

**UNIVERSIDAD CATÓLICA
ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**ELABORACIÓN DE UN DOCUMENTO BASE PARA PREPARACIÓN DE
NORMA GEOTÉCNICA DE DISEÑO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES Y
EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO**

Nombre del Tutor:

Ing. Heriberto Echezuría

Prestadores:

Carvajal R. Malcolm A.

C.I: 25.058.515

Rondón R. Carlos A.

C.I: 24.271.695

Caracas, 15 de Junio del 2018

UNIVERSIDAD CATÓLICA
ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**ELABORACIÓN DE UN DOCUMENTO BASE PARA PREPARACIÓN DE
NORMA GEOTÉCNICA DE DISEÑO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES Y
EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO**

Este Jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo ha evaluado su contenido con el resultado: Decimere (A)

JURADO EXAMINADOR

Firma:	Firma:	Firma:
Nombre: <u>Heriberto Echezuría</u>	Nombre: <u>Pedro Carrillo</u>	Nombre: <u>Diwaro Boigro</u>

Nombre del Tutor:
Ing. Heriberto Echezuría



Prestadores:
Carvajal R. Malcolm A.
C.I: 25.058.515
Rondón R. Carlos A.
C.I: 24.271.695

Caracas, 15 de Junio del 2018

Dedicatoria

Dedicado a mi familia, mi madre Rosa Rodríguez por el apoyo en todo el recorrido, así como a mis hermanos Nelson y Brian Carvajal, y mi padre que también ayudó en el trayecto final.

Malcolm A. Carvajal R.

Dedicatoria

Dedicado a toda mi familia, a mi madre Josefina Rangel, persona a la cual admiro demasiado y es mi modelo a seguir, a mi hermana Katherine y mi padre Carlos, a mis abuelos que aunque no estuvieron presentes físicamente apoyaron desde el cielo.

Carlos A. Rondón R.

Agradecimientos

A dios por darme la salud, fuerza y perseverancia.

A mi madre Josefina Rangel por su gran apoyo incondicional y motivación durante toda la carrera y el día a día. Gracias por ser mi motor madre!

A mi padre Carlos y hermana Katherine por apoyarme en todo momento, en los trasnochos y en ser mi alarma para poder despertarme todas las madrugadas, sin ustedes hubiese faltado a muchas clases.

A mi tía Nilse y primos Roberto, Víctor y Alberto por estar pendiente de mí en todo momento.

A mis amigos del colegio Joshua, Mauricio y Jefferson, aunque nos separamos un poco siempre estuvieron pendientes de cómo me iba.

A mis compañeros de la universidad Malcolm, Andrea, Claudia, Gabo, Soto, Raúl, Cipriano, Javier, Harold, Darwin, Armando y Antoni por su apoyo y ayuda durante toda la carrera, sin ustedes no lo hubiese logrado.

A mis amigos de la infancia Hemgherbeth y Jesús, a pesar de la distancia siempre me apoyaron en todo momento.

A nuestro tutor el profesor Heriberto quien nos orientó durante todo este trabajo.

Carlos A. Rondón R.

ÍNDICE

RESUMEN.....	11
ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	12
INTRODUCCIÓN.....	13
CAPÍTULO I: EL PROBLEMA.....	14
Planteamiento del Problema.....	14
Objetivos de la Investigación.....	15
Objetivo General.....	15
Objetivos Específicos.....	15
Alcance.....	16
Limitaciones.....	16
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	16
Bases Teóricas.....	16
Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.....	16
Fundaciones.....	19
Asentamientos.....	21
Capacidad Portante.....	25
Fallas Geológicas.....	26
Glosario de Términos.....	28
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO.....	32
Tipo de Investigación.....	32
Diseño de Investigación.....	32
Descripción de la Metodología.....	32

Técnica de Recolección de Datos.....	33
CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	34
ESTRUCTURACIÓN SUGERIDA PARA LA NORMA GEOTÉCNICA.....	34
INTRODUCCIÓN.....	34
ESTUDIOS GEOTECNICOS.....	35
CLASIFICACIÓN Y PROPIEDADES DEL SUELO Y ROCA.....	39
EXPLORACIÓN E INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO.....	54
TOMA DE MUESTRAS Y ENSAYOS.....	67
FUNDACIONES SUPERFICIALES.....	76
FUNDACIONES PROFUNDAS.....	92
MUROS DE CONTENCIÓN.....	102
ESTABILIDAD DE TALUDES, EXCAVACIONES Y RELLENOS.....	115
ASPECTOS A CONSIDERAR PARA CASOS ESPECIALES...	130
DISCUSIÓN.....	134
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	139
CONCLUSIONES.....	139
RECOMENDACIONES.....	140
BIBLIOGRAFÍA.....	141

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Designación de la Primera y Segunda Letra	17
Tabla 2 Símbolos. ASTM D2487-11.....	18
Tabla 3 Valores Máximos de Asentamientos Diferenciales en Función de la Distancia entre Dos Puntos de Referencia.....	25
Tabla 4 Principales Depósitos de Suelo	41
Tabla 5 Relación entre RQD, Índice de Velocidad y Calidad.....	46
Tabla 6 Clasificación por Categorías.....	57
Tabla 7 Número y Profundidad de Sondeos Recomendados.....	57
Tabla 8 Clasificación de las Estructuras	58
Tabla 9 Clasificación del Terreno.....	59
Tabla 10 Ubicación y Profundidad Recomendada.....	59
Tabla 11 Número, Ubicación y Profundidad de Sondeos Recomendados.....	61
Tabla 12 Tipos de Humedecimientos que Pueden Desencadenar el Colapso del Suelo.....	65
Tabla 13 Fórmulas para Obtener los Parámetros de la Ecuación de Capacidad de Soporte.....	79
Tabla 14 Factores de Capacidad Adimensionales de Terzaghi.....	81
Tabla 15 Movimientos Horizontales en el Muro de Contención Conducentes a los Estados Activo y Pasivo.....	104
Tabla 16 Factores de Seguridad Indirectos Mínimos.....	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Zapata Aislada.....	20
Figura 2 Zapata Combinada.....	20
Figura 3 Tira de Fundación	20
Figura 4 Losa de Fundación	20
Figura 5 Pilotes	21
Figura 6 Falla Inversa.....	27
Figura 7 Falla Normal.....	27
Figura 8 Falla de Rumbo.....	27
Figura 9 Falla Rotacional	27
Figura 10 Tipos de Depósito Dentro de un Meandro.....	44
Figura 11 Potencialidad de Expansión de Suelo Arcilloso en Función del IP, Contenido de Arcilla y Actividad.....	51
Figura 12 Criterio de Potencialidad de Colapso en Función del Límite Líquido y la Densidad Natural	52
Figura 13 Fallas por Volcamiento, Capacidad de Soporte y Deslizamiento, Respectivamente.....	77
Figura 14 Correlación entre N_{spt} Corregido y Ángulo de Fricción ϕ	80
Figura 15 Valores de N_q y N_γ en Función de ϕ	81
Figura 16 Dimensiones Relevantes para el Cálculo de la Capacidad de Soporte en la Cresta del Talud	86
Figura 17 Modos de Falla	86
Figura 18 Factores de Capacidad N_{cq} en Función de Relación b/B y Ángulo de Talud para Fundaciones en la Cresta del Talud.....	87

Figura 19 Factores de Capacidad N_{cq} en Función de Relación b/B y Ángulo de Talud para Fundaciones en la Cresta del Talud.....	87
Figura 20 Factores de Capacidad $N_{\gamma q}$ en Función de Relación b/B , Ángulo de Talud y ϕ para Fundaciones en la Cresta del Talud	88
Figura 21 Factores de Capacidad $N_{\gamma q}$ en Función de Relación b/B , Ángulo de Talud y ϕ para Fundaciones en la Cresta del Talud	88
Figura 22 Dimensiones Relevantes para el Cálculo de la Capacidad de Soporte en la Cara del Talud.....	89
Figura 23 Factores de Capacidad N_{cq} en Función del Ángulo de Talud y la Relación D/B	90
Figura 24 Factores de Capacidad $N_{\gamma q}$ en Función del Ángulo de Fricción, la Relación D/B y el Ángulo de Talud.....	91
Figura 25 Factores de Capacidad N'_q en Función de ϕ	96
Figura 26 Diagrama de Meyerhof.....	97
Figura 27 Distribución de Presiones del Grupo de Pilotes Según Terzaghi.....	101
Figura 28 Empuje Activo	105
Figura 29 Empuje Pasivo.....	106
Figura 30 Criterios Simplificados para Diagramas de Empuje Debidos a Sobrecargas	109
Figura 31 Diagramas de Envolventes de Empujes Aparentes para Elementos de Contención Apuntalados	110
Figura 32 Diagrama de Presiones Caso 1.....	113
Figura 33 Diagrama de Presiones Caso 2.....	114
Figura 34 Diagramas de presión del suelo de fundación sobre el muro.....	115

Figura 35 Talud y Potencial Superficie de Falla.....	117
Figura 36 Fuerzas Típicas en Métodos de Dovelas	119
Figura 37 Formas de Potenciales Superficies de Falla.....	121
Figura 38 Talud y Superficie de Falla Típica	123
Figura 39 Sección Típica.....	123
Figura 40 Distintos Tipos de Soporte para Excavaciones Apuntaladas.....	126

RESUMEN

El siguiente trabajo de grado tiene como intención fundamental extraer los criterios y aplicaciones prácticas sugeridas por las normas internacionales más reconocidas y verificadas, sintetizando su contenido en un documento de apoyo para el ingeniero a la hora de afrontar proyectos que requieran de un estudio de la superficie del terreno y una exploración subsuperficial para obtener propiedades de suelo y/o masa rocosa y bajo las mismas diseñar fundaciones superficiales o profundas de manera adecuada.

Se establecen los métodos de investigación del subsuelo que son necesarios para realizar una caracterización adecuada, así como también procedimientos de cálculo de capacidad de soporte, estabilidad de taludes y muros de contención. En resumen, el esquema general de estudios de suelos para diseño de fundaciones se basa en los aspectos que aquí se nombran; primero se debe saber cuáles son las propiedades de los suelos y rocas y cómo clasificarlos, de manera que se sepa dónde es ideal fundar. Luego se inicia el proceso de exploración, el cual tiene como objetivo definir las características de los estratos del suelo de fundación. La exploración se debe complementar con un proceso de ensayos en laboratorio y en sitio, para obtener parámetros de ingeniería de suelos a través de métodos estandarizados. Una vez definidas las características, se procede a tomar la decisión de realizar una fundación superficial o profunda, dependiendo de la situación. En caso de que se descubra que el suelo posee características especiales, como potencial a la expansión o al colapso, entre otras, las mismas se deben saber manejar.

Los métodos indicados son los recomendados por las normas internacionales y la buena práctica de la ingeniería. Estos se deben cumplir como mínimo para obtener una adecuada caracterización y parámetros aceptables del suelo.

Antecedentes de la Investigación

A continuación se presentan los trabajos que preceden en ciertos aspectos a la investigación.

Autores: Malavé, Francisco Javier

Tutor: García, Roque

Universidad Católica Andrés Bello

Título: *Estudio de Metodologías de Auscultación de Última Generación en Perforaciones Exploratorias y su Aplicación para Geotecnia en Venezuela*

El objetivo de este trabajo especial de grado, fue realizar una síntesis conceptual de estas metodologías, permitiendo caracterizar estas herramientas y evaluar cuál hubiera sido su utilidad en obras construidas en Venezuela, siendo estas construidas y proyectadas a través de los resultados de la exploración del subsuelo con base en la extracción de núcleos de perforación. Con estas metodologías se examinó el conocimiento de las condiciones del subsuelo, para así disminuir los problemas que se puedan presentar durante el proceso de construcción.

Autor: Velásquez, Joana y Delgado, Idamar

Tutor: Guánquez, Edinson

Universidad de Carabobo

Título: *Lineamientos Para la Evaluación Geotécnica En El Diseño de Cimentaciones*

El objetivo de este trabajo especial de grado, tal como lo describe el título, consistió en elaborar una especie de guía práctica para caracterizar el subsuelo a la hora de diseño de fundaciones, actualizando ciertas características, apoyándose en las diferentes normas venezolanas, la NSR-10 (Colombia) y el CTE (España).

INTRODUCCIÓN

El diseño de fundaciones juega un papel de vital importancia en cualquier proyecto de construcción porque es lo primero que se debe atender, y sobre ellas se sujeta el proyecto, literalmente. Como se comentó inicialmente, existen muchos escenarios distintos a los cuales se puede enfrentar el ingeniero a la hora de diseñar fundaciones; sin embargo, existen fundamentos básicos y criterios en común que se deben seguir para todos los casos y es allí donde se va centrar este trabajo.

La intención es tener un documento práctico, denso en información para atacar la mayor cantidad de áreas que hay en el diseño de fundaciones y obtención de parámetros del suelo. La información se obtuvo a través de la lectura y análisis de las recomendaciones de diferentes normas internacionales, se compararon y se sintetizaron y se tomó lo más aplicable para Venezuela.

Por otro lado, el Ingeniero Geotecnista experimentado juega un papel muy importante, porque así como este documento está realizado con la intención de ser una guía para que se cumplan ciertos criterios básicos en el tema de exploración y diseño de fundaciones, se deben tomar muestras y ejecutar ensayos estando bajo la supervisión de profesionales capacitados para que tales actividades tenga validez; así como también, se deben interpretar adecuadamente los resultados y realizar el análisis visual, entre otras cosas; para todo lo cual, personas sin experiencia pudiesen encontrar serias dificultades.

CAPITULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento del Problema

Se deben tomar en cuenta en términos generales, para realizar la adecuada obtención y tratamiento de la información geotécnica orientado al diseño, aspectos como exploración del subsuelo, toma de muestras, ensayos de laboratorio y/o in-situ, caracterización e interpretación de estos ensayos para su aplicación en el diseño de cualquier obra (fundaciones superficiales o profundas, taludes, terraplenes, etc.). Estos deben estar organizados y sujetos a patrones aceptables dentro de la ingeniería internacional.

Cuando se habla de diseño de fundaciones, se tiene muy claro que el objetivo principal consiste en transmitir las cargas que vienen de la edificación y distribuirlas adecuadamente al terreno. Por ende, se debe hacer un estudio geotécnico que describa el depósito del suelo, permitiendo calcular una fundación contemplando todos los detalles incluidos, y he ahí el problema debido a que actualmente en Venezuela no se cuenta con una normativa clara, precisa y actualizada para esos fines. Por esto, se ha realizado una recopilación de normas que son de uso común en muchos países u organizaciones que se rigen por patrones estrictos de calidad y, las hemos adaptado y tomado como buena práctica para proyectos que requieran ser ejecutados.

Dicha normativa debe incluir entonces los aspectos antes mencionados, relacionados con la exploración del terreno y obtención de parámetros de diseño de fundaciones. Así, lo relacionado con la caracterización del subsuelo y el diseño de fundaciones serán más objetivos. De esta manera se optimiza la secuencia lógica de ejecución a la hora de trabajar en proyectos de geotecnia y fundaciones.

La última información o normativa que contempla este tema fue publicada en el 1966 (Normas para la Ejecución de Fundaciones de Edificios) y

la ingeniería ha venido mejorando la forma de diseñar fundaciones y ejecutar la exploración del terreno desde entonces. Esto conlleva a que se tengan que extraer secciones de normas de otros países y adaptar la información al nuestro.

Para considerar entonces los avances en la ingeniería a nivel mundial, una buena forma de operar sería tomar la información más importante de las normas que se consideren pioneras en ingeniería civil (Chile, EEUU, Nueva Zelanda, Colombia, entre otros), entenderla, internalizarla y complementarla para hacer una normativa nacional venezolana. De esta manera, la trazabilidad y el cuidado de las muestras y de los ensayos realizados en el sitio o en el laboratorio tendrán la calidad esperada internacionalmente para obtener los parámetros de ingeniería a utilizar en los diseños de fundaciones.

Cuando se refiere a internalizar, se comparan estas normas antes mencionadas con la práctica usual venezolana de la geotecnia y se evalúa el espíritu de lo que quisieron plasmar las personas que redactaron dichas normas, para finalmente añadir sus enseñanzas a nuestro conocimiento.

Objetivos de la Investigación

Objetivo general

Elaborar un documento base para propuesta de norma geotécnica en diseño de fundaciones y exploración del subsuelo.

Objetivos específicos

- Analizar, internalizar y complementar el contenido de las diferentes normas internacionales a utilizar como base.
- Detallar los procedimientos que corresponden a exploración, muestreo y ensayos de laboratorio para una adecuada caracterización del subsuelo.
- Señalar los procedimientos requeridos para diseñar fundaciones superficiales del subsuelo.

Alcance

El alcance consiste en elaborar unos lineamientos o metodología general que permita caracterizar de manera detallada y de acuerdo con las mejores prácticas, el depósito de suelo y llevar a cabo una investigación geotécnica para el diseño de fundaciones superficiales en edificaciones.

Limitaciones

No contendrán consideraciones detalladas para la exploración del subsuelo en ambientes marinos. De la misma manera, no se contempla el diseño estructural de pilotes ni fundaciones superficiales. Tampoco se definirá con detalle el diseño de fundaciones bajo condiciones dinámicas (ya sea por efectos sísmicos o por movimientos de maquinaria) y finalmente, no se plantearán detalles de cálculo de capacidad portante para condiciones especiales de suelos, tales como, colapsables, expansivos, licuables, entre otros. Todos los casos anteriores serán mencionados de manera general y quedará, para futuros trabajos de grado, la exploración detallada de dichas áreas.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

Bases Teóricas

La base teórica más importante radica en que la ingeniería geotécnica debe seguir patrones de tratamiento de información, diseños estandarizados y normalizados con respecto a calidad, por esto debe contar con un cuerpo normativo que lo caracterice. A continuación se mencionan algunas bases teóricas necesarias para este documento:

1. Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (USCS)

Es el medio de clasificación de suelos más utilizado a nivel mundial en las áreas de ingeniería y geología para describir tipo y tamaño de los granos del suelo. Funciona de la siguiente manera:

Tabla 1*Designación de la Primera y Segunda Letra*

Designación de la primera letra		Designación de la segunda letra	
Símbolo	Definición	Símbolo	Definición
G	Grava	P	Pobrementemente gradado (tamaño de partículas uniforme)
S	Arena	W	Bien gradado (tamaño de partículas diversos)
M	Limo	H	Alta plasticidad
C	Arcilla	L	Baja plasticidad
O	Orgánico		

Nota: American Society for Testing and Materials (1985)

Tabla 2

Símbolos. ASTM D2487-11

Divisiones Mayores		Simbolo del grupo	Nombre del Grupo
Suelos granulares gruesos más del 50% retenido en el tamiz nº200 (0.075 mm)	Grava > 50% de la fracción gruesa retenida en el tamiz nº4 (4.75 mm)	Grava limpia menos del 5% pasa el tamiz nº200	GW Grava bien gradada, grava fina a gruesa
			GP Grava pobremente gradada
		Grava con más de 12% de finos pasantes del tamiz nº 200	GM Grava limosa
			GC Grava arcillosa
	Arena ≥ 50% de fracción gruesa que pasa el tamiz nº4	Arena limpia	SW Arena bien gradada, arena fina a gruesa
			SP Arena pobremente gradada
		Arena con más de 12% de finos pasantes del tamiz nº 200	SM Arena limosa
			SC Arena arcillosa
Suelos de grano fino más del 50% pasa el tamiz No.200	Limos y arcillas límite líquido < 50	Inorgánico	ML Limo
			CL Arcilla
		Orgánico	OL Limo orgánico, arcilla orgánica
	Limo y arcilla límite líquido ≥ 50	Inorgánico	MH limo de alta plasticidad, limo elástico
			CH Arcilla de alta plasticidad
	Orgánico	OH Arcilla orgánica, Limo orgánico	
Suelos altamente orgánicos		Pt	turba

2. Fundaciones

Suele presentarse la confusión debido a que el término fundación se usa tanto para el elemento estructural, como para el suelo de fundación que soporta el elemento estructural. En este documento, el término “fundación” va a hacer referencia siempre al elemento estructural que transmite las cargas desde la estructura hacia el suelo de fundación de manera segura, y “suelo de fundación” al suelo que recibe las cargas del elemento estructural.

Existen básicamente 2 tipos de fundaciones según su profundidad, que son superficiales y profundas, de donde:

- a. Fundaciones Superficiales: Aquellas que derivan su soporte al transferir la carga directamente al suelo o roca a una baja profundidad. Un parámetro para categorizar la profundidad como baja pudiese ser la relación profundidad/ancho, tomado de la Guía de Ingeniería de Fundaciones (Pérez y Carrillo, 1981), para zapatas aisladas o combinadas.

$$D/B \leq 1. \text{ Donde } D \text{ es profundidad, y } B, \text{ ancho.}$$

Dentro de las fundaciones superficiales se tienen diferentes casos, los cuales se describen a continuación:

- i. Zapatas Aisladas: Es el tipo de fundación más común. Es común verlas en quintas y en edificios de pocos niveles. Por lo general, son cuadradas o rectangulares, dependiendo de la separación entre las columnas y el proyecto en específico.
- ii. Zapatas Combinadas: Fundaciones que soportan más de dos columnas. Generalmente se usan cuando dos columnas están muy cercanas y sus fundaciones aisladas se superpondrían, o cuando el diseño del proyecto así lo amerite. También para lograr un equilibrio cuando dos columnas tienen dos momentos flectores que actúan sobre ellas.

- iii. Tiras de Fundación: Son las utilizadas para cargas lineales, como las provenientes de muros de contención, paredes. De gran longitud respecto a su sección transversal. También funcionan como arriostramiento y para suavizar defectos y condiciones heterogéneas del terreno.
- iv. Losas de fundación: Se usa cuando las cargas son muy altas en relación a la capacidad de soporte del suelo. Usualmente se combinan con sótanos.

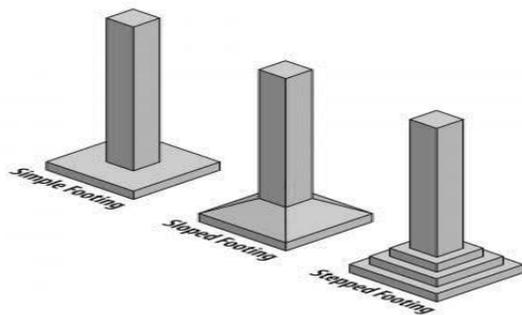


Figura 1: Zapata Aislada

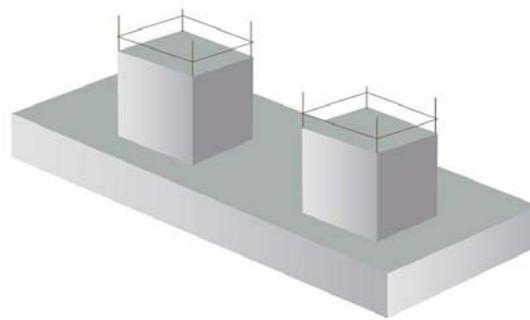


Figura 2: Zapata Combinada

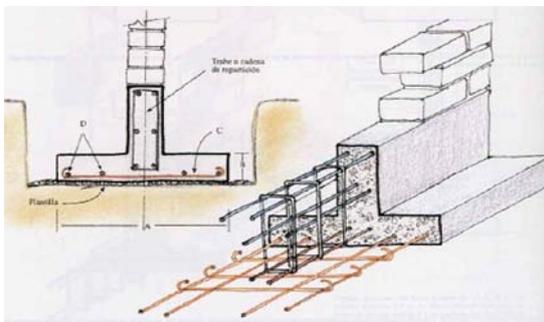


Figura 3: Tira de Fundación



Figura 4: Losa de Fundación

- b. Fundaciones Profundas: Una fundación que deriva su soporte al transferir las cargas a suelo o roca, a cierta profundidad inferior a la estructura a través de soporte de punta, adhesión o fricción o ambas. En la Guía de Ingeniería de Fundaciones (Pérez Guerra y Carrillo, 1981) se sugiere un factor D/B mayor a 5 para considerarla como fundación profunda. En la Figura 5 se muestra un ejemplo de fundación profunda.

Las fundaciones profundas se clasifican en las siguientes:

- i. Pilotes: Pueden ser hincados (con desplazamiento), forzando su penetración al suelo golpeándolo con un martillo o masa, o excavados (sin desplazamiento), removiendo el suelo y dejando espacio para colocarlos.
- ii. Pantallas: Útiles para anclaje de muros.

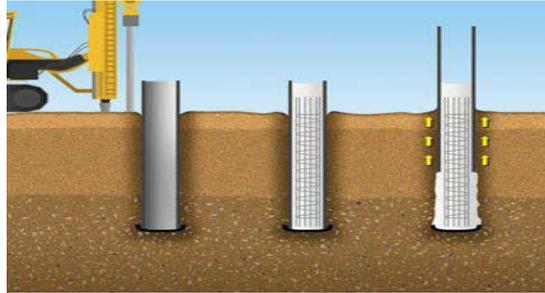


Figura 5: Pilotes

3. Asentamientos

a. Causas de Desplazamientos del Suelo

El suelo es un material poroso heterogéneo que consiste en tres fases: sólida, fluida (normalmente agua) y aire. La deformación del suelo puede ocurrir al cambiar el esfuerzo, contenido de agua, masa de suelo o incluso temperatura. Para efectos de este documento, solo se mencionarán desplazamientos verticales causados por cambios de esfuerzo o por condiciones de suelo especiales, como suelos expansivos, licuables y colapsables.

b. Tipos de Asentamiento

- i. Asentamientos Inmediatos o por Deformación elástica. La deformación elástica causada por cargas estáticas es usualmente pequeña, y ocurre al mismo tiempo en que se aplican las cargas al suelo.
- ii. Asentamientos por Consolidación. Es la reducción de volumen producto de la expulsión de agua (disminución de contenido de agua), y se manifiesta en todos los suelos. Ocurre rápidamente en suelos granulares, como arenas y

gravas y usualmente no es distinguible de la deformación elástica. En suelos finos, como arcillas y materiales orgánicos puede ser significativa y requerir de mucho tiempo para su compleción.

- iii. Asentamientos por Compresión Secundaria. Se asocia con la compresión y distorsión de suelos compresibles, como arcillas, limos, materiales orgánicos y turbas en contenidos de agua constantes. Ocurre como resultado de la deformación plástica del esqueleto de suelo bajo un esfuerzo efectivo constante.
- iv. Asentamientos Totales. La suma algebraica de los asentamientos inmediatos, por consolidación y por compresión secundaria (cuando corresponda). Es la magnitud del movimiento hacia abajo. Muchas estructuras pueden tolerar el movimiento vertical sin agrietarse, pero por supuesto, también se restringe.
- v. Asentamientos Diferenciales. Es la diferencia de movimiento vertical entre dos puntos de la estructura y es causante de la distorsión de esta última. Es el caso que se limita con mayor peso ya que es quien causa mayor daño a la estructura.
- vi. Giro. Rotación de la edificación a consecuencia de asentamientos diferenciales.
- vii. Asentamiento por Fuerzas Dinámicas. Las cargas dinámicas ya sean sísmicas o por maquinaria causan asentamientos debido al re-arreglo de las partículas hasta compactarse, particularmente en suelos granulares.
- viii. Asentamiento por Suelos Expansivos. Los suelos expansivos contienen minerales de arcillas coloidales como la montmorillonita, los cuales suelen experimentar variaciones de volumen como consecuencia de la variación de contenido de agua en el suelo.

ix. Asentamiento por Suelos Colapsables. Usualmente consisten en arenas limosas cohesivas sueltas o grandes volúmenes de vacíos. La cohesión por lo general es causada por el enlace químico de las partículas con componentes solubles como las sales ferrosas o calcáreas. El colapso ocurre cuando los enlaces entre las partículas se disuelven.

c. Cómo Enfrentar los Desplazamientos del Suelo

Los movimientos del suelo se pueden minimizar haciéndole un tratamiento al suelo antes de la construcción a través de diferentes métodos, como la remoción del suelo pobre y reemplazo con suelo adecuado, una estabilización química o humedecimiento de suelo expansivo o colapsable. Las fundaciones se pueden diseñar para tolerar algunos movimientos diferenciales. También se pueden utilizar técnicas remediales para estabilizar o reparar fundaciones que han recibido daño como pilas de apuntalamiento, enlechado o “grouting”, y “slabjacking” que consta en hacer unas perforaciones a la losa para bombear el exceso de agua y rellenar con lechada los vacíos para estabilizar. Para más detalle en la metodología se recomienda proceder según sugiere el Settlement Analysis (US Army Corps of Engineers, 1990). Algunos casos se excluyen por la complejidad de su origen y de su enfrentamiento. Para más detalle, se recomienda revisar el apartado 10.

d. Límites de Asentamientos

Los aspectos significativos de asentamiento por carga estática y dinámica son los asentamientos totales y los diferenciales. El criterio del asentamiento de la fundación debe ser consistente con la función y tipo de la estructura, vida útil y las consecuencias de movimientos no tolerables por la estructura.

Algunas limitaciones a considerar del asentamiento total son las siguientes:

- Servicios Industriales. El asentamiento total permanente puede causarle daño severo a conexiones hacia instalaciones externas

como acueductos, tuberías de gas y tuberías de aguas negras. Las tuberías pueden filtrar agua y contribuir humedeciendo el perfil del suelo y agravando el asentamiento diferencial. Fugas de gas pueden inclusive causar explosiones.

- Drenaje. Se puede generar interferencia con drenajes de aguas superficiales.
- Servicio. Pudiese causar problemas para entrar a las instalaciones.

Por otro lado, los límites de los asentamientos diferenciales dependen de la aplicación. Usualmente no deben exceder 1,3cm en edificios ya que a partir de ahí se pueden comenzar a generar grietas y daño estructural.

- Tipos de Daños

El asentamiento diferencial puede llevar a inclinaciones con interferencia en estructuras adyacentes e interrumpir el desempeño de maquinarias y personas. Además, puede causar grietas en la estructura, dañar paredes y ventanas, desnivelar suelos y escaleras, entre otros.

- Distorsión Angular

Básicamente es la relación existente entre la diferencia de asentamiento de dos fundaciones contiguas de la estructura (Δ) y la longitud entre ellos (L) y es una medida de asentamiento diferencial máximo. En ningún caso el asentamiento diferencial debe sobrepasar $\frac{L}{250}$. Los límites en función a este parámetro se muestran en la Tabla 3:

Tabla 3

Valores Máximos de Referencia de Asentamientos Diferenciales en Función de la Distancia entre fundaciones contiguas

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

Nota. Tomado de NSR-10 (2010)

- Un límite seguro para evitar grietas en estructuras aporricadas bien construidas de acero o concreto reforzado es una distorsión angular = $\frac{1}{500}$. Se pueden esperar grietas cuando se exceda la relación $\frac{1}{300}$.
- Menores tasas de asentamiento incrementan la habilidad de las estructuras para resistir agrietamientos.

4. Capacidad Portante

La capacidad portante es la habilidad del suelo para soportar la presión sobre él, proveniente de cualquier estructura de ingeniería sin alcanzar la falla o grandes asentamientos. Se debe aclarar que aplicar una carga de soporte que sea segura con respecto a la falla no asegura que los asentamientos producidos por esa carga estarán dentro de los límites aceptables. Por eso, se deben realizar análisis de asentamiento, ya que la mayoría de las estructuras son sensibles a excesivos desplazamientos verticales.

- a. Capacidad de Soporte Última. Es la carga máxima que puede soportar el suelo antes de fallar.
- b. Capacidad de Soporte Admisible. La carga admisible debe ser igual o menor que la carga última entre el factor de seguridad, denominada Carga Segura según algunos autores. Otro criterio de carga admisible es aquel que produce un asentamiento tolerable por la estructura. La carga de diseño será la menor de las dos.

5. Fallas Geológicas

En geología, una falla es una fractura en el terreno a lo largo de la cual hubo movimiento de uno de los lados respecto del otro. Las fallas se forman por esfuerzos tectónicos o gravitatorios actuantes en la corteza terrestre. La zona de ruptura tiene una superficie ampliamente bien definida denominada plano de falla. Cuando las fallas alcanzan una profundidad en la que se sobrepasa el dominio de deformación frágil se transforman en bandas de cizalla, su equivalente en el dominio dúctil. La formación de fallas es uno de los procesos geológicos importantes durante la formación de montañas. Así mismo, los bordes de las placas tectónicas están formados por fallas de hasta miles de kilómetros de longitud.

Desde el punto de vista del desplazamiento de los bloques implicados, las fallas se clasifican en:

- a. Falla inversa: Ocurre cuando el bloque colgante se mueve hacia arriba respecto del yacente. Se denominan cabalgamientos a las fallas inversas de bajo ángulo de buzamiento. El plano de falla es inclinado.
- b. Falla normal, directa o de gravedad: Ocurre cuando el bloque colgante o de techo se desplaza hacia abajo respecto al bloque yacente o de muro. El plano de falla es inclinado.
- c. Falla de rumbo, en dirección transcurrente o de desgarre: Ocurre cuando el desplazamiento es horizontal y paralelo al rumbo de la falla. Puede suceder según el sentido de movimiento de los

bloques (referenciado a la posición de un observador situado sobre uno de los bloques), sinistral o direccional izquierda, y dextral o direccional derecha, cuando el bloque se mueve a la derecha. El plano de falla puede ser inclinado o vertical. Un tipo particular de falla en dirección lo constituyen las fallas transformantes, que desplazan segmentos de bordes constructivos de placas y el plano de falla suele ser vertical.

- d. Falla rotacional: ocurre cuando ha habido una componente de rotación en el desplazamiento relativo entre los dos bloques separados por la falla. Esta a su vez se pueden dividir en:
- i. *Falla en tijera*, cuando el eje de rotación es perpendicular al plano de falla.
 - ii. *Falla cilíndrica*, cuando el eje de rotación es paralelo al plano de falla. El plano de falla suele ser curvo.
 - iii. *Falla cónica*, cuando el eje de rotación es oblicuo al plano de falla. El plano de falla suele ser curvo.

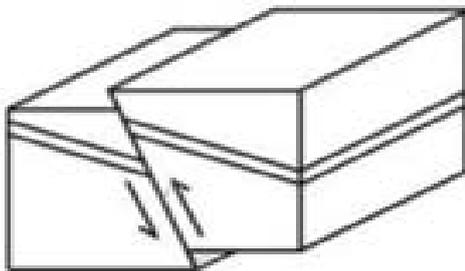


Figura 6: Falla Inversa

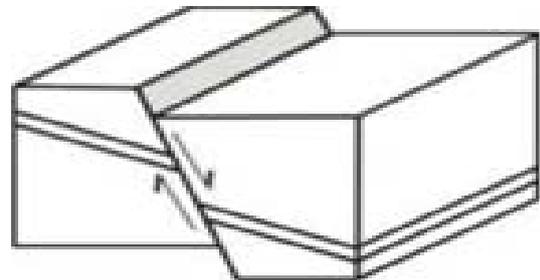


Figura 7: Falla Normal

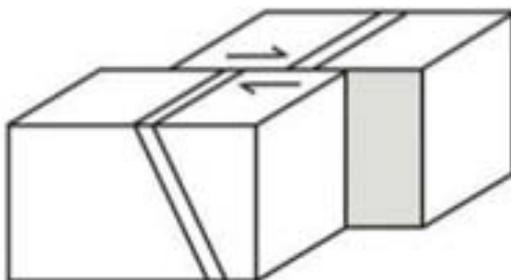


Figura 8: Falla de Rumbo

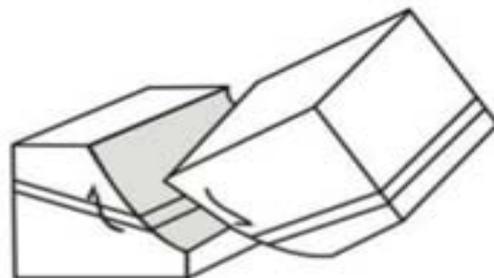


Figura 9: Falla Rotacional

Glosario de Términos

Análisis granulométrico: Procedimiento para obtener la gradación de una muestra de suelo.

Arcilla: Un suelo de grano fino, o la porción fina de un suelo que posee propiedades plásticas dentro de ciertos límites de contenido de humedad, y que seco al aire posee una resistencia considerable.

Arcilla orgánica: Arcilla con alto contenido de materia orgánica.

Arena: Partículas de roca pasantes por el tamiz #4 o en algunos casos #10, retenidas en el tamiz #200.

Buzamiento: Ángulo que forma el plano a medir con respecto a un plano horizontal, y debe ir acompañado por el sentido en el que el plano buza.

Canto rodado: Fragmento de roca generalmente redondeada o semi-redondeada, de tamaño entre 7,5 y 30 cm.

Coefficiente de curvatura: Coeficiente de interpretación de la gradación del suelo.

Coefficiente de uniformidad: Utilizado para medir y calificar el grado de distribución de tamaño de las partículas de un suelo.

Cohesión: La parte de la resistencia cortante de un suelo, cualidad de las partículas del suelo a mantenerse unidas provocada por las moléculas de la fase líquida que actúan como membrana entre partículas vecinas.

Coluviales: Acumulaciones constituidas por materiales de diversos tamaños pero de litología homogénea, englobados en una matriz arenosa que se distribuye irregularmente en las vertientes del territorio montañoso.

Consistencia: Resistencia a la deformación que ofrece un suelo.

Contenido de aire: Cociente expresado en porcentaje de volumen ocupado por el aire y el volumen total de los vacíos en la muestra.

Contenido de humedad: Es el cociente expresado generalmente en porcentaje del peso de agua libre más la absorbida en la muestra (W_w) y el peso de la muestra secada al horno a una temperatura específica (W_w).

Curva granulométrica: Es la representación gráfica de la gradación. Consiste en una curva acumulada de curvatura continua o compuesta de segmentos rectos, donde el eje de las abscisas representa el tamaño de las partículas y las ordenadas, el porcentaje de las partículas que pasan a través del tamiz correspondiente. Se grafica en papel semi-logarítmico.

Densidad relativa: Es una relación de la densidad de una muestra que compara su densidad en estado más suelto, en estado más denso y en su estado actual (real).

Estado plástico: Intervalo plástico.

Finos: Porción de suelo que pasa a través del tamiz #200.

Geomalla: Geosintético que consiste en un arreglo rectangular o triangular uniforme conformando una estructura abierta que permite al suelo pasar a través del plano; el arreglo está conformado por tiras de material unidos en nodos. Generalmente de polipropileno o poliéster.

Geotextiles: Tela permeable y flexible de fibras sintéticas que se pueden fabricar en forma tejida o no tejida, dependiendo de su uso o función. Generalmente de polipropileno o poliéster.

Grado de saturación: Proporción en la que los espacios vacíos de un suelo o roca contienen agua.

Gravas: Partículas de roca de forma redonda o semi-redondeada que pasa por la malla de 3 pulgadas y se retienen en el tamiz #4 o el #10 en algunos casos.

Índice de consistencia (I_c): Cociente del límite líquido menos el contenido de humedad natural y el índice de plasticidad.

Índice de encogimiento (I_s): Diferencia entre el límite plástico y de encogimiento.

Índice de fluidez (I_L), (B), (D): Cociente, expresado en porcentaje, del contenido de humedad natural menos el límite plástico entre su índice de plasticidad.

Índice de plasticidad (I_p): Diferencia numérica entre los límites líquidos y plásticos.

Kárstico: Una forma de relieve originada por meteorización química de determinadas rocas, como caliza, dolomita, yeso, etc., compuestas por minerales hidrosolubles.

Límite líquido (LL): Contenido de humedad correspondiente a un límite convencional entre los estados de consistencia líquida y plástica.

Límite Plástico (LP): Contenido de humedad correspondiente a un límite convencional entre los estados de consistencia plástica y sólida.

Limo: Material fino que pasa por el tamiz #200 no plástico o de poca plasticidad que carece de resistencia apreciable secado al aire.

Meandros: Es una curva descrita por el curso de un río, cuya sinuosidad es pronunciada. Se forma con facilidad en los ríos de las llanuras aluviales con bajas pendientes.

Nivel artesiano: Nivel subterráneo donde se encuentran presiones de agua más altas que la atmosférica debido a que rocas de baja permeabilidad la confinan en su medio poroso.

Nivel freático: Nivel subterráneo donde se empieza a encontrar el estado de saturación; es decir, nivel superior de un acuífero.

Paleocauces: Antiguos cauces cubiertos por limos y arcillas de origen fluvial o palustre.

Peso específico de los sólidos (G): Cociente del peso del aire de un cierto volumen de granos de suelo, sin vacíos, a una temperatura específica y el peso al aire del mismo volumen de agua destilada.

Peso unitario (Y): Peso por unidad de volumen.

Peso unitario seco (γ_d): Peso de los componentes sólidos de un suelo por unidad de volumen.

Peso unitario húmedo (γ_m): Peso unitario total de un suelo húmedo, independientemente de su grado de saturación.

Peso unitario saturado (γ_{sat}): Peso unitario total de la masa de suelo saturado.

Peso unitario sumergido (γ_{sum}): Peso unitario del suelo saturado, menos el peso del agua

Plasticidad: Propiedad del suelo que permite que éste sea deformado apreciablemente, sin producir agrietamiento ni cambio volumétrico.

Porosidad (D): Cociente, generalmente expresado en forma de porcentaje, de volumen de vacíos de una masa de suelo y el volumen total de dicha masa.

Suelo cohesivo: Un suelo arcilloso que se caracteriza por presentar cohesión considerable.

Suelo no cohesivo: Suelos granulares, usualmente libre de material arcilloso que no presenta rasgos cohesivos.

Suelo orgánico: Suelo con alto contenido de materia orgánica. Suelen ser compresibles y tener una capacidad portante muy baja.

Suelo plástico: Suelo que exhibe propiedades plásticas.

Tamaño arcilla: Porción de suelo de tamaño menor a 2 micras.

Tamiz: Elemento geométrico que consta de una malla de aperturas definidas, con el objetivo de retener material mayor a ese tamaño y dejar pasar menores al mismo.

Turba: Masa fibrosa de materia orgánica, generalmente marrón oscuro a negro y de consistencia esponjosa, de bajo peso unitario.

Unidad geológica: Formación de cuerpos de rocas caracterizados por propiedades comunes.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

Tipo de Investigación

Este trabajo puede ser clasificado como una investigación descriptiva, ya que en ningún momento se manipulan variables y no se llevan a cabo desarrollos experimentales que concluyan en un producto asociado a una causa.

Esta investigación básicamente se concentra en tomar la información relevante y aplicable de una amplia bibliografía, condensarla, sintetizarla y adaptarla para que pueda ser utilizada de manera práctica en el área profesional de nuestra región de manera que sea útil como material de orientación de la práctica profesional.

Diseño de Investigación

La investigación es de carácter no experimental, apoyada sobre fuentes documentales. La misma está constituida por investigación bibliográfica a través de la consulta de libros y material bibliográfico, y en investigación archivística por medio de la consulta de archivos, expedientes, normas, entre otros.

Descripción de la Metodología

1. Recopilación de la teoría

Se realizó una amplia recopilación de información relevante a la materia, como guías prácticas, normas nacionales y extranjeras, publicaciones, entre otros.

2. Revisión de normativas existentes

Una vez obtenida la información nacional e internacional, se procedió a evaluar la información contenida en cada una y se entró en un proceso de extracción y descarte de la información.

3. Diseño

Una vez obtenida la información a utilizar de las diferentes fuentes, se procedió a organizarlas, complementar unas con otras, adaptarlas a nuestra región y proceder a la estructuración del documento final.

4. Documento final

Como fase final, se modificó el documento de modo que sea práctico y fácil de utilizar, estructurándolo de una manera amigable para el lector.

Técnica de Recolección de Datos

La técnica de recolección se basó en *Revisión Bibliográfica*, ya que se acumuló una gran cantidad de información, luego se descartó aquella información repetitiva y la que no fuese de utilidad, posteriormente se definió con qué información se procedería a trabajar, para finalmente sintetizarla y adaptarla al caso correspondiente.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

ESTRUCTURACIÓN SUGERIDA PARA LA NORMA GEOTÉCNICA

La estructuración de la norma que se sugiere en este documento se va a diseñar de la manera en que se propone en los siguientes puntos, tomando en cuenta los criterios en el orden de la buena práctica de la ingeniería, así como también alineando el proceso de acuerdo a como lo proponen diferentes normas internacionales.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivo

La intención es establecer criterios básicos y actividades mínimas en el tema de la realización de estudios geotécnicos, atándose a una exploración del subsuelo correcta para obtener parámetros de ingeniería confiables, necesarios para proveer recomendaciones geotécnicas de diseño y construcción en las áreas de fundaciones superficiales y profundas, excavaciones y rellenos, estructuras de contención y estabilidad de taludes.

C.1.1. Cabe destacar que en el documento no se indaga con profundidad en el área de exploración en suelos marinos, cálculo estructural de fundaciones superficiales y/o profundas, ni diseño de fundaciones en condiciones dinámicas o suelos de fundación especial como licuables, expansivos, entre otros. Quedará para futuros trabajos de grado continuar esa área de la investigación. Por otro lado, no necesariamente se toman en cuenta los criterios básicos para todos los proyectos, en algunos casos para proyectos de mayor complejidad, se deberán realizar actividades adicionales a las señaladas en este documento. En otras palabras, cumplir con las recomendaciones de este documento no exime al ingeniero de realizar las actividades necesarias que permita obtener un diseño o un producto final adecuado.

2 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

2.1 Definición

Es el resumen de la información cuantificada respecto a las características del terreno que se necesita para proceder al análisis y diseño de fundaciones u otras obras. Abarca las actividades relacionadas con el reconocimiento superficial del terreno, exploración subsuperficial, toma de muestras y conservación de las mismas, ejecución e interpretación de resultados de ensayos y, finalmente selección de parámetros de diseño producto de data obtenida de ensayos que modelen de la manera más semejante al caso real.

2.1.1 Reconocimiento Superficial. Incluye la observación superficial, análisis de imágenes satelitales, interpretación de topografía, entre otras actividades que no involucren toma de muestras invasivas.

2.1.2 Exploración Subsuperficial. Abarca la planificación de toma de muestras, incluyendo su cantidad, ubicación y profundidad con el fin de tomar muestras perturbadas e imperturbadas y conservarlas adecuadamente para posterior ensayo y análisis de resultados. A su vez, se debe comprender el conocimiento de origen geológico.

2.1.3 Ensayos. Pueden ser tanto en sitio como en laboratorio; consisten en ejecutar ciertos pasos estandarizados internacionalmente para obtener parámetros de diseño de las muestras perturbadas o imperturbadas obtenidas de la exploración.

2.1.4 Selección de Parámetros de Diseño. Obtenidos los resultados de los ensayos, se procede a analizarlos y seleccionar, bajo el mejor criterio posible, los valores de propiedades de ingeniería del suelo a ser utilizados en el diseño del proyecto.

2.2 Importancia de los Estudios Geotécnicos

Es importante dejar claro que para cualquier proyecto de edificaciones urbanas, suburbanas y de cualquier grupo o para cualquier uso, se deben llevar a cabo estudios geotécnicos, los cuales deben estar avalados por Ingenieros Civiles. Todos los planos y estudios que formen parte de los Estudios Geotécnicos deben estar aprobados y firmados por el ingeniero director del estudio.

2.3 Tipos de Estudios

La estructuración de los informes se describe de la siguiente manera:

2.3.1 Estudio Geotécnico Preliminar. En esta sección se realizan las actividades necesarias para obtener las primeras estimaciones de las características del terreno, establecer condiciones, identificar problemas potenciales que puedan presentarse, y los parámetros generales para iniciar la elaboración del proyecto.

Las actividades que corresponden al estudio preliminar son: recopilación de la información existente sobre la zona a estudiar con el objeto de programar el trabajo de campo y, si es factible, el trabajo de laboratorio necesario para obtener la información requerida del subsuelo, o para ratificar, complementar o ampliar la información existente. La información debe contener:

- 2.3.1.1 *Ubicación*: mapas y planchetas, plano topográfico, planos del anteproyecto de la obra, etc.
- 2.3.1.2 *Información geológica*: memorias, informes y mapas geológicos.
- 2.3.1.3 *Información geotécnica*: publicaciones, memorias e informes geotécnicos, registro de sondajes y exploraciones geotécnicas.
- 2.3.1.4 *Información hidrográfica*: cartas hidrológicas, tabla de mareas.
- 2.3.1.5 *Información sísmológica*: memorias e informes sobre eventos sísmicos.
- 2.3.1.6 *Información local*: estructuras y obras existentes en el área de interés.
- 2.3.1.7 *Las técnicas de reconocimiento* a utilizar.
- 2.3.1.8 *Número de puntos de prospección y su ubicación*.
- 2.3.1.9 *La profundidad de investigación*.
- 2.3.1.10 *El muestreo y ensayos en sitio a realizar*.
- 2.3.1.11 *Tipo y cantidades de ensayos a realizar en laboratorio* (estimativos)

2.3.2 Estudio Geotécnico Definitivo: Trabajo realizado para un proyecto específico, en el cual el ingeniero geotecnista debe precisar todo lo relativo a las condiciones físico-mecánicas del subsuelo y las recomendaciones particulares para el diseño y construcción. Debe contener:

2.3.2.1 *Del proyecto*: Nombre, plano de localización, objetivo del estudio, descripción general del proyecto, obra o situación que motiva el estudio, antecedentes utilizados (estudios anteriores, normas, códigos, planos entre otros).

2.3.2.2 *Del subsuelo*: Resumen del trabajo de campo (puntos de exploración, profundidad etc.), de la investigación adelantada en el sitio específico de la obra (estudio preliminar), la morfología del terreno, el origen geológico, las características físico-mecánicas y la descripción de los niveles freáticos o aguas subterráneas.

2.3.2.3 *De cada unidad geológica o de suelo*: Se dará su identificación, su espesor, su distribución y los parámetros obtenidos en los ensayos de campo y en los ensayos de laboratorio. Se debe estudiar o descartar la presencia de suelos con características especiales, tales como, suelos expansivos, dispersivos, colapsables y los efectos de la presencia de vegetación o cuerpos de agua.

2.3.2.4 *De los análisis geotécnicos*: Resumen de los análisis y justificación de los criterios geotécnicos adoptados. También el análisis de los problemas constructivos de las alternativas de fundación y contención, la evaluación de la estabilidad de taludes temporales de corte, la necesidad y planteamiento de alternativas de excavaciones soportadas con sistemas temporales de contención en voladizo, apuntalados o entibados. Se deben incluir los análisis de estabilidad y deformación de las alternativas de excavación y construcción, teniendo en cuenta las características de resistencia, de formabilidad del suelo y la influencia de los factores hidráulicos.

- 2.3.2.5 *De las recomendaciones para diseño:* Los parámetros geotécnicos para el diseño estructural del proyecto como: tipo de fundación, profundidad de apoyo, presiones admisibles, asentamientos calculados incluyendo los diferenciales y totales, tipos de estructuras de contención y parámetros para su diseño, perfil del suelo para el diseño sísmo resistente y parámetros para el análisis de interacción suelo-estructura junto con una evaluación del comportamiento del depósito de suelo o del macizo rocoso bajo la acción de cargas sísmicas, así como los límites esperados de variación de los parámetros medidos y el plan de contingencia en caso de que se excedan los valores previstos.
- 2.3.2.6 *De las recomendaciones para la protección de edificaciones y propiedades vecinas:* Cuando las condiciones del terreno y el ingeniero encargado del estudio geotécnico lo estime necesario, se realizará un capítulo que contenga: estimar los asentamientos ocasionales originados en descenso del nivel freático, así como sus efectos sobre las edificaciones vecinas, diseñar un sistema de soportes que garantice la estabilidad de las edificaciones o propiedades vecinas, estimar los asentamientos inducidos por el peso de la nueva edificación sobre las construcciones vecinas, calcular los asentamientos y deformaciones laterales producidos en obras vecinas a causa de excavaciones, y, cuando las deformaciones o asentamientos producidos por la excavación o por el descenso del nivel freático superen los límites permisibles deben tomarse las medidas preventivas adecuadas.
- 2.3.2.7 *De las recomendaciones para construcción.* Sistema constructivo: es un documento complementario o integrado al estudio geotécnico definitivo, elaborado por el ingeniero geotecnista. Debe establecer las alternativas técnicamente factibles para solucionar los problemas geotécnicos de excavación y construcción.

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

2.3.2.9 *Estudio de Estabilidad de Laderas y Taludes*: De presentarse el caso, deberá estar incluido en el estudio geotécnico preliminar o definitivo.

3 CLASIFICACIÓN Y PROPIEDADES DEL SUELO Y ROCA

3.1 Introducción

Se presenta el criterio para identificar y clasificar el suelo y/o masa rocosa además de información de sus características físicas de ingeniería. Se destacan los suelos comunes así como también se comenta sobre suelos marinos y casos especiales como suelos expansivos y colapsables. El método de Clasificación Unificado que se estableció en el marco teórico es la base sobre la cual se trabaja en general, de igual manera se profundiza aún más en esta parte del documento.

Es esencial identificar de manera precisa los materiales que comprenden los estratos de la fundación. Los suelos se identifican bajo observación visual y por medio de los índices de sus propiedades (granulometría, límites de Atterberg, contenido de agua, gravedad específica y relación de vacíos).

3.2 Origen Geológico y Modo de Ocurrencia

3.2.1 Depósitos de Suelos Naturales. El carácter de los depósitos naturales de suelos se ve influenciado principalmente por el material de origen y el clima. El material de origen es generalmente roca pero puede incluir materiales parcialmente compuestos entre suelo y roca. Los suelos son producto de la descomposición (desgaste), desintegración mecánica y descomposición química del material de origen. Los productos del desgaste pueden tener la misma composición que el material de origen, o pueden incluir nuevos materiales a consecuencia de la acción del agua, dióxido de carbono y ácidos orgánicos, con minerales comprendiendo el material de origen.

Los productos del desgaste que se mantengan en el sitio se conocen como suelos residuales. En regiones relativamente planas, se pueden acumular grandes y profundos depósitos de suelos residuales; de igual forma, en la mayoría de los casos la gravedad y erosión por agua, viento e hielo mueven estos suelos para formar nuevos depósitos, llamados suelos transportados. Durante la transportación, el material desgastado se puede mezclar con otros de orígenes distintos. Estos se pueden unir y formar su suelo o descomponerse aún más y, están usualmente ordenados por tamaños de grano antes de ser finalmente depositados. El depósito de suelo formado puede estar sujeto todavía a desgaste, especialmente cuando las partículas de suelo se encuentran en un ambiente completamente diferente de donde se formaron. En sitios húmedos y tropicales, el desgaste puede afectar significativamente el carácter del suelo a grandes profundidades, mientras en climas templados produce un perfil de suelo que afecta primordialmente al suelo superficial.

3.2.2 Depósitos de Suelos Principales. Los depósitos de suelos principales se muestran en la Tabla 4

Tabla 4*Principales Depósitos de Suelo*

División	Depósitos de Suelos Principales	Características Pertinentes
Residuales	<u>Arenas residuales</u> y fragmentos de grava formadas por la solución y lixiviación de material cementante, dejando partículas más resistentes; comúnmente cuarzos	Generalmente condiciones favorables de suelo de fundación
Material formado por la desintegración de la roca madre o material endurecido	<u>Arcillas residuales</u> formadas por la descomposición de rocas de silicato, desintegración de esquistos, y soluciones de carbonatos en calizas. Con algunas excepciones, se vuelve más compacta, rocosa y menos desgastada a mayor profundidad. En etapa intermedia puede reflejar la composición, estructura y estratificación de la roca madre	Propiedades variables que requieren investigación detallada. Los depósitos presentan condiciones favorables de fundación excepto en climas húmedos y tropicales, donde la profundidad y tasa de desgaste son considerables
Orgánico		
Acumulación de material altamente orgánico formado por el crecimiento y decadencia subsecuente de la vida de la planta	<u>Turbas</u> . Una especie de agregado fibroso producto de vegetación decaída con color oscuro y olor a decadencia	Muy compresible. No adecuado para ser usado como suelo de fundación

Tabla 4

Principales Depósitos de Suelo (Continuación)

División	Depósitos de Suelos Principales	Características Pertinentes
Suelos Transportados		
Aluviales	Depósitos "Floodplain". Son depósitos formados por un caudal dentro de una porción sujeta a inundación	Generalmente condiciones favorables de suelo de fundación, pero de todas maneras se deben hacer investigaciones detalladas para ubicar discontinuidades.
Material transportado y depositado por corrientes de agua	*Depósitos "Point bar". Los Depósitos de crestas arqueadas y enjambres formados en la parte interior o convexa de las curvas del río. Depósitos en la cresta consisten principalmente en limos y arenas, los pantanos están rellenos de arcillas	
	*Depósitos "Channel fill". Son los depósitos puestos en meandros abandonados o "madre vieja" cuando los ríos reducen sus trayectorias. Compuestos primordialmente de arcillas. De todas formas, suelos limosos y arenosos se encuentran en las salidas aguas arriba y aguas abajo	Los suelos de granos finos son usualmente compresibles. Las porciones pueden ser heterogéneas. Los suelos limosos usualmente presentan condiciones favorables para suelos de fundación
	*Depósitos "Backswamp". La acumulación prolongada de sedimentos de aguas de inundación en los bordes del río. Generalmente arcillas.	Relativamente uniforme en direcciones horizontales. Las arcillas son usualmente sujetas a cambios volumétricos debido a cambios estacionales
	<u>Depósitos en terrazas aluviales.</u> Relativamente estrechos, de superficie plana	Usualmente drenado, oxidado. Generalmente favorables condiciones de suelo de fundación
	<u>Depósitos estuarinos.</u> Depósitos de mezclas de suelos marinos con suelos aluviales, en canales ensanchados en las bocas de los ríos e influenciado por la marea del cuerpo de agua al cual se deposita	Generalmente de granos finos compresibles. Muchas variaciones locales en condiciones de suelo
	<u>Depósitos aluviales-lacústres.</u> Material depositado entre lagos por olas, corrientes y procesos organo-químicos. Los depósitos consisten en arcillas orgánicas no estratificadas o arcillas en porciones centrales del lago y limos y arenas en las zonas periféricas.	Usualmente muy uniformes en dirección horizontal. Los suelos de granos finos son usualmente compresibles
	<u>Depósitos deltaicos.</u> Depósitos formados en la boca de los ríos que resultan en la extensión en la orilla	Generalmente de granos finos compresibles. Muchas variaciones locales en condiciones de suelo
	<u>Depósitos en pié de monte.</u> Depósitos aluviales al pié de las colinas o montañas. Extensas llanuras o abanicos aluviales	Generalmente condiciones favorables de suelo de fundación

Tabla 4

Principales Depósitos de Suelo (Continuación)

División	Depósitos de Suelos Principales	Características Pertinentes
Eólicos		
Material transportado y depositado por el viento	<u>Loess</u> . Depósitos calcáreos, no estratificados de limos o arcillas o arenas limosas atravesados por una red de tubos formados por fibras de raíces decaídas	Depósitos relativamente uniformes caracterizados por la habilidad de mantenerse en cortes verticales. Estructura colapsable. Exceso de desgaste o saturación puede modificar las características
	<u>Arenas de Dunas</u> . Montículos, crestas y colinas de arena fina uniforme de granos redondos	Tamaño de grano muy uniforme. Puede existir en condición relativamente suelta
Marinos	<u>Depósitos en tierra (en costas)</u> .	
Material transportado y depositado por olas y corrientes oceánicas en costas y costas afuera	Depósitos de arenas y/o gravas formadas por el transporte y clasificación de las olas en la orilla	Relativamente uniformes y densidad de moderada a alta
	<u>Arcillas marinas</u> . Depósitos orgánicos e inorgánicos de material de granos finos	Generalmente muy uniformes en su composición. Suelo compresivo y usualmente muy sensible al remoldeo
Coluvial	<u>Depósito "Talus"</u> . Depósitos creados por acumulación gradual de acumulación de fragmentos de roca y escombros en la base de montañas.	Movimientos previos indican posibles dificultades futuras. Generalmente condiciones de suelo de fundación inestables
Material transportado y depositado por la gravedad	<u>Depósitos de Lavado de Colinas</u> . Coluvios finos constituidos de arenas arcillosas, arenas limosas o arcillas	
	<u>Depósitos producto de derrubes</u> . Masas de suelo considerables que se derrumbaron, más o menos como unidades, de sus ubicaciones previas en taludes	

Nota. Tomado de Soil Mechanics (NAVFAC, 1986), adaptada y traducida hasta cierto punto al español.

C.3.2.2. Se justifican los términos no traducidos en la Figura 10

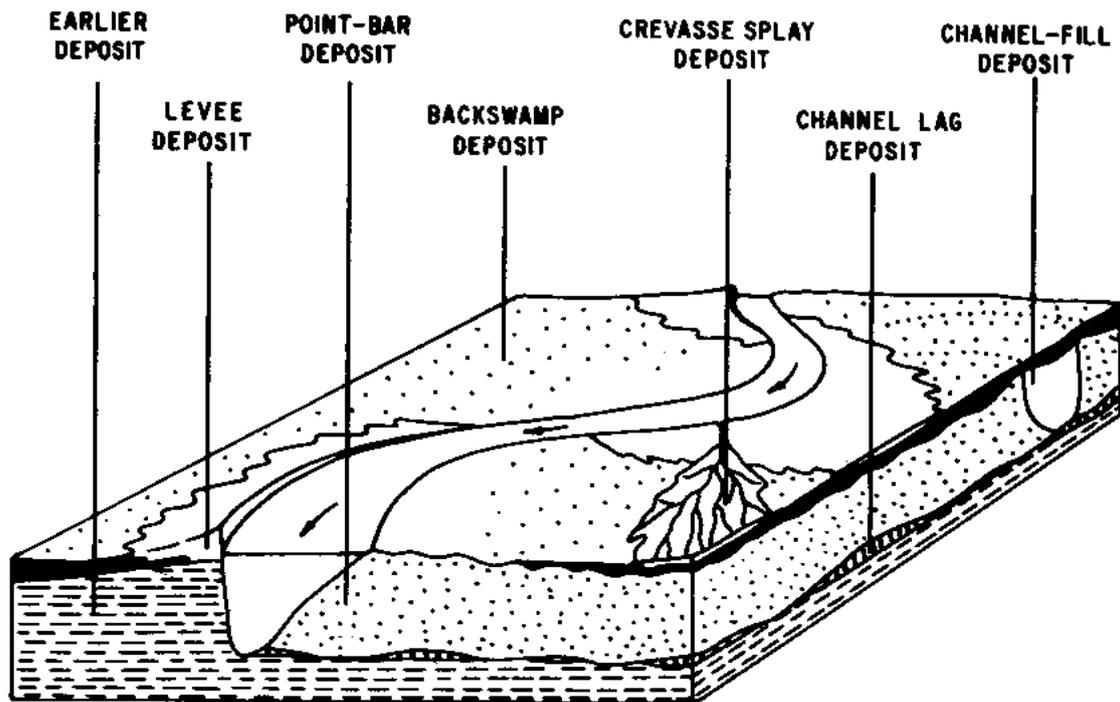


Figura 10 Tipos de Depósito Dentro de un Meandro

Nota. Tomado de <http://boletinsgm.igeolcu.unam.mx/bsgm/index.php/component/content/article/263-sitio/articulos/tercera-epoca/4001/1200-4001-2-mcbride>

3.2.3 Justificación de la Descripción Geológica. Una descripción geológica ayuda a correlacionar experiencias entre diferentes sitios y, de manera general, indica una estratificación esperada antes de realizar exploraciones subsuperficiales. Suelos con orígenes similares y modo de ocurrencia son comparables o tienen similares propiedades.

3.3 Identificación Visual del Terreno

Una identificación completa del suelo debe incluir: clasificación de los materiales que constituyen el suelo, descripción de la apariencia y características estructurales y determinación de la compacidad o consistencia in situ.

3.3.1 Identificación Visual del Suelo.

3.3.1.1 *Suelos granulares.* De manera práctica, se pudiesen clasificar como aquellos donde más de la mitad de las partículas de diámetro menor a 7,5cm se pueden distinguir al ojo puro. La partícula más pequeña visible corresponde al retenido en el tamiz 200. Para dar una identificación completa se debe incluir información sobre: color, granulometría y compacidad, así como también asignar símbolo de grupo.

3.3.1.2 *Suelos finos.* Se identifican en campo cuando más de la mitad de las partículas finas son menores al tamiz 200; no se pueden ver a simple vista. Los suelos de granos finos no se pueden dividir visualmente entre limo y arcilla, pero son distinguibles a través de características de plasticidad y otros ensayos de campo. Se debe suministrar información de: color, estratificación, condiciones de humedad (seca, húmeda o saturada), presencia de materia orgánica, entre otras características pertinentes.

C.3.3.1. La clasificación visual se debe complementar con un tamizado, para posteriormente clasificar los diferentes tipos de suelo según el Sistema Unificado.

3.3.2 Identificación Visual de la Roca. Se debe clasificar la muestra de acuerdo a lo siguiente:

3.3.2.1 *Por desgaste.* Roca fresca, meteorizada, descompuesta.

3.3.2.2 *Por discontinuidades.* Cercanas, anchas, etc., así como también se pueden agregar características estructurales como capa gruesa o fina. Si el proyecto lo requiere, también se puede identificar la forma de sus juntas como suave, escalonada, plana, etc.

3.3.2.3 *Por color y tamaño del grano.*

3.3.2.4 *Por dureza.* Muy suave, suave, dura y muy dura.

3.3.2.5 *Clasificación geológica.* Identificar la roca por nombre geológico y nombre local (si existe). Identificar material constituyente en muestras de roca como costuras o bandas de otros materiales, como por ejemplo limo dolomítico, arena calcárea, limo arenoso, esquisto de mica.

3.4 Clasificación de la Roca por Mediciones en Campo y Ensayos de Esfuerzo

3.4.1 Clasificación por RQD (Rock Quality Designation).

El RQD indica el estado de fracturamiento de la roca. se define como el porcentaje de recuperación de núcleos de perforación (mínimo diámetro NX o NW) de más de 10 cm de longitud, sin tomar en cuenta las fracturas debidas al muestreo, en la longitud total del intervalo recuperado.

Tabla5

Relación entre RQD, Índice de Velocidad y Calidad

RQD (%)	Calidad de la Masa Rocosa
90 - 100	Excelente
75 - 90	Buena
50 - 75	Regular
25 - 50	Pobre
0 - 25	Muy Pobre

Nota. Tomado de Soil Mechanics (NAVFAC, 1986)

C.3.4.1. El índice de velocidad se define como el cuadrado de la relación de la velocidad de onda de compresión en campo y la velocidad de onda de compresión de laboratorio. El índice de velocidad es usado típicamente para determinar la calidad de la roca usando ensayos geofísicos.

3.4.2 Clasificación por Resistencia

Realizados a través de ensayos de compresión uniaxial y relación de módulo. El esfuerzo de compresión uniaxial se puede determinar bajo el

ASTM D2938. Se efectúa la descripción en términos de esfuerzo como débil, fuerte, etc.

3.4.3 Carga Puntual.

Describe el punto de carga como bajo, medio, etc. Algunas veces se realiza en campo para proyectos muy grandes donde la resistencia de la roca es un factor crítico de diseño. Este ensayo de campo simple se puede realizar con núcleos de muestra y muestras irregulares de roca. El índice de carga puntual se define como la relación de la fuerza aplicada en la falla con el cuadrado de la distancia entre dos puntos cargados.

3.4.4 Clasificación por Durabilidad

La rápida meteorización de la roca, puede ocasionar efectos negativos en el comportamiento de la misma con tiempo. La rápida meteorización de esos materiales se estima a través de ensayos de durabilidad bajo secado estándar y ciclo de humedad. Por ejemplo, si los ciclos de humedad y secado producen desgaste en la muestra, es un índice de susceptibilidad a la erosión.

3.5 Propiedades del Suelo y Roca

3.5.1 Propiedades de Suelo.

3.5.1.1 *Granulometría.* La granulometría se determina por tamizado y/o análisis hidrométrico, y los resultados se muestran expresados en un papel semi-logarítmico con porcentaje pasante en función del tamaño del grano.

- 3.5.1.2 *Límites de Atteberg.* Indican el rango de contenido de agua en el cual el suelo cohesivo se comporta plásticamente. El límite superior de este rango se conoce como límite líquido ó LL, el límite inferior como límite plástico ó PL. El LL es el contenido de agua en el que el suelo empezará a comportarse como un líquido. El PL es el contenido de agua en el que el material empieza a romperse cuando se pliega en hilos de 1/8 de pulgada de diámetro. Las arcillas planas tienen alto contenido de partículas coloidales y tienen un alto LL, mientras que las arcillas inclinadas tienen bajo contenido de partículas coloidales y un bajo LL.
- 3.5.1.3 *Actividad.* Es un índice propuesto por Skempton, útil para correlacionar propiedades del suelo arcilloso. $A = \frac{IP}{\%C}$, donde IP es el índice de plasticidad y %C es el porcentaje de arcilla.
- 3.5.1.4 *Humedad natural.* Se define como el peso de agua en el suelo expresado como porcentaje de peso seco de material sólido presente en dicho suelo. El contenido de agua se basa en la pérdida de agua secando a temperaturas de 1050 a 1100C.
- 3.5.1.5 *Densidad.* La densidad de un material es su peso por unidad de volumen.
- 3.5.1.6 *Gravedad específica.* Peso del suelo entre peso del agua.
- 3.5.1.7 *Densidad relativa.* En suelos granulares tiene una influencia considerable en el ángulo de fricción, capacidad portante y asentamiento.
- 3.5.1.8 *Consistencia.* La consistencia de un suelo no perturbado cohesivo se puede expresar de manera cuantitativa bajo compresión no confinada.
- 3.5.1.9 *Permeabilidad.* Depende principalmente del tamaño y forma de los granos del suelo, relación de vacíos, forma y arreglo de los vacíos, grado de saturación y temperatura.
- 3.5.1.10 *Esfuerzo cortante no drenado (Suelos cohesivos)*
- 3.5.1.11 *Ángulo de fricción (Suelos granulares)*

3.5.1.12 *Nivel del agua subterránea. Profundidad a la cual se alcanza el nivel freático*

3.5.1.13 *Módulo de elasticidad*

3.5.2 Propiedades de Suelo y Roca para Diseño de Fundaciones. Las propiedades principales para diseño de fundaciones son las características estructurales y el esfuerzo. Las características estructurales en rocas incluyen: tipos y patrones de defectos de rocas, bases, estratificación y pendiente y foliación.

Las muestras que se ensayan en laboratorio (muestras imperturbadas) representan el límite superior de la fuerza característica de la roca y puede no ser representativa del comportamiento de la masa rocosa.

Para obtener los parámetros de diseño se deben utilizar los siguientes métodos:

3.5.2.1 *Ensayos In-Situ*, durante el programa de exploración del terreno, incluyendo consideraciones de cualquier ensayo geofísico conducido.

3.5.2.2 *Ensayos de laboratorio*

3.5.2.3 *Análisis posterior de los parámetros de diseño* basados en datos del sitio

La experiencia local, la formación geológica, el conocimiento de la geología y data pública importante, también deben ser considerados en la selección final de los parámetros de diseño. Si las correlaciones publicadas se utilizan en combinación con uno de los métodos descritos arriba, la aplicabilidad de la correlación de la formación geológica específica debe ser considerada a través de experiencia local, resultados de ensayos locales y/o gran experiencia.

Los valores de diseño seleccionados para los parámetros deberán ser apropiados para el estado límite particular y el modelo de cálculo correspondiente que se esté considerando.

La determinación de los parámetros de diseño para la roca deberá tomar en cuenta que las propiedades de la masa rocosa son controladas, generalmente, por discontinuidades dentro de la misma y

no dependen exclusivamente de las propiedades del material intacto. Por ello, las características de las rocas deberán tomar en cuenta las propiedades de las piezas intactas y de la masa rocosa como un todo, específicamente considerando las discontinuidades de la masa rocosa. Deberá ser empleada una combinación de ensayos de laboratorio de muestras, análisis empírico y observaciones de terreno para determinar las propiedades de las masas rocosas, con mayor énfasis en la observación visual y descripción cuantitativa.

3.6 Casos Especiales

3.6.1 Suelos Expansivos.

3.6.1.1 *Características.* Se distinguen por su potencial de alto aumento volumétrico al humedecerse.

3.6.1.2 *Identificación.* En la Figura 11 se muestra un método basado en los Límites de Atteberg y tamaño de grano para clasificar el suelo expansivo. La actividad de las arcillas se define como la relación del índice de plasticidad y el porcentaje por peso más fino de 2 micrones (2×10^{-6}).

Para obtener información sobre cómo explorar suelos en esta condición se recomienda visitar el apartado 4.7.1. Sin embargo, la manera más adecuada de identificación es a través de un ensayo de expansión y colapso según ASTM D4546.

3.6.2 Suelos Colapsables.

3.6.2.1 *Características.* Se distinguen por el potencial de disminuir su volumen al aumentar su humedad, aún sin aumentar cargas externas. Los suelos colapsables típicos son los que tienen baja plasticidad con $LL \leq 45$, $IP \leq 25$ y con densidades relativamente bajas (de 40 a 60 porcentaje de porosidad). Ejemplos de suelos que muestran este comportamiento son las arenas poco cementantes, limos donde el agente cementante es soluble y algunos residuos de granito. Una característica común de suelos colapsables es la soltura de granos soportados por esfuerzos capilares. Los depósitos de suelos colapsables son usualmente asociados con regiones de humedad deficiente.

3.6.2.2 *Identificación y clasificación.* Estudios de geología detallados pueden identificar suelos potencialmente colapsables. La Figura 12 muestra una guía para identificar potencial de colapso para arenas arcillosas y arcillas arenosas. Por otro lado, la manera más ideal de identificarlos es a través de un ensayo de expansión y colapso según ASTM D4546. Para obtener información sobre cómo explorar suelos en esta condición se recomienda visitar el apartado 4.7.3

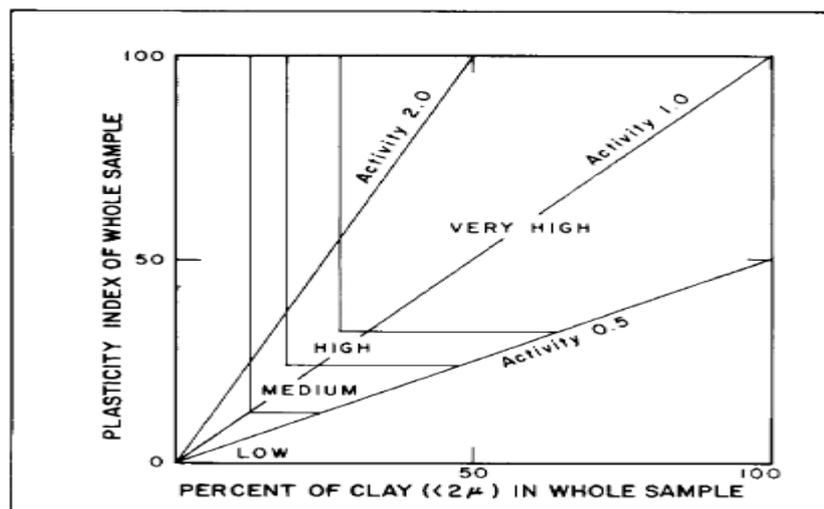


Figura 11: Potencialidad de Expansión de Suelo Arcilloso en Función del IP, Contenido de Arcilla y Actividad

Nota. Tomado de AAHSTO LRFD 2014

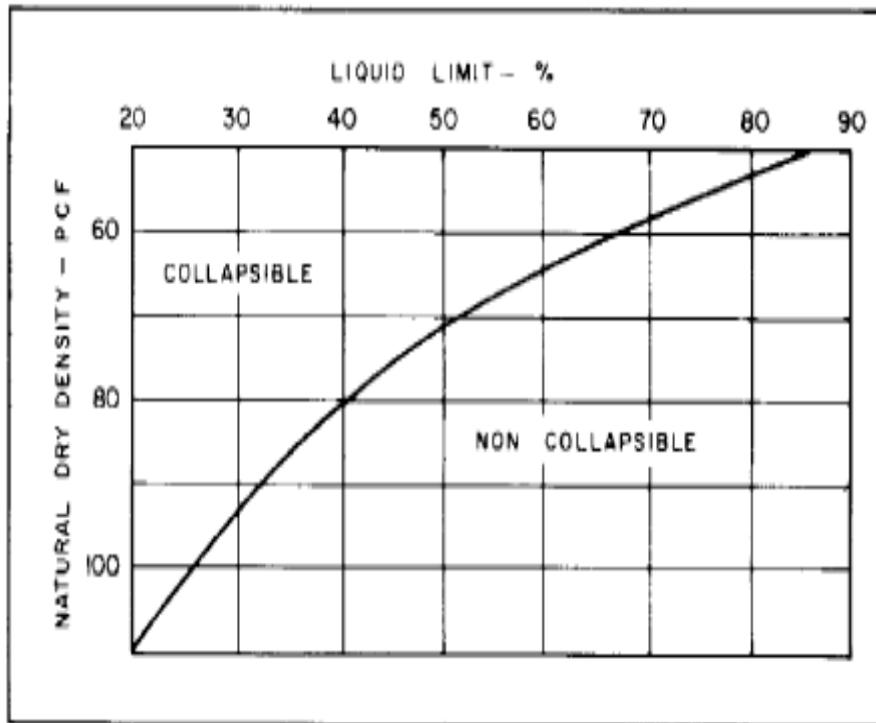


Figura 12: Criterio de Potencialidad de Colapso en Función del Límite Líquido y la Densidad Natural

Nota. Tomado de AAHSTO LRFD 2014

3.6.3 Suelos Licuables. Al someter el suelo a condiciones dinámicas (como fuerzas sísmicas) se pueden generar cambios en la resistencia al corte del mismo, bajo las cuales pierde su estabilidad; este proceso se conoce como licuefacción. Se requiere información de tipo de suelo, densidad, profundidad de nivel freático y fluctuaciones estacionales, pendiente del terreno, proximidad a la cara libre de un accidente topográfico, y evaluación de los desplazamientos o corrimientos laterales y verticales. En general, los suelos mal gradados son propensos a este fenómeno respecto a suelos bien gradados; en otras palabras, a medida que un terreno granular tiene mayor contenido de finos, disminuye su probabilidad de licuefacción.

La norma NSR-10 y la AASHTO LRFD (2010, 2014) establecen algunas características que pueden indicar la susceptibilidad a licuefacción de un suelo; estas características son las siguientes:

- 3.6.3.1 *Edad geológica.* Suelos del holoceno son más susceptibles que los del pleistoceno, y la licuefacción en depósitos de edades anteriores no es común.
- 3.6.3.2 *El suelo debe estar saturado,* o cerca de saturación para que ocurra licuefacción.
- 3.6.3.3 *Abanicos aluviales, planicies aluviales, playas, terrazas, estuarios y depósitos fluviales, coluviales y granulares eólicos,* en condición saturada son susceptibles a licuefacción.
- 3.6.3.4 *Arenas finas y arenas limosas, relativamente uniformes, con densidad suelta y media.* Generalmente se producen grandes deformaciones del terreno y de las estructuras apoyadas, y pueden formar volcanes de arena en superficie con los correspondientes cambios volumétricos.
- 3.6.3.5 *Los limos, limos arcillosos y arcillas limosas de baja plasticidad y con humedad natural cercana al límite líquido.*
- 3.6.3.6 *Suelos con partículas redondeadas* son más susceptibles que suelos con partículas angulares.
- 3.6.3.7 *Cuando el depósito está en condición seca o con bajo grado de saturación.*
- 3.6.3.8 *Cuando el suelo se comporte como arcilloso, si el índice de plasticidad ≥ 7 .*
- 3.6.3.9 *Suelos con índice de plasticidad ≤ 12 y una relación entre humedad y límite líquido (W/LL) ≥ 0.85 serán susceptibles a licuefacción.*
- C.3.6.2. *Para obtener información de cómo explorar el suelo bajo esta condición se recomienda visitar el apartado 4.7.2*
- 3.6.4 Suelos Dispersivos o Erodables. Se identifican como suelos erodables, las arenas muy finas o los limos no cohesivos que exhiben una manifiesta vulnerabilidad ante la presencia de agua.

3.6.4.1 *Suelos dispersivos*: Arcillas cuya concentración de sales de sodio (Na) en el agua intersticial pasa de 40% a 60% del total de sales disueltas. Entran de manera espontánea en solución en presencia de agua, primero como una nube de materia en suspensión, y luego como una extensión generalizada del fenómeno.

3.6.4.2 *Suelos erodables*: Arenas finas, polvo de roca, limos no cohesivos y depósitos eólicos, propios de ambientes aluviales tranquilos y constantes que resultan en una granulometría relativamente homogénea. No se disuelven pero si son afectados por corrientes de agua de menor caudal, inclusive a bajos niveles del gradiente hidráulico, formando tubificación y erosión.

4 EXPLORACIÓN E INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

4.1 Introducción

Debe ser realizada para proveer información necesaria para el diseño y construcción de fundaciones. La extensión de la exploración debe estar basada en la variabilidad en las condiciones de la subsuperficie, tipo de estructura, o cualquier otro requerimiento del proyecto que pueda afectar el diseño de la fundación o construcción. El programa de exploración debe ser suficientemente extenso como para revelar la naturaleza y tipos de depósito de suelo y/o formaciones rocosas encontradas, propiedades de ellas, potencial de licuefacción, y condiciones de agua subterránea. Debe ser suficiente como para identificar y delinear condiciones subsuperficiales problemáticas como formaciones kársticas, áreas minadas, suelos colapsables o expansivos, rellenos existentes, entre otros.

Las perforaciones deben ser en cantidad y profundidad suficiente como para establecer un perfil del suelo confiable en profundidad y longitudinalmente, en áreas de importancia como ubicaciones de las fundaciones de la estructura y sus adyacentes, e investigar cualquier riesgo geológico adyacente que pueda afectar el desempeño de la estructura.

Como mínimo, el programa de exploración y ensayo debe obtener información adecuada para analizar estabilidad y asentamiento de la fundación respecto a:

(a) información geológica presente, (b) ubicación y espesor de unidades de suelos y roca, (c) propiedades de las unidades de suelo y roca, como peso unitario, esfuerzo cortante y compresibilidad, (d) condiciones de agua subterránea, (e) topografía de la superficie, (f) consideraciones locales (suelo licuable, expansivo o dispersivo, vacíos subterráneos por desgaste o por actividad minera o potencial de falla de talud).

4.2 Programa de Investigaciones

Se pueden dividir en dos grandes fases, la examinación superficial y la exploración subsuperficial.

4.2.1 Examinación Superficial. La fase inicial de investigación del terreno debe consistir en una revisión detallada de las condiciones geológicas en el sitio. Esto debe incluir un estudio de data disponible que incluya imágenes sensibles, fotografías aéreas e información geológica y topográfica; así como también, data disponible de investigaciones previas y examinación del sitio. La información obtenida debe ser usada como guía y planificación de la exploración. Pueden aplicar métodos geofísicos en algunos casos. Esta fase puede revelar las posibles dificultades a encontrar en otras fases de exploración y ayuda a determinar el tipo, número, ubicación y profundidad de las perforaciones requeridas. Puede incluir perforaciones para obtener muestras para ensayos de identificación.

4.2.2 Exploración Subsuperficial. Esta fase normalmente incluye perforaciones, toma de muestras perturbadas e imperturbadas para ensayos de laboratorio, SPT y otras medidas in situ. Las perforaciones deben ser suplementadas por técnicas de exploración de menor costo como probetas, ensayos de refracción sísmica y de resistividad eléctrica, hasta la extensión posible. Esto es particularmente verdadero en ambientes costa afuera donde las perforaciones son excepcionalmente costosas.

4.3 Técnicas de Exploración

Se debe definir de qué manera se va obtener la muestra extraída del suelo en estudio. Según Ingeniería de Fundaciones (Pérez Guerra y Carrillo, 1981) se clasifican en dos grupos:

4.3.1 Métodos Directos. Donde existe penetración física en el suelo obteniendo una muestra o con observación visual directa en sitio, como por ejemplo: fosas o calicatas, taladros a mano o a máquina, perforaciones a máquina.

4.3.2 Métodos Indirectos. Donde no hay penetración física en el suelo, o en caso de hacerlo, no es para obtener muestras. El objetivo es la medición de una característica del suelo, y se realiza a través de correlaciones, extrapolación de la información. Ejemplos: penetrómetros y ensayos geofísicos.

4.4 Número de Sondeos

4.4.1 Introducción. En este punto es donde existe la mayor dispersión de información y recomendaciones en el tema de exploración en subsuelo, y es lógico ya que es de los aspectos de mayor importancia y de más difícil estimación. Por supuesto, mientras más puntos de exploración, mejor se van a definir las características del suelo y por ende se van a obtener parámetros de diseño más confiables. Tampoco es razonable hacer un número excesivo de exploraciones porque puede suceder que el suelo sea muy homogéneo o el proyecto de muy poca envergadura, de manera que no se justifique su sobre-exploración. Por esa razón, en la práctica se pueden encontrar muchos casos donde se rigen por el mínimo aceptable en la región para mantenerse dentro de la ley, de la manera más económica posible. Si bien la economía es un factor de mucha importancia en el proyecto, no puede ser el único factor a tomar en cuenta, ya que se puede asegurar que un alto porcentaje de los inconvenientes experimentados en fundaciones son producto de una exploración inadecuada. Dicho esto, a continuación se presentan algunos criterios a tomar en cuenta a la hora de establecer el número de perforaciones, así como también, algunas tablas de valores recomendados internacionalmente.

4.4.2 Criterios Básicos.

4.4.2.1 *Información del suelo en zonas cercanas al terreno.*

4.4.2.2 *Aspectos geológicos de la zona y antecedentes de fundaciones anteriores.*

4.4.2.3 *Comprensión de la topografía y heterogeneidad.*

4.4.2.4 *Tamaño, forma, dimensiones y aspectos espaciales de la parcela y la superestructura.*

Estimación del presupuesto disponible para el estudio geotécnico.

C.4.4.2. La información requerida para establecer criterios básicos puede ser obtenida de registros de proyectos previos, observación visual e inclusive, toma de muestras.

4.4.3 Número Mínimo.

4.4.3.1 *Criterio de NSR-10.* Clasifica la obra según número de niveles o carga para luego establecer el mínimo, de la siguiente manera:

- Clasificación de unidades de construcción

Tabla 6

Clasificación por Categorías

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

Nota. Tomado de NSR-10 (2010)

- Número mínimo recomendado

Tabla 7

Número y Profundidad de Sondeos Recomendados

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

Nota. Tomado de NSR-10. (2010)

Además, se deben recuperar muestras a cada metro en los primeros 5 metros de profundidad, y luego se pueden tomar a cada 1,5 metro de profundidad.

C.4.4.3. Se sugieren dos procedimientos adicionales para complementar el método sugerido, los cuales son:

Criterio de la CTE DB SE-C. Se recomienda un mínimo de 3 en términos generales.

Se clasifica tanto el terreno como la estructura de la siguiente manera:

Tabla 8

Clasificación de las Estructuras

Tipo	Descripción ⁽¹⁾
C-0	Construcciones de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m ²
C-1	Otras construcciones de menos de 4 plantas
C-2	Construcciones entre 4 y 10 plantas
C-3	Construcciones entre 11 a 20 plantas
C-4	Conjuntos monumentales o singulares, o de más de 20 plantas.

⁽¹⁾ En el cómputo de plantas se incluyen los sótanos.

Nota. Tomado de CTE DB SE-C (2008)

Tabla 9*Clasificación del Terreno*

Grupo	Descripción
T-1	Terrenos favorables: aquellos con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados.
T-2	Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad, o que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o en los que se puede suponer que tienen rellenos antrópicos de cierta relevancia, aunque probablemente no superen los 3,0 m.
T-3	Terrenos desfavorables: los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos: <ul style="list-style-type: none"> a) Suelos expansivos b) Suelos colapsables c) Suelos blandos o sueltos d) Terrenos kársticos en yesos o calizas e) Terrenos variables en cuanto a composición y estado f) Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m g) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos h) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades i) Terrenos con desnivel superior a 15° j) Suelos residuales k) Terrenos de marismas

Nota. Tomado de CTE DB SE-C (2008)

Tabla 10*Ubicación y Profundidad Recomendada*

Tipo de construcción	Grupo de terreno			
	T1		T2	
	d _{máx} (m)	P (m)	d _{máx} (m)	P (m)
C-0, C-1	35	6	30	18
C-2	30	12	25	25
C-3	25	14	20	30
C-4	20	16	17	35

Nota. Tomado de CTE DB SE-C (2008)

Criterio de la AASHTO LRFD 2014. Aquí se recomiendan ubicación, número y profundidades para muros de contención, fundaciones profundas y fundaciones superficiales, como se muestra en la Tabla 11.

Tabla 11

Número, Ubicación y Profundidad de Sondeos Recomendados

Aplicación	Número Mínimo de Puntos de Exploración y Ubicación	Profundidad Mínima
Muros de Contención	Un mínimo de un punto de exploración por cada muro de contención. Para muros de longitudes mayores a 30 metros, los puntos de exploración se deben ubicar de manera alternada desde el frente del muro hasta la parte posterior separados entre ellos entre 30 y 60 metros. Para muros anclados, se deben hacer exploraciones adicionales en la zona de anclaje separados cada 30 a 60 metros.	Investigar a una profundidad debajo de la base del muro hasta al menos una profundidad donde el aumento de esfuerzo debido a la carga de fundación estimada sea menor al 10% del esfuerzo efectivo producido por la sobrecarga a esa profundidad, y entre una y dos veces la altura del muro. Las profundidades de exploración deben ser suficientes como para penetrar por completo suelos suaves altamente compresibles como turbas, limos orgánicos, etc., hasta material de buena capacidad.
Fundaciones Profundas	Un mínimo de un punto de exploración por cada subestructura. Para subestructuras de anchos mayores a 30 metros, mínimo dos puntos de exploración por subestructura. Se deben hacer puntos de exploración adicionales si se consiguen condiciones subsuperficiales erráticas.	En suelos, la profundidad de la exploración debe extenderse por debajo de la punta del pilote estimado un mínimo de 6 metros, o un mínimo de dos veces la dimensión mínima del grupo de pilotes, la más profunda de las dos. Todas las perforaciones deben atravesar estratos inadecuados como suelos orgánicos, turbas, etc., para llegar a estratos de materiales densos. En rocas, mínimo 3 metros de roca se debe obtener en cada punto de exploración.
Fundaciones Superficiales	Mínimo un punto de exploración por subestructura. Para subestructuras con anchos mayores a 30m, mínimo dos puntos de exploración por subestructura. Se deben proveer puntos adicionales de exploración si se encuentran condiciones subsuperficiales erráticas.	La profundidad debe ser suficientemente grande como para penetrar por completo suelos de fundación inadecuados. Al menos hasta una profundidad donde el aumento del esfuerzo debido a la carga de la fundación estimada sea menor al 10% del esfuerzo de sobrecarga existente a esa profundidad. Finalmente, si se encuentra una base rocosa antes de que se cumpla el criterio del 10%, la profundidad de exploración debe ser suficiente como para penetrar 3 metros dentro de la roca. Nótese que para condiciones de bases rocosas variables, o en áreas donde se encuentran cantos rodados de gran tamaño, se deben penetrar más de 3 metros para verificar que la calidad de la base sea adecuada

Nota. Tomado de AAHSTO LFRD (2014)

4.5 Ubicación y Profundidad de Sondeos

4.5.1 Criterio de NSR-10 (2010). La profundidad se incluye en la Tabla 7. Respecto a ubicación, se comenta que al menos 50% de los sondeos deben quedar ubicados dentro de la proyección sobre el terreno de las construcciones.

C.4.5.1 Para mayor información sobre el criterio de la CTE DB SE-C (2008) ver Tabla 10. De igual manera, para revisar el criterio AASHTO LRFD (2014), consultar Tabla 11.

4.6 Exploración en Suelos Marinos

Es recomendable realizar investigaciones in situ para definir los estratos y sus propiedades. Investigaciones previas y experiencias en el sitio pueden permitir la instalación de estructuras adicionales sin necesidad de estudios. El paso inicial de la investigación es el reconocimiento. La información se puede obtener a través de registros de ensayos geofísicos y perforaciones, si están disponibles en archivos, literatura o archivos gubernamentales.

El archivo Soil Mechanics del (NAVFAC, 1986) recomienda que para profundidades de agua menores de 18 m, se pueden utilizar los mismos equipos de exploración de tierra firme. Para aguas más profundas o mares más extremos, se requieren buques de perforación más grandes para obtener muestras imperturbadas de calidad.

Por otro lado, se recomienda realizar ensayos geofísicos antes de las perforaciones. Esta data se debe complementar con la comprensión de la geología superficial de la región para desarrollar los parámetros de diseño. Los estudios in situ se deben extender hasta la profundidad y área en la que los suelos se vean afectados o vayan a ser afectados por la instalación de elementos de fundación.

4.6.1 Estudio de Lecho Marino. El propósito principal de los ensayos geofísicos es proveer evidencia de la topografía, características de colapso, olas de arena, fallas, superficies erosionadas, entre otros.

4.6.2 Exploración y Ensayos. De ser práctico, se puede definir un programa de toma de muestras y ensayos después de revisar los resultados geofísicos. Las investigaciones in situ deben incluir al menos una perforación que permita proveer muestras adecuadas para obtener propiedades. El número y profundidad de las perforaciones dependerá de la variabilidad del sitio y la configuración de la estructura que se va a instalar.

4.7 Casos Especiales

4.7.1 Investigación en Suelos Expansivos. De acuerdo con el archivo Foundations in Expansive Soils (Department of the Army, 1983) se necesitan hacer ensayos de consolidación, expansión, y esfuerzo para evaluar el comportamiento carga/deformación y capacidad portante del suelo de fundación. Los efectos de la interacción de la estructura en los suelos expansivos se complican por el movimiento diferencial de la fundación causado por el empuje del suelo. Se deben tomar muestras suficientes como para determinar adecuadamente los parámetros de cada estrato de suelo distinto.

4.7.1.1 *Requerimientos del muestreo*. El diseño de estructuras levemente cargadas y residencias se puede realizar con data mínima adicional si el sitio ya ha sido desarrollado, siempre y cuando las características sean mayormente conocidas, y si la práctica local ha previsto consistentemente diseños de estructuras comparables y económicas. Se requiere investigación adicional si el sitio no se ha desarrollado, o si se van a construir edificaciones de varios pisos, o estructuras pesadas, etc.

4.7.1.2 *Distribución y profundidades de las perforaciones.* Se realizan para determinar el perfil del suelo y obtener muestras imperturbadas requeridas para evaluar el potencial de expansión del suelo de fundación a través de ensayos, así como también para determinar capacidad portante y asentamiento. Las perforaciones se deben hacer espaciadas entre 8 y 15 metros y, en ocasiones, a menores distancias. Las perforaciones iniciales se deben realizar cercanas a las esquinas de la fundación, y el número no debe ser menor a 3, a menos que se sepa que las condiciones del suelo de fundación son uniformes. En cuanto a la profundidad, debe ser al menos hasta la profundidad probable donde las condiciones de humedad cambien.

4.7.2 Suelos Licuables: En complemento con los puntos descritos en el apartado 3.6.3, se recomienda evaluar el potencial de licuefacción a través de métodos empíricos de diseño o métodos numéricos de esfuerzo efectivo que modelen la generación de presión de poros y su efecto en la capacidad del suelo y su deformación. Además, ensayos de desempeño dinámico como el corte cíclico simple o ensayo triaxial cíclico se pueden usar para evaluar la susceptibilidad a licuar del suelo. Los métodos empíricos suelen ser los más comunes para evaluar la licuefacción, estos mismos proveen una estimación de potencial de licuación basados en número de golpes del SPT, CPT o velocidad de onda de corte. Este tipo de análisis se debe realizar como evaluación base, aun cuando se utilicen métodos más rigurosos.

El estudio debe incluir consecuencias potenciales de licuefacción como pérdida de resistencia del suelo, estimaciones de asentamiento diferencial, cargas laterales sobre las fundaciones, reducción de capacidad portante del suelo de fundación, entre otros; así como también discutir las medidas para la mitigación.

4.7.3 Suelos Colapsables: Complementando con lo descrito en el apartado 3.6.2, se debe evaluar el potencial de colapso a través de los resultados de un ensayo de consolidómetro estandarizado. Los procedimientos para estimar el colapso son inciertos porque no existe un criterio en particular aplicable para todos los suelos colapsables. El asentamiento depende de la fuente y disponibilidad de agua subterránea, que muy rara vez se puede predecir previo al colapso. De igual manera, se muestra a continuación una tabla tomada del Settlement Analysis (US Army Corps, 1986) donde se indican los tipos de humedecimiento que pueden desencadenar el colapso del suelo:

Tabla 12

Tipos de Humedecimiento que Pueden Desencadenar el Colapso del Suelo

Tipo de Humedecimiento	Descripción
Local, superficial	El humedecimiento aleatorio como el proveniente de fuentes de agua como acueductos o drenajes superficiales descontrolados; sin aumento del nivel freático; el asentamiento ocurre en el estrato superior del suelo dentro del área húmeda
Local intenso	Humedecimiento local intenso, profundo, producto de la descarga de un efluente industrial, filtraciones bajo tuberías subterráneas o riego. Caudales suficientemente altos como para causar incremento sostenido del nivel freático puede saturar la zona de suelo colapsable en poco tiempo y causar asentamiento diferencial dañino.
Lento, aumento uniforme del nivel freático	El aumento lento, relativamente uniforme del nivel freático por fuentes fuera del área del suelo colapsable causará asentamiento uniforme y gradual
Aumento de de contenido de agua lento	Aumento gradual en el contenido de agua de la capa gruesa del suelo colapsable por la condensación del vapor o la reducción en la evaporación de la superficie del suelo después de la colocación del concreto o asfalto causará un asentamiento incompleto

Nota. Tomado de Settlement Analysis (US Army Corps, 1986)

4.8 Condiciones de Agua Subterránea y Drenaje

4.8.1 Introducción. El agua subterránea es un problema muy frecuente durante el proceso de excavación y construcción, ya que disminuye las propiedades de resistencia, así como también erosiona los granos del suelo. Por lo tanto, se deberá analizar la existencia de agua libre y flujos potenciales.

Las condiciones de agua subterránea se pueden determinar de la mejor manera a través de ensayos in situ. De igual forma, los ensayos in situ no siempre son fácilmente interpretados. Es importante a la hora de evaluar el comportamiento del suelo de fundación, tener conocimiento de las características del agua subterránea, así como también de las condiciones de capilaridad, especialmente en suelos expansivos. La intención es determinar la posición del nivel freático y su variación por temporadas, efectos de las mareas, ríos adyacentes o canales.

Respecto a los drenajes, se debe identificar cualquier tipo de patrón de drenaje superficial o subsuperficial. En cualquier caso donde el patrón de drenaje pueda interferir o ser alterado por cualquier movimiento de tierra, se deben estudiar sus posibles consecuencias.

4.8.2 Mediciones del Nivel Freático. La mejor y más confiable manera de medir niveles de agua y presiones de poros positivas es a través de piezómetros con puntas instaladas a diferentes profundidades.

4.8.3 Mediciones de Presiones Negativas In-Situ. La medición de presiones negativas y succión del suelo se realiza a través de tensiómetros, piezómetros de presión de poros negativa, entre otros. De igual forma, la herramienta específica que se utilice tiene sus limitaciones; el rango de medición de los tensiómetros y piezómetros negativos se limita hasta la presión de cavitación. El tensiómetro se restringe hasta una profundidad de hasta 1.8 metros.

4.8.4 Control. El nivel freático debe controlarse y disminuirse a través de pozos de alivio, pozos de bombeo o construcción de filtros, entre otros métodos.

4.9 Control de Muestras

Las muestras deben ser manejadas y conservadas de manera que se garantice su representatividad y conservación (integridad). Deben ser tomadas bajo la supervisión del ingeniero geotecnista y deben corresponder a los diferentes materiales afectados por el proyecto. Inmediatamente después de tomada la muestra, se debe proceder a colocarlas en el contenedor que le corresponda, para posteriormente identificarlas con las particularidades pertinentes (identificación, fecha, profundidad, ubicación, entre otras características requeridas para un registro adecuado). Una vez tomada y registrada la muestra, se debe trasladar al laboratorio y conservar de manera que se evite el exceso de impactos, o que quede expuesta a los rayos solares o al medio ambiente, con el fin de que sus propiedades se vean modificadas lo menos posible. Se deben registrar todos los procesos y recorridos por los que hayan pasado las muestras para que al momento que lleguen al laboratorio y se realicen los ensayos correspondientes, se conozcan las condiciones en que se encuentren dichas muestras y, posterior al ensayo, se puedan interpretar los resultados con mejor juicio.

5 TOMA DE MUESTRAS Y ENSAYOS

5.1 In Situ (En Campo)

Como consecuencia de que los ensayos en laboratorio no siempre modelan de manera adecuada las condiciones del suelo en el sitio, además de lo costoso y difícil que resulta recuperar muestras imperturbadas, se suelen hacer pruebas directamente en el sitio de estudio para obtener características de los suelos útiles para diseño de fundaciones.

Los ensayos más comunes son los siguientes:

5.1.1 Ensayo de Penetración Estándar (SPT) ASTM D1586. Determina la resistencia que ofrece el suelo a la penetración de un muestreador circular de acero, que a su vez permite recuperar una muestra perturbada para fines básicamente de identificación. La resistencia a la penetración puede ser relacionada con las características y variables del terreno, principalmente en suelos granulares y arcillas saturadas.

Consiste en dejar caer un martillo de 63,5kg de peso sobre una cabeza de hincia, desde una altura de 76cm. El número de golpes necesario para lograr la penetración de 30 cm del muestreador (luego de su descenso por gravedad e hincia de 15 cm para apoyo) se reporta como la resistencia a la penetración N_{spt} . El izado del martillo se realiza mediante un mecate de yute ($\varnothing^{7/8}$ "), con dos vueltas alrededor del tambor del malacate, con una tasa máxima de aplicación de 30 golpes por minuto, es decir, un golpe cada 2 segundos.

El ensayo permite determinar humedad, composición, estratigrafía, consistencia y ensayos de clasificación del suelo. A través de correlaciones también permite obtener el ángulo de fricción ϕ para suelos granulares y la resistencia a la compresión sin confinar q_u de las arcillas.

C.5.1.1. El valor de N_{spt} se suele corregir a través de varios factores, se recomienda consultar la literatura para indagar más en el punto y obtener información sobre sus ventajas y desventajas. También se recomienda, en caso de ser necesario, revisar tipo de muestreadores para cada clase de suelo, como los de pared delgada para suelos granulares también llamados "Shelby", o los de pared gruesa para arcillas llamados "Denison".

5.1.2 Ensayo de Penetración de Cono (CPT) ASTM D5778. Únicamente para suelos cohesivos y depósitos arcillosos blandos y limosos, donde los golpes pueden alterar las condiciones naturales del mismo. No son necesarias perforaciones para llevarse a cabo. Se usan penetrómetros con punta cónica unida a una barra de diámetro reducido (mango) que se ha conduciendo hacia el suelo a una velocidad regulada y se mide la resistencia a la penetración de la punta del cono y además la fricción lateral en el mango.

C.5.1.2. A través de correlaciones, se puede obtener la densidad relativa (D_r), ángulo de fricción ϕ , número de golpes del SPT corregido (N_{60}), tipos de suelos, resistencia al corte no drenada (C_u), entre otros. Para detalles sobre ejecución del ensayo y correlaciones, consultar la bibliografía.

5.1.3 Posteadoras o Barrenos Helicoidales. Es el método más simple para hacer perforaciones exploratorias. Existen tanto de tipo manual como eléctrico.

5.1.4 Perforación por Lavado. Otro método para excavar agujeros. No es muy útil porque recupera poca información.

5.1.5 Perforación Rotatoria. Se realiza la perforación a través de una barrena giratoria conocido como “tricono”, desgastadora o trituradora que rompe la formación mientras que el material cortado y el suelo son retirados de la perforación a través de una circulación continua de fluido lavado.

5.1.6 Calicatas. Excavaciones de 1 o 1,5 m de lado y profundidad, donde se pueden obtener muestras perturbadas o imperturbadas del suelo y eventualmente ensayos.

5.1.7 Fosas de Exploración. Excavaciones mayores a 2 m, que por lo general requieren de entibados para garantizar su estabilidad, o un soporte lateral de otro tipo. Puede ser de cualquier profundidad y la misma se justifica dependiendo del proyecto.

- 5.1.8 Perforaciones Mecánicas. Puede ser por rotación, percusión, lavado o combinaciones de ellos y se utiliza cuando es necesario explorar a profundidades mayores que las de las calicatas o barrenos, usualmente hasta los 4 m, cuando es necesario atravesar masas rocosas o de alta resistencia.
- 5.1.9 Prueba de Corte con Veleta ASTM DCP2573. Realizada sobre suelos cohesivos. La veleta consta de un vástago desmontable en cuyo extremo inferior se encuentra la veleta propiamente dicha la cual se introduce en el suelo, formada generalmente por 4 aspas fijadas al eje y en el otro extremo a través de un sistema calibrado. Mide la resistencia del suelo al corte en función del torque aplicado.
- 5.1.10 Resonancia Magnética Nuclear (RMN). Puede ser utilizada para el estudio de propiedades de materiales relativa a la estructura de los sólidos y líquidos.
- 5.1.11 Presiómetro de Menard (PMT) ASTM D4719-87. Permite medir la resistencia y deformación lateral de los suelos in situ. Consiste en una sonda con tres celdas, de donde la superior y la inferior son celdas de guarda y la intermedia es una celda de medición, que permite medir la deformación lateral del suelo mediante la expansión de una membrana elástica a la que se le aplica una presión a través de gas inyectado por medio de un sistema de válvulas. De esta manera se pueden obtener los coeficientes de empuje K y el módulo de elasticidad del suelo E.
- 5.1.12 Dilatómetro (DMT) ASTM 6635-1. Consiste en introducir en el suelo una placa plana de 220 mm de largo por 95 mm de ancho y 14 mm de espesor, donde se localiza una membrana de acero de 60 mm de diámetro, la cual se expande luego de ser introducida en el suelo con el mismo sistema utilizado en el cono de penetración CPT. Se usa nitrógeno en gas para aplicar la presión a la membrana central, se mide la presión para expandir la membrana y para desplazar el suelo. Se pueden medir los coeficientes de empuje lateral del suelo K y el módulo de elasticidad E.

5.1.13 Ensayo de la Placa de Carga ASTM D1194. Es un ensayo de campo, el cual tiene como objetivo determinar la capacidad portante nominal del suelo para fundaciones superficiales. Su principal limitación es que no tiene buena influencia a mayores profundidades y por ello no revela el potencial de consolidación a largo plazo, aunque existen métodos para extrapolar la información.

5.2 Métodos Geofísicos

Los ensayos geofísicos se deben utilizar solo en combinación con información de métodos directos de exploración como SPT, CPT, etc., para establecer la estratificación de los materiales del suelo, el perfil y calidad de la base rocosa, profundidad del agua subterránea, los límites de los tipos de suelo del depósito, presencia de vacíos, tuberías enterradas, entre otras características. El método consiste en generar un impulso sísmico, detectar la onda sísmica en la superficie y visualizar y registrar las ondas sísmicas adquiridas en sismogramas. El impulso sísmico puede ser generado por:

- Explosivos. Utilizando detonadores.
- No explosivos para adquisición terrestre. Utilizando un camión con vibrador acoplado, aplicando la vibración en la superficie.
- Cañones de aire para adquisición marina. Generando una implosión en el agua.

Luego, para convertir el movimiento a una señal eléctrica, se tienen los transductores sísmicos, los cuales son:

- En tierra, los geófonos o sismómetros.
- En agua, los hidrófonos.

Estos registran las trazas que determinarán la estructura geológica y características del suelo.

5.2.1 Método Sísmico. Consiste en la exploración del subsuelo a través del estudio de la propagación de la onda elástica mediante métodos explosivos o no explosivos. La magnitud de la fuente de energía depende básicamente de la profundidad a la que se quiera investigar, la cual no causa variaciones en la velocidad de la onda. El objetivo del método consiste en determinar las características del perfil.

C.5.2.1. Existen 3 tipos de ensayos sísmicos, los cuales son:

- *Cross Hole. Requiere dos o más perforaciones para medir la velocidad de las ondas sísmicas. Consiste en dos sondeos, el primero con la fuente emisora de energía y el segundo con el receptor situados a igual profundidad. De esa manera se mide la velocidad de propagación de las ondas a través del suelo. Se repite el ensayo a diferentes profundidades y se obtiene un perfil de velocidad en función de profundidad. A mayor número de sondeos, mejor precisión.*
- *Down Hole. Consiste en medir los tiempos de viaje de las ondas sísmicas internas generadas a partir de la energía de la fuente emisora. Luego se grafica tiempo de llegada de la onda en función de la profundidad. El valor de la pendiente de la curva representa la velocidad de propagación de la onda. Este ensayo es más frecuente que el ensayo Up Hole ya que genera ondas de corte S con mayor facilidad.*
- *Refracción Sísmica. Consiste en medir el tiempo de viaje de las ondas de compresión P y algunas veces ondas de corte S, generadas por una fuente de energía a unos puntos localizados a diferentes distancias a lo largo de un eje sobre la superficie del suelo.*

5.3 En Laboratorio

Se utilizan para obtener parámetros y propiedades del suelo que requieren de procedimientos e instrumentos adecuados. Los resultados de los mismos son muy sensibles y dependen de su ejecución y del estado en el que esté la muestra, por eso es de mucha importancia asegurarse que las muestras estén

en condiciones aceptables, como se recomienda en el apartado 4.9, y que su ejecución sea realizada por un operador con experiencia. El objetivo básicamente es determinar las siguientes propiedades:

- Identificación y estado natural. Para la identificación se utilizan ensayos de granulometría, límites de Atteberg, expansión, etc. Y los ensayos que determinan el estado natural del terreno son los relacionados con la densidad aparente y humedad.
- Ensayos mecánicos. Suelen ser ensayos de resistencia, como el de compresión simple, corte directo y ensayos triaxiales.
- Ensayos de deformación. Con el edómetro por ejemplo, se detectan parámetros que determinan asentamientos y grado de consolidación del terreno.
- Ensayos químicos. Para detectar propiedades químicas del terreno, como pH, materia orgánica, entre otros.

Los ensayos en laboratorio más comunes son:

5.3.1 Identificación Visual ASTM D2488-75. Este ensayo describe el procedimiento para identificar suelos y se basa en el Sistema de Clasificación Unificada. El proceso de identificación se realiza mediante un ensayo manual y uno visual.

5.3.2 Granulometría ASTM D422. Básicamente consiste en someter la muestra de suelo a una serie de tamices para determinar el tamaño de los granos que componen el mismo y la proporción de cada fracción de granos separados por tamaño como porcentaje de la masa total de la muestra. Se suele graficar la curva granulométrica en un papel semi-logarítmico colocando el porcentaje pasante en el eje de las ordenadas y el tamaño de las partículas en el eje de las abscisas. Para partículas de tamaño muy pequeño, se procede con el método hidrométrico, para finalmente solapar ambas curvas.

- 5.3.3 Límite Líquido ASTM D4318. Contenido de agua expresado en porcentaje respecto al peso del suelo, que delimita la transición entre el estado líquido y plástico del suelo. Consiste en colocar el suelo remoldado en una cápsula, formando en el suelo una ranura de 2 mm de espesor en toda la parte profunda, y luego cerrar la ranura golpeando la cápsula contra una superficie dura. Entonces el suelo tendrá el contenido de agua correspondiente al límite líquido cuando los bordes inferiores de la ranura se juntan sin mezclarse al cabo de cierto número de golpes.
- 5.3.4 Límite Plástico ASTM D4318. Es la humedad a partir de la cual el suelo deja de tener un comportamiento frágil, para pasar a comportarse de manera plástica. A partir de esta humedad, el suelo puede sufrir cambios de forma irreversible. Es una prueba considerablemente subjetiva, el cual debe ayudarse con un alambre de 3 mm de diámetro para hacer la comparación y establecer el momento en el que el suelo se fisura y presenta el diámetro especificado. De la muestra, se toma la porción con una espátula, se amasa hasta obtener una forma pastosa. Este procedimiento se repite para que los rollos pierdan su humedad. Se introduce a la cápsula con los rollos en el horno y se determina el contenido de humedad que posee.
- 5.3.5 Límite de Contracción ASTM D427. Se define de esta manera la humedad máxima de un suelo para la cual una reducción de humedad no produce disminución de volumen del mismo. El ensayo se comienza con un volumen de suelo que presente un estado de humedad entre la condición de saturación y la humedad cercana al límite líquido o superior. Luego, se le deja secar, donde a medida que pierde humedad, disminuye el volumen total de la muestra. A partir de ese valor límite de humedad, es posible producir cambios adicionales en el volumen del suelo debido a la pérdida adicional de agua en los poros.
- 5.3.6 Peso Específico de los Finos ASTM D854. El peso específico relativo o gravedad específica se toma como el promedio para los granos del suelo.

- 5.3.7 Peso Unitario de Campo ASTM D1188. Los ensayos para obtener el peso unitario, permiten controlar el grado de compactación alcanzado después de operaciones de compactación de los materiales utilizados en rellenos o terraplenes, así como también la obtención de datos como: relación de vacíos, porosidad, densidad relativa, etc. El peso unitario se puede determinar a través de diferentes métodos, como: Método del Cono de Arena, Método Hidroneumático, Método del Aceite, entre otros.
- 5.3.8 Contenido de Humedad del Suelo ASTM D2216-80. Se toma la muestra en condición natural y se somete a calor en un horno para obtener la variación de humedad.
- 5.3.9 Ensayo Triaxial. Son realizados con el fin de determinar las características de esfuerzo-deformación y resistencia del suelo. Se realizan en dos etapas: consolidación y ruptura. La etapa de consolidación consiste en aplicar a una muestra cilíndrica una presión hidrostática; y en la etapa de ruptura, la muestra se lleva a la falla mediante una carga, manteniendo la presión lateral. Los ensayos triaxiales constituyen el método más versátil en el estudio de propiedades esfuerzo-deformación, ya que se puede obtener una gran variedad de estados reales de carga.
- 5.3.10 Ensayo de Corte Directo ASTM D3080. Consiste en hacer deslizar una porción del suelo respecto a la otra a lo largo de un plano de falla previamente determinado mediante la acción de una fuerza de corte horizontal incrementada, mientras se aplica una carga normal al plano del movimiento. Los ensayos de corte directo en laboratorio se pueden clasificar en tres tipos según exista drenaje y/o consolidación de la muestra, por lo tanto los valores de “ c ” y “ ϕ ” dependen de la velocidad del ensayo y de la permeabilidad del suelo. Los tipos de ensayo pueden ser: No Drenado No consolidado (UU), Consolidado No Drenado (CU), Consolidado Drenado (CD).

- 5.3.11 Ensayo de Compresión Simple ASTM D2166. Determina el esfuerzo máximo permisible de la muestra. Se utiliza para medir la resistencia interna del suelo. La resistencia a la compresión sin confinar es el esfuerzo máximo de compresión a la que una probeta cilíndrica de suelo sin confinar falla.
- 5.3.12 Ensayo de Consolidación Unidimensional de los Suelos ASTM D2435. El objetivo es determinar la magnitud y la tasa de deformación del suelo cuando es sometido a un incremento de carga, estando restringido y drenado axialmente.
- 5.3.13 Ensayo de Colapso y Expansión ASTM D4546. Se realiza para estimar la expansión o asentamiento de un perfil de suelo confinado. La selección del método del ensayo, secuencia de carga e inundación, se debe realizar simulando, en lo más parecido posible, las condiciones del terreno, porque variaciones relativamente pequeñas en densidad y humedad, o secuencia de humedecimiento y carga puede alterar significativamente los resultados.
- 5.3.14 Calorimetría ASTM C144-44. El objetivo es determinar el contenido de materia orgánica en las arenas.

6 FUNDACIONES SUPERFICIALES

6.1 Introducción

Las fundaciones superficiales pueden consistir en zapatas aisladas soportando columnas individuales, zapatas combinadas que cargan más de una columna, tiras de fundación que cargan muros y losas de fundación para darle soporte a estructuras completas.

Este tipo de fundaciones se puede utilizar cuando exista un estrato adecuado relativamente cercano a la superficie del suelo y el asentamiento por compresión o consolidación de los estratos inferiores sea aceptable. El empuje por potencial expansión también debe ser considerado y aceptable. Si no se presentan estratos relativamente superficiales que tengan capacidad para soportar cargas, se debe optar por fundaciones profundas, o de manera alternativa, se puede remover el material débil y reemplazarlo con un relleno adecuado compactado correctamente que brinde las características adecuadas

para soportar las cargas, a un costo razonable que justifique este procedimiento.

Las fundaciones superficiales deben mantener estabilidad en todos los estados límites ya sea de falla o de servicio, considerando al menos: volcamiento, deslizamiento, subpresiones y capacidad de soporte general. En los cálculos se tendrá en cuenta la interacción entre los diferentes elementos de la fundación de la estructura y edificaciones vecinas (superposición de bulbos de carga, efectos de sótanos, excentricidades de centros de gravedad y de cargas conjuntas). Los parámetros de diseño se deben justificar con resultados provenientes de ensayos de campo y laboratorio. Las cargas máximas admisibles se limitan por dos consideraciones, falla del suelo y asentamiento.

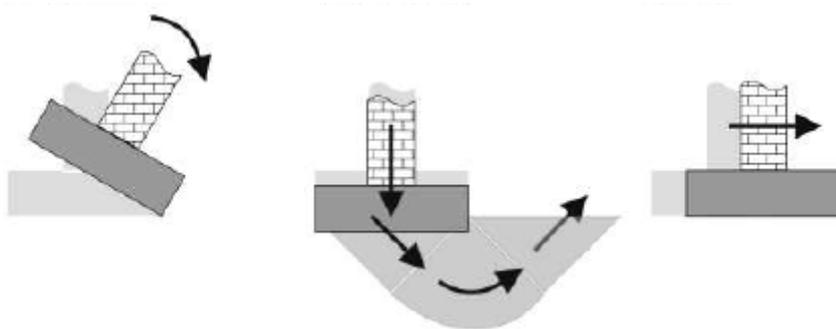


Figura 13: Fallas por Volcamiento, Capacidad de Soporte y Deslizamiento, Respectivamente

Nota. Tomado de CTE DB SE-C (2008)

6.2 Capacidad Portante Última o Capacidad a la Falla

La falla es el momento en el que se produce la ruptura del suelo bajo carga. Para este análisis, se asume que la profundidad es menor que el ancho de la fundación ($D/B \leq 1$) y la fricción y adherencia en los lados verticales de la fundación se ignoran.

La ecuación general que se utiliza para calcular la capacidad de soporte a la falla en suelos cohesivos granulares es:

$$q_f = \lambda_{cs} \lambda_{cd} \lambda_{ci} c N_c + \lambda_{qs} \lambda_{qd} \lambda_{qi} \gamma D_f N_q + \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \lambda_{\gamma i} 0,5 B \gamma N_{\gamma} \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

Donde; q_f = Carga unitaria de falla

λ_{cs} = Factor de forma correspondiente a la cohesión

λ_{cd} = Factor de profundidad correspondiente a la cohesión

λ_{ci} = Factor de inclinación correspondiente a la cohesión

c = Cohesión

N_c = Factor de capacidad correspondiente a la cohesión

λ_{qs} = Factor de forma correspondiente

λ_{qd} = Factor de profundidad correspondiente a la sobrecarga

λ_{qi} = Factor de inclinación correspondiente a la sobrecarga

Y = Peso unitario del suelo (medido a través de ensayos)

D_f = Profundidad de la base de la fundación

N_q = Factor de capacidad correspondiente a la sobrecarga

$\lambda_{\gamma s}$ = Factor de forma correspondiente a la densidad

$\lambda_{\gamma d}$ = Factor de profundidad correspondiente a la densidad

$\lambda_{\gamma i}$ = Factor de inclinación correspondiente a la densidad

B = Ancho

N_γ = Factor de capacidad correspondiente a la densidad

Multiplicando por el área de la sección transversal del pilote se lleva a carga puntual.

En la Tabla 13, se especifican las fórmulas para calcular los términos indicados anteriormente

Tabla 13

Fórmulas para Obtener los Parámetros de la Ecuación de Capacidad de Soporte

FACTORES	$\lambda_{cs}\lambda_{cd}\lambda_{ci}N_c$	$\lambda_{qs}\lambda_{qd}\lambda_{qi}N_q$	$\lambda_{ys}\lambda_{yd}\lambda_{yi}N_\gamma$
de Capacidad N_c, N_q, N_γ	$\varphi = 0$ y $D_f/B = 0$ $N_c = 5,14$ $\varphi > 0^\circ$ $N_c = (N_q - 1)\cot\varphi$	$\varphi = 0$ $N_q = 1$ $\varphi > 0^\circ$ $N_q = N_{q0}e^{2\varphi\tan\varphi}$; $N_{q0} = \text{tg}^2(45 + \frac{\varphi}{2})$	$\varphi = 0$ $N_\gamma = 0$ $\varphi > 10^\circ$ $N_\gamma = 2(N_q + 1)\text{tg}\varphi$
de Forma: $\lambda_{cs}, \lambda_{qs}, \lambda_{ys}$	$\varphi = 0^\circ$ $\lambda_{cs} = 1 + 0,20\frac{B}{L}$ $\varphi > 0^\circ$ $\lambda_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$	$\varphi = 0^\circ$ $\lambda_{qs} = 1$ $\varphi > 0^\circ$ $\lambda_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \text{tg}\varphi$	$\varphi = 0$ $\lambda_{ys} = 1$ $\varphi > 0^\circ$ $\lambda_{ys} = 1 - 0,40\frac{B}{L}$
de Profundidad $\lambda_{cd}, \lambda_{qd}, \lambda_{yd}$	$\varphi = 0, \quad D_f/B \leq 1$ $\lambda_{cd} = 1 + 0,40\frac{D_f}{B}$ $D_f/B > 1$ $\lambda_{cd} = 1 + 0,40\text{tg}^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$	$D_f/B \leq 1$ $\lambda_{qd} = 1 + 2\text{tg}\varphi(1 - \text{sen}\varphi)^2 \frac{D_f}{B}$ $D_f/B > 1$ $\lambda_{qd} = 1 + 2\text{tg}\varphi(1 - \text{sen}\varphi)^2 \text{tg}^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$	$\lambda_{yd} = 1$
de Inclinación $\lambda_{ci}, \lambda_{qi}, \lambda_{yi}$	$\varphi = 0^\circ$ $\lambda_{ci} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)$ $\varphi > 0^\circ$ $\lambda_{ci} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2$	$\lambda_{qi} = \lambda_{ci}$	$\varphi = 0^\circ$ $\lambda_{yi} = 1$ $\varphi > 0^\circ$ $\lambda_{yi} = \left(1 - \frac{\beta}{\varphi}\right)^2$

β = inclinación del talud. Factor: $\text{tg}^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$ en radianes para valores de $D_f/B > 1,0$. D_f = Profundidad de la fundación.

Nota. Tomado de Ingeniería de Fundaciones (Carrillo, 2011)

C.6.2. Es importante tomar en cuenta, que si el suelo se encuentra sumergido, el valor de su peso unitario se reduce prácticamente a la mitad por efecto de la sumergencia, disminuyendo considerablemente su capacidad de soporte. Por esta razón es de mucha importancia tener definido dónde se ubica el nivel freático. Por otro lado, los valores de N_q y N_γ están tabulados y se presentan en la Tabla 14 y en la Figura 15.

Para poder obtener los datos importantes a la hora de calcular la capacidad portante del suelo de fundación, se necesita tener el perfil con sus estratos definidos que incluyan al menos el tipo de suelo, el número de golpes SPT, profundidad, contenido de humedad natural, gravedad específica y profundidad del nivel freático. A través de la Figura 14 se puede obtener el valor de ϕ en función del N_{spt} corregido. Por otro lado, el valor de ϕ debe corregirse respecto a su densidad relativa, de la siguiente manera:

$$\text{Si } Dr < 67\% \text{ Entonces } \tan \phi' = F_{dr} \tan \phi$$

$$\text{Donde, } F_{dr} = 0,67 + Dr - 0,75Dr^2 \leq 1$$

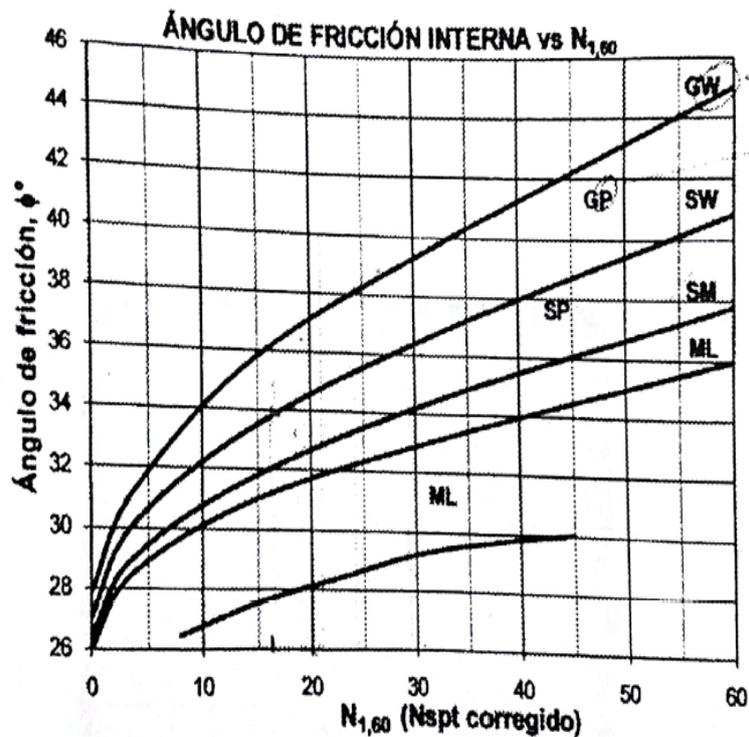


Figura 14: Correlación entre N_{spt} Corregido y Ángulo de Fricción ϕ

Nota. Tomado Ingeniería de Fundaciones (Carrillo, 2011)

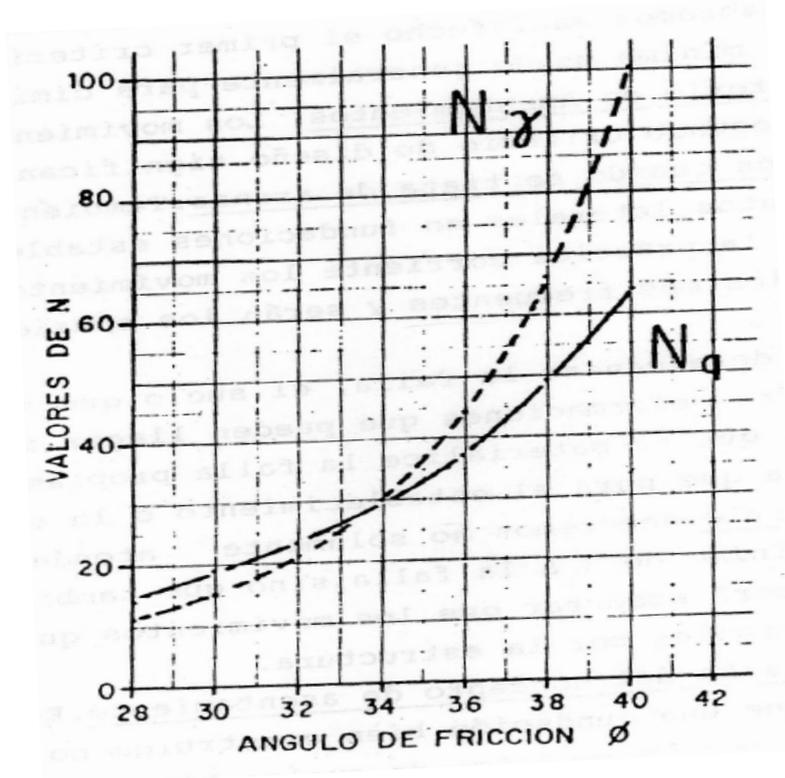


Figura 15: Valores de N_q y N_γ en Función de ϕ

Nota. Tomado de Ingeniería de Fundaciones (Carrillo, 2011)

Como complemento, se agrega una tabla con valores de los factores de capacidad en función de ϕ .

Tabla 14

Factores de Capacidad Adimensionales de Terzaghi

ϕ'	N_q	N_c	N_γ	ϕ'	N_q	N_c	N_γ
28	17.81	31.61	15.7	0	1.00	5.70	0.0
30	22.46	37.16	19.7	2	1.22	6.30	0.2
32	28.52	44.04	27.9	4	1.49	6.97	0.4
34	36.50	52.64	36.0	6	1.81	7.73	0.6
35	41.44	57.75	42.4	8	2.21	8.60	0.9
36	47.16	63.53	52.0	10	2.69	9.60	1.2
38	61.55	77.50	80.0	12	3.29	10.76	1.7
40	81.27	95.66	100.4	14	4.02	12.11	2.3
42	108.75	119.67	180.0	16	4.92	13.68	3.0
44	147.74	151.95	257.0	18	6.04	15.52	3.9
45	173.29	172.29	297.5	20	7.44	17.69	4.9
46	204.19	196.22	420.0	22	9.19	20.27	5.8
48	287.85	258.29	780.1	24	11.40	23.36	7.8
50	415.15	347.51	1153.2	26	14.21	27.09	11.7

Nota. Tomado de Bearing Capacity of Soils (US Army Corps of Engineers, 1992)

6.3 Capacidad Admisible

Es básicamente la capacidad a la que se va a permitir cargar el suelo de manera que no se generen deformaciones que produzcan daños a la estructura, y que no genere la falla del suelo de fundación. Se le coloca un factor de seguridad a la capacidad última para no llegar a la misma (usualmente el factor de seguridad a la falla es mínimo 3). Por lo general, el control del asentamiento es quien gobierna por encima de la falla del suelo, ya que previo de alcanzar la falla del mismo, se generan asentamientos que pueden ser dañinos para la estructura.

Para el cálculo de la capacidad admisible por asentamiento, se tomará el criterio presentado por Meyerhof, Bowles (1956, 1977), el cual estima un valor de carga admisible específicamente para fundaciones cuadradas para un asentamiento de 1 pulgada (2,54 cm) en suelos granulares, con la siguiente ecuación:

$$q_{Adm} = 0,119 N_{1,60} F_d \left(\frac{B+0,30}{B}\right)^2 \quad (kg/cm^2) \quad \text{Para } B \geq 1,20 \text{ m}$$

$$F_d = 1 + 0,33 \frac{D_f}{B} \quad \text{Donde:} \quad \frac{D_f}{B} \leq 1,33$$

$$F_d = 1 + 0,20 \frac{D_f}{B} \quad \text{Donde:} \quad 1,33 \leq \frac{D_f}{B} \leq 5$$

Para asentamientos diferentes a 1 pulgada (2,54 cm) en suelos granulares se hace una relación de la siguiente manera:

$$q'_{Adm} = q_{Adm} \left(\frac{S}{2,54}\right) \quad \text{Donde:} \quad S = \text{asentamiento}$$

Para asentamientos en arcillas, se utiliza la siguiente fórmula:

- Arcillas sobreconsolidadas ($P_o + \Delta P \leq P_c$)

$$S = \frac{H}{1+e_o} C_R \log \frac{P_c}{P_o} + \frac{H}{1+e_o} C_C \log \frac{P_o + \Delta P}{P_c}$$

- Arcillas normalmente consolidadas ($P_o = P_c$)

$$S = \frac{H}{1+e_o} C_C \log \frac{P_o + \Delta P}{P_c}$$

Donde; H = Espesor del estrato

e_o = Relación de vacíos del estrato

C_R = Coeficiente de recompresión

C_C = Coeficiente de compresibilidad

P_c = Máxima presión pasada

P_o = Carga actual

ΔP = Sobrecarga

Para asentamientos en suelos granulares de fundaciones rectangulares, se toma una relación de Terzaghi, Peck y Mesry(1999)donde:

$$S_{rectangular} = S_{cuadrado} \left(\frac{1,25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right)^2 \text{ Para valores de: } \left(\frac{1,25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right)^2 \leq 1,56$$

6.4 Zona Activa

Se debe entender que si se va a colocar la fundación a una profundidad definida, las características que van a entrar en juego son principalmente las que se encuentran en los estratos cercanos a donde se va a fundar; es decir, si se dispone del número de golpes, contenido de humedad, entre otras características, de todo el perfil del suelo, no se podrán utilizar los datos de toda la estratigrafía porque no todos actúan de igual manera. Para ello, se va a definir una zona activa, dentro de la cual se determina el número de golpes corregido, ángulo de fricción y cohesión que serán utilizados para calcular la capacidad de soporte del suelo. El criterio sugerido para definir la zona activa es:

- Para zapatas cuadradas/placas, $Z.A = B$
- Para zapatas rectangulares, $Z.A = (0,90 + 0,10 \frac{L}{B})B$
- Para tiras de fundación, $Z.A = 2B$

Siendo B el ancho de la zapata (el lado de menor dimensión)

6.5 Capacidad Última Neta

Es la máxima presión que se puede aplicar a la fundación sin que ocurra la falla, eliminando el peso de suelo por encima de la base de la fundación, y se calcula de la siguiente manera:

$$q_n = q_f - \gamma D \quad (\text{kg/cm}^2)$$

6.6 Factores de Seguridad

Como se mencionó anteriormente, la intención de colocar un factor de seguridad es generar un margen de apoyo y mantenerse alejado de las cargas que generan la falla o asentamientos excesivos. Representan una capacidad de reserva que una fundación o estructura tiene contra el colapso o falla. En caso que se tengan parámetros de diseño y cargas inciertas, se va a requerir un mayor factor de seguridad. La importancia de la estructura también debe influir en el factor de seguridad; estructuras de mayor importancia, requieren mayores factores de seguridad. El cálculo del factor de seguridad se realiza con la siguiente fórmula:

$$FS = \frac{q_n}{q_{adm}} \quad \text{Donde:} \quad q_n = \text{Calculada en el punto 6.2.4}$$

$$q_{adm} = \text{Calculada en el punto 6.2.2}$$

6.7 Dimensiones Efectivas

Para zapatas cargadas excéntricamente, se debe reducir el área del esfuerzo, $B' \times L'$, debido a la acción del momento aplicado en la zapata, y ese valor reducido será el utilizado para los cálculos de capacidad portante del suelo. Entonces:

$$B' = B - 2e$$

$$L' = L - 2e$$

$$\text{Donde;} \quad e = \text{excentricidad} \left(\frac{\Sigma M}{\Sigma \text{Cargas Verticales}} \right)$$

B' = ancho efectivo

L' = largo efectivo

C.6.7. Se debe tomar en cuenta la distribución de esfuerzos resultantes del área efectiva, de donde se conoce que:

$$e \leq L/6 \quad \text{La distribución será trapezoidal}$$

$$e \geq L/6 \quad \text{La distribución será triangular}$$

Si la resultante es inclinada, en el cálculo de la capacidad de soporte se deberá tomar en cuenta los factores de inclinación λ_{Yi} , λ_{qi} , λ_{ci} .

6.8 Tiras de Fundación

Es un caso especial de la fundación superficial, la cual no se ve afectada por factores de forma debido a que su relación B/L (ancho/largo) tiende a cero. El método de cálculo es igual.

6.9 Placas de Fundación

Se calcula la carga admisible de la misma manera, y la carga efectiva (actuante) tomando en cuenta el suelo removido en la parte superior de la placa (en caso de sótanos) y las subpresiones generadas por el efecto del agua (si no se cuenta con un sistema de bombeo) de la siguiente manera:

$$q_{efect} = q_{contacto} - q_{alivio} - \text{Subpresiones} \quad (kg/cm^2)$$

Donde;
$$q_{contacto} = \frac{\text{Carga actuante}}{B \times L}$$

$$q_{alivio} = Y_{suelo} H \quad (\text{Volumen de suelo removido})$$

$$\text{Subpresiones} = Y_{agua} H$$

H = profundidad de la base de la placa

6.10 Fundaciones Superficiales Especiales

6.10.1 Fundaciones en Cresta de Talud. Se puede estimar la capacidad de soporte estableciendo la siguiente simplificación a la fórmula general:

$$q_f = \lambda_{cs} c N_{cq} + 0,5 B \gamma N_{\gamma q} \quad (kg/cm^2)$$

Para el cálculo de los factores de capacidad, se debe definir:

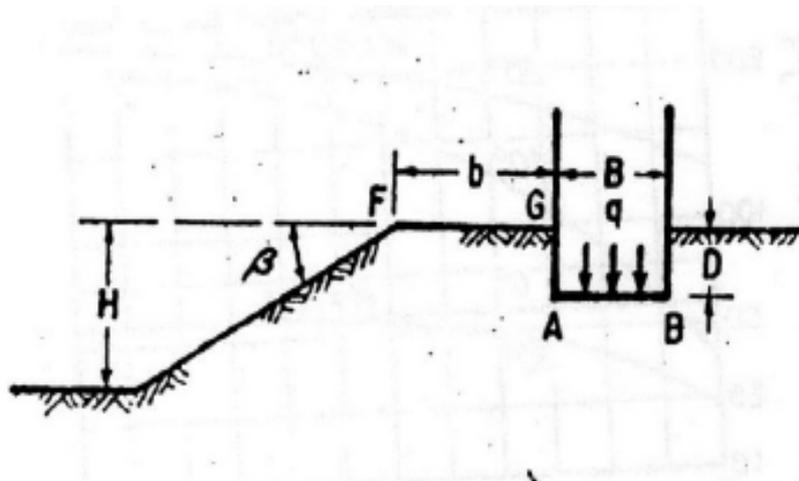


Figura 16: Dimensiones Relevantes para el Cálculo de la Capacidad de Soporte en la Cresta del Talud

Nota. Tomado Ingeniería de Fundaciones (Carrillo, 2011)

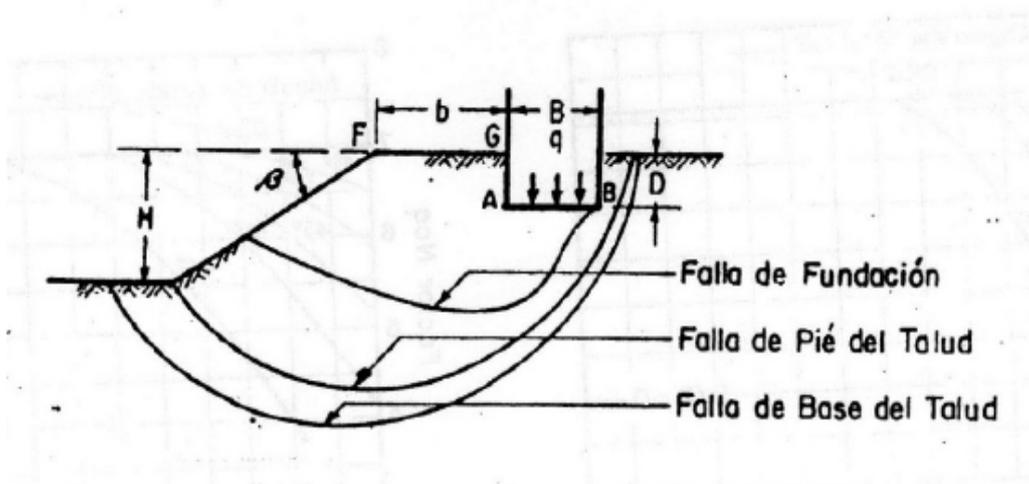


Figura 17.: Modos de Falla

Nota. Tomado Ingeniería de Fundaciones (Carrillo, 2011)

Donde N_{cq} se obtiene de las siguientes figuras:

Para la relación $D/B = 0$:

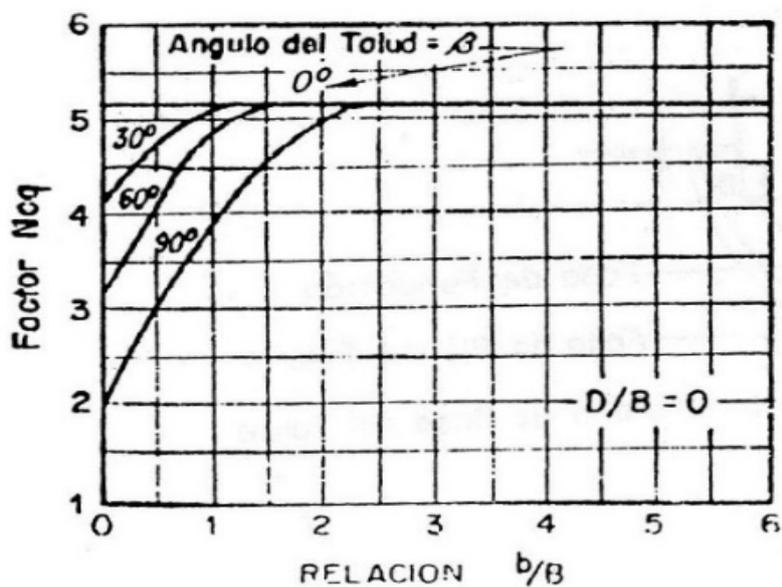


Figura 18: Factores de Capacidad N_{cq} en Función de Relación b/B y Ángulo de Talud para Fundaciones en la Cresta del Talud

Nota. Tomado Ingeniería de Fundaciones (Carrillo, 2011)

Para $D/B = 1$:

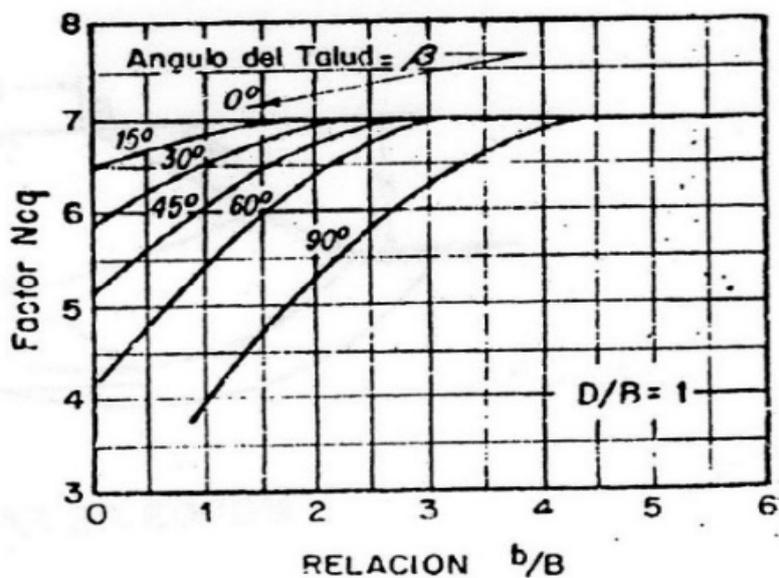


Figura 19: Factores de Capacidad N_{cq} en Función de Relación b/B y Ángulo de Talud para Fundaciones en la Cresta del Talud

Nota. Tomado Ingeniería de Fundaciones (Carrillo, 2011)

Por otro lado, $N_{\gamma q}$ se calcula a través de las siguientes figuras:

Para $D/B = 0$:

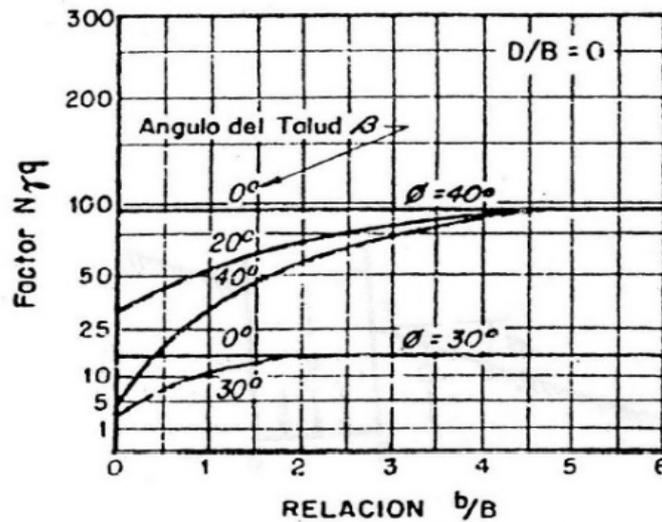


Figura 20: Factores de Capacidad $N_{\gamma q}$ en Función de Relación b/B , Ángulo de Talud y ϕ para Fundaciones en la Cresta del Talud

Nota. Tomado Ingeniería de Fundaciones (Carrillo, 2011)

Para $D/B = 1$:

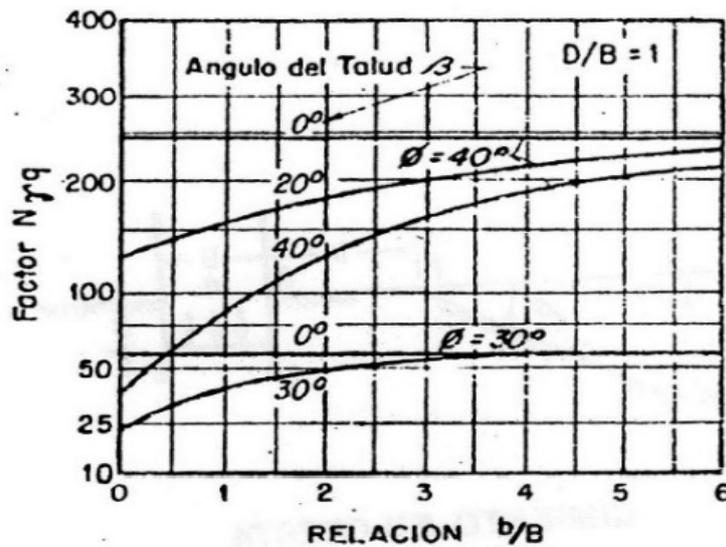


Figura 21: Factores de Capacidad $N_{\gamma q}$ en Función de Relación b/B , Ángulo de Talud y ϕ para Fundaciones en la Cresta del Talud

Nota. Tomado Ingeniería de Fundaciones (Carrillo, 2011)

C.6.10.1. Para valores de D/B entre 0 y 1, son aceptables los valores de factores de capacidad obtenidos de una interpolación lineal.

6.10.2 Fundaciones en Cara de Talud. Se recomienda utilizar el mismo procedimiento, tomando en cuenta que las dimensiones importantes se muestran en la siguiente figura:

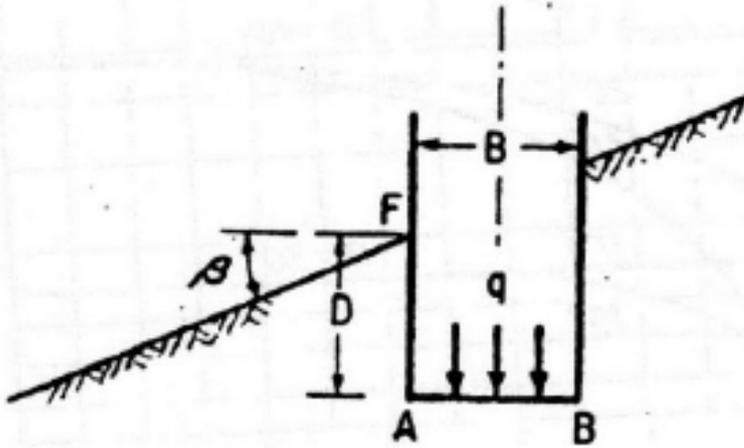


Figura 22: Dimensiones Relevantes para el Cálculo de la Capacidad de Soporte en la Cara del Talud

Nota. Tomado de Ingeniería de Fundaciones (Carrillo, 2011)

Por otro lado, los factores de capacidad se obtienen de las siguientes figuras:

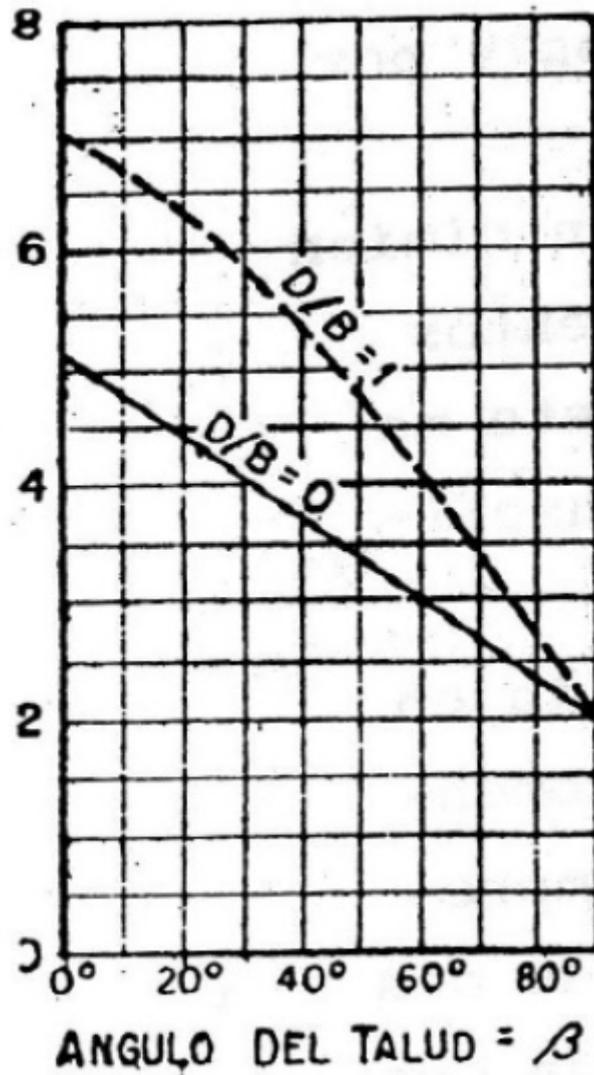


Figura 23: Factores de Capacidad N_{cq} en Función del Ángulo de Talud y la Relación D/B

Nota. Tomado de Ingeniería de Fundaciones (Carrillo, 2011)

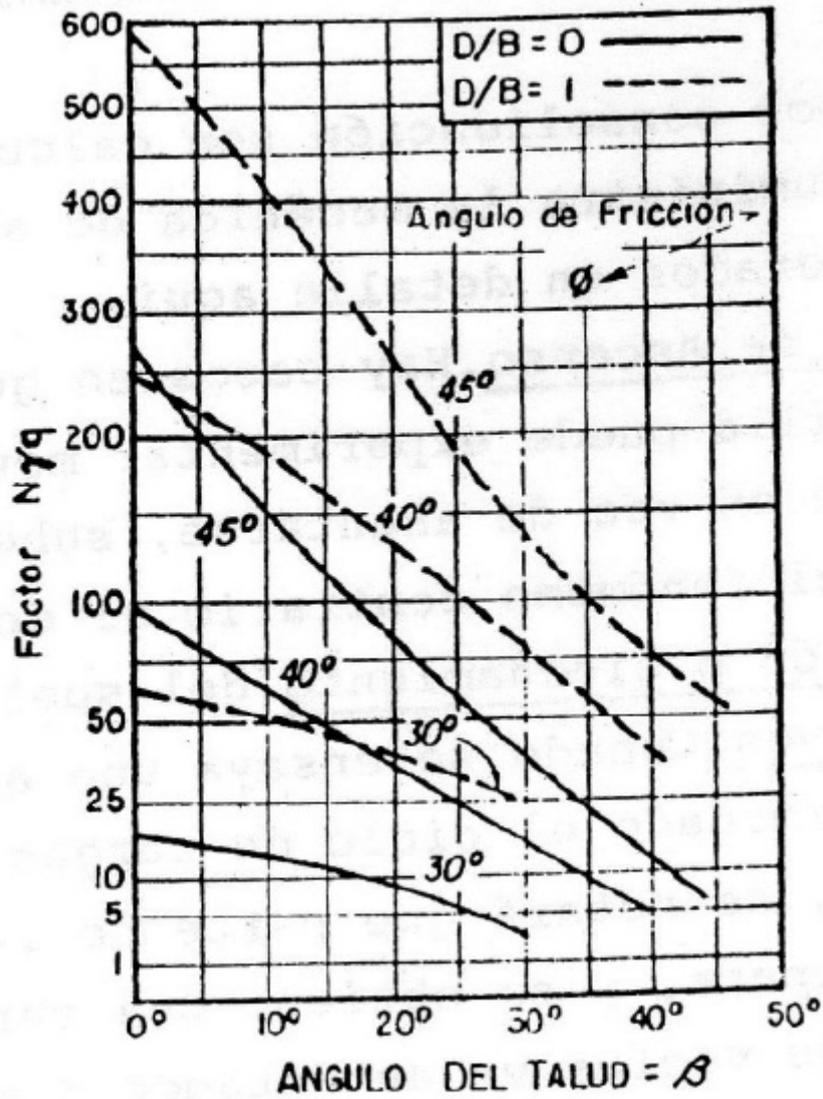


Figura 24: Factores de Capacidad $N_{\gamma q}$ en Función del Ángulo de Fricción, la Relación D/B y el Ángulo de Talud

Nota. Tomado de Ingeniería de Fundaciones (Carrillo, 2011)

C.6.10.2. Para valores de D/B entre 0 y 1, son aceptables los valores de factores de capacidad obtenidos de una interpolación lineal

6.10.3 Fundaciones en Suelos Expansivos y Colapsables. Se recomienda que en suelos donde se estima que sucederán aumentos volumétricos como consecuencia de la humedad y asentamientos diferenciales alrededor de 10 cm, se utilicen losas rígidas para disminuir significativamente la distorsión angular. También se puede diseñar un sistema de bombeo de agua del suelo de fundación, diseñando unas perforaciones a la losa de modo que el agua se expulse a través de ellos y, con el sistema de bombeo se conduce hacia otro sitio. En el archivo Foundations in Expansive Soils (Department of the Army, 1983) se presentan diferentes diseños de losas en función del asentamiento diferencial esperado y el índice de plasticidad.

6.10.4 Fundaciones en Suelos Licuables. Se recomienda no utilizar fundaciones superficiales, sino diseñar un sistema soportado por fundaciones profundas, o si se quiere, combinar superficiales y profundas.

7 FUNDACIONES PROFUNDAS

7.1 Introducción

Las fundaciones profundas transfieren las cargas que vienen de la estructura hacia estratos de suelo con capacidad aceptable que se ubican a una cierta distancia debajo de la superficie. Se opta por este tipo, cuando las fundaciones superficiales no se soportan sobre rocas o suelos competentes a un costo razonable; en situaciones donde existe potencial erosión por flujo subterráneo o licuefacción; en casos donde el espacio o interrupciones no permitan el uso de fundaciones superficiales; cuando el suelo superficial es muy pobre y requiere de su reemplazo para diseñar fundaciones superficiales; o cuando se estima que fundaciones superficiales pueden causar asentamientos excesivos.

Se realizan análisis de capacidad de soporte para determinar el diámetro o dimensiones de la sección transversal, longitud y número de pilotes que se requieren para soportar la estructura.

Los pilotes pueden ser excavados o hincados. Los excavados son fundaciones profundas de concreto reforzado construidas en hoyos de excavación en seco, encajonados o con uso de relleno de lodos. Un pilote excavado bien construido

no causará ningún empuje o pérdida cerca del pilote y minimizará la vibración y perturbación del suelo. Los hoyos de excavación secos pueden ser perforados en menos de 30 minutos obteniendo una fundación rápida y económica. Pueden ser de grandes diámetros y se pueden extender hasta altas profundidades para soportar grandes cargas. Los hincados son fundaciones profundas que se entierran en el suelo desplazándolo a medida que lo va penetrando, causando que el suelo sea perturbado o remoldeado. El hincado temporalmente incrementa la presión de poros y reduce la capacidad portante a corto plazo, pero puede incrementar la capacidad portante a largo plazo. Los pilotes hincados se construyen generalmente en grupos de pilotes para proveer mejor capacidad portante.

7.2 Capacidad Portante Última o Capacidad de Soporte

Se debe verificar la capacidad del sistema de fundación bajo dos criterios, como pilote individual y como grupo de pilotes.

Como grupo de pilotes se aproxima, el grupo de pilotes en general, al comportamiento de un gran bloque de fundación donde sus dimensiones están constituidas por la suma de las dimensiones de los pilotes que conforman el grupo.

La capacidad portante última de un pilote individualmente, es por lo general, la combinación entre la fuerza de fricción total entre el suelo y la superficie del pilote o la cohesión si existe, o combinación de las dos, y la capacidad de la punta del pilote, que son dependientes de las condiciones subterráneas. Se puede aproximar con la siguiente fórmula:

$$Q_f = Q_s + Q_c + Q_p \quad (\text{Toneladas})$$

Donde; Q_f = Capacidad portante última

Q_s = Capacidad por fricción

Q_c = Capacidad por adherencia (debido a la cohesión)

7.3 Capacidad por Fricción

Se puede estimar de la siguiente manera:

$$q_s = \bar{\sigma}_v K [\tan(\frac{2}{3} \phi)] \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Donde; $K = 1 - \sin \phi$ Para pilotes excavados

$K = 1,8(1 - \sin \phi)$ Para pilotes hincados (aumento de 80% por el empuje de partículas desplazadas en el proceso de hincado)

$\bar{\sigma}_v = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$ σ_1 y σ_2 representan el esfuerzo efectivo en el tope y base del intervalo a considerar, según Meyerhof

Una vez calculado “ q_s ” se multiplica por el área lateral del fuste en el tramo considerado para llevarlo a unidades de carga y así hallar Q_s .

C.7.3. Para el cálculo de ϕ , se debe realizar el mismo procedimiento descrito en el comentario C.6.2.

Un criterio de separación de fuste aceptable es tomar a partir de los primeros 1,5 m (que se descartan por perturbación) tramos con suelos desemejantes condiciones (humedad, peso específico) hasta alcanzar 15 veces el ancho, donde el diagrama se vuelve constante.

7.4 Carga en la Punta

Se puede estimar de la siguiente manera:

Ecuación general para pilotes en arena (suelos granulares) y arcilla (cohesivos):

$$q_p = \sigma_{vo} N'_q + N'_c C_u \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Donde; σ_{vo} = Esfuerzo (tomando en cuenta criterio de Meyerhof)

N'_q = Factor de capacidad (función de ϕ). Figura 25

$$N'_c = (N'_q - 1) \cot \phi$$

Se debe evaluar la corrección de N'_q , la cual depende de la longitud crítica " L_c " que se define como la profundidad en la cual el diagrama de presiones del perfil empieza a ser constante, como se ve en la Figura 26.

Para calcular L_c , se despejan las siguientes fórmulas:

$$\frac{L_c}{B} = 10^{\frac{\phi-7}{27}} \quad \text{Para } \phi \geq 20^\circ$$

$$\frac{L_c}{B} = 3 \quad \text{Para } \phi < 20^\circ$$

Se procede a comparar L_c con L_e (longitud efectiva) la cual se define como la longitud de penetración del pilote en el estrato portante, de la siguiente manera:

$$\text{Si } \frac{L_c}{2} > L_e \quad \text{Entonces se debe corregir } N'_q$$

$$\text{Si } \frac{L_c}{2} \leq L_e \quad \text{Entonces se mantiene el } N'_q \text{ del estrato inferior}$$

Para corregir N'_q basándose en la gráfica de Meyerhof, se obtiene la siguiente ecuación:

$$N''_q = N'_{q1} + \frac{L_e}{L_c/2} (N'_{q2} - N'_{q1})$$

Donde; N'_{q1} = Factor de capacidad del estrato superior

N'_{q2} = Factor de capacidad del estrato inferior

Por otro lado, σ_{vo} se calcula:

$$\text{Si } \frac{L_c}{2} > L_e \quad \text{o} \quad L_e < 5B \text{ (el mayor de ambos)}$$

$$\text{Entonces; } \sigma_{vo} = (\sigma_2 - \sigma_1) \frac{L_e}{L_c/2} + \sigma_1 \quad \text{(interpolación lineal)}$$

$$\text{Si } \frac{L_c}{2} \leq L_e$$

$$\text{Entonces; } \sigma_{vo} = \sigma_{Lc2}$$

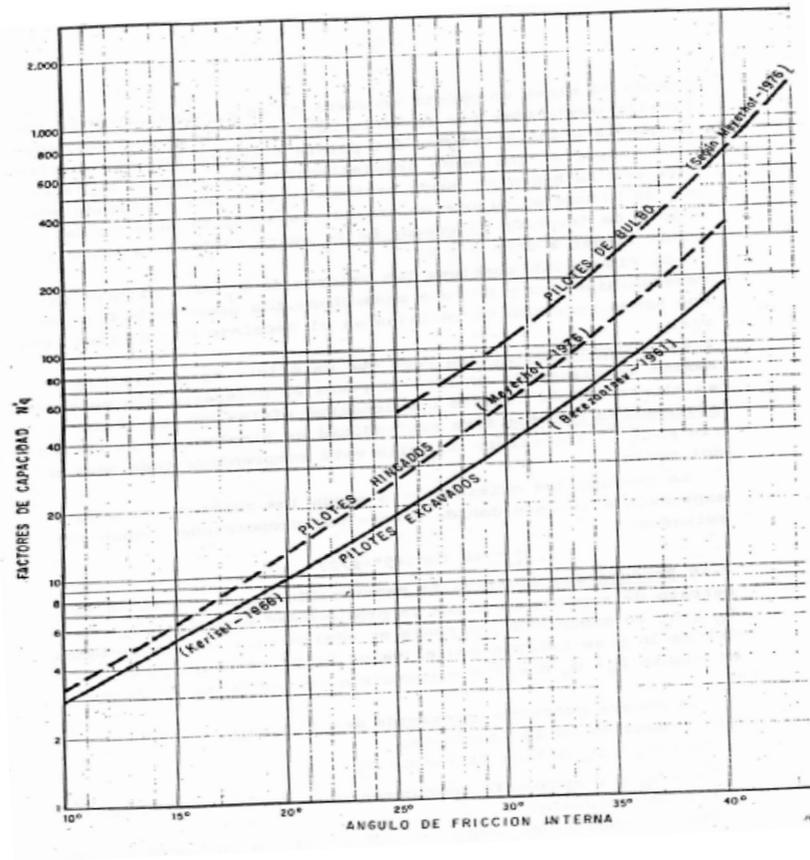


Figura 25: Factores de Capacidad N'_q en Función de ϕ

Nota. Tomado de Ingeniería de Fundaciones (Carrillo, 2011)

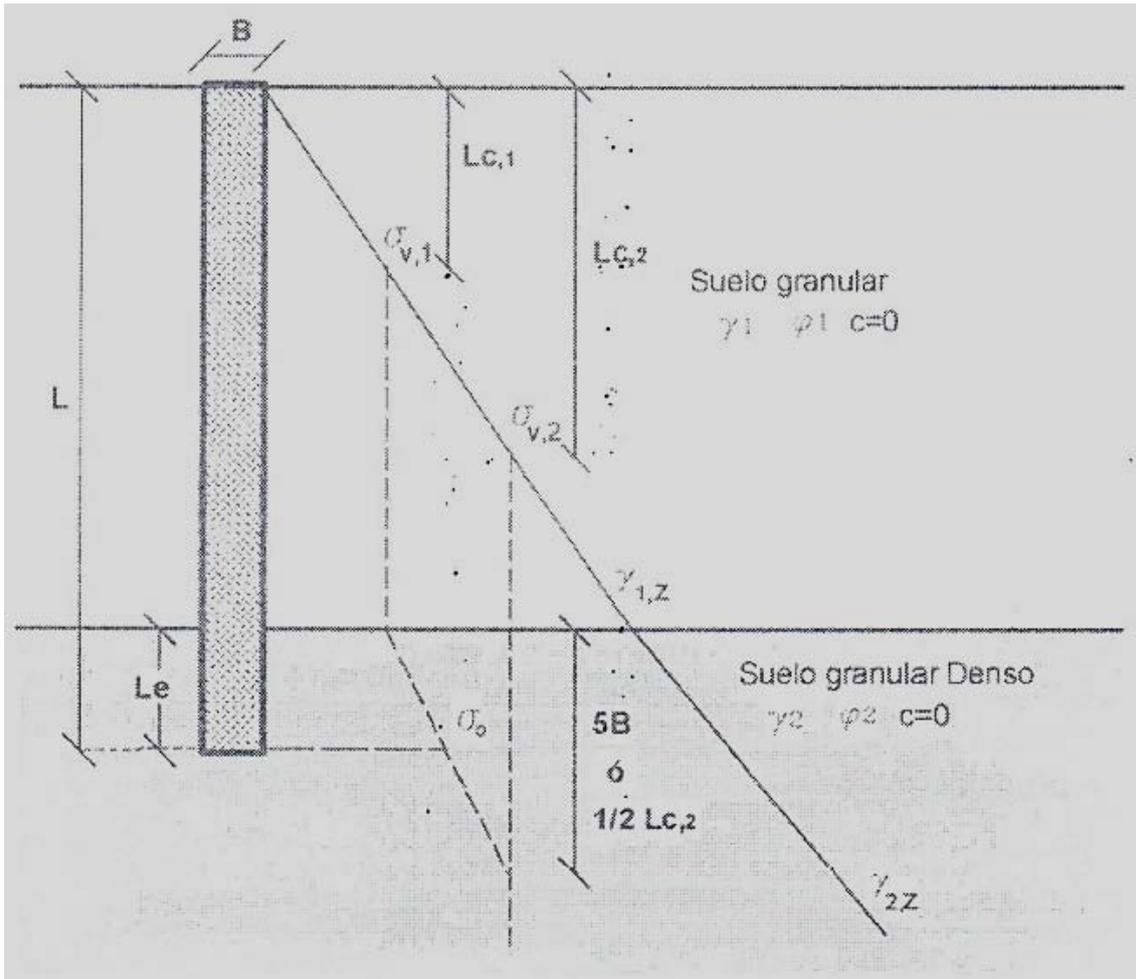


Figura 26: Diagrama de Meyerhof

Nota. Tomado de Ingeniería de Fundaciones (Carrillo, 2011)

Una vez obtenido el valor de “ q_p ” se multiplica por el área de la sección de la punta del pilote, para llevarlo a unidades de carga y así hallar Q_p .

7.5 Capacidad por Adherencia

$$q_c = \alpha C_U$$

Donde; $\alpha = 0,31 + 0,17 \left(\frac{P_a}{C_u} \right) \leq 1$

C = cohesión

Además, se presentan valores de α en función del índice plástico y grado de preconsolidación:

$$\alpha = 0,7 - 0,01IP \quad (\text{Arcilla preconsolidada})$$

$$\alpha = 0,9 - 0,01IP \quad (\text{Arcilla levemente preconsolidada, OCR}=2)$$

$$\alpha = 0,9 - 0,004IP \quad (\text{Arcilla normalmente consolidada})$$

Una vez obtenido “ q_c ” se multiplica por el área lateral del tramo de pilote considerado y así hallar Q_c en unidades de carga.

7.6 Carga Admisible

La carga admisible es aquella hasta la cual se va a permitir llegar, tomando un factor de seguridad para tener un respaldo contra la carga de falla. Al igual que en fundaciones superficiales, se tendrá un valor admisible por capacidad portante y un valor admisible por asentamiento. Para el caso de capacidad portante, es aceptable calcularla de la siguiente manera:

$$Q_{Adm} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_s}{2} \quad \text{Donde; } Q_p = \text{Carga en la punta (Kgf)}$$

$$Q_s = \text{Carga por fricción (Kgf)}$$

El factor de seguridad entonces será:

$$FS = \frac{Q_f}{Q_{Adm}}$$

Por otro lado, el valor de capacidad admisible por asentamiento se tomará de una expresión deducida por Touma y Reese (1974) para un asentamiento de 1 pulgada (2,54 cm) en un pilote excavado, la cual se define así:

$$Q_{Adm} = \frac{0,508A_p}{B_b} q_p \quad B_b (\text{metros}), Q_{Adm} (\text{kN}) \text{ y } q_p (\text{kN/m}^2)$$

C.7.6. Se debe tener en cuenta la capacidad de soporte estructural del pilote, y la misma se compara con la carga admisible, de modo que gobernará la que sea menor entre las dos.

7.7 Zona Activa de la Punta

Al igual que en el caso de las fundaciones superficiales, no todos los estratos del suelo van a interactuar de la misma manera con la punta del pilote, por lo que es importante destacar el área propuesta como de especial consideración a la hora del cálculo de la capacidad en la punta. Básicamente, se recomienda trabajar principalmente con los datos de los estratos que se encuentran a 5

veces el ancho de la base hacia arriba, y 2 veces el ancho de la base hacia debajo de la punta del pilote.

- $Z.A = 5B + 2B = 7B$

7.8 Grupo de Pilotes

La capacidad última de carga de un grupo de pilotes se calcula según el criterio de eficiencia del grupo E_g , y según el criterio de trabajo del grupo como unidad equivalente, es decir, como elemento estructural único producto de la combinación de todos los pilotes que conforman el grupo.

Evaluando el primer criterio, la eficiencia se define como:

$$E_g = \frac{Q_{ult.G}}{nQ_{ult}} \quad \text{Donde;} \quad Q_{ult.G} = \text{Carga última del grupo}$$

$$n = \text{Número de pilotes del grupo}$$

La eficiencia del grupo depende de la separación de centro a centro de cada pilote, se puede entender que a mayor separación entre pilotes, éstos van a trabajar de manera más individual y dejarán de trabajar como grupo.

Algunos valores de eficiencia en función de la separación pueden aproximarse de la siguiente manera:

$$\text{Para } d \geq 8B \quad E_g = 1$$

$$\text{Para } d > 3B \quad E_g > 0,7$$

$$\text{Para } d \leq 2,5B \quad E_g = 0,7$$

Estos valores son interpolables linealmente.

Ahora, evaluando el segundo criterio, al plantear el problema del grupo como una unidad de fundación, se repite el método de cálculo que se ha recomendado para fundaciones superficiales y fundaciones profundas, definiendo en primer lugar la relación D/B del grupo como unidad y evaluando si se comporta como fundación superficial o fundación profunda.

Finalmente, se verifica el asentamiento del estrato para el grupo de pilotes, el cual es considerablemente mayor al de un pilote individual. En ocasiones se ha estimado que el grupo de pilotes se asienta alrededor de 8 a 12 veces más que el pilote individual.

En esta ocasión, se tomará la fórmula propuesta por Meyerhof (1976) para asentamiento inicial en suelos granulares, la cual se define como:

$$S_g = \frac{5q\sqrt{3,28B_g}}{N_{1,60}} I$$

Donde; S_g = Asentamiento del grupo

B_g = Ancho del grupo

$$q = \frac{Q_g}{B_g \times L_g} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

L_g = Largo del grupo

$$I = 1 - \frac{B_g}{8B_b} \geq 0,50$$

B_b = Diámetro de los pilotes

El asentamiento por consolidación utiliza el criterio de presiones lineal 2V:1H de Terzaghi (1967) donde se asume que la presión en la sección del grupo se distribuye a partir de $\frac{2}{3}L$ de profundidad, como se indica en la Figura 27. Para el asentamiento en arcillas, se utiliza la misma fórmula expresada en el caso de fundaciones superficiales.

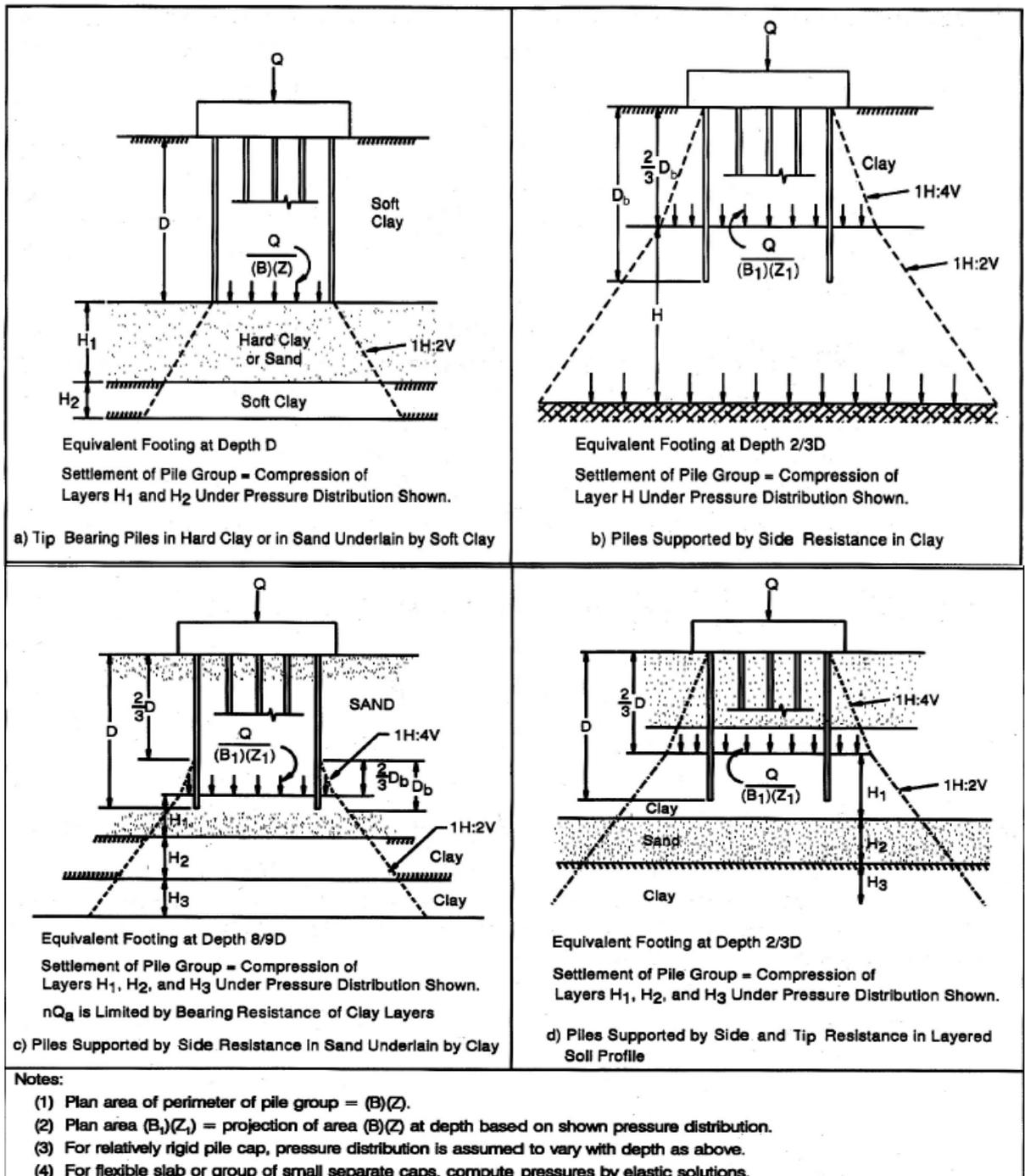


Figura 27: Distribución de Presiones del Grupo de Pilotes según Terzaghi

Nota. Tomado de Bridge Design LRFD (AASHTO, 2014)

7.9 Fundaciones Profundas en Suelos Expansivos

Según el archivo Bridge Design Specifications (AASHTO, 2014) los pilotes que penetren suelos expansivos se deben extender lo suficiente como para llegar a un suelo de humedad estable de manera que sean capaces de proveer un anclaje adecuado y resistencia a la subpresión generada por el empuje de la

expansión. Se debe proporcionar suficiente espacio entre la superficie del suelo y la parte inferior de las vigas que conectan los pilotes para evitar la aplicación de cargas elevadas en la conexión del pilote producto de la expansión del terreno.

8 MUROS DE CONTENCIÓN

8.1 Introducción

Las estructuras de contención proporcionan soporte lateral, temporal o permanente, a taludes verticales o cuasi verticales de suelo, enrocado o macizos rocosos muy fracturados o con discontinuidades desfavorables. Estas estructuras pueden ser autónomas o pueden tener materiales de refuerzos que le proporcionan ayuda para soportar dichas solicitudes en forma segura.

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

C.8.1. Los criterios, tablas y figuras extraídos en este apartado fueron tomados de CTE Documento Básico SE-C y la NSR-10 (2008, 2010), por ser los más prácticos y describir de manera precisa el diseño de una estructura de contención.

8.2 Capacidad Admisible

8.2.1 Estados Límite de Falla. Se debe considerar la falla estructural, las deformaciones de la estructura, el volcamiento, la falla por capacidad de carga, la pérdida de apoyo por erosión del terreno, el deslizamiento horizontal de la base del mismo bajo el efecto del empuje del suelo y, en cada caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro.

8.2.2 Estados Límite de Servicio: considera las deformaciones del sistema de contención que afecten el funcionamiento de estructuras vecinas o generen procesos de falla en otras estructuras.

8.3 Criterios de Diseño

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

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se consideraran por unidad de longitud y las acciones que se deben tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, los empujes de suelos, la fricción entre muro y suelo que contiene, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración en su caso, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas.

Estas estructuras deben diseñarse de tal forma que no sobrepasen los estados límite de falla. También se revisarán los estados límite de servicio, como asentamientos, giros o deformaciones excesivas del muro. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de material por contener y el método de la colocación del mismo.

8.4 Empuje de Suelos

La presión que los suelos ejercen sobre la estructura que los contiene se mantiene como una estrecha interacción entre uno y otro. Depende, en términos generales, del desplazamiento del conjunto. Así: en el estado natural

sin deformaciones laterales, se dice que la presión es la del reposo; si el muro cede, la presión disminuye hasta un mínimo que se identifica como el estado activo; sin embargo, cuando el muro se desplaza contra el frente de suelo, la presión sube hasta un máximo que se identifica como el estado pasivo.

Tabla 15

Movimientos Horizontales en el Muro de Contención Conducentes a los Estados Activo y Pasivo

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

Nota. Tomado de CTE Documento Básico SE-C (2008)

8.4.1 Coeficientes de Empujes Activos (Ka) y Pasivos (Kp). El empuje activo Pa se define como la resultante de los empujes unitarios σ'_a , y puede determinarse mediante las siguientes formulas:

$$\sigma'_a = K_A \cdot \sigma'_v - 2c' \cdot \sqrt{K_A}$$

$$\sigma'_{ah} = \sigma'_a \cdot \text{sen}(\beta + \delta)$$

$$K_A = \left[\frac{\text{cosec } \beta \cdot \text{sen}(\beta - \phi')}{\sqrt{\text{sen}(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi') \cdot \text{sen}(\phi' - i)}{\text{sen}(\beta - i)}}} \right]^2$$

Donde; σ'_v = La tensión efectiva vertical, de valor $\gamma' \cdot Z$,

γ' = peso específico del terreno

Z = altura del punto considerado respecto a la rasante del terreno en su desplante al muro.

σ'_{ah} = componente horizontal del empuje unitario

ϕ' y c' = ángulo de fricción interno y la cohesión del terreno

β, i = ángulos indicados en la Figura N°28

δ = ángulo de fricción entre el muro y el terreno o relleno.

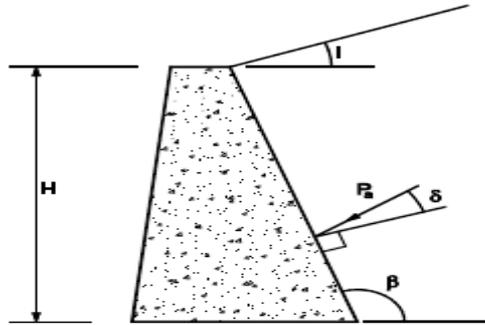


Figura 28: Empuje Activo

Nota. Tomado de CTE Documento Básico SE-C (2008)

En un terreno granular homogéneo, el empuje activo P_a debido exclusivamente al terreno, será igual a:

$$P_a = K_A \cdot \gamma' \cdot H^2 / 2$$

Donde; γ' = peso específico (aparente o sumergido) del terreno.

En el caso de muro vertical y terreno horizontal si $\delta=0$, el valor de K_a será:

$$K_A = \tan^2(\pi/4 - \phi'/2) \quad \text{Donde; } \phi' \text{ (radianes)}$$

El empuje pasivo P_p se define como la resultante de los empujes unitarios σ'_p , pueden determinarse mediante las siguientes formulas:

$$\sigma'_p = K_P \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_P}$$

$$\sigma'_{ph} = \sigma'_p \cdot \sin(\beta - \delta)$$

$$K_p = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \operatorname{sen}(\beta + \phi')}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta - \delta)} - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi') \cdot \operatorname{sen}(\phi' + i)}{\operatorname{sen}(\beta - i)}}} \right]^2$$

Donde; σ'_v = Esfuerzo efectivo vertical ($\gamma \cdot z$)

σ'_{ph} = Componente horizontal del empuje unitario pasivo

ϕ' y c' = Ángulo de fricción interno y la cohesión del terreno

β , i y δ = Ángulos indicados en la Figura 29

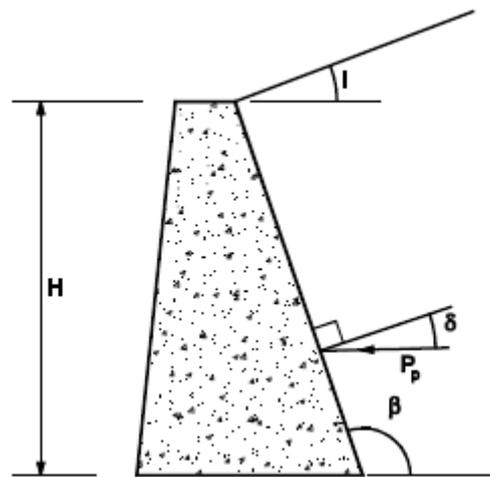


Figura 29: Empuje Pasivo

Nota. Tomado de CTE Documento Básico SE-C (2008)

En un terreno granular homogéneo, el empuje pasivo P_p debido exclusivamente al terreno, será igual a:

$$P_p = K_p \cdot \gamma \cdot H^2 / 2$$

En el caso de muro vertical y terreno horizontal si $\delta=0$, el valor de K_p será:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \phi'/2)$$

Donde; ϕ' (radianes)

8.4.2 Empuje en Reposo K_0 . Su determinación es difícil por depender de los esfuerzos tectónicos a los que ha estado sometido el terreno en su historia geológica, del grado de consolidación y de la compacidad alcanzada por el terreno, natural o artificialmente. A falta de una valoración basada en la experiencia local, ensayos in situ, información geológica u otras, puede estimarse con los siguientes criterios:

- Para una superficie de terreno horizontal, el coeficiente K_0 que expresa la relación entre las tensiones efectivas horizontal y vertical (peso de los suelos), se puede determinar mediante:

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') \cdot (R_{oc})^{1/2}$$

Donde; ϕ' = Ángulo de fricción interno efectivo del terreno

R_{oc} = Tasa de sobre-consolidación (la ecuación no se debería usar para valores extremadamente altos de este término, superiores a 25)

- Si el terreno se eleva a partir del muro con ángulo $i \leq \phi'$ con respecto a la horizontal, la componente horizontal del empuje de tierra efectivo σ'_{ho} se puede relacionar con la tensión efectiva debida al peso por la relación K_{oi} que es igual a:

$$K_{oi} = K_0 \cdot (1 - \text{sen } i)$$

La dirección del empuje de tierras se puede suponer paralela a la superficie del terreno.

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

Los rellenos no incluirán materiales degradables ni compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las

instalaciones estructurales alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

En caso de sobrecargas moderadas, habituales de edificación, se podrán adoptar los criterios de la Figura30 suponiendo los empujes debidos al terreno y los debidos a la sobrecarga.

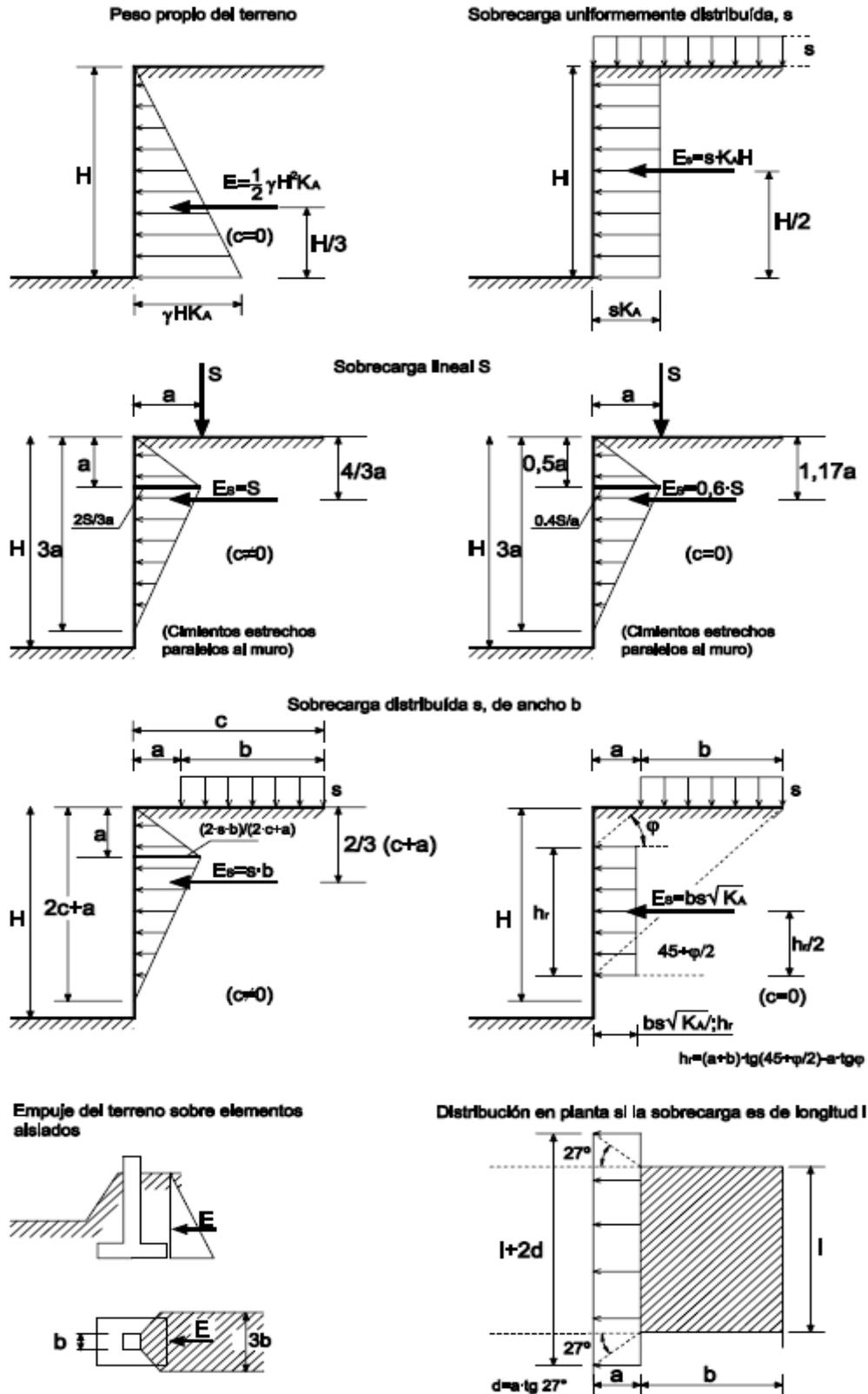


Figura 30: Criterios Simplificados para Diagramas de Empuje Debidos a Sobrecargas

Nota. Tomado de CTE Documento Básico SE-C (2008)

8.4.4 Empujes Debidos al Agua. Los empujes debidos al agua subterránea deben minimizarse de la mayor manera posible, mediante el empleo de obras adecuadas de drenaje y despresurización. Sin embargo, cuando esto no es posible, deben sumarse a los empujes de tierras. Los muros deberán poseer sistemas de filtros y drenajes colocados en la parte posterior. Cuando la permeabilidad de la estructura sea superior a 1cm/s, como en el caso de gaviones o cribas, se puede emplear la propia estructura de contención para la captación y conducción del agua, pero se debe evitar la erosión del suelo que soporta, por medio de filtros, así como también garantizar el desagüe.

8.5 Muros Apuntalados (Entibados)

Para estos casos se ha verificado que la presión de tierras adopta una distribución de tipo trapezoidal como se muestra en la Figura 31. A estos empujes deben añadirse los debidos a las presiones intersticiales. Para profundidades superiores a 12 m debe comprobarse que dicho diagrama es aplicable.

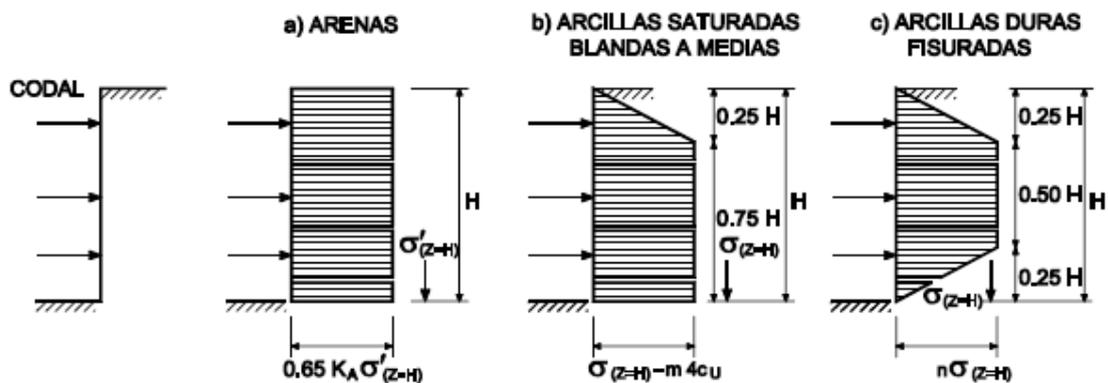


Figura 31: Diagramas de Envolventes de Empujes Aparentes para Elementos de Contención Apuntalados

Nota. Tomado de CTE Documento Básico SE-C (2008)

8.6 Capacidad Ante Falla

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

8.6.1 Muros de Gravedad o Muros en Voladizo.

8.6.1.1 La base del muro deberá desplantarse por lo menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro.

8.6.1.2 La estabilidad contra el deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que puede movilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se recomienda:

- Cambiar la inclinación de la base del muro colocando hacia adentro.
- Aumentar la rugosidad en el contacto muro-suelo.
- Colocar dentellones reforzados.
- Anclar o pilotear el muro.
- Profundizar la base del muro.
- Ampliar la base del mismo.

8.7 Factores de Seguridad Indirectos

Los factores de seguridad indirectos deben ser como mínimo, los indicados en la siguiente tabla:

Tabla 16

Factores de Seguridad Indirectos Mínimos

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

Nota. Tomado de CTE DB SE-C (2008)

8.8 Cálculo de Factores de Seguridad para Volcamiento, Desplazamiento y Capacidad de la Base

8.8.1 Volcamiento. Es el efecto de falla por rotación de la estructura, por efecto del empuje del suelo contenido, sobrecarga en el área de contención, subpresiones por agua subterránea, entre otros. Se calcula básicamente haciendo un análisis de momentos volcantes contra momentos resistentes a través del diagrama de fuerzas sobre el muro.

$$FS_{volcamiento} = \frac{\Sigma M_{Resistentes}}{\Sigma M_{Volcantes}} \geq 1,5$$

8.8.2 Deslizamiento. Para que no deslice, las fuerzas de roce y el empuje pasivo (si se considera) deben ser de tal magnitud que contrarresten el empuje activo, de la siguiente manera:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{(W + Fv) \tan \delta + CaB}{E} \geq 1,5$$

$$FS_{deslizamiento} = \frac{(W + Fv) \tan \delta + CaB + Pp}{E} \geq 2,0$$

Donde; W = Peso propio del muro

Fv = Fuerzas verticales actuantes

$\tan \delta$ = Factor de fricción entre suelo y base

Ca = Adhesión entre suelo y base

Pp = Empuje pasivo

E = Empuje actuante de la masa de suelo contenida

8.8.3 Capacidad de Soporte. Tiene que ver con la comprobación de que la presión que se ejerce en el suelo de fundación no excede la capacidad portante del mismo. En este caso, se debe tener definido el diagrama de presiones que ejerce el suelo sobre la base del muro, el cual generalmente suele resultar de dos maneras:

8.8.3.1 Cuando la carga resultante cae dentro del tercio central de la base:

Donde;
$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma F_v}$$

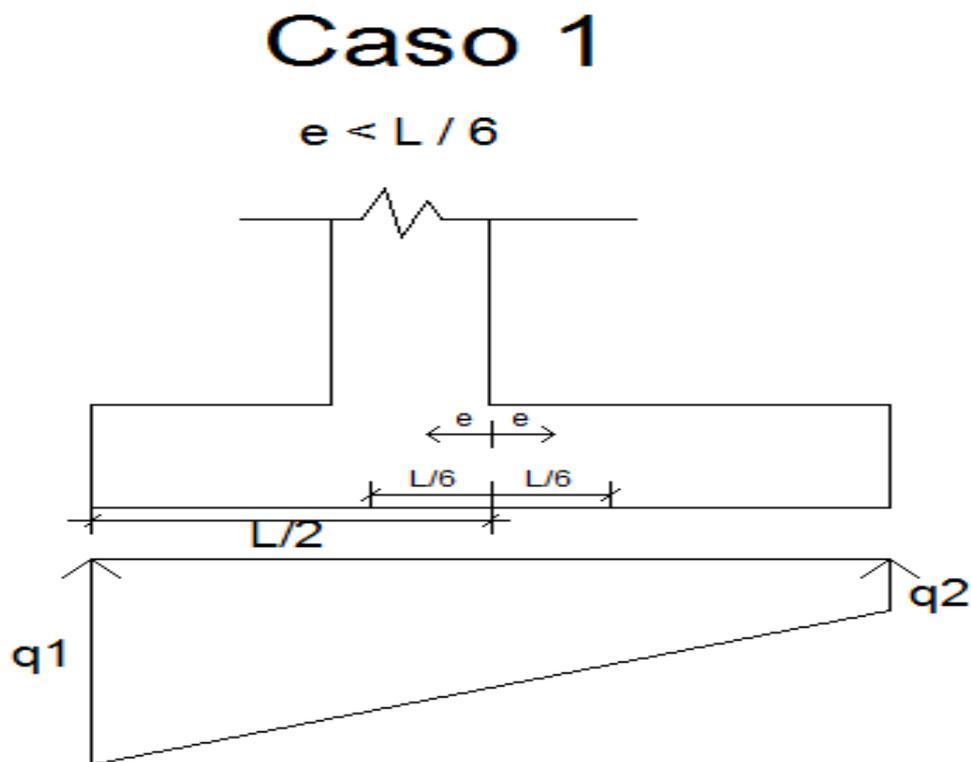


Figura 32: Diagrama de Presiones Caso 1

Para esta condición, la resistencia del suelo:

$$q_{adm} \geq p_1$$

Donde; q_{adm} = Capacidad portante del suelo

$$p_1 = \frac{Q}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) \leq q_{adm}$$

Q =Carga vertical actuante

A =Área de la sección

L = Longitud de la base

8.8.3.2 Cuando la resultante cae fuera del tercio central. Se produce un diagrama de presiones triangular, y es una condición desfavorable ya que el área efectiva de la base disminuye al haber sitios que se encuentran “a tracción” que no contribuyen con la distribución de la carga en el suelo, como se muestra en la Figura N°33.

Caso 2

$$e > L / 6$$

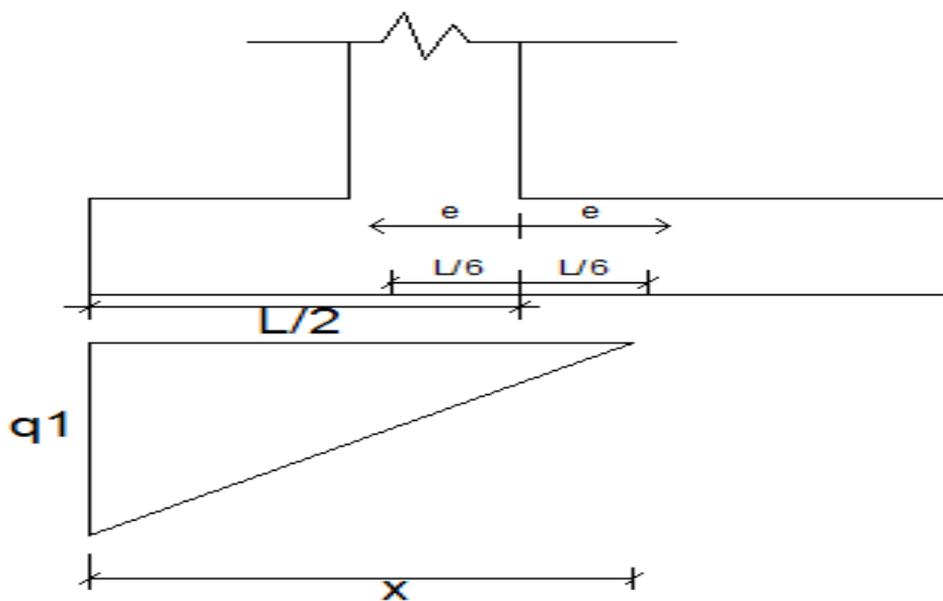


Figura 33. Diagrama de Presiones Caso 2

Donde, $\frac{x}{3} = \frac{L}{2} - e$

$$q1 = \frac{2Q}{B \cdot x} \leq q_{adm}$$

C.8.8.3 Por otro lado, se debe considerar el efecto de inclinación de la carga sobre los diagramas de presiones de la base de fundación sobre el muro, así como su simplificación, como se muestra en la Figura 34.

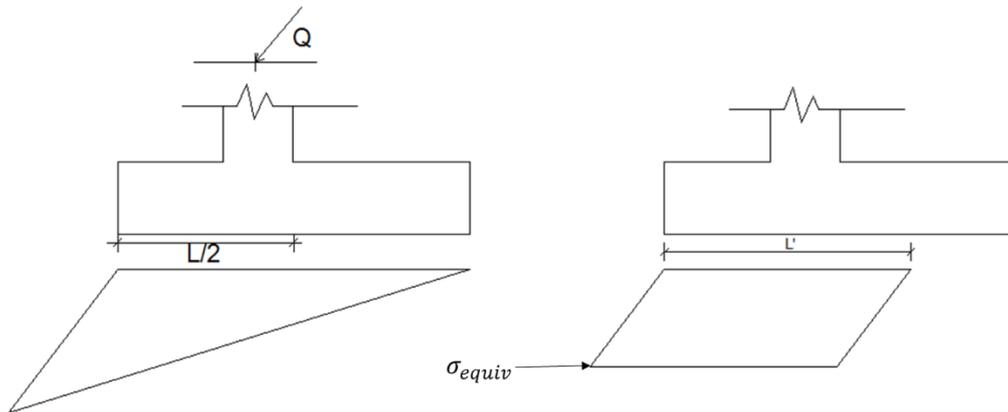


Figura 34. Diagramas de presión del suelo de fundación sobre el muro

Donde; $q_{equiv} = \frac{Q}{B \times L'}$

$$L' = L - 2e$$

9 ESTABILIDAD DE TALUDES, EXCAVACIONES Y RELLENOS

9.1 Introducción

Según el archivo Slope Stability (US Army Corps of Engineers, 2003) la estabilidad de taludes se debe evaluar utilizando información geológica pertinente respecto a las propiedades del sitio. La información y características debe incluir: (a) Condiciones de agua subterránea e infiltración, (b) litología, estratigrafía y detalles revelados por perforaciones, (c) máxima presión pasada deducida por evidencia geológica, (d) estructura, como fallas, diaclasas, (d) alteración de materiales por fallas, (e) desgaste, (f) cementación y (g) evidencia del terreno respecto a derrumbes, actividad sísmica, entre otros aspectos.

Cuando se evalúen las propiedades del suelo que se usen en el diseño, se debe considerar: (a) posible variación en depósitos naturales o materiales de préstamo, (b) humedad natural de los materiales, (c) condiciones climáticas y (d) variaciones en contenidos de agua de colocación y densidades compactadas que deben esperarse con el control normal de la construcción del relleno.

La evaluación del equilibrio del talud se puede realizar por métodos convencionales de equilibrio límite (método de secciones como el Método Simplificado de Bishop) o métodos especiales como elementos finitos, análisis

en tres dimensiones (3D) y métodos probabilísticos. Lo ideal es realizar varios de los métodos para obtener diferentes resultados, compararlos y, a partir de allí, generar las conclusiones pertinentes.

Por otro lado, según la CTE DB SE-C (2008) se pueden presentar situaciones en las que se requiera acondicionamiento del terreno, el cual se define como todas las operaciones de excavación o relleno controlado que son necesarias para modificar la topografía inicial del terreno a la requerida en el proyecto; donde excavación se va a definir como todo tipo de vaciado o desmonte del terreno limitado lateralmente por un talud, provisional o permanente, sin que en el periodo transitorio o indefinido de servicio, se contemple ningún tipo de contención mecánica añadida. Durante la excavación se considerarán los siguientes aspectos:

- Problemas de estabilidad superficial de suelos cohesivos cuya superficie natural esta inclinada respecto a la horizontal (estabilidad de taludes).
- Problemas de inestabilidad global en suelos sin cohesión y en rocas fracturadas cuando el talud que los limita se aproxima al ángulo de fricción interno equivalente de los mismos.
- Cualquier proceso que incremente el contenido de humedad natural del terreno, reducirá su resistencia e incrementará su potencial a deformarse.
- En casos en que la excavación dificulte los análisis de estabilidad global, deben preverse investigaciones adicionales.
- En una excavación se debe asegurar que las actividades constructivas previstas en su entorno puedan realizarse sin llegar a las condiciones de los estados límite último ni de servicio. Si el talud proyectado es permanente, estas mismas garantías se extenderán al periodo de vida útil de la obra que se realice.
- Los taludes expuestos a erosión potencial deben protegerse debidamente para garantizar la permanencia de su adecuado nivel de seguridad.

- Es importante disponer de un sistema de protección de escorrentías superficiales que puedan alcanzar el talud y un sistema de drenaje interno que evite la acumulación de agua en la parte exterior del talud.
- Deben tomarse en consideración los efectos constructivos previstos en cuanto a que pueden afectar la estabilidad global y la magnitud de los movimientos en el entorno de la excavación.

9.2 Elementos Fundamentales en el Análisis de Estabilidad de Taludes

9.2.1 Enfoque Convencional. El análisis consiste en investigar el equilibrio de una masa de suelo delimitada inferiormente por una potencial superficie de falla asumida y superiormente por la superficie del talud. Las fuerzas y momentos que causan la inestabilidad de la masa de suelo se comparan con aquellos que tienden a resistir la inestabilidad. Se deben examinar diferentes superficies de falla hasta obtener el caso más crítico (menor factor de seguridad). En la Figura N°35 se muestra un potencial deslizamiento de la masa definida por una superficie de falla.

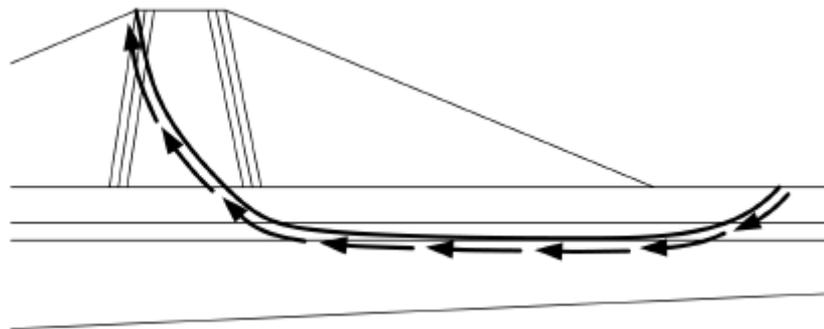


Figura 35: Talud y Potencial Superficie de Falla

Nota. Tomado de Slope Stability (US Army Corps of Engineers, 2003)

9.2.2 Factor de Seguridad. Los procedimientos de análisis convencionales se caracterizan por el cálculo del factor de seguridad. El factor de seguridad se define como la relación de la resistencia disponible(s) respecto a la resistencia requerida para el equilibrio (τ) y se considera constante a lo largo de toda la superficie. Se calcula de la siguiente manera.

$$FS = \frac{s}{\tau} = \frac{\text{Resistencia disponible}}{\text{Resistencia de equilibrio}}$$

9.2.3 Métodos de Equilibrio Límite – Supuestos Generales. En los diferentes métodos, el factor de seguridad se calcula usando una o más ecuaciones de equilibrio estático aplicado a la masa de suelo delimitada por una superficie de falla asumida y la superficie del talud. En algunos métodos, como el Método del Talud Infinito, los esfuerzos normales y cortantes (σ y τ) se pueden calcular directamente de ecuaciones de equilibrio estático y luego calcular el factor de seguridad. Pero en la mayoría de los casos, incluyendo el Método Simplificado de Bishop, el Método Sueco Modificado y el Método de Spencer, se requiere un procedimiento más complejo para calcular el factor de seguridad, que implica asumir valores de factores de seguridad y calcular “ τ ” hasta obtener el equilibrio (iteraciones).

9.2.4 Supuestos en Métodos de Secciones. Muchos de los métodos de equilibrio límite como el Método Ordinario de las Dovelas (OMS), Simplificado de Bishop, Spencer, entre otros, conducen al equilibrio estático dividiendo la masa de suelo sujeta a desplazamiento en un número finito de secciones verticales. Las fuerzas que actúan en una sección individualmente se muestran en la Figura N°36.

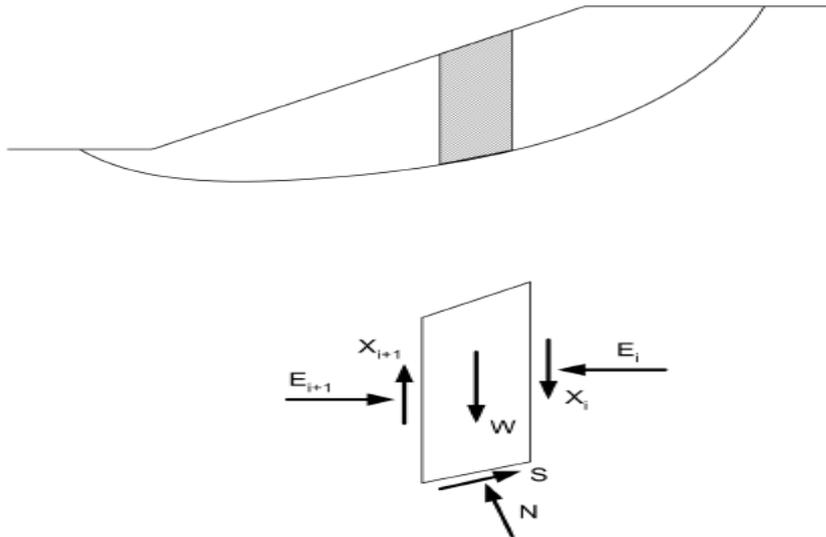


Figura 36: Fuerzas Típicas en Métodos de Dovelas

Nota. Tomado de Slope Stability (US Army Corps of Engineers, 2003)

Donde; W = Peso de la dovela

E = Fuerzas horizontales en los lados de la sección

X = Fuerzas verticales (de corte) entre secciones

N = Fuerza normal en la base de la dovela

S = fuerza de corte en la base de la dovela

Exceptuando el peso de la dovela, todas estas fuerzas son desconocidas y deben ser calculadas de manera que satisfaga el equilibrio estático.

Para el cálculo de la fuerza de corte en la base “S”, se utilizará la siguiente ecuación, que depende de la fuerza normal en la base y el factor de seguridad:

$$S = \frac{c' \Delta \ell}{F} + \frac{(N - \Delta \ell) \tan \phi'}{F}$$

Donde; $\Delta \ell$ = longitud de la base de la dovela

9.2.5 Limitaciones de Métodos de Equilibrio Límite. Algunas limitaciones son:

9.2.5.1 *El factor de seguridad* se asume constante a lo largo de la superficie de falla.

9.2.5.2 *Las características carga-deformación* no se toman en cuenta explícitamente.

9.2.5.3 *La distribución de esfuerzos inicial* dentro del talud no se toma en cuenta explícitamente.

9.2.5.4 *Fuerzas absurdas* como exageradamente altas o negativas se pueden obtener en la base de la sección bajo ciertas condiciones.

9.2.5.5 *Soluciones iterativas* pueden no converger en algunos casos.

9.2.6 Forma de la Superficie de Falla. En todos los métodos de equilibrio límite se requiere asumir una potencial superficie de falla para calcular el factor de seguridad. Se evalúan diferentes superficies hasta encontrar el factor de seguridad más apropiado (el menor). Para simplificar el cálculo, la superficie de falla generalmente se asume circular o compuesta de algunas líneas rectas. De todos modos, la superficie de falla necesitará ser más compleja en estratigrafías complicadas. Algunas se pueden observar en la Figura 37.

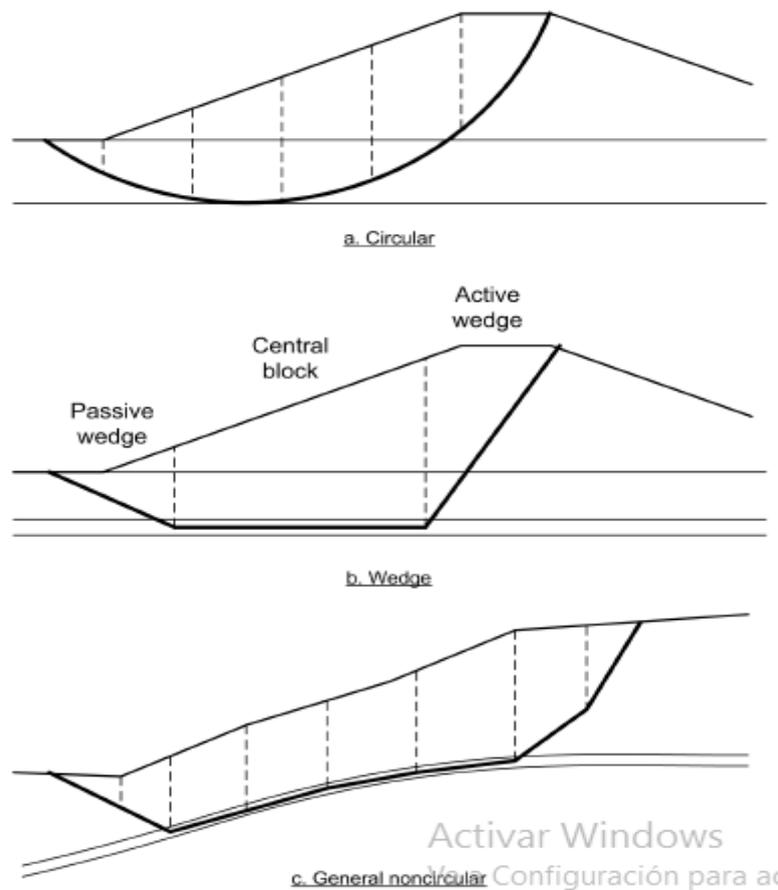


Figura 37: Formas de Potenciales Superficies de Falla

Nota. Tomado de Slope Stability (US Army Corps of Engineers, 2003)

9.2.7 Ubicación de la Superficie de Falla Crítica. Se define como la superficie que resulte en el menor factor de seguridad. Como consecuencia de que los procedimientos de los análisis implican diferentes suposiciones, la ubicación de la superficie de falla crítica puede variar respecto al método que se use.

9.2.8 Métodos Probabilísticos. Los métodos de estabilidad de taludes convencionales son métodos determinísticos, lo que significa que las variables que se asumen tienen valores específicos. Los métodos probabilísticos consideran incertidumbres en los valores de las variables y evalúan los efectos de esas incertidumbres en los valores calculados de los factores de seguridad.

9.3 Método Simplificado de Bishop para Estabilidad de Taludes

Este procedimiento se basa en la suposición que las fuerzas en la intersección entre las dovelas son horizontales, como se muestra en la sección típica Figura 38. Se asume una superficie de falla horizontal. Las fuerzas se suman en dirección vertical. La ecuación de equilibrio resultante se combina con la ecuación de Mohr-Coulomb y la definición del factor de seguridad determina las fuerzas en la base de la sección. Finalmente, se suman los momentos respecto al centro de la superficie de falla circular para obtener la siguiente ecuación del factor de seguridad:

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c' \Delta x + (W + P \cos \beta - u \Delta x \sec \alpha) \tan \phi'}{m_\alpha} \right]}{\sum W \sin \alpha - \frac{\sum M_p}{R}}$$

Donde; $m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F}$

Δx =Espesor de la dovela

W =Peso de la dovela

c' =Parámetro de resistencia al corte del centro de la base de la dovela

ϕ' =Parámetro de resistencia al corte del centro de la base de la dovela

u =Presión de poros en la base de la dovela

P =Resultante de la fuerza del agua actuando perpendicularmente al tope de la dovela

M_p =Momento sobre el centro del círculo producido por la fuerza del agua actuando en el tope de la dovela

R =Radio del círculo de la superficie de falla

β =Inclinación del tope de la dovela

α =Inclinación de la base de la dovela

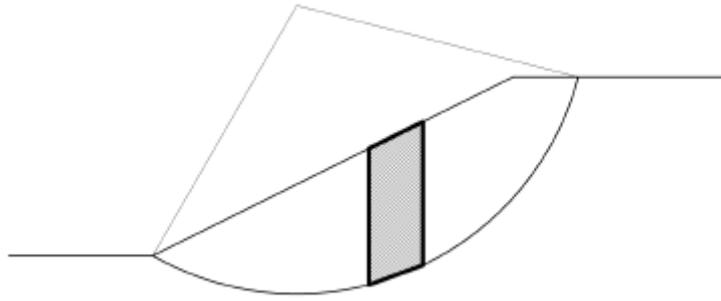


Figura 38: Talud y Superficie de Falla Típica

Nota. Tomado de Slope Stability (US Army Corps of Engineers, 2003)

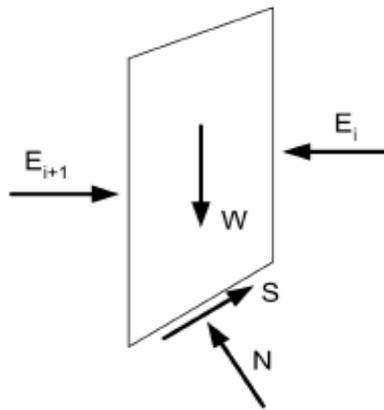


Figura39: Sección Típica

Nota. Tomado de Slope Stability (US Army Corps of Engineers, 2003)

9.4 Criterios de Excavación

9.4.1 Generalidades. Excavaciones por debajo del nivel freático requieren de control de agua subterránea que permita la construcción en seco y mantenga la estabilidad de la excavación en la base y los lados. Esto se obtiene controlando la infiltración en la excavación y controlando las presiones artesianas debajo de la base de la excavación. Algunos de los diferentes tipos de excavaciones se presentan a continuación.

9.4.2 Cortes Abiertos. Puede ser de dos tipos:

9.4.2.1 *Cortes con pendiente*. La profundidad y pendiente de la excavación, así como las condiciones de agua subterráneas, son los factores que controlan la estabilidad general y los movimientos de las excavaciones. Generalmente, en suelo granulares, la inestabilidad no se extiende significativamente por debajo de la excavación siempre que se controlen las fuerzas de infiltración. En rocas, la estabilidad está controlada por la profundidad y pendientes de excavación, por patrones de fracturas de rocas, esfuerzos en el sitio y condiciones de agua subterránea. En suelos cohesivos, la inestabilidad típica involucra los taludes de los lados, pero también se pueden incluir los materiales debajo de la base de la excavación. La inestabilidad debajo de la base de la excavación, se ve afectada por el tipo de suelo, las condiciones de agua subterránea, resistencia, profundidad, geometría de taludes y procedimientos de construcción.

9.4.2.2 *Cortes verticales*. Muchos cortes en arcillas se podrán mantener con pendientes verticales durante un período antes de que ocurra la falla. Sin embargo, los cambios en la resistencia de la arcilla con el tiempo y la descarga asociada a la remoción del suelo puede conducir a un deterioro progresivo de la estabilidad. Este proceso puede ser rápido en arcillas firmes, pero relativamente lento en arcillas suaves.

- 9.4.3 Excavación de Zanjas. Los proyectos de excavación de zanjas usualmente se extienden en largas distancias, por lo que se recomienda llevar a cabo un programa de investigación para definir las condiciones del suelo y de agua subterránea. Por otro lado, los factores externos que influyen en la estabilidad de la zanja son los siguientes:
- 9.4.3.1 *Sobrecargas superficiales*. Se debe considerar en el análisis de estabilidad la aplicación de cualquier carga adicional entre el borde de la excavación y la intersección de la superficie del suelo con el posible plano de falla.
- 9.4.3.2 *Cargas vibratorias*. Efectos de maquinaria, o cualquier carga dinámica en los alrededores de la excavación, deben ser considerados.
- 9.4.3.3 *Agua subterránea e infiltración*. El drenaje incorrecto en zanjas en suelos granulares puede resultar en la pérdida completa de la resistencia del suelo.
- 9.4.3.4 *Flujo de agua superficial*. Esto puede resultar en aumento en las cargas de las paredes de la excavación y reducción de la resistencia del suelo. El drenaje del sitio debe ser diseñado para desviar el agua de las zanjas.
- 9.4.4 Excavaciones Apuntaladas (Entibados). Sistema similar al descrito en el apartado 8.5, pero se pueden presentar casos derivados como los que se muestran en la Figura 40.

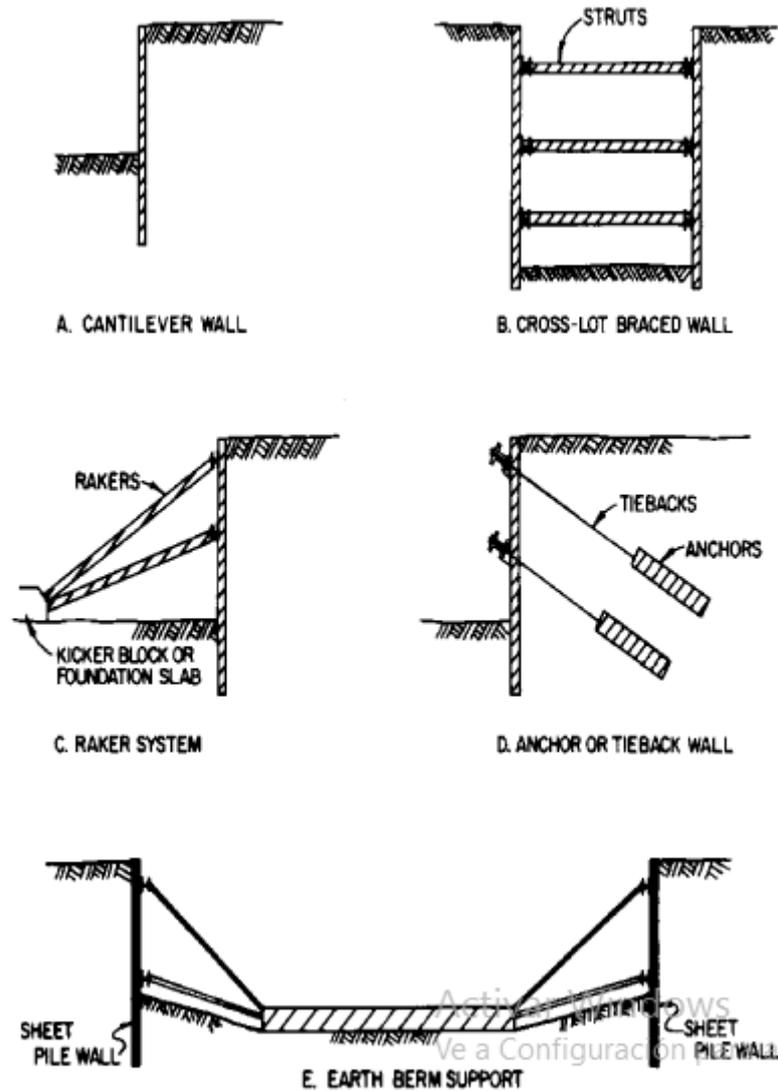


Figura 40: Distintos Tipos de Soporte para Excavaciones Apuntaladas

Nota. Tomado de Slope Stability (US Army Corps of Engineers, 2003)

9.4.5 Excavación en Rocas. La planificación se debe basar en data geológica del sitio detallada. En la medida de lo posible, las estructuras a construir se deben orientar favorablemente con el entorno geológico. En general, algunos factores que se deben considerar son: (a) profundidad de fallas, diaclasas, fracturas y otras discontinuidades, (b) esfuerzos en el sitio, (c) condiciones de agua subterránea, (d) profundidad y pendiente del corte, (e) rasgabilidad y/o necesidad de “blasting” y (f) efectos de la excavación y/o blasting en estructuras adyacentes.

9.4.5.1 *Rasgabilidad*. Es la habilidad para ser excavada con equipo de excavación convencional. Se puede evaluar a través de observación del terreno en materiales similares o velocidad sísmica, espaciado de fracturas, o índices de carga puntual.

9.4.5.2 *Blasting*. Es básicamente inyección de agua con otros ingredientes a una gran presión. La consideración principal es el efecto de este proceso en estructuras adyacentes.

9.4.6 Control de Movimientos. Será sistemático el seguimiento de movimientos en fondo y entorno de la excavación, utilizando una adecuada instrumentación si:

9.4.6.1 *No es posible descartar la presencia de estados límite de servicio con base al cálculo o a medidas prescriptivas.*

9.4.6.2 *Las hipótesis de cálculo no se basan en datos fiables.*

C.9.4.6. Este seguimiento debe planificarse de modo que permita establecer:

- *La evolución de presiones intersticiales, para deducir las presiones efectivas que se van desarrollando.*
- *Movimientos verticales y horizontales en el terreno para poder definir el desarrollo de deformaciones.*
- *En el caso de deslizamientos, la localización de la superficie límite para su análisis, del que resulten los parámetros de resistencia utilizables para el proyecto de las medidas necesarias de estabilización.*
- *El desarrollo de movimientos en el tiempo, para alertar de la necesidad de adoptar medidas urgentes de estabilización.*

9.5 Criterios de Rellenos

9.5.1 Generalidades. Para su ejecución se requerirá disponer de un material de características adecuadas al proceso de colocación y compactación y que permita obtener, después del mismo, las propiedades geotécnicas necesarias. En el proyecto se debe incluir la definición del préstamo y las condiciones de explotación, transporte y colocación del material. Si el relleno está limitado por un talud, se le aplicará un análisis de estabilidad como se describe en el apartado 9.2 y 9.3.

9.5.2 Selección del Material de Relleno. Los criterios de selección del material adecuado para su utilización se basan en la obtención, tras el proceso de compactación, de la resistencia, rigidez y permeabilidad necesarias en el relleno. Estos criterios dependerán, por tanto, del propósito del relleno. Según sea el caso, los materiales que pueden ser utilizados para rellenos de edificación incluyen suelos granulares e incluso productos resultantes de la actividad industrial, tales como escorias y cenizas pulverizadas. También, algunos productos manufacturados, tales como agregados ligeros. Los suelos cohesivos podrán ser tolerables pero requieren una especial selección y las condiciones de colocación y compactación precisas.

Se tomarán en consideración los siguientes aspectos en la selección de un material para relleno: granulometría, resistencia a la trituración y desgaste, compactibilidad, permeabilidad, plasticidad, resistencia del subsuelo, contenido de materia orgánica, agresividad química, efectos contaminantes, solubilidad, inestabilidad volumétrica, resistencia a la intemperie, posibles cambios de propiedades debido a la excavación, transporte y colocación, posible cementación tras su colocación.

Si los materiales no son apropiados en su estado natural, podrán mejorarse por: ajuste de humedad, estabilización con cal o cemento, corrección de granulometría, protección con un material apropiado, utilización de capas drenantes intercaladas.

No se utilizarán suelos expansivos o solubles, que contengan turba si van a emplearse como relleno estructural. En caso de duda, debe ensayarse el material en préstamo.

9.5.3 Procedimientos de Colocación y Compactación del Relleno. Se establecerán los procedimientos de colocación y compactación del relleno para cada zona en función de su propósito. Estos procedimientos deben asegurar estabilidad en todo momento evitando cualquier perturbación del subsuelo natural; el proceso de compactación se definirá en función de la compacidad a obtener y de los siguientes factores: naturaleza del material, método de colocación, contenido de humedad natural y sus posibles variaciones, espesores inicial y final de capa, temperatura ambiente y posibles precipitaciones, uniformidad de compactación, naturaleza del subsuelo y existencia de construcciones adyacentes al relleno.

Previo a la colocación de rellenos bajo el agua, se deberá deshacerse de cualquier suelo blando existente.

9.5.4 Control del Relleno. Se debe asegurar que el material, su contenido de humedad en la colocación y su grado final de compacidad obedecen a lo especificado en el proyecto. El grado de compacidad se especificará como porcentaje del obtenido como máximo en un ensayo de referencia como el proctor. En rellenos que contengan una proporción alta de tamaños gruesos no son aplicables los ensayos proctor. En este caso se comprobará la compacidad por métodos de campo, tales como: definición del proceso de compactación a seguir en un relleno de prueba; comprobación del asentamiento de una pasada adicional del equipo de compactación; realización de ensayos de carga con placa o el empleo de métodos sísmicos o dinámicos.

Por otro lado, la sobre-compactación puede producir efectos no deseables tales como altas presiones de contacto sobre estructuras enterradas o de contención o modificación significativa de la granulometría en materiales blandos o quebradizos.

10 ASPECTOS A CONSIDERAR PARA CASOS ESPECIALES

10.1 Introducción

Este apartado va de la mano con los apartados de casos especiales en Clasificación y Propiedades y Caracterización, de manera que la secuencia sea que una vez se revele que el suelo investigado presenta características especiales, como mínimo se tomen en cuenta los siguientes criterios para el diseño posterior.

10.2 Suelos Licuables

10.2.1 Métodos de Mejoramiento de los Depósitos de Suelos Susceptibles a la Licuación. A continuación se indican algunos métodos para densificar el terreno y/o mejorar su resistencia:

10.2.1.1 *Drenajes*: drenajes y sub drenajes de grava, gravilla, drenajes tipo “Mecha” (Wick) y pozos para mantener baja la presión del agua y disipar eventuales excesos.

10.2.1.2 *Vibro- densificación*: es una densificación por vibración que actúa por medio de una licuación moderada que produce densificación del depósito.

10.2.1.3 *Vibro-compactación*: vibración bajo agua que produce la densificación de material; las aberturas son rellenadas luego con material compactado.

10.2.1.4 *Vibro-reemplazo*: huecos perforados a golpes, son luego rellenados con grava, arena y piedra, con o sin agentes cementantes.

10.2.1.5 *Pilotes de compactación*: procede mediante el hincado con vibración de pilotes de desplazamiento.

10.2.1.6 *Compactación dinámica*: se aplica el impacto de un gran peso dejado caer desde cierta altura con una guía preparada para el efecto.

10.2.1.7 *Inyecciones de compactación*: inyecciones de una mezcla gruesa y viscosa de material que produce el desplazamiento y la compactación del depósito.

- 10.2.1.8 *Estribos de sobrecarga*: consiste en aumentar la resistencia a la licuación aumentando, con sobrecarga, la presión de confinamiento.
- 10.2.1.9 *Pilotes radicales*: son de pequeño diámetro, perforados e inyectados, pueden reducir el potencial de licuación.
- 10.2.1.10 *Inyección de elementos químicos*: inyección a presión de elementos químicos cementantes del depósito arenoso grueso.
- 10.2.1.11 *Jet grouting*: excava, mezcla y rellena materiales adicionales, incluso cementantes mediante chorros de agua a alta presión.
- 10.2.1.12 *Pilotes y pantallas pre excavadas*: su colocación con rellenos en cemento, cal, o asfalto reduce el potencial de licuación.

10.3 Suelos Expansivos

- 10.3.1 Medidas Preventivas. Con el fin de alterar lo menos posible el equilibrio dinámico y reducir las expansiones/contracciones del subsuelo, las siguientes medidas preventivas son útiles:
- 10.3.1.1 *Cubrir el terreno sobre el cual se proyectan las edificaciones con membranas impermeables que impidan la infiltración de agua hacia el suelo expansivo.*
- 10.3.1.2 *Barreras de humedad colocadas perimetralmente a la estructura, sin embargo, debe evitarse que se establezcan canales de humedecimiento como fenómenos termo-osmóticos que hagan inútil la precaución.*
- 10.3.1.3 *Drenaje de las aguas de escorrentía: debe instalarse un adecuado drenaje alrededor de las estructuras, como cunetas revestidas, aéreas pavimentadas y canalizaciones de las aguas de lluvia con pendientes entre 2-10%.*
- 10.3.1.4 *Sub drenajes, para interceptar los flujos de agua subterráneas, así como para disipar las presiones artesianas de los paleocauces existentes.*

10.3.1.5 *Paisajismo o irrigación*: se deben separar convenientemente las actividades de paisajismo, relacionadas con riego de plantas y jardines, de las estructuras adyacentes.

10.3.2 Alteración de Suelos Expansivos. Puede lograrse por cualquiera de los siguientes métodos:

10.3.2.1 *Reemplazo*: consiste en la excavación y sustitución de la capa expansiva, cuando su espesor y profundidad no lo hacen prohibitivamente costoso.

10.3.2.2 *Tratamiento con cal*: la mezcla superficial de cal con el suelo potencialmente expansivo o su inyección a presión es benéfica, según el estado del suelo (agrietado o no) y el método de aplicación (inyección a presión o mezcla mecánica). Se debe disponer del equipo adecuado para pulverizar el suelo en el sitio del tratamiento, o para realizar inyecciones a presión.

10.3.2.3 *Pre-humedecimiento*: supone la expansión previa a la colocación de la estructura y el mantenimiento de esa humedad bajo una placa o un recubrimiento impermeable.

10.3.3 Elusión de los Suelos Expansivos. Se puede intentar por los siguientes procedimientos:

10.3.3.1 *Profundizar los cimientos*: hasta pasar, al menos parcialmente, la profundidad de la zona crítica donde la expansión es más severa.

10.3.3.2 *Pilotes pre-excavados*: a la profundidad necesaria para desarrollar la carga; puede completarse con el aislamiento del fuste del pilote en la zona activa. También puede considerarse el uso de micropilotes para reducir la fricción del fuste en la zona activa.

10.3.3.3 *Placas aéreas*: para evitar el contacto de los pisos con el suelo potencialmente expansivo y mantener el gradiente térmico existente en el subsuelo.

10.3.4 Mitigación de Tipo Estructural. Este tipo de solución se logra por las siguientes rutas, las cuales son mutuamente excluyentes:

10.3.4.1 *Cimentación rígida*: rigidización de los elementos de la fundación de manera que la estructura se mueva como un todo.

10.3.4.2 *Construcción flexible*: que permita el movimiento sin daño de ciertos elementos de la estructura.

10.4 Suelos Colapsables

10.4.1 Medidas Preventivas. A continuación se indican las principales medidas preventivas:

10.4.1.1 *Remoción del suelo colapsable cuando su profundidad y espesor lo hacen factible.*

10.4.1.2 *Restricción o minimización del humedecimiento por medio de drenaje, pavimentos impermeables y reglamentación del uso del agua.*

10.4.1.3 *Transferencia de las cargas a suelos inertes mediante fundaciones superficiales o profundas.*

10.4.1.4 *Estabilización por inyección de agentes químicos, puede aplicarse localmente o en reparación de estructuras dañadas.*

10.4.1.5 *Pre-humedecimiento, se recomienda el procedimiento en combinación con algún tipo de sobrecarga de manera que se logre el colapso anticipado del material defectuoso; es importante verificar el destino del agua agregada.*

10.4.1.6 *Compactación en combinación con humedecimiento moderado.*

10.4.1.7 *Vibro-flotación, consiste en la introducción dentro del suelo, mediante chorros de agua, de un cabezal vibratorio.*

10.4.1.8 *Diseño estructural tolerante: en los casos donde el asentamiento resultante del colapso no es inadmisibles, debe diseñarse la estructura para resistir dicho movimiento sin distorsión ni daños.*

10.5 Suelos Dispersivos o Erodables

10.5.1 Medidas Preventivas. Las principales medidas preventivas cuyo análisis debe llevarse a cabo son:

10.5.1.1 *Remoción del suelo erosionable: cuando la operación es económicamente factible, y cuando se ha prevenido la extensión y profundidad de la zona vulnerable.*

10.5.1.2 *Restricción severa del humedecimiento: por medio de una combinación de drenajes, sub-drenajes, pavimentos impermeables y reglamentación del uso de agua.*

10.5.1.3 *Recubrimiento impermeable: terraplén debidamente gradado, colocado sobre una capa de geotextil impermeable, debajo, y geotextil no tejido encima.*

10.5.1.4 *Recubrimiento vegetativo: consiste en sembrar especies vegetales sobre una geomalla, esto es aplicable en laderas con pendientes no mayores de 20%.*

DISCUSIÓN

En la ejecución de esta investigación se identificaron procedimientos, métodos y criterios, se examinaron datos expresados en tablas y figuras entre una amplia información recolectada; todo lo cual fue comparado entre sí, seleccionándose los más convenientes para adaptación y aplicación, además de su precisión y facilidad de entendimiento. Para cada enfoque o punto de análisis considerado se eligió y recomendó un método de cálculo o ejecución aceptado en las buenas prácticas de la ingeniería de suelos y fundaciones. Sin embargo, es conveniente destacar que no existe un único método para efectuar los cálculos y/o diseños estudiados, de manera que en la realización de un proyecto particular y de acuerdo a la complejidad del mismo, queda de parte del ingeniero especialista el desarrollo de otros métodos existentes, de manera que sea posible comparar resultados y disponer de un rango de opciones para su proyecto específico.

En cuanto a los tipos de estudios, se destaca que para la estructuración de los informes se adoptaron las normas estandarizadas en Chile y Colombia, correspondientes a las NCh 1508 y NSR-10(2008,2010), respectivamente. Es importante comentar que en la realización de proyectos de ingeniería civil, se debe presentar en forma general el entorno geológico y geomorfológico, las características del subsuelo y recomendaciones geotécnicas para la elaboración del estudio particular, incluyendo asimismo, zonificación del área, amenazas de origen geológico, criterios generales de cimentación y obras de adecuación del terreno.

El ingeniero civil director del estudio debe estar especializado en el área de geotecnia, con experiencia suficiente como para ser capaz de dirigir los estudios geotécnicos, de manera que los coordine y apruebe con buen criterio. Debe estar involucrado en el diseño final y en capacidad de informar y explicar al ente gubernamental o contratante las acciones que se van a tomar con su debida justificación. Por otro lado, si el proyecto se va a ejecutar en un área previamente desarrollada y donde las construcciones existentes se comporten de manera adecuada (no presenten grietas o daños estructurales producto de exceso de asentamientos, entre otros problemas asociados a los suelos), se justifica tomar parámetros utilizados en proyectos anteriores siempre y cuando se encuentren en las mismas condiciones, para disminuir el costo y el tiempo. De igual manera, se debe tomar al menos el número mínimo de muestras para corroborar los datos seleccionados a través de la experiencia previa.

Con la información obtenida de los trabajos de campo y de laboratorio y los requisitos del proyecto, el ingeniero civil debe proceder a ponderar la información a su disposición, a integrarla y complementarla con los aportes de la geotecnia e ingeniería de fundaciones para así modelar la situación en estudio, analizar y determinar los requisitos que debe cumplir la estructura u obra a realizar, tanto en su proceso constructivo como en su condición de servicio, para asegurar un factor de seguridad adecuado que permita prevenir el deterioro o ruina durante su vida útil. Así mismo, debe considerar el efecto del proceso constructivo sobre las estructuras vecinas.

En proyectos pequeños, un análisis económico debe determinar si se justifica un programa de investigación de exploración/laboratorio en lugar de tomar data de correlaciones de manera conservadora. Condiciones subsuperficiales complejas pueden hacer que no se permita que la decisión se tome únicamente desde el punto de vista económico.

El Programa de Investigación debe definir: técnicas de exploración que se van a aplicar, ya sean métodos directos como calicatas, barrenos helicoidales, fosas exploratorias, perforaciones mecánicas; o métodos indirectos como SPT, RMN, CPT, veleta, penetrómetros, entre otros. También debe justificarse el número, ubicación y profundidad de sondeos. Evaluaciones más exhaustivas de las condiciones de fundación pueden ser requeridas durante la fase de construcción. El monitoreo del sitio o estructura puede ser necesario a lo largo de la construcción y post-construcción. Por otro lado, La interpretación de fotografías aéreas y otros métodos de teledetección requiere una considerable experiencia y habilidad en el área y los resultados dependen de quien los interpreta, lo que en términos prácticos se convierte en una limitación.

Una inadecuada caracterización del subsuelo podría generar reducciones en la vida útil del proyecto, así como también traer consecuencias que podrían afectar obras cercanas. Por lo tanto, es importante revisar antecedentes, reportar las características geotécnicas del terreno, incluyendo proximidad a ríos o corrientes de agua que pudieran alimentar el nivel freático o causar la socavación de la fundación, arrastres, erosiones o disoluciones.

En el apartado de números de sondeo se tomó como método recomendado el procedimiento sugerido por la NSR-10 (2010) ya que resulta ser bastante práctico y de cierta manera muy parecido a como se ha estado desarrollando en el país. En este documento no se especifican los sitios recomendados de toma de muestra ya que la manera ideal de ubicarlos depende de las características de cada proyecto y a través del criterio de un profesional en el área.

Con respecto a la exploración en suelos marinos es importante tomar en cuenta que la parte económica es probablemente el factor más importante, ya

que el proceso de toma de muestras in situ implica el alquiler de una embarcación, lo cual se refleja en una inversión considerable en el proyecto. Se debe tener conocimiento anticipado con bastante claridad del número de muestras a tomar, la ubicación de las mismas, entre otras características importantes, ya mencionadas en este estudio, de manera de optimizar el proceso lo mejor posible.

En los casos especiales de suelos se muestran diferentes criterios para cada caso, pero en general la intención para todos los casos es la misma, y consiste en tener identificado a través de ensayos en laboratorio e in situ la estratigrafía, es decir, el perfil del suelo, para poder ubicar con claridad los estratos sujetos a condiciones especiales, los cuales van a requerir diferentes criterios para enfrentar el problema. Se debe investigar el suelo la cantidad de veces que sea necesaria, en la extensión de terreno que sea necesaria y, si el problema es más complejo de lo esperado, se requerirá de planes de investigación de mayor complejidad.

Con respecto al tipo y número de ensayos, esto va a depender de las particularidades de los suelos o masas rocosas a investigar, del alcance del proyecto y del criterio del ingeniero geotecnista. La intención es conocer con claridad ciertas propiedades relevantes para el desarrollo del proyecto. De igual forma, los ensayos de laboratorio deben establecer las características tales como compresibilidad y expansión, esfuerzo-deformación y resistencia al corte.

Las propiedades básicas que se requieren son, como mínimo, las siguientes:

- En el caso de los suelos, peso unitario, humedad y clasificación completa para cada uno de los estratos o unidades estratigráficas y sus distintos niveles de meteorización. También debe determinarse las propiedades de resistencia en cada uno de los materiales encontrados en el sitio a través de compresión simple o corte directo en suelos cohesivos, y corte directo o SPT en suelos granulares. En el caso de las masas rocosas, peso unitario y compresión simple o carga puntual.
- Para el diseño de fundaciones superficiales, los métodos de cálculo que se presentaron son los identificados en el curso de Fundaciones de la

Universidad Católica Andrés Bello, tomado de Ingeniería de Fundaciones (Pérez Guerra y Carrillo, 1981), el cual se mantiene vigente y abarca el cálculo de capacidad de soporte y asentamientos admisibles de manera general, que para efectos de este trabajo de grado, se toman como suficientes. La estimación de la capacidad de soporte y asentamientos de suelos de fundación contempla numerosos escenarios, los cuales no pueden ser previstos en su totalidad en este documento debido a su complejidad de origen y enfrentamiento.

En cuanto a fundaciones profundas, aunque no sea objeto de este trabajo de grado, se resalta que se debe evaluar y comparar la capacidad estructural del pilote en función de la resistencia de los materiales con los que se construyó, con la capacidad portante del suelo de fundación. Por otro lado, en este trabajo se indicó el método de cálculo para pilotes de secciones regulares (circulares, cuadradas o rectangulares) según se dicta en el curso Fundaciones de la Universidad Católica Andrés Bello, a través del documento Ingeniería de Fundaciones (Pérez Guerra y Carrillo, 1981) y se deja para estudios posteriores fundaciones de secciones tipo H o I o cualquier otro tipo de pilote de condición especial.

Para agregarle más valor a la tesis, se decidió mencionar de manera general los temas sobre muros de contención, estabilidad de taludes y una breve lista de criterios a tomar en cuenta cuando se confronten suelos de condiciones especiales.

En el apartado 8.3 se comenta sobre el Método Simplificado de Bishop, pero existen diferentes métodos de cálculo con los que también se obtienen resultados similares, por lo que se recomienda a la hora de realizar una evaluación de estabilidad, analizarla a través de los distintos métodos existentes (OMS, Spencer, Sueco Modificado, Cuña, Pendiente Infinita, entre otros) y comparar los resultados.

Para efectos de los casos especiales, se mencionan criterios básicos que no deben faltar a la hora de enfrentarse con la capacidad portante del suelo. Cabe destacar, que cuando se tengan que diseñar fundaciones en

suelos especiales como expansivos, colapsables, entre otros, los diferentes procedimientos se concentran básicamente en el control del agua subterránea, que es en general el factor que activa las condiciones de los suelos especiales, aunque no es el único.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

Se presenta un documento base para la preparación de norma geotécnica, que contempla aspectos asociados a la caracterización del subsuelo, así como también cálculos de capacidad de soporte, estabilidad de taludes y muros de contención.

Se indican procedimientos para llevar a cabo una buena práctica de la ingeniería. Se suministran lineamientos que se deben cumplir para que la investigación del subsuelo sea realizada correctamente, y de la mano con las normas internacionalmente aceptadas. Inicialmente, se destacan las características deseables del suelo de fundación. Luego, se establece la manera como debe ser investigado el subsuelo en términos de toma de muestras y ensayos, para de esa forma obtener parámetros de ingeniería, los cuales son necesarios en los diseños, ya sean de fundaciones superficiales o profundas, de evaluación de estabilidad de taludes o de muros de contención.

El método de investigación del subsuelo sugerido (que incluye exploración, ensayos y caracterización) es el más adecuado para definir el perfil del suelo e identificar los parámetros de ingeniería más importantes del proyecto. Para el análisis de capacidad de soporte del suelo, estabilidad de taludes y muros de contención se establecen procedimientos de cálculo que cumplen con los criterios de las normas internacionales y los mismos deben realizarse como mínimo en un proyecto que involucre estudios geotécnicos.

Recomendaciones

Se recomienda utilizar este documento como base para la elaboración de norma geotécnica, profundizando en los aspectos que sean necesarios según los objetivos que se deseen alcanzar. Algunos temas a desarrollar pueden incluir métodos de exploración, toma de muestras y obtención de parámetros de diseño.

Por otro lado, y en línea con las conclusiones de este TEG, se recomienda seguir los procedimientos adecuados en las diferentes fases de un proyecto. Primero, en la toma de muestras y en la vigilancia de la llegada de las mismas al laboratorio (las que tengan que llegar). Así mismo, es importante garantizar que los ensayos se ejecuten de manera correcta tanto en campo como en laboratorio y evaluar que los resultados sean coherentes con las condiciones del terreno. Luego, se deben definir y extraer los parámetros necesarios para el diseño específico. Posteriormente, se debe vigilar la secuencia de construcción de las fundaciones diseñadas. Por último, el criterio y la ética del ingeniero juegan un rol importante en la exploración del terreno y diseño de fundaciones.

Finalmente, en este trabajo de grado se manejó el mayor número de aspectos posibles que requieren de enfoque en lo relacionado a ingeniería de suelos y geotecnia para el diseño de norma geotécnica y se recomiendan métodos específicos. Igualmente, se deja un repertorio de fuentes de información en la bibliografía que contempla con detalle los puntos considerados, particularmente en los métodos de exploración, toma de muestras, conservación y transporte, obtención de parámetros y criterios de diseño.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO LFRD. 2014. Bridge Design Specifications. 3rd Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- API. 2000. Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms. 21st Edition.
- Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería. 2008. NCh 1508 Geotecnia- Estudio de Mecánica de Suelos.
- Auckland Council. 2013. Code of Practice for Land Development and Subdivision. 1.6th Edition.
- Carrillo P. Pedro. 2011. Ingeniería de Fundaciones.
- Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes. 2010. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Bogotá, DC, Colombia.
- Department of Defense. 1997. Soil Dynamics and Special Design Aspects.
- Department of the Army. 1983. Foundations in Expansive Soils. Washington, DC.
- Departments of the Army and the Air Force. 1983. Soils and Geology Procedures for Foundation Design of Buildings and Other Structures (Except Hydraulic Structures). Washington, DC.
- División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional. 2011. Decreto 61. Santiago de Chile, DC.
- Documento Base SE-C. 2008. Código Técnico de la Edificación. España
- Naval Facilities Engineering Command. 1986. Soil Mechanics.
- Naval Facilities Engineering Command. 1986. Foundations & Earth Structures.
- Pérez G. Gustavo & Carrillo P. Pedro. 1981. Ingeniería de Fundaciones.
- U.S. Army Corps of Engineers. 1992. Bearing Capacity of Soils. Washington, DC.
- U.S. Army Corps of Engineers. 1991. Design of Pile Foundations. Washington, DC.

- U.S. Army Corps of Engineers. 1990. Settlement Analysis. Washington, DC.
- Velázquez, J y Delgado, I. (2015). Lineamientos para la Evaluación Geotécnica en el Diseño de Cimentaciones (Tesis de pregrado). Universidad de Carabobo. Naganagua.