed in U.S.A.

56. US. Army Corps of Engineers (1983), "Foundations in Expansive Soils", Technical Manual TM 5-818-7, Department of The Army, Washington, DC, Septiembre, 1983.
57. US. Army Corps of Engineers (1990), "Settlement Analysis", Engineering Manual EM 1110-1-1904, Department of The Army, Washington, DC, Septiembre, 1990.
58. US. Bureau of Reclamation (1974). "Earth Manual", 2nd edition, US. Department of the Interior, Water Resources Technical Publications, Denver, USA.
59. US. Bureau of Reclamation (1990). "Engineering Geology Field Manual", US. Department of the Interior, Water Resources Technical Publications, Denver, USA.
60. Vesic, A.S. (1967) "Ultimate Loads and Settlements of Deep Foundations in Sand" Proc. Symp. on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, Durham, North Carolina.
61. Whitman, R.V. & Liao, S. (1985). "Seismic Design of Gravity Retaining Walls", MP GL-85-1, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
62. Whitman, R.V. (1990). "Seismic Design and Behavior of Gravity Retaining Walls", in Design and Performance of Earth Retaining Structures, GSP No. 25, Ithaca, New York, pp.817-842.
63. Wood, J.H. (1973). "Earthquake-Induced Soil Pressures on Structures", Report No. EERL 73-05, California Institute of Technology, Pasadena, California.
64. Wu, G. & Liam-Finn, W.D. (1996). "Seismic Pressure Against Rigid Walls", in Analysis and Design of Retaining Structures Against Earthquakes, GSP No. 60, ASCE Press, pp. 1-18.
65. Wu, Y. & Prakash, S (1996). "On Seismic Displacements of Rigid Retaining Walls", in Analysis and Design of Retaining Structures Against Earthquakes, GSP No. 60, ASCE Press, pp. 21-37.
66. Wylie, D.C. (1992) "Foundations on Rock" E & FN SPON, London.
67. Xanthakos, P.P. (1979) "Slurry Walls", McGraw-Hill Book Co., New York.

609

MAPAS DE ACELERACION

