



# GUÍA DE EXPLORACIÓN Y ELABORACIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS PARA LA CIMENTACIÓN DE PUENTES

2014

## **Secretaría de Comunicaciones y Transportes**

### **Subsecretaría de Infraestructura**

#### **Dirección General de Servicios Técnicos**

Av. Coyoacán No. 1895  
Col. Acacias  
Delegación Benito Juárez  
03240 México, D.F.

Derechos Reservados  
Prohibida su reproducción para fines comerciales

**Primera Edición 2014**

# AGRADECIMIENTO

**La Secretaría de Comunicaciones y Transportes:** Agradece a las dependencias Federales, Estatales y del Distrito Federal, a las Instituciones de Investigación y Académicas, a las Sociedades Técnicas, Cámaras y Asociaciones del Autotransporte, así como a las empresas privadas, por sus conocimientos y experiencia vertidos para la elaboración de esta Guía.

## ÍNDICE

**CAPITULO 1  
DESCRIPCIÓN**

1.1 Contenido	3
1.2 Definición	3
1.3 Terminología	3

**CAPITULO 2  
INTRODUCCIÓN**

2.1 Contenido	7
2.2 Objetivo	7
2.3 Alcances	7

**CAPITULO 3  
ANTECEDENTES**

3.1 Contenido	11
3.2 Localización del Puente	11
3.3 Elementos Básicos del Proyecto	11
3.3.1 Clasificación del Puente	11
3.3.2 Descripción de la Superestructura	13
3.3.3 Descripción de la Subestructura	13
3.4 Tipo y Combinaciones de Carga	13
3.4.1 Tipo de Cargas	14
3.5 Información Geológica	18
3.5.1 Geomorfología	19
3.5.2 Fisiografía	20
3.5.3 Geología General	20
3.5.4 Análisis de la Información Previa	20
3.5.5 Geología Local	21
3.5.6 Geología de Detalle	22
3.5.7 Geología Estructural	24
3.5.8 Integración de la Información	26
3.6 Información Geofísica	27
3.6.1 Tendidos de Refracción Sísmica	27
3.6.2 Sondeos Eléctricos Verticales	29
3.6.3 Crosshole	31
3.6.4 Downhole	32
3.7 Información Hidrológica e Hidráulica	34
3.7.1 Socavación en Puentes	35
3.8 Sismicidad	40
3.8.1 Clasificación Sísmica del Suelo SCT 2005	41
3.8.2 Clasificación Sísmica del Suelo CFE 2008	42

## CAPITULO 4 TRABAJOS DE EXPLORACIÓN

4.1 Contenido	47
4.2 Objetivo de los Trabajos de Exploración	47
4.3 Trabajos Preliminares	48
4.3.1 Reconocimiento de Campo	48
4.3.2 Caminos de Acceso	49
4.4 Programa de Exploración	50
4.5 Ubicación de Sondeos	51
4.6 Cantidad de Sondeos	52
4.7 Profundidad de Sondeos	53
4.8 Medidas de Seguridad	56
4.8.1 Análisis de Riesgos	56
4.8.2 Protección y Señalamiento	57
4.9 Métodos de Exploración Directos	58
4.9.1 Pozos a Cielo Abierto	58
4.9.2 Prueba de Penetración Estándar	59
4.9.3 Prueba de Penetración de Cono	61
4.9.4 Presiómetro de Menard	62

## CAPITULO 5 TRABAJOS DE LABORATORIO

5.1 Contenido	67
5.2 Objetivo de los Trabajos de Laboratorio	67
5.3 Selección y Asignación de Pruebas	67
5.4 Clasificación de las Pruebas de Laboratorio	68
5.4.1 Pruebas Índice	68
5.4.2 Consolidación	80
5.4.3 Permeabilidad	81
5.4.4 Prueba Triaxial	83

## CAPITULO 6 ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

6.1 Modelo Geotécnico	87
6.1.1 Caracterización del Suelo	87
6.2 Parámetros de Resistencia a partir de, SPT	97
6.2.1 Estratigrafía	98
6.2.2 Factor de corrección por Esfuerzo Efectivo	98
6.2.3 Compacidad Relativa	100
6.2.4 Consistencia	103
6.2.5 Cohesión	104
6.2.6 Velocidad de Onda de Corte	104
6.2.7 Modulo de Rigidez de los Suelos	105
6.3 Parámetros de Deformación a Partir de SPT	105
6.4 Tipo de Cimentación	106
6.4.1 Cimentaciones Superficiales	107
6.4.2 Cimentaciones Profundas	110

6.5 Capacidad de Carga	114
6.5.1 Capacidad de Carga en Cimentaciones Superficiales	114
6.5.2 Capacidad de Carga en Cimentaciones Profundas	123
6.6 Asentamientos	138
6.6.1 Asentamientos en Cimentaciones Superficiales	138
6.6.2 Asentamientos en Cimentaciones Profundas	148
6.7 Modulos de Reacción	151
6.7.1 Módulo de Reacción en condiciones Estáticas	151
6.7.2 Módulo de Reacción en condiciones Dinámicas	151
6.7.3 Módulo de Reacción en Cimentaciones Profundas	153
6.8 Estabilidad Global	153

## CAPITULO 7 CONTROL DE CALIDAD PARA EL DESARROLLO DEL ESTUDIO

7.1 Contenido	159
7.2 Referencias	159
7.3 Presentación del Estudio	159
7.3.1 Informes	159
7.3.2 Planos	160
7.3.3 Formatos	162
7.4 Entrega del Estudio	163

## CAPITULO 8 SUPERVISIÓN

8.1 Supervisión Dinámica por Etapas	167
8.1.1 Generalidades	167
8.1.2 Habilidades, Conocimientos y Funciones de la Supervisión	168
8.1.3 Supervisión de Trabajos de Campo	172
8.1.4 Supervisión de Trabajos de Laboratorio	177
8.1.5 Supervisión de Trabajos de Gabinete	179
8.2 Presentación del Plan de Trabajo de la Contratista	180
8.2.1 Propuesta de Ubicación de Sondeos	180
8.2.2 Tipos de Sondeos a Ejecutar	180
8.2.3 Profundidad de Sondeos	180
8.2.4 Tipo de Muestreo	180
8.2.5 Selección de Muestras	181
8.3 Reuniones de Seguimiento	181
8.4 Revisión de Informes Preliminares	182
8.4.1 Lista de Revisión de los Informes Preliminares	182

ANEXO A EJEMPLO DE ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS COLADAS EN SITIO	187
---	-----

REFERENCIAS	197
-------------	-----

CAPITULO 1  
DESCRIPCIÓN



## CAPÍTULO 1 DESCRIPCIÓN

### 1.1. Contenido

Este Manual contiene los requisitos generales con los que se realizarán los estudios necesarios, geológicos, geofísicos y de mecánica de suelos, para elaborar el diseño Geotécnico de la cimentación de los puentes que construye la Secretaría de Comunicaciones y Transportes con recursos propios o mediante un Contratista de Servicios.

### 1.2. Definición

El estudio Geotécnico permite determinar el tipo de cimentación óptimo para cada uno de los apoyos del puente, revisando que cumplan satisfactoriamente con los estados límite de falla y de servicio establecidos, mediante el estudio de las propiedades físicas y mecánicas de los diferentes estratos del suelo de desplante en el que se apoyará la cimentación. Comprende desde la recopilación de información existente (cartas topográficas, geológicas; estudios disponibles), exploración (directa e indirecta), ensayos de laboratorio para obtención de parámetros de resistencia y deformabilidad, elaboración de un modelo geotécnico, estudio de alternativas de cimentación que definan tipo de cimienta, nivel de desplante, capacidad de carga y asentamientos, hasta la integración del Informe Geotécnico, que asegure el comportamiento satisfactorio de la cimentación y proporcione, al proyectista y constructor, los datos para el correcto desarrollo y ejecución del proyecto de cimentación.

### 1.3. Terminología

Puente.- Estructura con longitud mayor de seis metros para paso vehicular, cuyas dimensiones quedan definidas por razones topográficas, geológicas, hidráulicas, geotécnicas, geométricas y estructurales.

- Puentes Especiales.- Se refiere a puentes cuya estructuración es diferente a la común, conformados por superestructuras de tramos libremente apoyados o continuos, colados in situ o prefabricados, de concreto reforzado o presforzado y/o vigas metálicas. Se consideran en esta clasificación los puentes construidos en voladizo, puentes empujados, puentes atirantados y puentes en arco, principalmente.
- Superestructura.- Es el sistema estructural conformado por un tablero o losa de concreto, el cual soporta directamente las cargas dinámicas (tránsito vehicular) y las distribuye a estribos y pilas.
- Subestructura.- Son los elementos del puente requeridos para apoyar la superestructura y transmitir sus cargas al suelo de desplante. Los componentes básicos de la subestructura consisten en los estribos, pilas, cimentaciones y losas de acceso. Los estribos y las pilas son las estructuras que sirven de apoyo en los extremos y en la parte intermedia del puente, respectivamente. Las cimentaciones son los elementos estructurales que se encargan de transmitir las cargas al suelo de cimentación, sin sobrepasar los estados límite de falla y de servicio.
- Cargas.- Conjunto de acciones permanentes, variables y eventuales, determinadas conforme a lo indicado en las Normas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, N-PRY-CAR-6-01-003 Cargas y Acciones, N-PRY-CAR-6-01-004 Viento y N-PRY-CAR-6-01-005 Sismo, y que se agrupan dependiendo de la probabilidad de su ocurrencia simultánea en cada elemento de la estructura.
- Cimentación.- Conjunto de elementos que transmiten de manera adecuada los esfuerzos transmitidos por la superestructura y subestructura al suelo de desplante.

- Estado Límite de Falla.- Se refiere a la capacidad de carga última de la cimentación, tal que, no necesariamente al sobrepasarla se presenten daños importantes en la estructura.
- Estado Límite de Servicio.- Se refiere a condiciones límite de la cimentación que afectan su funcionamiento de manera adecuada, pero no su capacidad de carga. Entra en esta clasificación la revisión por desplazamientos verticales, asentamientos y/o emersión, así como desplazamientos diferenciales.

CAPITULO 2  
INTRODUCCIÓN



## CAPÍTULO 2 INTRODUCCIÓN

### 2.1. Contenido

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), elabora el presente Manual con la finalidad de proporcionar una guía para estandarizar el proceso y desarrollo de los estudios necesarios para la formulación del Estudio Geotécnico de Cimentación de Puentes; ya que al respecto se ha encontrado una gran disparidad y heterogeneidad en los criterios que se aplican a la realización de dichos estudios.

Bajo este contexto, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), por medio de la Dirección General de Servicios Técnicos (DGST), establece a través de este manual, las bases y lineamientos para la estructuración de la GUÍA DE EXPLORACIÓN Y ELABORACIÓN DE ESTUDIOS PARA LA CIMENTACIÓN DE PUENTES, misma que se establece mediante las Normas Técnicas y Manuales de la Normativa para la Infraestructura del Transporte (Normativa SCT).

En el presente Manual se establecen los lineamientos técnicos para el análisis y diseño geotécnico de la cimentación de cada uno de los apoyos de los puentes que estén a cargo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

### 2.2. Objetivo

Uniformizar la calidad de los estudios geotécnicos de cimentación para puentes que realice la Secretaría de Comunicaciones de Transportes, estableciendo los criterios y procedimientos, para la planeación de los estudios necesarios, geológicos, geofísicos y de mecánica de suelos, así como su correcta interpretación.

### 2.3. Alcances

- Proporcionar al ingeniero especialista en Geotecnia los lineamientos técnicos necesarios para desarrollar el Informe Geotécnico de cimentación de Puentes.
- Orientar la selección de los procedimientos de exploración y muestreo, ensayos de laboratorio y la aplicación de los criterios, métodos y procedimientos de análisis geotécnicos más convenientes, de acuerdo a las condiciones generales y particulares del Puente en estudio.



CAPITULO 3  
ANTECEDENTES



## CAPÍTULO 3 ANTECEDENTES

### 3.1. Contenido

Este capítulo se refiere a la compilación, detallada y objetiva, de la información existente y estudios previos realizados, vinculados con el análisis geotécnico y desarrollo del Informe Geotécnico de Cimentación. El ingeniero especialista en Geotecnia presentará los antecedentes en el orden cronológico sugerido en este capítulo, indicando claramente las referencias.

### 3.2. Localización del Puente

Se incluirá en una planta topográfica o imagen satelital el detalle que muestre claramente la ubicación de la estructura, mediante un croquis simplificado del puente indicando su orientación y posición.

La localización de la estructura se presentará en coordenadas geográficas Latitud 00°00'00" y Longitud 00°00'00".

### 3.3. Elementos Básicos del Proyecto

Se refiere a todos los elementos del proyecto que sean necesarios y del conocimiento del ingeniero especialista en Geotecnia, para considerarse en los análisis geotécnicos correspondientes. Además de proporcionar una idea general al contratista y al usuario de esta información, sobre el tipo de estructura a la cual estarán enfocados los estudios de geología, geofísica y geotecnia.

#### 3.3.1. Clasificación del Puente

La clasificación del Puente por proyectar, que se considere para el desarrollo del Informe Geotécnico de Cimentación, contemplará la clasificación general de puentes, según su propósito y ubicación en: Puente, Viaducto, Paso Superior Vehicular (PSV), Paso Inferior Vehicular (PIV), Paso Superior de Ferrocarril (PSF), Paso Inferior de Ferrocarril (PIF), Paso Inferior Peatonal (PIP), Paso Inferior Ganadero (PIG), Puente Canal y/o Puente Ducto, que se encuentran definidos en la Norma N-PRY-CAR-6-01-001 de la SCT.

Los puentes especiales cuya estructuración es diferente a la tradicional, tal es el caso de puentes construidos en voladizo, puentes empujados, puentes atirantados y puentes en arco, se encuentran definidos en la Norma M-PRY-CAR-6-01-008 de la SCT.

Por la naturaleza de su concepción y de sus procedimientos constructivos especializados, en estos puentes se transmiten esfuerzos a nivel de desplante de la cimentación de magnitudes importantes, por tal razón, se generan cimentaciones masivas o con gran cantidad de elementos de cimentación que permiten transmitir esfuerzos aceptables al suelo de desplante. Por lo anterior, los alcances de los estudios geológicos, geofísicos y de geotecnia deberán ser definidos con amplio criterio.



Figura 3.1 Puente Mezcala: puente atirantado, Carretera Cuernavaca-Acapulco, Guerrero, México.

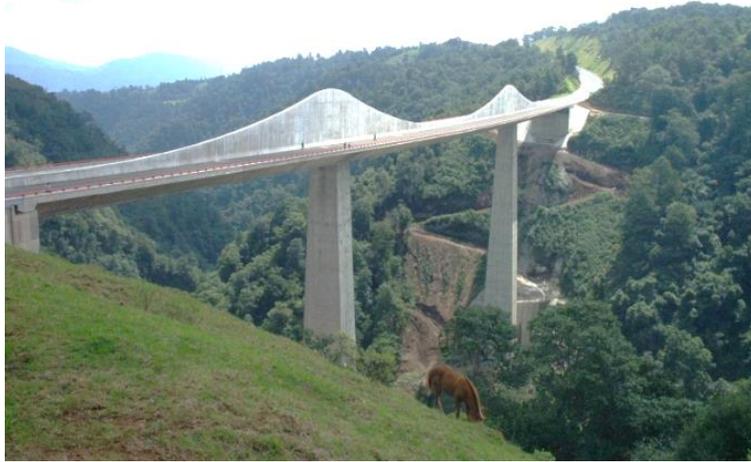


Figura 3.2 Puente Texcapa: puente extradosado, Carretera México-Tuxpan, Hidalgo, México.



Figura 3.3 Puente San Marcos: puente en doble volado, Carretera México-Tuxpan, Hidalgo, México, 2013.

### 3.3.2. Descripción de la Superestructura

La superestructura del Puente comprende todos los elementos estructurales que se encuentren sobre los apoyos y está compuesta principalmente por el sistema de piso (losa), elementos principales (vigas) y elementos secundarios (diafragmas, sistemas de arriostramiento, ménsulas, etc.).

### 3.3.3. Descripción de la Subestructura

Se refiere a los apoyos del Puente, pilas, zapatas de distribución y estribos. La subestructura es la encargada de soportar las cargas de la superestructura y las cargas que a ésta se aplican.

#### 3.3.3.1 Estribos

Además de soportar a la superestructura, como función principal, contiene los rellenos en los aproches del puente, conteniendo los empujes inducidos por el terreno.

Los estribos del Puente se pueden conformar de la siguiente manera: muros de gravedad, muros de contrafuerte, cabezal sobre pilas de cimentación o muros mecánicamente estabilizados.

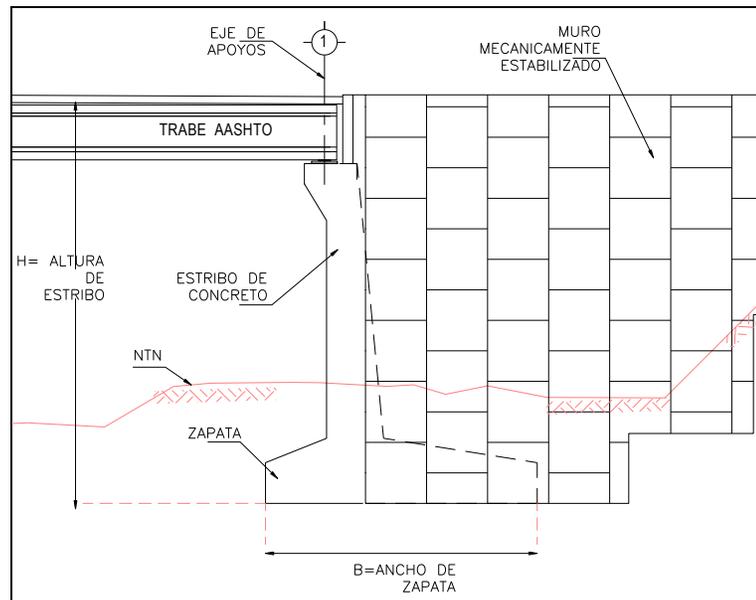


Figura 3.4 Estructura para estribo de Puente, conformada por aleros, zapata superficial y muro frontal.

En función de las cargas transmitidas por la cimentación y de las características estratigráficas del suelo de desplante, los estribos se apoyan sobre cimentación superficial o cimentación profunda.

#### 3.3.3.2 Pilas

Las pilas del Puente son elementos de la subestructura que están conformados por una viga cabezal, el cuerpo principal (puede ser una o varias columnas, cajón de concreto, pila tipo marco, pila tipo muro, etc.) y la cimentación.

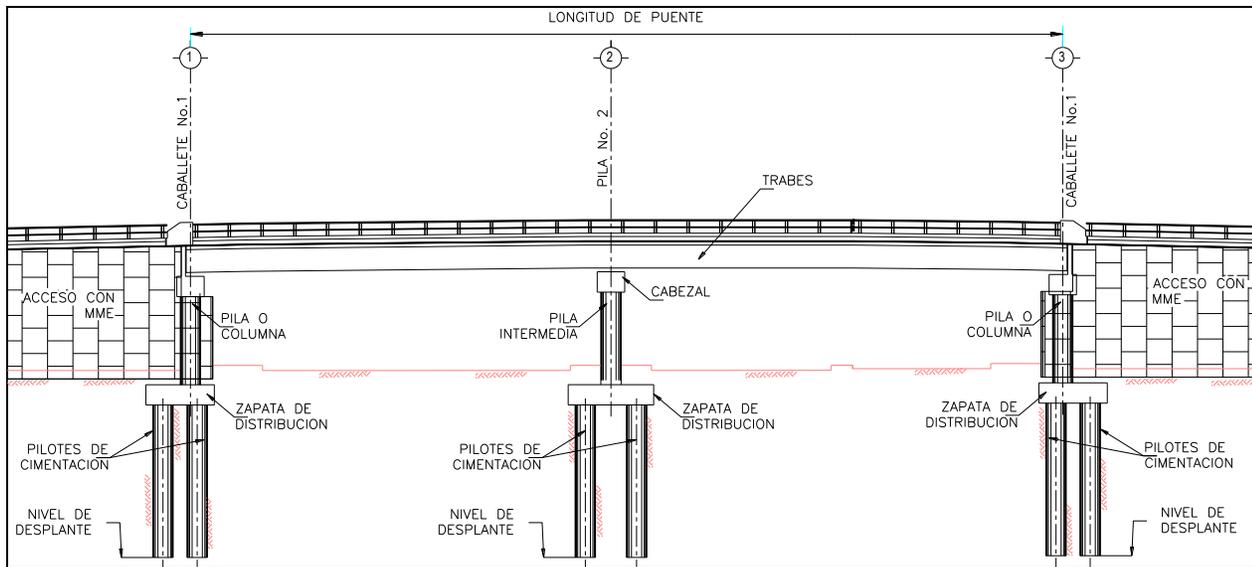


Figura 3.5 Partes representativas de la subestructura de un Puente.

En función de las cargas transmitidas por la cimentación y de las características estratigráficas del suelo de desplante, los estribos y pilas se apoyan sobre cimentación superficial o cimentación profunda.

### 3.4. Tipo y Combinaciones de Cargas

Se deben identificar las principales consideraciones de cargas necesarias para la revisión geotécnica de la cimentación. La subestructura se diseñará para soportar combinaciones de carga, las cuales incluyen cargas permanentes y transitorias del puente y fuerzas externas, mostrando el desarrollo de las cargas factorizadas y sin factorizar y las combinaciones de carga necesarias para el diseño geotécnico de la cimentación de los apoyos del puente, pilas y estribos.

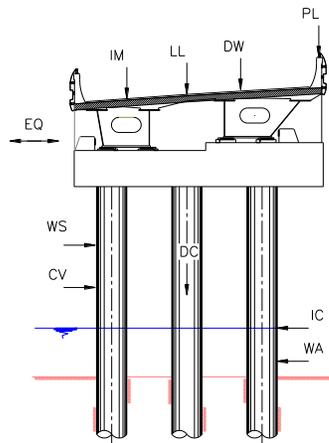


Figura 3.6 Cargas típicas a considerar en el diseño de la subestructura, (FHWA, (2001), “Cargas y Factores de Diseño (LRFD) para Puentes y Estructuras Carreteras”, Cap. 4 Cargas, 4.1 Introducción, pp. 4-2.)

#### 3.4.1. Tipo de Cargas

Para el análisis y evaluación de la cimentación de los apoyos del puente, pilas y estribos, y para definir las combinaciones de carga críticas, se deben conocer las cargas transitorias y permanentes, indicadas en la Norma N-PRY-CAR-6-01-003 Cargas y Acciones de la SCT.

Las cargas ocasionadas por el empuje de tierras, rellenos sobre cimentaciones y efectos de fricción negativa sobre pilas de cimentación, se calculan por el ingeniero especialista en Geotecnia, mientras que las cargas en superestructura y subestructura las determina el ingeniero especialista en Estructuras.

- Cargas Permanentes.- Cargas muertas y fricción negativa en pilas de cimentación.
- Cargas Variables.- Carga viva vehicular, impacto y fuerzas centrífugas.
- Cargas eventuales.- Viento, sismo, frenaje, fricción, subpresión, asentamientos diferenciales, flujo plástico, oleaje y empuje dinámico del agua.

### 3.4.1.1 Combinaciones de Cargas

Se definirán las combinaciones de cargas a utilizar en el análisis geotécnico de la cimentación conforme lo establece la Norma N-PRY-CAR-6-01-006 Combinaciones de Cargas, de la SCT

El diseño geotécnico de las cimentaciones que soportan los apoyos del Puente, pilas y estribos deberán considerar todas las condiciones de estados límite de carga aplicables a la estructura que se está diseñando.

- El Estado Límite de Resistencia I: es la combinación de carga básica relacionada con el uso normal vehicular del puente sin el efecto del viento.
- El Estado Límite de Resistencia III o V: rige para estructuras sujetas a altas cargas de viento.
- El Estado Límite de Resistencia IV: rige para relaciones muy altas de carga muerta-carga viva, que excedan el valor de 7 (para claros mayores a 75 m).
- El Estado Límite Extremo I: rige en el diseño de cimentaciones en zonas altamente sísmicas.
- El Estado Límite de Servicio I: controla la revisión de asentamientos y deflexiones laterales.
- El Estado Límite de Resistencia I y IV: controlan la revisión de la estabilidad de muros de contención por deslizamiento y presión máxima transmitida al suelo de desplante, y es para los cuales se utilizan los factores de carga más grandes para carga muerta, empuje de tierras y carga viva.

### 3.4.1.2 Combinaciones de Cargas en Cimentación

Para definir las combinaciones de carga críticas para el análisis geotécnico de la cimentación de los apoyos del puente, pilas y estribos, se revisarán e incluirán las combinaciones de carga de acuerdo a lo considerado por el ingeniero estructurista, considerando los siguientes pasos:

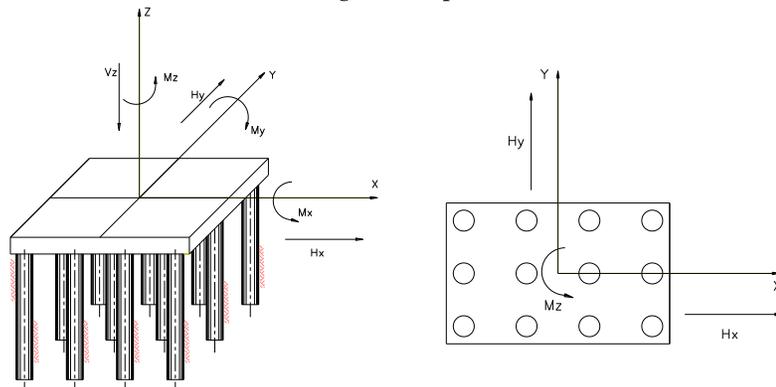


Figura 3.7 Representación esquemática de cargas actuantes en la cimentación de un puente.

- a) Revisar y tabular las cargas y momentos desarrollados por el ingeniero estructural para el diseño de los apoyos del puente.

Tabla 3.1. Resumen de cargas y momentos en los apoyos del Puente, pilas y estribos, sin factorizar.

Cargas	Carga Axial (Ton)	Carga Horizontal (Ton)		Momento (Ton.m)	
		Hx	Hy	Mx	My
Carga Muerta					
Carga Viva					
Empujes					
Frenaje					
Viento					

- b) Revisar y tabular las cargas y momentos factorizados para los estados límite, aplicables al diseño de los apoyos del puente, pilas y estribos.

Tabla 3.2. Resumen de cargas y momentos factorizados en los apoyos del puente, pilas y estribos.

No. de Apoyo	Combinación de Cargas	Carga Axial (Ton)	Carga Horizontal (Ton)		Momento (Ton.m)	
			Hx	Hy	Mx	My
1	Resistencia I					
	Resistencia III					
	Resistencia V					
	Servicio I					

- c) Establecer con base en la revisión de la tabulación de las cargas y momentos factorizados obtenidos para el diseño de las pilas y las columnas los estados límite críticos y las combinaciones de carga para el diseño de la cimentación de los apoyos del puente, pilas y estribos; y ajustarlos para tomar en cuenta la cimentación y el suelo de desplante.

Tabla 3.3. Resumen de cargas axiales factorizadas y distribución de presiones en los apoyos del puente, pilas y estribos.

No. de Apoyo	Combinación de Cargas	ex (m)	ey (m)	$\sigma(\max)$ (Ton/m <sup>2</sup> )		$\sigma(\min)$ (Ton/m <sup>2</sup> )	
				X	Y	X	Y
				1	Resistencia I		
Resistencia III							
Resistencia V							
Servicio I							

### 3.4.1.3 Cimentación Profunda

a) Capacidad de carga y asentamientos

Las condiciones de carga críticas para evaluar la capacidad de carga y los asentamientos de una pila individual o grupo de pilas de cimentación, son las combinaciones de carga axial y momento que producen la máxima carga axial en la pila de cimentación. Para el análisis geotécnico de la cimentación en el estado límite de resistencia - revisión por capacidad de carga - se identifica la combinación de cargas que produzca la máxima carga axial. (Estado Límite de Resistencia I).

Para el análisis geotécnico de la cimentación en el estado límite de servicio - revisión por asentamientos - se identifica la combinación de cargas que produzca la máxima carga axial. (Estado Límite de Servicio I).

b) Revisión a tensión en las pilas cimentación

Se considera para cimentaciones sujetas a tensiones y/o a cargas horizontales extremas que produzcan una excentricidad máxima y una presión máxima en la base de cimentación.

- Estado Límite Extremo I (LRFD)
- Cargas Eventuales I (SCT)

c) Cargas laterales y deflexión lateral en pilas de cimentación

Las condiciones de carga críticas para cargas laterales en pilas individuales y/o grupos de pilas de cimentación, son combinaciones de máximas cargas horizontales, momento y carga axial, los cuales producen los mayores esfuerzos y deflexiones laterales en los elementos de cimentación.

- Para la revisión por capacidad de carga lateral de la cimentación en el estado límite de resistencia, se identifica la combinación de cargas que produzca la máxima carga horizontal y momentos. (Estado Límite de Resistencia I y III).
- Para la revisión por deflexión lateral de las pilas de cimentación en el estado límite de servicio, se identifica la combinación de cargas que produzca la máxima carga horizontal y momentos (Estado Límite de Servicio I).

Tabla 3.4. Combinaciones de carga críticas para la revisión de cimentaciones profundas.

Combinación de Carga Crítica	Criterio de Evaluación
Resistencia I, cargas máximas	Capacidad de carga
Resistencia I, cargas máximas Resistencia III, cargas máximas	Resistencia de carga lateral
Servicio I	Asentamientos y deflexión lateral

### 3.4.1.4 Cimentación Superficial

a) Capacidad de carga y asentamientos

Se consideran los casos de carga críticos de los cuales resulten las máximas cargas factorizadas y sin factorizar, carga axial y momento, que provoquen la máxima presión promedio sobre el área efectiva de apoyo, tomando en cuenta el valor de la excentricidad transversal y longitudinal.

Para la revisión por capacidad de carga de la cimentación en el estado límite de resistencia se utiliza el Estado Límite de Resistencia I.

Para la revisión de asentamientos de la cimentación en el estado límite de servicio se utiliza el Estado Límite de Servicio I.

b) Volteo

La condición de carga crítica para la cimentación superficial, es aquella que produzca la máxima excentricidad y presión en la base, en el sentido transversal y longitudinal de la cimentación. Este modo de falla se revisa sólo para el estado límite de resistencia.

c) Deslizamiento

Las condiciones de carga críticas para revisar el deslizamiento de la cimentación son aquellas de las cuales resulten las mayores cargas horizontales y las mayores relaciones de carga horizontal-vertical, en el sentido transversal y longitudinal de la cimentación.

Este modo de falla se revisa sólo para el estado límite de resistencia.

Las combinaciones de carga para revisar el deslizamiento de la cimentación son Estado Límite de Resistencia I y V.

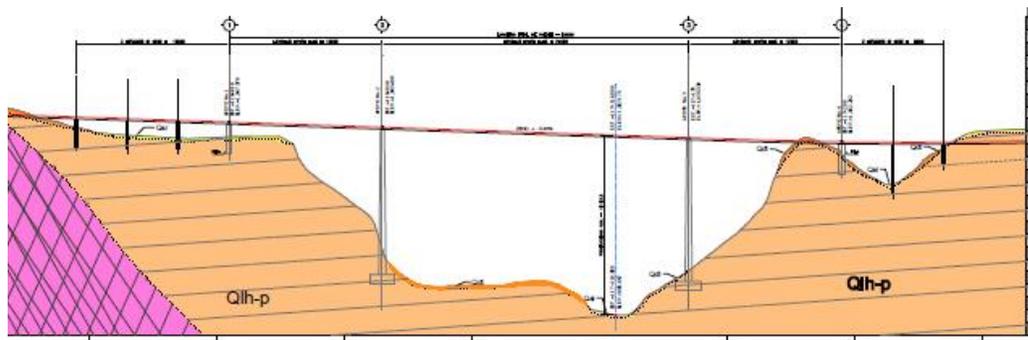
Tabla 3.5. Resumen de combinaciones de carga críticas para la revisión de cimentaciones superficiales.

Combinación de Carga Crítica	Criterio de evaluación
Resistencia I, cargas mínimas	Capacidad de carga
Resistencia I, cargas mínimas	Volteo (excentricidad)
Resistencia III, cargas mínimas Resistencia V, cargas mínimas	Deslizamiento
Servicio I	Asentamientos

### 3.5. Información Geológica

En este inciso se incluye el proceso para realizar el estudio geológico, indicado en las fracciones B.1 y B.1.5 de la Norma N-PRY-CAR-1-03-001 de la SCT, para el proyecto de la cimentación de puentes, ordinarios y especiales, con la finalidad de identificar cualquier aspecto geológico en la zona donde se ubican los apoyos del puente, y que influya en el comportamiento de la cimentación.

Se divide en cuatro actividades principales: requisitos previos al levantamiento geológico, consideraciones sobre la información geológica por recabar en campo, desarrollo del levantamiento de campo y adquisición de datos, y por último, la presentación de resultados. Lo anterior tomando como base las recomendaciones establecidas en la Norma N-PRY-CAR-1-03-001.



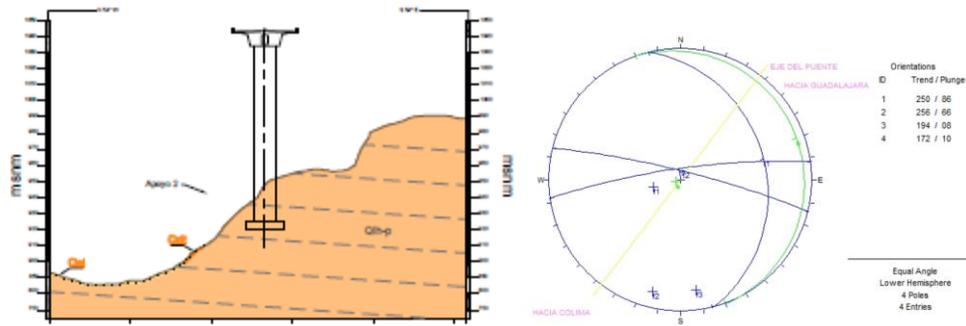


Figura 3.8 Perfil geológico y sección geológica transversal.

### 3.5.1. Geomorfología

Hay que considerar la geomorfología del sitio, describiendo las formas adoptadas por la corteza terrestre en el área que se esté verificando, explicando el ciclo morfológico y el origen de la serie de procesos constructivos y destructivos, que actuaron para dar forma al relieve topográfico actual, que permita identificar riesgos en el entorno al sitio donde se construirán cada uno de los apoyos del puente.

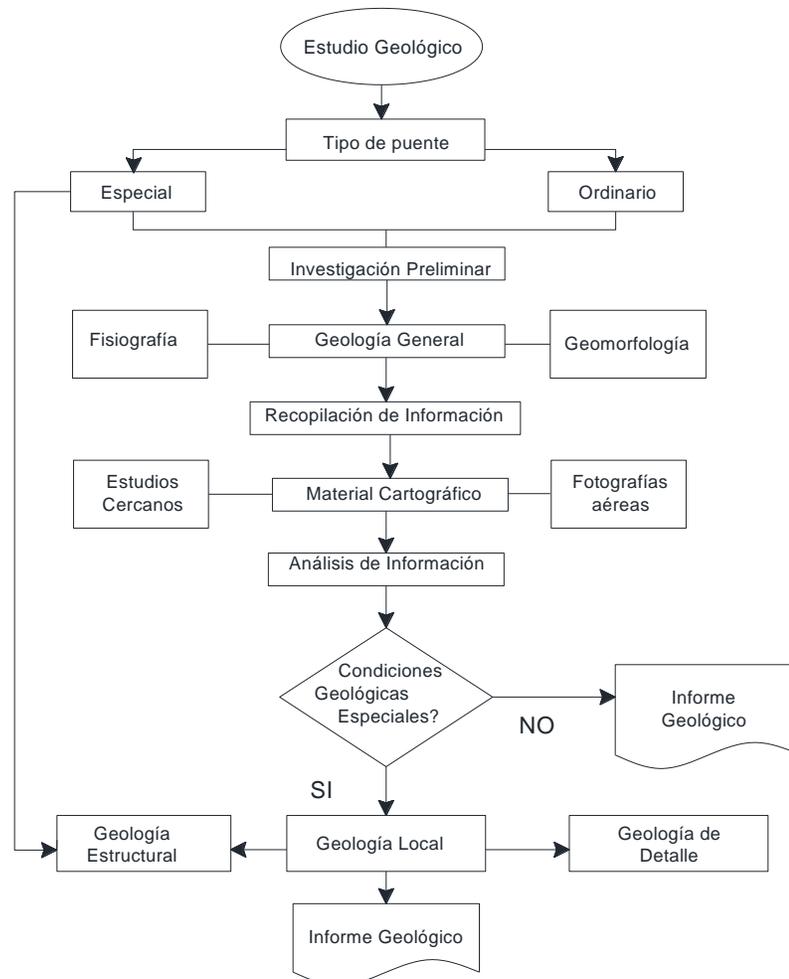


Figura 3.9 Diagrama de flujo para la integración de la Información Geológica en Estudios de cimentación para Puentes.

### **3.5.2. Fisiografía**

Con base en la clasificación de las provincias fisiográficas de la República Mexicana se ubica el sitio donde se proyecta el puente. En caso de haber sub provincias, el Ingeniero define en cuál de ellas queda establecida la ubicación del puente; de tal forma que permita tener idea del conjunto estructural de origen geológico unitario, con morfología propia, y de las subregiones de una provincia fisiográfica con características distintivas.

### **3.5.3. Geología General**

#### **3.5.3.1 Recopilación de Información**

Se realiza la búsqueda de toda la información geológica relacionada al sitio donde se localiza el puente, consultando bancos de datos de la SCT y externos, tales como CAPUFE, IMT, INEGI, CFE, IMP, PEMEX, SGM, CNA, IIE, SDN, SMIG y bibliotecas de centros de educación superior locales.

#### **3.5.3.2 Adquisición de Material Cartográfico**

- Cartas geológicas y topográficas, de manera impresa y digital a escala 1:50 000 o escala disponible y una carta geológica escala 1:250 000.
- Fotografías aéreas que cubran el área a estudiar, de acuerdo a la siguiente especificación: Fotografías aéreas verticales, preferentemente con película en blanco y negro, y en casos especiales de alteración de roca o presencia de agua superficial, fotografías en color. La escala recomendable es entre 1:20 000 y 1:75 000 en formato estándar de 23 x 23 cm. Imágenes de satélite preferentemente que contengan una de sus bandas alrededor de 2,2 micras. Siguiendo las recomendaciones indicadas en la Norma N-PRY-CAR-1-03-002, ver fracción D.6., Tabla 2 Escalas de Fotografías Aéreas para Estudios Geológicos.

### **3.5.4. Análisis de la Información Previa**

Después de revisar la información disponible, se realiza la síntesis de los datos principales y se marcan, en una carta geológica, los puntos de interés de acuerdo con la compilación de la información confiable obtenida.

La fotointerpretación se realiza con la finalidad de analizar los rasgos de la superficie terrestre, definiendo fallas, zonas de deslizamiento, sistemas de drenaje, considerando las recomendaciones incluidas en la Norma N-PRY-CAR-1-03-002 de la SCT, dando la pauta para saber en qué aspectos o zonas es necesario prestar mayor atención durante la verificación de campo.

Este es el primer paso que permite conocer, antes de la verificación de campo, el panorama geológico regional del área en estudio, como se indica en la fracción E.2., de la Norma N-PRY-CAR-1-03-001.

#### **3.5.4.1 Integración de la Información Geológica General**

La información geológica recopilada se integra en un sólo documento y se apoya con lo visto en campo. Se requiere incluir las informaciones de imágenes de satélite y/o fotografías aéreas, datos obtenidos en campo por medio de verificaciones, y la adquirida de otras fuentes, con el criterio de lo que ya se observó.

### 3.5.5. Geología Local

La geología local se realiza con la finalidad de conocer el entorno geológico a semidetalle de la zona del puente; dependiendo de las condiciones y complejidad geológica, la zona de estudio se delimita cubriendo un área que incluya cada uno de los apoyos y estribos del puente.



Figura 3.10 Puente El Cantil, Carretera México-Tuxpan, antes y después de la construcción, 2013.

#### 3.5.5.1 Litología

Los trabajos por realizar consisten en clasificar y realizar la cartografía geológica de todos los tipos de suelo y roca presentes en la zona donde se proyectan los apoyos del puente, pilas y estribos. Los datos importantes a recabar son:

- Definición del espesor de las unidades litológicas y suelos.
- Clasificación de las rocas: de ser necesario, se harán estudios de petrografía.
- Descripción la textura con base en los minerales y otros constituyentes de la roca intacta.
- Determinación de la estructura, que es el modo de ocurrencia de la forma como se originó el afloramiento del macizo rocoso.

#### 3.5.5.2 Estratigrafía

Se determina la relación entre las unidades litológicas y su distribución espacial en la zona del puente. Se deben correlacionar las diferentes unidades litológicas con las citadas en la bibliografía para el sitio del puente; en caso de que no estén registradas, se deberán denominar de acuerdo a la magnitud y ubicación en el tiempo geológico, iniciando con grupo, formación, entre otras. Se debe esquematizar la secuencia o columna estratigráfica local.

#### 3.5.5.3 Geología Estructural

Se refiere a la recopilación y ejecución de levantamientos de campo de todos los datos relativos a estructuras geológicas mayores que pudieran incidir en los apoyos del puente, o al pasar sobre su trazo ocasionar un movimiento diferencial, estas estructuras pueden ser fallas, fracturas, calderas, pliegues, cavernas, fisuras, entre otras. Es necesario indicar la orientación, estado de actividad (fallas activas o inactivas), magnitud o dimensiones, edad relativa, etcétera.

Para obtener datos de las discontinuidades geológicas, se realiza el análisis geológico-estructural cuantitativo de los afloramientos rocosos que se identifiquen en el eje o en las inmediaciones del trazo del puente. El levantamiento de datos de discontinuidades en campo se debe realizar en un formato adecuado.

Los datos de geología estructural que se registran en el levantamiento son: orientación (rumbos y echados o ángulos de buzamiento), espaciamiento, continuidad, rugosidad, abertura, relleno, presencia de agua, geometría de los bloques, orientación, elevación y posición geográfica del afloramiento levantado.

Para el análisis de la orientación con respecto al eje del puente se utilizan proyecciones hemisféricas para el análisis, cálculo y representación de los datos estructurales; para tal efecto, se recomienda utilizar un solo método de proyección estereográfica, seleccionando las redes de Schmidt o Wulff, con proyección en el hemisferio inferior, utilizando la mayor cantidad de datos recopilados en campo.

### **3.5.6. Geología de Detalle**

#### **3.5.6.1 Planta Topográfica**

Se debe contar con una planta topográfica confiable que satisfaga las necesidades de escala y represente los rasgos topográficos con detalle.

#### **3.5.6.2 Desarrollo del Levantamiento Geológico de Campo y Adquisición de Datos**

a) Reconocimiento general de los sitios por levantar con geología de detalle.

Se identifican, tanto en el campo como en el plano correspondiente, los rasgos topográficos más sobresalientes, las rocas que constituyen la columna estratigráfica, estructuras principales y los accidentes geológicos; así como las zonas de interés geológico como cortes de caminos, afloramientos naturales y canteras.

b) Método a seguir.

Se establece, con base en el reconocimiento geológico, la conveniencia de iniciar el levantamiento mediante secciones geológicas con apoyo topográfico o por cubrimiento de áreas. Se deben explorar todos los sitios que se juzguen de interés, no solamente las secciones sino también las áreas adyacentes, incluyendo los arroyos y cortes de terreno en un radio mínimo de 1 km.

c) Control de la información de campo

Con el plano topográfico base y antes de iniciar el levantamiento geológico, es necesario que el geólogo reconozca el sistema de coordenadas por emplear y verifique la correcta declinación magnética de su brújula, para evitar y prevenir errores.

La información que se obtiene en campo, ya sea una descripción litológica, datos estructurales o la recolección de una muestra de roca, debe estar bien referida y localizada en el plano; a cada dato se le asigna una nomenclatura específica (clave) que se anota en la libreta de uso expreso; el sitio de donde se recopile la información se localiza en el plano marcando su clave. Si se juzga importante, la clave del dato se marca con pintura sobre el afloramiento o se clava una estaca bien referida, para que posteriormente el topógrafo la localice. En todo caso, es conveniente anotar la elevación que registre el altímetro.



Caliza estratificada

Anticlinal y sinclinal

Desplante sobre roca

Figura 3.11 Puente especial con lanzadora de vigas, la geología de detalle en cada uno de los apoyos del Puente indica la presencia de calizas estratificadas en espesores de 20 a 30 cm con pliegues asimétricos que forman anticlinales y sinclinales. (Puente El Cantil, 2013, México).

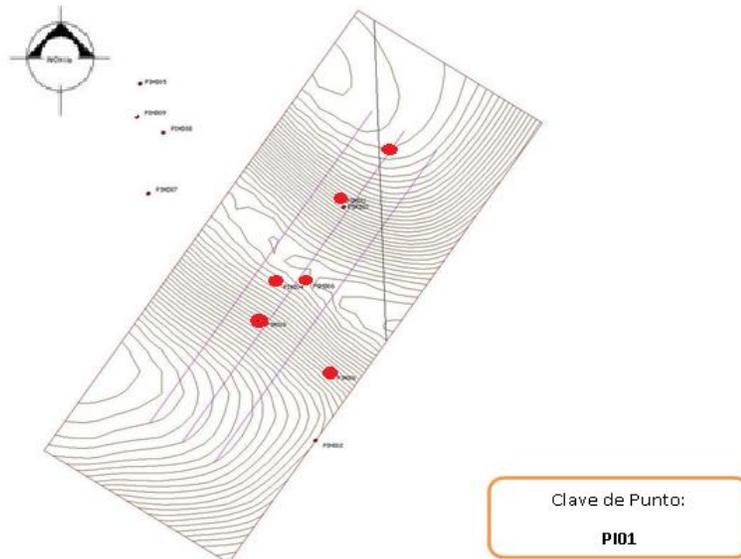


Figura 3.12 Planta Topográfica con puntos de control para levantamiento Geológico en campo.

### Adquisición de datos de campo

Información de primer, segundo y tercer orden. Durante los recorridos geológicos se cartografían contactos entre rocas y suelos o taludes; se distingue la roca sana de la descomprimida o alterada, y se toman datos litológicos y estructurales que sirvan para determinar el modelo geológico.

#### 3.5.6.3 Litología

Los datos litológicos de las rocas o tipos de suelo se refieren a su naturaleza, características texturales y propiedades generales:

- Color, composición, mineralogía, textura (tamaño, forma y acomodo de los elementos de la roca) y estructura (rasgos macroscópicos de una unidad litológica.)
- Clasificación megascópica o microscópica (con auxilio de análisis petrográficos).
- Espesor de las unidades litológicas y suelos, en metros.

#### 3.5.6.4 Estratigrafía

Los datos litológicos anteriormente mencionados permiten:

- Determinar la relación entre las unidades litológicas y su distribución en el área de estudio.
- Correlacionar las diferentes unidades litológicas con otras ya conocidas o denominarlas de acuerdo a su magnitud y ubicación en el tiempo, esto es: grupo, formación y miembro.
- Esquematizar la secuencia o columna estratigráfica local.

#### 3.5.7. Geología Estructural

La obtención de información estructural debe estar encaminada a conocer la disposición de las capas, la magnitud y orientación de las discontinuidades (diaclasas, discordancias, fallas, fracturas y foliación.)

En áreas de estudio del orden de cientos de metros cuadrados y suponiendo que la zona está desprovista de vegetación (suelos y taludes), la toma de datos debe distribuirse de modo equidistante cada 20 o 25 m.

Para poder construir e interpretar secciones geológicas longitudinales y transversales en áreas de estudio, del orden de miles de metros cuadrados, se debe recabar por kilómetro cuadrado, datos estructurales, correspondientes a estratificación en rocas sedimentarias, pseudo-estratificación en rocas volcánicas o foliación en rocas metamórficas. Los datos deben ser representativos y estar distribuidos uniformemente.

Por otro lado, si el estudio geológico de detalle está enfocado a conocer las características del subsuelo en algunas zonas especiales, durante el levantamiento se debe dar atención especial a las discontinuidades mayores que se estime continúan a profundidad.

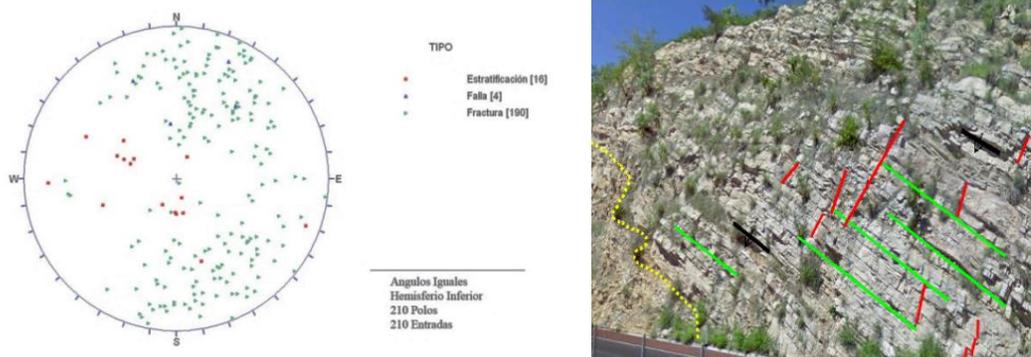


Figura 3.13 Conjunto de datos estructurales representados estereográficamente.

Para estos casos se deben recorrer, longitudinal y transversalmente, aquellos rasgos que se hayan identificado previamente en fotografías aéreas, para recabar información estructural y litológica en ambos lados de las estructuras. También se deben indicar todos aquellos lineamientos que en superficie estén ocupados por arroyos o manantiales. De estos últimos se controla su localización y elevación, además, se analiza su posible relación subterránea con las estructuras geológicas. De forma muy similar se procede en terrenos cársticos, cartografiando rasgos de disolución, como dolinas, simas y poljes. Tanto en los lineamientos estructurales como en los terrenos cársticos es recomendable observar qué pasa con el agua de lluvia, si se infiltra o se escurre.

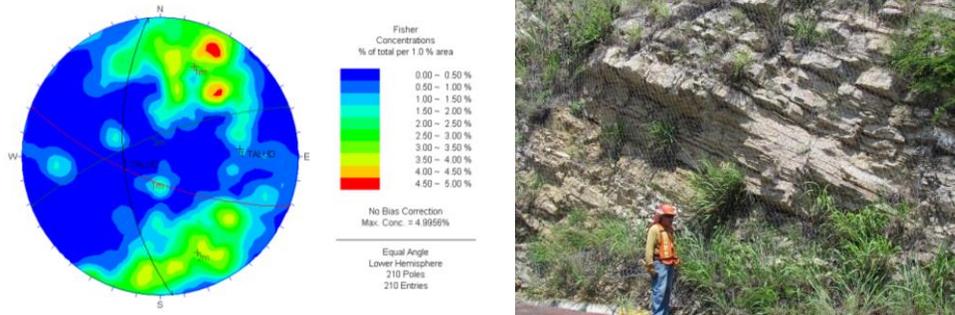


Figura 3.14 Diagrama del análisis estadístico.

Cuando existan fallas se debe identificar su tipo, rumbo y echado, así como las características del material en la zona de falla, producto de la misma o emplazado posteriormente. Además se debe conocer la magnitud del fallamiento, su edad relativa respecto de las diversas unidades litológicas y su permeabilidad o capacidad de sello en relación con las rocas contiguas. En el caso de sistemas de fracturas o fallas, se debe establecer la separación entre ellas, su rumbo e inclinación y tipo del relleno; es necesario indicar las características de los planos, como la alteración y tipo de superficie (lisa, rugosa o estriada.)

Con todos los datos de campo es necesario realizar análisis estructurales, empleando de preferencia procesadores computarizados con la finalidad de:

- Evaluar la dispersión o la tendencia de las estructuras principales,
- Evaluar la dispersión o la tendencia de las discontinuidades en general,
- Interpretar el comportamiento estructural por zonas, unidades litológicas y sitios específicos.

También se recomienda utilizar proyecciones esféricas para el análisis, cálculo y representación de los datos estructurales (Figura 3.15); para tal efecto es conveniente emplear un solo método de proyección (Schmidt o Wulff) en el hemisferio inferior y una población mínima de 100 datos para cada estudio geológico.

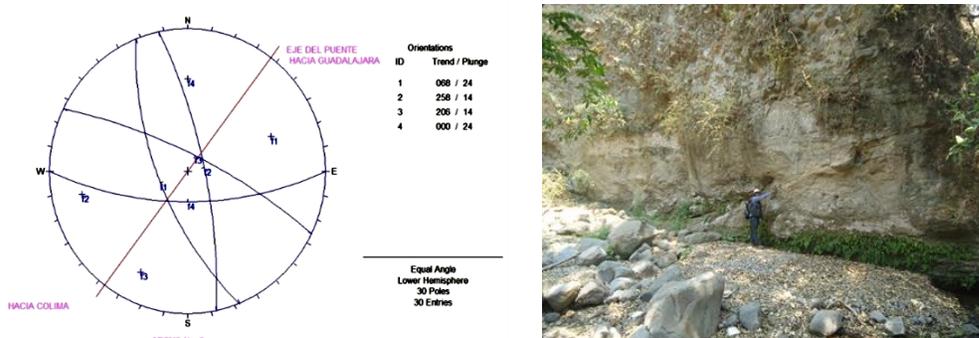


Figura 3.15 Diagrama estereográfico representando la orientación y buzamiento de los sistemas de fracturas identificados en el o los apoyos del Puente.

Por otra parte, se deben presentar los resultados de los análisis estructurales en diagramas de polos y de densidad de polos, para determinar en su caso, las familias de discontinuidades y los patrones de fracturamiento.

En resumen, el Análisis Geológico Estructural comprende los siguientes pasos:

- a) Datos estructurales obtenidos en campo.
- b) Litología y sus variaciones (necesaria para conocer el ángulo de fricción) y, por supuesto, los datos de orientación del talud. Con esta información se generan los estereogramas.

El procesamiento de la información en el software comercial o mediante métodos analíticos consiste en los pasos que se describen a continuación:

- Paso 1. Alimentación del software con los datos obtenidos en campo para generar una imagen que los representa como polos; en tanto que el eje del Puente y sus apoyos, queda representado como un plano. Se indica el tipo de notación asumido para la toma de datos estructurales.
- Paso 2. Generación de la roseta estructural, la cual nos muestra las direcciones preferenciales de las estructuras presentes en la zona de desplante de cada uno de los apoyos del Puente, pilas y estribos.
- Paso 3. Generación de la gráfica de concentraciones de polos, con la cual se identifican “sets”, estos sets son las direcciones preferenciales de las estructuras presentes en cada uno de los apoyos del Puente, pilas y estribos, y se representan como un plano.
- Paso 4. Obtención del gráfico del talud, sobre el cual se desplantan los apoyos del Puente, con sus planos mayores, los cuales corresponden a los “sets” generados en el paso 3. En éste gráfico se puede observar cómo y dónde se intersectan los planos principales.
- Paso 5. Análisis de Volcamiento, el cual consiste en mostrar los polos de los planos que se encuentran en la zona de volcamiento. Para esto se requiere mostrar los polos y el plano del talud, sobre el cual se desplantan los apoyos del Puente, crear conos de variabilidad en cada uno de los sets con características de una y dos desviaciones estándar, añadir un límite de deslizamiento y un cono de fricción.
- Paso 6. Análisis de Deslizamiento Planar, el cual consiste en mostrar los polos de los planos que se encuentran en la zona de deslizamiento. Para esto se requiere mostrar los polos y el plano del talud con su envolvente, crear conos de variabilidad en cada uno de los sets con características de una y dos desviaciones estándar y un cono de fricción. Se adiciona el cono de fricción el cual también limitará la zona de deslizamiento planar.
- Paso 7. Análisis de Deslizamiento de Cuña, el cual consiste en mostrar las intersecciones de los planos que se encuentran en la zona de deslizamiento. Para esto se requiere mostrar los planos que se generaron de cada set, el plano del talud y un cono de fricción. Se adiciona el cono de fricción, el cual también limitará la zona de deslizamiento de cuña.

### **3.5.8. Integración de la Información Geológica y Geofísica**

Sobreponiendo el plano geoelectrico al plano geosismico se puede obtener el espesor aproximado de suelo y roca descomprimida, localizar la roca sana, caracterizar las estructuras importantes y tener una idea de la calidad del macizo rocoso.

### 3.6. Información Geofísica

La aplicación de los métodos de exploración geofísica para el estudio y proyecto de la cimentación de puentes a cargo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, se incorpora por su capacidad para la determinación de las velocidades de compresión,  $V_p$ , y de corte,  $V_s$ , y para complementar de manera global la caracterización de macizos rocosos en conjunto con la Geología.

Los valores de  $V_p$  y  $V_s$ , en el diseño de cimentaciones para puentes, cobran particular importancia para el cálculo de la interacción entre el suelo y los elementos de la cimentación y para evaluar la respuesta del terreno ante los sismos.

El principal objetivo del Estudio Geofísico es determinar el modelo geofísico en el sitio en el que se proyecta colocar cada uno de los apoyos del Puente. Como objetivos particulares se enuncian los siguientes:

- Determinar la magnitud de las velocidades de propagación de ondas de compresión,  $V_p$ , y ondas de corte,  $V_s$ .
- Determinar las propiedades dinámicas de los suelos a partir de  $V_p$  y  $V_s$ .
- Identificar los materiales de cobertura, roca descomprimida o rellenos, y basamento local del sitio, que conforman la zona donde se proyectan los apoyos del Puente.
- Complementar el modelo geofísico estratigráfico determinado a partir de las velocidades de propagación y los sondeos eléctricos verticales, correlacionando el marco geotécnico y geológico, establecidos de manera paralela, con la información de los sondeos exploratorios existentes dentro del área de interés y con los estudios de prospección eléctrica que se realizarán de forma complementaria.

A partir de los registros sísmicos realizados mediante los Tendidos de Refracción Sísmica, se determinan los tiempos de arribo de las ondas de compresión,  $V_p$ , y ondas de corte,  $V_s$ , que identifican los cambios de velocidad que caracterizan a los materiales.

Con los sondeos eléctricos verticales se identifican los materiales de cobertura, roca descomprimida o rellenos y basamento local del sitio, determinando la distribución geométrica de cada uno de ellos, con lo que se establecen en esta etapa las estructuras litológicas que conforman el sitio en estudio.

#### 3.6.1. Tendidos de Refracción Sísmica

##### 3.6.1.1 Definición

Comúnmente denominado TRS, la técnica de prospección por refracción sísmica permite determinar la profundidad e inclinación de las distintas capas de materiales que se superponen, mediante la medición de la velocidad de propagación de las ondas de compresión, ondas P. Esta técnica permite registrar las mediciones de velocidad en cada uno de los estratos presentes en el subsuelo hasta una profundidad máxima de 20 a 30 m. La profundidad de alcance de los registros está en función de la intensidad de la señal, excitación, utilizada durante su ejecución.

##### 3.6.1.2 Recomendaciones Generales de Planeación

Los factores más significativos que el ingeniero responsable toma en cuenta para llevar a cabo la planeación de la campaña de refracción sísmica y durante la obtención de los registros de campo, son los siguientes:

- Separación entre geófonos en el TRS. El espaciado entre geófonos es el factor que define la resolución lateral y vertical de los resultados finales del estudio.

- Número de Geófonos por TRS y longitud. El número mínimo de geófonos por TRS que se considera admisible es 12. Al respecto se debe tener en cuenta que la información obtenida aumenta su representatividad y fiabilidad en relación directa con el número de geófonos, además de otros aspectos que en párrafos posteriores se comentarán.
- Número de puntos de tiro por TRS y su distribución. El número mínimo de puntos de tiro que se incluyen en un TRS es dos, situados en cada extremo, sin embargo, esta cantidad de tiros es insuficiente para el grado de detalle requerido en los estudios actuales. Para obtener información más detallada en la sección sísmica a lo largo de toda la línea de geófonos, se requiere registrar del orden de 5 a más tiros por TRS.
- Fuente de energía. Para la generación de la onda de compresión, generalmente se utiliza el impacto de un martillo metálico de 6 a 8 kg aplicado sobre una placa metálica situada sobre el terreno natural.

### 3.6.1.3 Proceso de Ejecución

En cada uno de los apoyos del Puente, se realiza un Tendido de Refracción Sísmica en el sentido longitudinal. Los Tendidos de Refracción Sísmica transversales se ejecutan cuando se detectan condiciones topográficas desfavorables a la estabilidad de la cimentación de los apoyos del Puente, y/o en condiciones estratigráficas diferentes en este sentido.

Para cumplir con los alcances planteados se realizan Tendidos de Refracción Sísmica (TRS) que se distribuyen sobre el Eje del proyecto, en los sitios en donde se ubicarán los apoyos del Puente. Los TRS generalmente tienen una longitud de 100 a 120 m a fin de alcanzar los 25 a 30 m de profundidad de exploración, para ello se colocan de 12 a 24 geófonos, los cuales captan los frentes de onda generados en 5 puntos de tiro (PT), 3 alineados en el interior del Tendido de Refracción Sísmica (entre los geófonos 3 y 4, 6 y 7, 9 y 10) y los 2 restantes a los extremos del TRS.

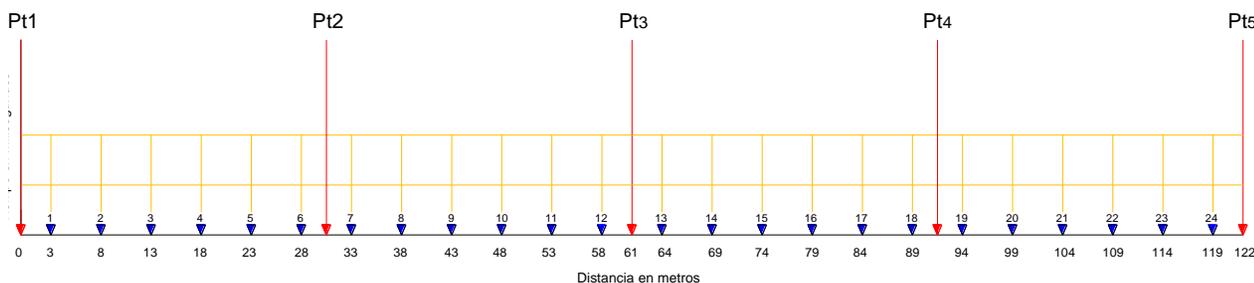


Figura 3.16 Arreglo de geófonos y puntos de tiro utilizados en la ejecución de Tendidos de Refracción Sísmica.

Para la toma de datos se utiliza un sismógrafo de 12 a 24 canales, el cual se conecta a un cable de 12 a 24 geófonos de determinada frecuencia que sirven para registrar la señal generada; los registros así obtenidos se graban digitalmente para su posterior análisis en gabinete.



Figura 3.17 Sismógrafo utilizado comúnmente para los Tendidos de Refracción Sísmica.

### 3.6.1.4 Proceso e Interpretación de Registros Sísmicos

El proceso e interpretación de los registros sísmicos obtenidos en la ejecución de los Tendidos de Refracción Sísmica corresponde a la segunda etapa en la aplicación del método. Se realiza comúnmente con la aplicación de medios digitales e informáticos para la definición de cada uno de los siguientes pasos:

- Determinación del tiempo de llegada de la onda de compresión,  $V_p$ , a cada geófono y en cada punto de tiro.
- Construcción de la Dromocrónica (gráfica tiempo-distancia) donde se incluyen en el eje de las abscisas las distancias desde el punto de tiro a los geófonos y en el eje de las ordenadas los tiempos de llegada de la onda de compresión,  $V_p$ , a cada geófono. Se define una Dromocrónica para cada uno de los puntos de tiro establecidos en el TRS.
- Análisis cualitativo de las características de la sección sísmica correspondiente a cada implantación, identificando su número de capas en función de la morfología de cada dromocrónica y de las relaciones entre ellas.
- Interpretación cuantitativa de las dromocrónicas determinando la distribución de los valores de la velocidad de la onda de compresión,  $V_p$ , de la sección sísmica. Para ello existen diversos métodos.

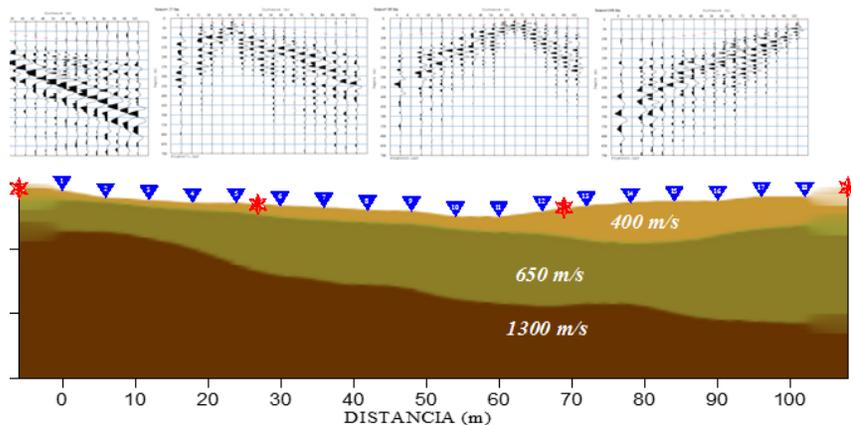


Figura 3.18 Perfil Geofísico sobre el eje longitudinal del Puente, considerando los Tendidos de Refracción Sísmica.

### 3.6.2. Sondeos Eléctricos Verticales

#### 3.6.2.1 Definición

El método eléctrico de resistividad denominado Sondeo Eléctrico Vertical (SEV), es utilizado para determinar la distribución de las resistividades en el subsuelo.

En el caso de puentes especiales es recomendable ejecutar un Sondeo Eléctrico Vertical en cada apoyo, con la finalidad de detectar la profundidad de la roca basal.

Las técnicas de resistividad eléctrica se basan en la capacidad del suelo o las rocas para conducir electricidad. Por tanto, la resistencia de los suelos y las rocas al paso de la electricidad depende en gran parte de la densidad y la humedad del suelo. Esa resistividad da a los materiales resistencias características al flujo de la corriente eléctrica. Esas resistencias o resistividades características se utilizan para localizar y, a menudo, para identificar las condiciones y los materiales del subsuelo.

Otro método geoelectrico a considerar es la tomografía geoelectrica, la cual presenta una elevada resolución, permitiendo detectar discontinuidades laterales debidas a fallas, fracturas abiertas o rellenas,

alteraciones químicas de la litología, etc. La cobertura del área es considerablemente mayor que las logradas con métodos como los sondeos eléctricos verticales.

### 3.6.2.2 Proceso de Ejecución

Para su ejecución se colocan cuatro electrodos colineales: dos de los cuales sirven para introducir corriente eléctrica al terreno, y los dos restantes para medir la diferencia de potencial ocasionada por la inyección de corriente al terreno. Con las lecturas de la corriente, la diferencia de potencial y la disposición de las varillas, se calcula la resistividad aparente del terreno. Con esta técnica se pueden alcanzar de 100 a 200 m de profundidad de exploración.



Figura 3.19 Equipo de resistividad utilizado en la toma de registros eléctricos, y dispositivo tetraelectrónico en arreglo Schlumberger.

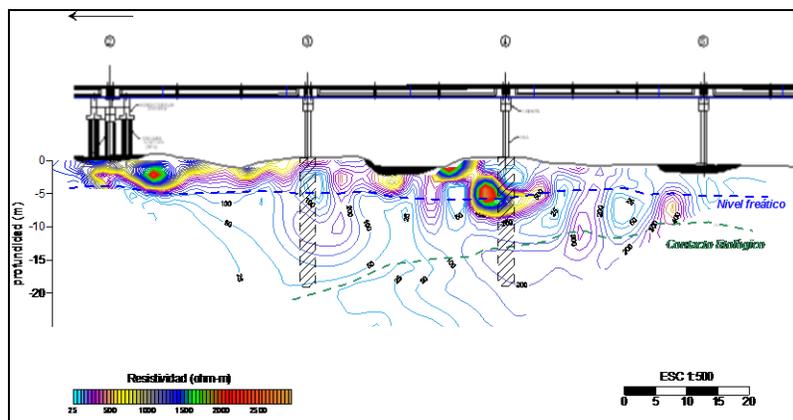


Figura 3.20 Perfil de resistividad eléctrica

### 3.6.2.3 Procesamiento de Datos

El procesamiento de los datos recolectados en campo se realiza casi en su totalidad de forma automática, aplicando las siguientes correcciones y procesos:

- Los resultados de campo se corrigen por las variaciones laterales, propias de cada sitio de medición y se interpretan mediante técnicas gráficas, analíticas y programas de cómputo especializados a fin de obtener los modelos geoelectrónicos representativos de las condiciones geológicas prevalentes en el subsuelo.

- Cada SEV se grafica en papel bilogarítmico para realizar la corrección por empalme y posteriormente realizar una interpretación gráfica que permita inferir el modelo geológico preliminar del sitio. Mediante este procedimiento es posible estimar el número de estratos presentes en el subsuelo, así como el espesor y resistividad de cada uno de ellos.
- Posteriormente, los datos de campo y parámetros de la interpretación preliminar se capturan en el programa de cómputo especializado para determinar con mayor precisión el número de estratos involucrados y sus características físicas. A partir de este proceso es posible determinar el espesor y resistividad real de cada uno de los estratos presentes en el subsuelo de la zona, y construir las secciones geoelectricas correspondientes.

### 3.6.3. Crosshole

#### 3.6.3.1 Definición

La técnica sísmica de Crosshole permite obtener, in situ, perfiles de velocidad de onda más detallados para la caracterización e investigación de materiales. Consiste, en su versión más sencilla, en provocar una señal sísmica en un sondeo y en registrarla mediante un receptor en otro sondeo próximo.

#### 3.6.3.2 Proceso de Ejecución

Previo a la ejecución del Crosshole se realiza la preparación de dos sondeos, bajo los lineamientos establecidos en la Norma ASTM D 4428/D 4428-00 M:

##### a) Preparación de los sondeos

Se realizan dos sondeos en un diámetro de 4.5" a 6", separados horizontalmente a una distancia de 3.00 m de centro a centro de sondeos, hasta la máxima profundidad requerida. Se introduce la tubería de PVC con tapón inferior, y finalmente se inyecta lechada de cemento en el espacio entre el tubo de PVC y el terreno natural en toda la longitud del sondeo.

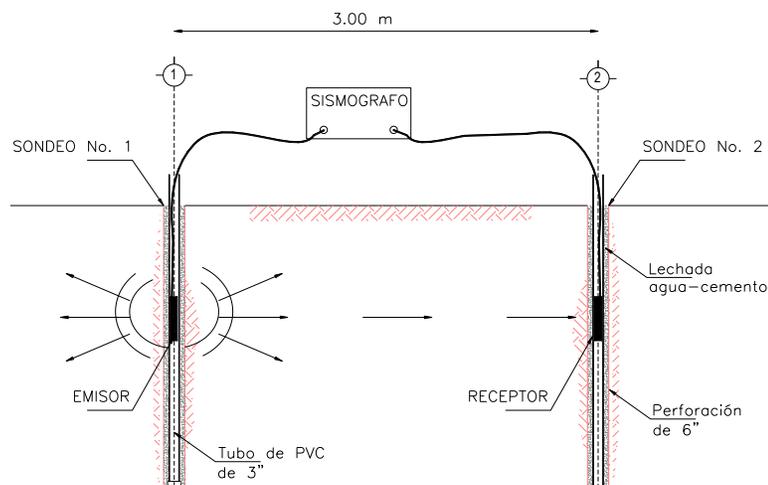


Figura 3.21 Prueba sísmica tipo Crosshole

##### b) Toma de lecturas

El emisor y el receptor se encuentran en la misma cota. Se inicia la toma de lecturas y el proceso se repite desplazando, tanto el emisor como el receptor, en pequeños intervalos a lo largo de ambos sondeos hasta recorrerlos en su totalidad.

- Se considera que la transmisión de la señal sísmica desde el emisor situado en el sondeo 1 hasta el receptor situado en el sondeo 2 es directa, sin sufrir refracciones o reflexiones.
- La señal sísmica debe generar ondas P y ondas S.
- La correcta identificación de las primeras llegadas de las ondas S en los sismogramas exige hacer al menos dos registros independientes para cada posición del sensor.

### 3.6.3.3 Proceso e Interpretación de Resultados

Conocida la posición exacta del punto donde se genera la señal y la del receptor con el que se registra ésta, el procesado de los datos incluye los siguientes pasos:

- a) Identificación de las primeras llegadas de las ondas P y S en los registros y determinación del tiempo invertido por cada una de estas ondas en recorrer la distancia existente entre el punto donde se genera la señal y el sensor.
- b) Cálculo de  $V_p$  y  $V_s$  como cocientes entre la distancia recorrida por las ondas P y S y los tiempos determinados en el punto anterior.
- c) A partir de las velocidades,  $V_p$  y  $V_s$ , y de las densidades de los materiales del subsuelo, determinadas por el laboratorio de mecánica de suelos, se podrán establecer las propiedades dinámicas de las unidades geofísicas identificadas.

### 3.6.4. Downhole

#### 3.6.4.1 Definición

Para la ejecución de este método únicamente se requiere la perforación de un sondeo y la señal sísmica se genera en la superficie de un punto próximo al brocal del sondeo, lo cual reduce la instrumentación necesaria para las medidas, ya que es más fácil generar la señal sísmica en la superficie que desde el interior del sondeo. Su principal inconveniente es que si el sondeo es relativamente profundo la señal sísmica puede sufrir una fuerte atenuación y filtrado en su trayectoria por el subsuelo. Tanto la ejecución de la prueba como su interpretación deben llevarse a cabo con apego a la norma ASTM D 7400.

#### 3.6.4.2 Proceso de Ejecución

Se realiza un sondeo y se habilita de manera similar al Crosshole. Se emplaza el sensor en una determinada posición dentro del sondeo y se efectúan al menos tres registros independientes: para un impacto vertical y para dos impactos tangenciales de sentidos contrarios. El ensaye completo se realiza repitiendo el proceso anterior para diversos emplazamientos del sensor distribuidos normalmente a intervalos del orden de un metro.

Como mínimo se requiere el empleo de un geófono de tres componentes ortogonales (dos horizontales y uno vertical) para el registro e identificación de las ondas S.

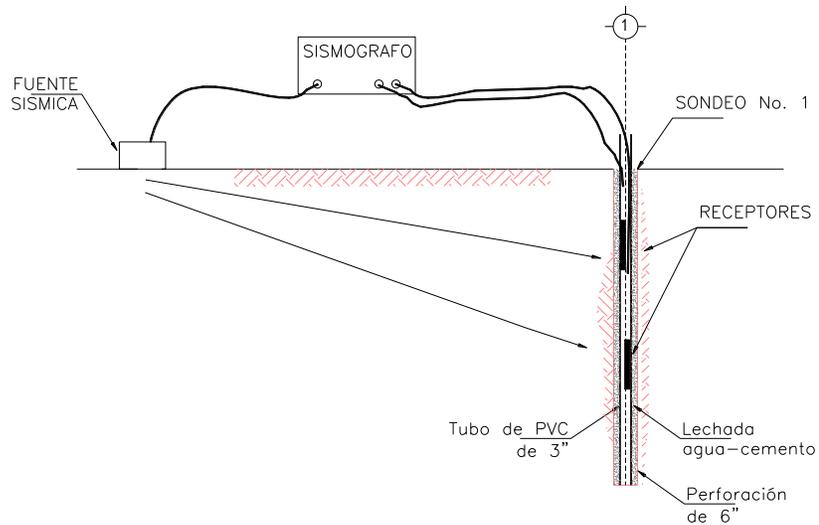


Figura 3.22 Prueba sísmica tipo Downhole

### 3.6.4.3 Proceso e Interpretación de Resultados

El procedimiento clásico para el procesado de los registros Downhole, y las etapas seguidas para determinar, a partir de los registros geofísicos, los valores de  $V_p$  y  $V_s$  de las diferentes capas del subsuelo atravesadas por el sondeo, son las siguientes:

- Identificación en los sismogramas de las primeras llegadas de las ondas de compresión y de cizalla determinando el tiempo invertido por cada una de ellas en recorrer la distancia existente entre el punto donde se genera la señal y el geófono donde se registra ésta. Esta fase del estudio es de fundamental importancia, especialmente en lo que se refiere a las ondas de corte que son las más difíciles de reconocer en los sismogramas.
- Construcción de la Dromocrónica (gráfica tiempo-distancia), donde se incluyen en el eje de las abscisas las distancias desde el punto de tiro a los geófonos, y en el eje de las ordenadas los tiempos de llegada. Se define una Dromocrónica para cada uno de los sondeos ejecutados. Aplicando las correcciones indicadas en la norma ASTM D 7400.

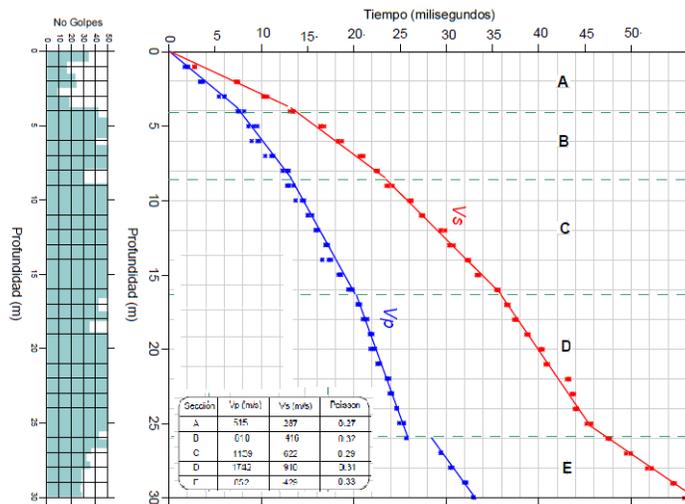


Figura 3.23 Presentación de resultados de un estudio sísmico tipo Downhole.

Además de lo comentado anteriormente, el estudio geofísico debe contemplar lo siguiente:

- Definir la posición y profundidad de los sondeos complementarios de exploración directa de mecánica de suelos, en aquellos puntos en los cuales, la geofísica, haya detectado zonas de anomalías.
- Complementar el estudio Geofísico con la ejecución de sondeos de exploración directos con obtención de muestras que permitan la confirmación y definición de cada uno de los estratos detectados en los ensayos Geofísicos.
- Integrar la información geofísica con la información geológica y de mecánica de suelos, para definir con mayor precisión la estratigrafía del sitio en estudio.
- En el caso de puentes especiales, definir el modelo de velocidades de propagación de ondas de compresión,  $V_p$ , y de ondas de corte,  $V_s$ , hasta el basamento y/o la máxima profundidad de exploración, con la finalidad de proporcionar datos para la definición del espectro de respuesta del sitio para el análisis sísmico del Puente.
- De acuerdo al manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo de CFE, 2008, se considera como basamento, el estrato en el cual se registren velocidades de onda de corte,  $V_s$ , iguales o mayores a 720 m/s.
- En cada perfil y sección geofísica se deben incluir los siguientes datos:
  - Magnitud de velocidad de onda de compresión,  $V_p$ , y de corte,  $V_s$ .
  - Magnitud de resistividad eléctrica.
  - Frontera bien definida entre los diferentes estratos identificados.
  - Tabla de Unidades Geofísicas detectadas, describiendo el tipo de material detectado, magnitudes de  $V_p$  y  $V_s$ , coordenadas de ubicación de cada TRS y SEV, velocidades y resistividad eléctrica.

### 3.7. Información Hidrológica e Hidráulica

Un aspecto fundamental para el estudio de cimentaciones de puentes, es el estudio topohidráulico, el cual incluye el estudio hidrológico e hidráulico, a partir de los cuales se determinan los niveles de aguas máximas, que en algunas ocasiones definen la rasante de la superestructura, además de proporcionar los datos necesarios (gasto, velocidad y tirante de agua), para el cálculo de socavación en cada uno de los apoyos del puente.

Es evidente que el conocimiento de la profundidad a la que puede llegar el efecto de la socavación es de fundamental importancia en el diseño de cimentaciones superficiales y profundas en los apoyos de puentes, pues una falla en la concepción y/o definición de este fenómeno conlleva a la destrucción total de la estructura o a la adopción de profundidades antieconómicas y excesivas, que complican seriamente los procedimientos de construcción.

Del estudio hidráulico del Puente, desarrollado conforme a las indicaciones de la Norma M-PRY-CAR-1-06-005 de la SCT, se considera la sección hidráulica del cauce bajo el puente incluyendo:

- El Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (N.A.M.E.)
- Los tirantes de agua ( $y$ ), definidos por la diferencia entre el nivel alcanzado por el agua y los niveles de la superficie del cauce en cada apoyo del puente.
- El área hidráulica ( $A_h$ ), definida por el nivel alcanzado por el agua en el cauce, la longitud del tramo y el perfil del terreno natural dentro del mismo, en metros cuadrados.

- El perímetro mojado ( $P_m$ ), que es la longitud de la superficie del cauce que tiene contacto con el agua en cada tramo de la sección hidráulica.
- El radio hidráulico ( $R_h$ ), que es la relación del área hidráulica entre el perímetro mojado de cada tramo de la sección hidráulica, en metros.
- El gasto obtenido para un periodo de retorno específico.
- La velocidad de la corriente en cada apoyo del puente.

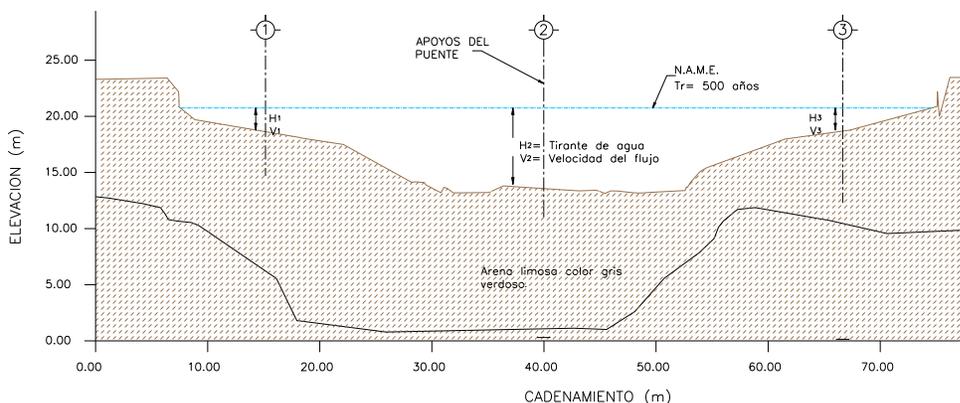


Figura 3.24 Datos principales de una sección hidráulica bajo puente.

Del estudio geotécnico se considera la estratigrafía reportada en los perfiles estratigráficos y las pruebas de laboratorio efectuadas en cada estrato, granulometría, peso volumétrico y densidad de sólidos.

### 3.7.1. Socavación en Puentes

A partir de los datos hidráulicos, geométricos del puente y geotécnicos se analiza la socavación general y la socavación local debida a las pilas y al estrechamiento del puente con la finalidad de obtener una socavación total para fines de análisis de la cimentación de los apoyos del puente que se encuentren ubicados dentro del cauce.

El análisis de socavación se realiza para datos hidráulicos obtenidos en 100 y 500 años de período de retorno con el objeto de que se tomen en cuenta los resultados más críticos en cuanto a socavación total. La administración Federal de Autopistas (FHWA, 1998) recomienda diseñar los puentes importantes, cuya destrucción pueda generar daños sociales o económicos, contra socavación para una avenida máxima con periodo de retorno de 500 años.

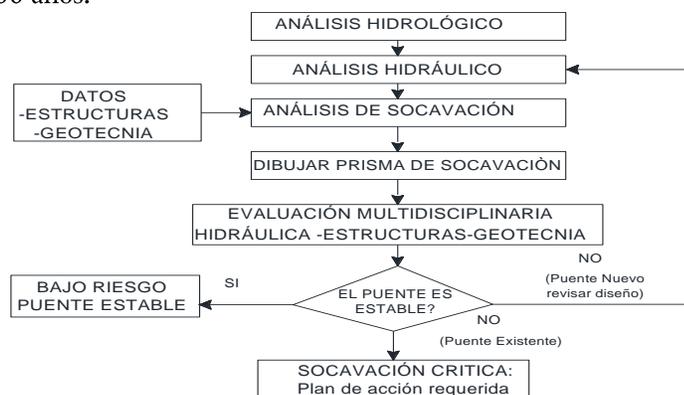


Figura 3.25 Diagrama de flujo para el análisis de socavación en la cimentación de puentes.

En el caso particular del cruce de un puente con la trayectoria de un río se generan tres procesos de erosión o socavación:

- Socavación General: Es aquella que se produce en el cauce como consecuencia de la avenida máxima, que pone en movimiento las partículas del fondo que se encontraban en equilibrio.
- Socavación por Contracción: Ocurre cuando los claros del puente proyectado son menores al ancho de la superficie libre del agua para la avenida máxima, por lo que se produce una contracción de la sección transversal del cauce, incrementando la velocidad y, por lo tanto, la erosión.
- Socavación Local: Es la fosa que se genera ante algún elemento físico componente del diseño del puente (Pilas y Estribos), o algún elemento que intervenga en la corriente del cauce.

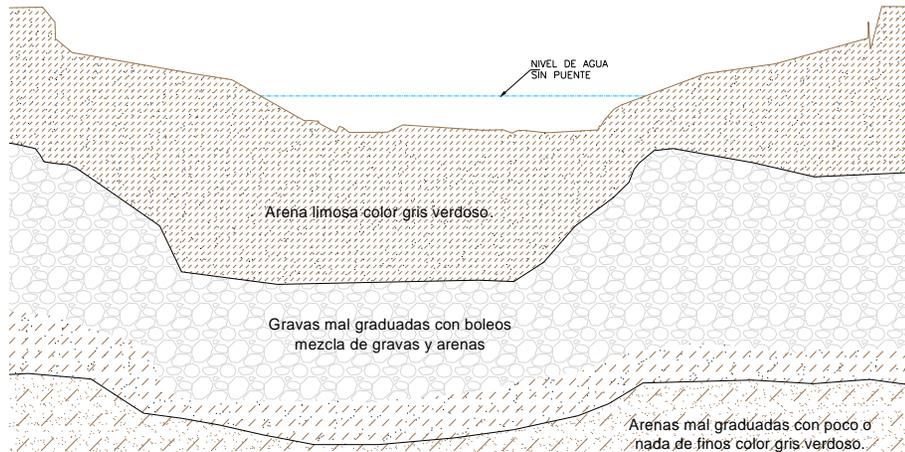


Figura 3.26 Representación del comportamiento del nivel de agua en el cauce en condiciones naturales.



Figura 3.27 Puente Coyuca de Benítez, ubicado en las costas de Guerrero, presentó colapso de algunos apoyos por efectos de socavación ante una avenida extraordinaria, 2013.

### 3.7.1.1 Socavación General

Se entiende por socavación general al descenso del lecho del río que se produce al presentarse una creciente debido al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad y mayor tirante de agua.

Algunos métodos recomendables para el análisis de socavación general:

- Método de Lischtvan-Levediev
- Método de Straub
- Método de Laursen

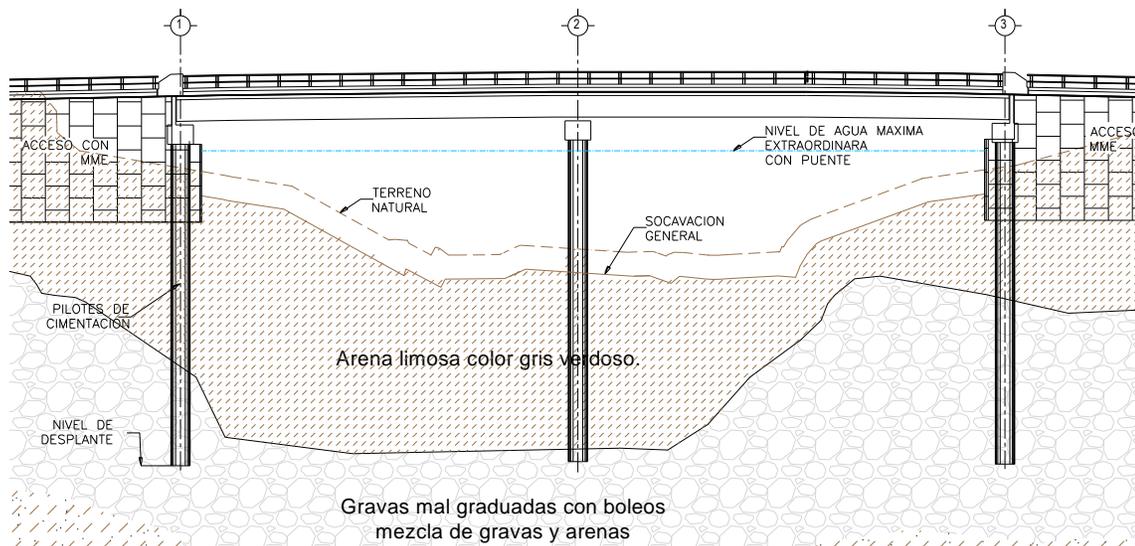


Figura 3.28 Perfil de socavación general sobre el eje del puente.

### 3.7.1.2 Socavación Local

La erosión local es el descenso abrupto en el lecho fluvial alrededor de una pila, debido a la remoción del material de fondo, ocasionado por un escurrimiento de acción localizada, inducido por la presencia de la misma pila.

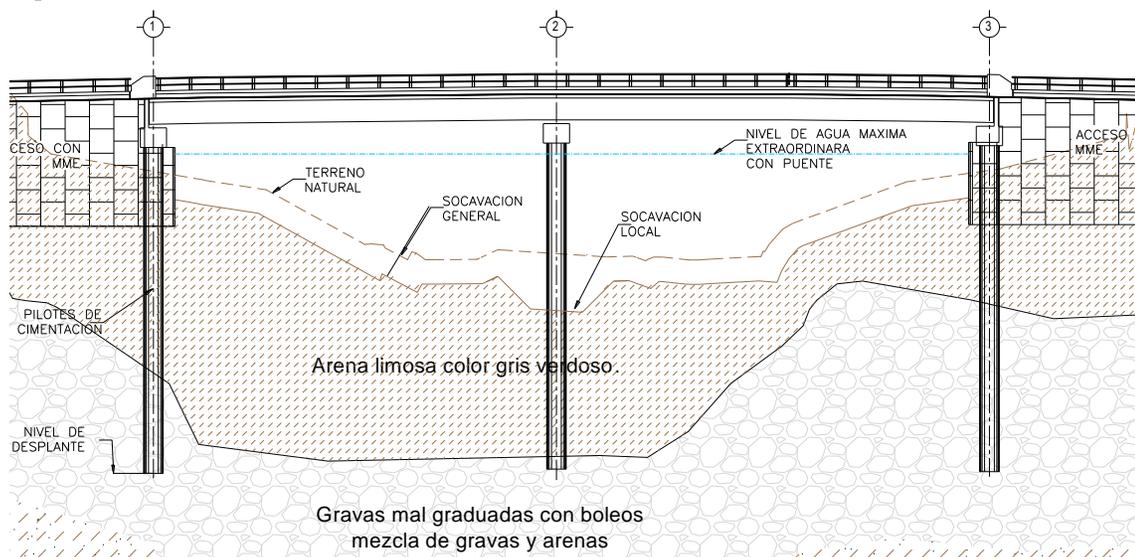


Figura 3.29 Representación del comportamiento del nivel de agua en el cauce en condiciones naturales, con la presencia del puente.

El rasgo más importante es la presencia del fenómeno basado en remolinos alrededor de la pila, causando una erosión local.

Depende directamente del tipo de pila y las condiciones de la corriente fluvial no perturbada, los tres sistemas básicos son: vórtice en herradura, vórtice de estela y vórtice de extremo.

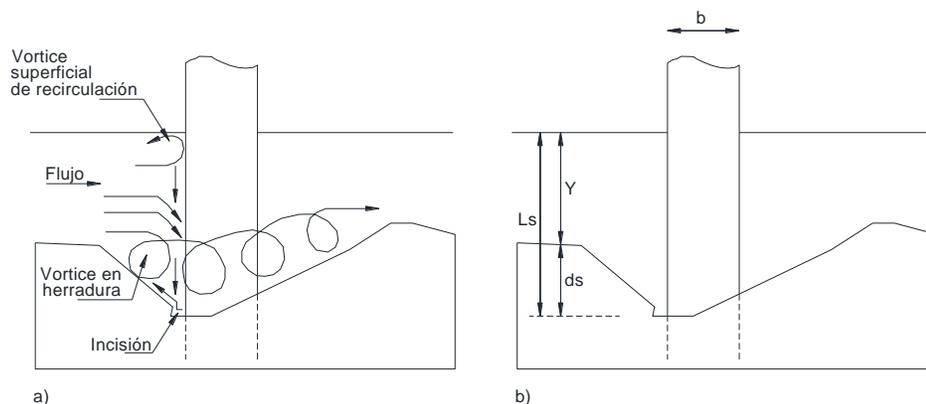


Figura 3.30 En la figura (a) diagrama de sección longitudinal del flujo alrededor de la pila del puente, figura (b) profundidad de socavación general y local en el prisma de socavación.

Algunos métodos de análisis de socavación local se mencionan a continuación:

- Método de Laursen y Toch (1953,1956)
- Método de Larras (1963)
- Método de Carsten (1966)
- Método de Maza (1968)
- Método de Froelich (1991)
- Método de la Universidad Estatal de Colorado.
- Método de Yaroslavtziev

Los resultados de socavación local y general se presentan en la sección hidráulica transversal sobre el eje del Puente, indicando claramente el perfil de socavación general y los prismas de socavación local en cada uno de los apoyos.

### 3.7.1.3 Influencia de la Socavación en la Cimentación

De acuerdo al FHWA en el documento "Drilled Shafts Design and Construction" se menciona la influencia de la socavación general y local en las pilas de cimentación, recomendando lo siguiente para la construcción del prisma de socavación y considerar su efecto en los análisis de la cimentación. (Figura 3.31).

### 3.7.1.4 Importancia de la Granulometría en el Análisis de Socavación

Los factores con mayor impacto, que intervienen directamente en el fenómeno de socavación en pilas de los puentes, son las propiedades del material del fondo del cauce y de los estratos superficiales dentro de éste, principalmente el tamaño de las partículas. Es importante entender las propiedades del suelo que se relacionan con el efecto de socavación. En este contexto, las fuerzas hidráulicas pueden ser consideradas como una carga actuante y las propiedades del suelo caracterizan la carga resistente.

El efecto de socavación en materiales granulares ocurre partícula por partícula y de manera relativamente rápida. En los análisis de socavación generalmente se considera el diámetro medio de la partícula,  $D_{50}$ , el cual es obtenido directamente de la curva granulométrica del suelo del lecho del río y de los estratos inferiores que se estén analizando. (Figura 3.32).

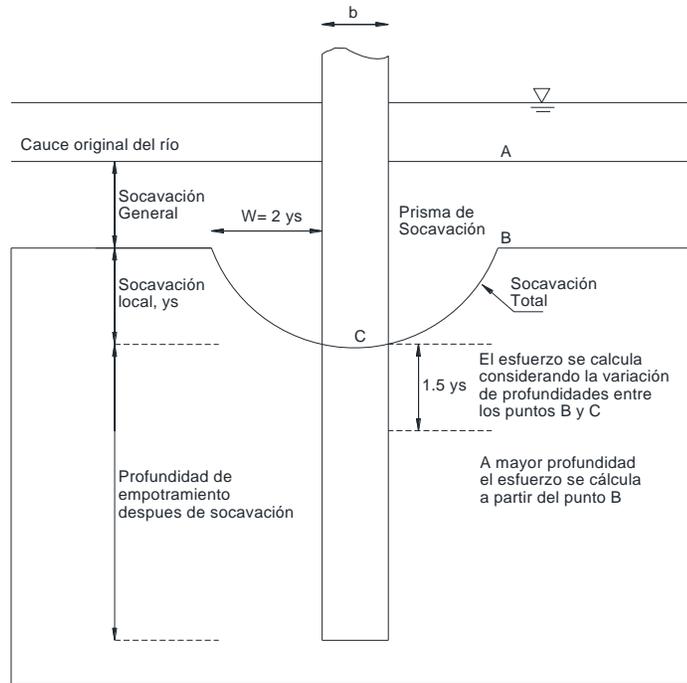


Figura 3.31 Efectos del prisma de socavación en una pila colada in situ con perforación previa, (FHWA, Drilled Shafts Design and Construction).

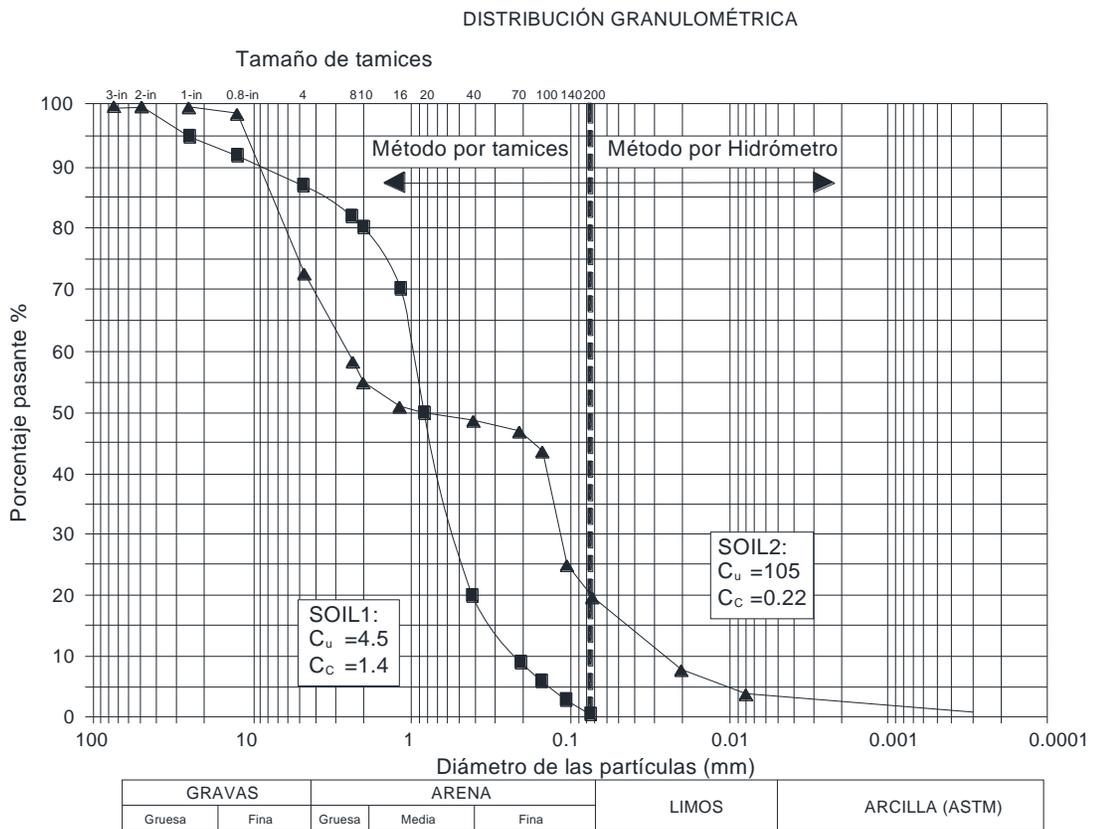


Figura 3.32 Curva típica del tamaño de una partícula para dos tipos de suelo.

La Figura 3.33, Briaud et al. 2011, presenta el esfuerzo de cortante crítico como una función de tamaño medio de la partícula del suelo. En esta figura se puede observar que la relación entre el valor crítico y el tamaño medio de la partícula de suelo tiene una forma de “V” indicando que los suelos más erosionables son las arenas finas con un tamaño medio en el rango de 0.1 a 0.5 mm. Esta forma “V” también indica que el tamaño de la partícula controla el umbral de erosión de los suelos granulares gruesos, mientras que el tamaño de la partícula no se correlaciona con el umbral de erosión de suelos finos.

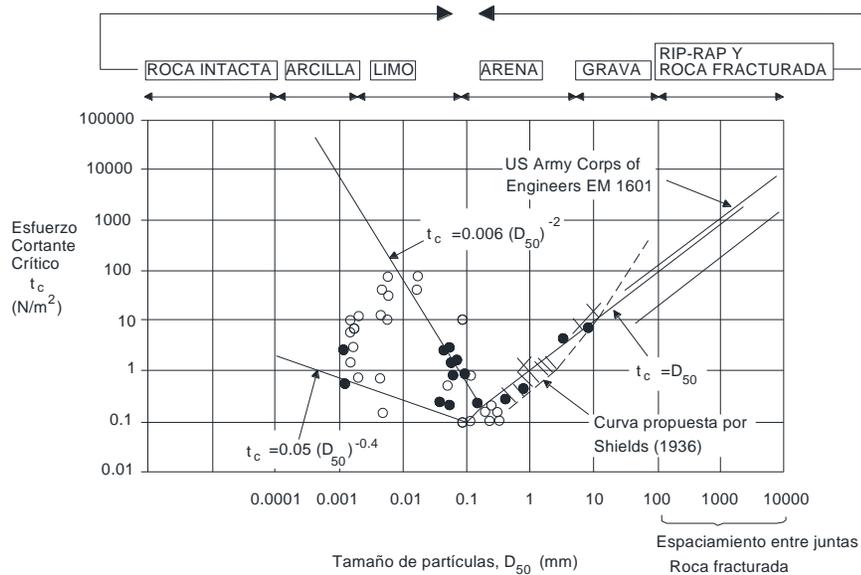


Figura 3.33 Esfuerzo de cortante crítico contra tamaño de la partícula (Briaud et al. 2011)

La figura 3.34 muestra las relaciones del rango de erosión como una función del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y otros factores.

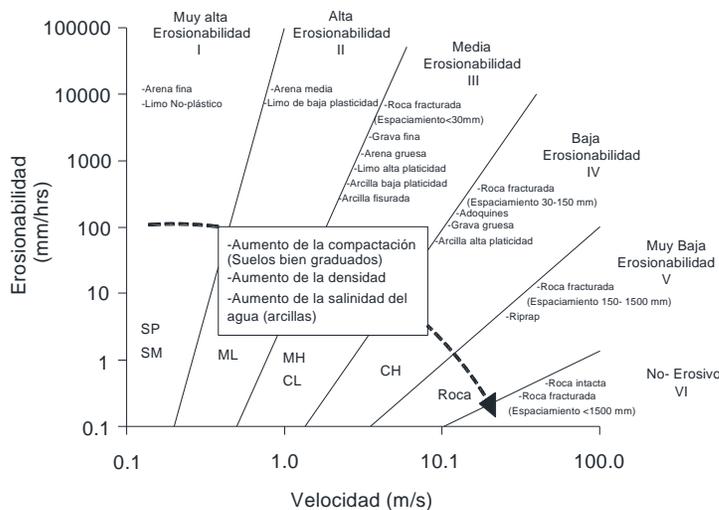


Figura 3.34 Grado de erosión contra velocidad para un amplia rango de geomateriales (Briaud et al. 2011)

### 3.8. Sismicidad

En este punto se comentan generalidades sobre la sismicidad existente en la República Mexicana, hablando de manera somera para cubrir las condiciones de la cimentación de los puentes en México que estén a cargo de la SCT. Para otros casos se deberán aplicar criterios particulares a cada entidad federativa, como los

reglamentos de construcciones de cada estado y ciudad o de manera más genérica, referirse al Manual de Diseño de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad, CFE, en su parte C.1.3., Diseño por sismo.

### 3.8.1. Clasificación Sísmica del Suelo SCT, 2005

En el caso particular de los puentes a cargo de la SCT, también se remite a la Norma N-PRY-CAR-6-01-005, Sismo. Todos los puentes que construye la SCT son estructuras Tipo A y que por su comportamiento sísmico podrán clasificarse en tipos, del 1s al 4s, donde el primer tipo corresponde a la de mejor comportamiento sísmico y el cuarto tipo a la del más desfavorable comportamiento sísmico.

#### 3.8.1.1 Regionalización Sísmica

Desde el punto de vista del riesgo sísmico, el territorio de la República Mexicana se divide en cinco zonas sísmicas que se muestran en el mapa de la Figura 3.35, donde la zona A corresponde a la de menor riesgo sísmico y la zona D a la de mayor riesgo sísmico. El Distrito Federal y los municipios del Estado de México conurbados con la Ciudad de México quedan comprendidos en la zona E.

#### 3.8.1.2 Respuesta Dinámica del Terreno

Para tomar en cuenta la amplificación dinámica de la respuesta sísmica por efecto del suelo en el que se desplante la estructura o puente, se consideran los suelos típicos que se indican a continuación.

##### Suelos Tipo I

Son suelos cuyo estrato superior está constituido por suelos rígidos y estables o rocas de cualquier naturaleza, en un espesor no menor de sesenta (60) metros.

##### Suelos Tipo II

Son suelos cuyo estrato superior está formado por arcillas semi-rígidas con o sin lentes de arena o por otros suelos friccionantes, sobreyaciendo a un estrato constituido por suelos rígidos o rocas de cualquier naturaleza, con un espesor no menor de sesenta (60) metros.

##### Suelos Tipo III

Son suelos cuyo estrato superior está formado por limos o arcillas blandas, en un espesor igual o mayor a doce (12) metros, sobreyaciendo a un estrato constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, con un espesor no menor de sesenta (60) metros.

ZONA SÍSMICA	TIPO DE SUELO	$a_0$	$c$	$T_a$ seg	$T_b$ seg	$r$
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.09	0.36	0.2	0.6	1/2
	II	0.13	0.50	0.3	1.4	2/3
	III	0.16	0.64	0.6	1.9	1
D	I	0.13	0.50	0.2	0.6	1/2
	II	0.17	0.68	0.3	1.2	2/3
	III	0.21	0.86	0.6	1.7	1
E	I	0.04	0.16	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.32	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.40	0.6	3.9	1

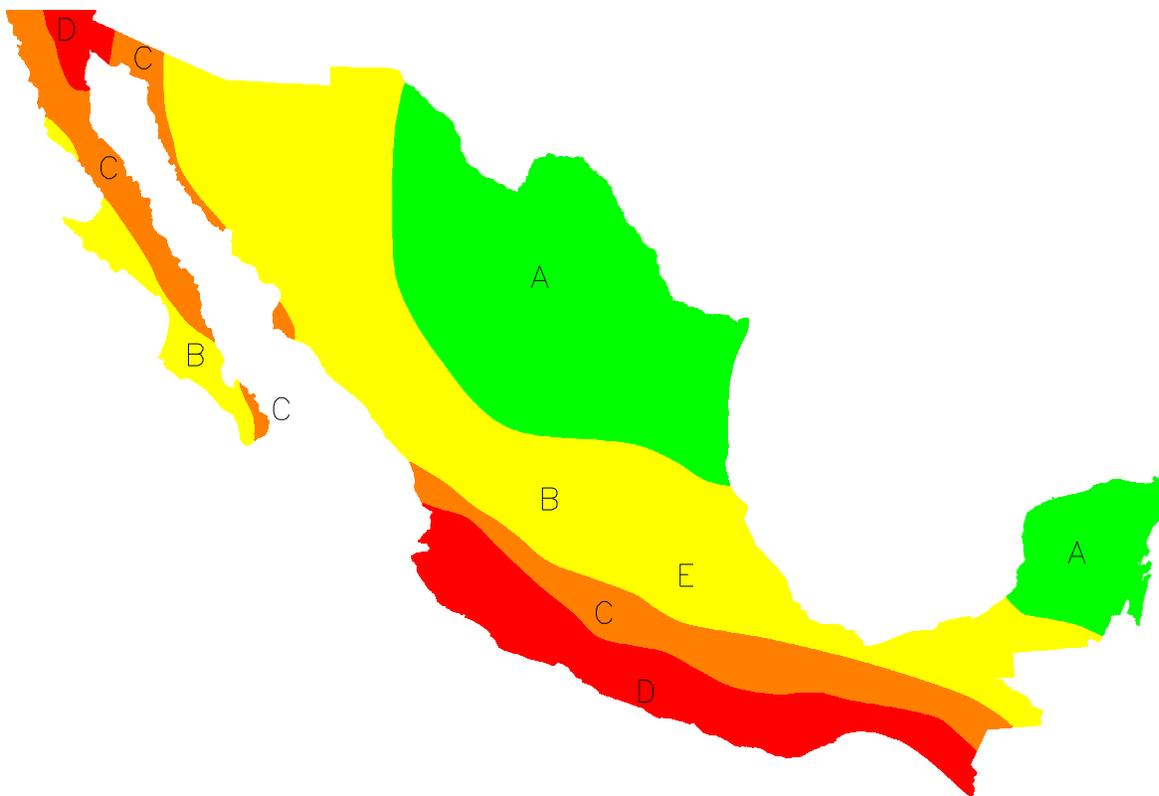


Figura 3.35 Regionalización sísmica de la República Mexicana. SCT 2005.

### 3.8.2. Clasificación Sísmica del Suelo CFE, 2008

La clasificación sísmica del suelo así como los factores y parámetros que se requieren para la obtención del espectro de diseño sísmico se realizará según lo indicado en el Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo y su adenda *MDOC-DS-2008* (CFE, 2008); a continuación se detallan los criterios a seguir:

El periodo dominante de vibración y la velocidad efectiva de propagación del sitio se podrán determinar con las técnicas aproximadas que se especifican en las Ecuaciones EC3.1 a la EC3.4. La exploración geotécnica deberá extenderse al menos hasta una profundidad de 10.0 m si se detecta una velocidad de propagación de ondas de corte, desde la superficie, superior a 1000.0 m/s y si existe evidencia geológica regional de la continuidad de la formación a mayor profundidad que descarte la presencia de capas de suelos con velocidades inferiores.

La exploración deberá extenderse hasta detectar en forma consistente un espesor de al menos 5.0 m de material con velocidad de onda de corte superior a 1000.0 m/s, además de la evidencia geológica regional acerca de su continuidad más allá de esta profundidad o hasta alcanzar una profundidad mínima de 30.0 m; en cuyo caso, en el modelo estratigráfico se determinarán las propiedades elásticas de los estratos y se supondrá un horizonte de roca basal con velocidad de onda de corte igual a 1000.0 m/s y densidad de 2000.0 kg/m<sup>3</sup> en la aplicación del programa PRODISIS (CFE, 2008) o similar. Con este perfil estratigráfico se procederá a elaborar el espectro de sitio correspondiente (CFE, 2008).

#### 3.8.2.1 Determinación de las Propiedades Dinámicas del Suelo

Se determinarán mediante la medición directa de las propiedades dinámicas del terreno (velocidades de propagación de ondas S) mediante alguna de las técnicas geofísicas descritas en el presente Manual, prefiriéndose la técnica de la sonda suspendida. Con estos valores determinados, se procederá a la determinación del periodo dominante del sitio y de la velocidad afectiva (CFE, 2008).

- Método de Crosshole.
- Método de Downhole.
- Método del Cono Sísmico.
- Método de Refracción Sísmica.
- Prueba de Penetración Estándar.

### 3.8.2.2 Determinación del Periodo Dominante del Sitio y de la Velocidad Efectiva

El periodo dominante del sitio se determinará con la siguiente ecuación:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left( \sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right) \left[ \sum_{n=1}^N \gamma_n h_n (w_n^2 + w_n w_{n-1} + w_{n-1}^2) \right]} \quad \text{EC3.1}$$

Donde:

- $\gamma_n$  = peso volumétrico del n-ésimo estrato  
 $G_n$  = módulo de rigidez en cortante de n-ésimo estrato, igual a  $\gamma_n V_s^2 / g$   
 $h_n$  = espesor del n-ésimo estrato  
 $N$  = número de estratos

Con

$$\begin{aligned} w_0 &= 0 \text{ en la roca basal} \\ w_N &= 1 \text{ en el estrato superficial} \end{aligned} \quad \text{EC3.2}$$

Y

$$w_n = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}} \text{ en los estrato intermedios} \quad \text{EC3.3}$$

$v_i$  = velocidad de propagación de ondas de corte del i-ésimo estrato

La velocidad efectiva del depósito se determinará con:

$$V_s = \frac{4H_s}{T_s} \quad \text{EC3.4}$$



CAPITULO 4  
TRABAJOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO



## CAPÍTULO 4 TRABAJOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO

### 4.1. Contenido

La investigación e identificación de los materiales de la superficie y del subsuelo involucra la intervención de diferentes especialidades que se conjuntan para definir la estratigrafía del suelo y/o roca de la zona en estudio.

Dependiendo de la zona en la cual se ubique el puente podemos pronosticar el tipo de suelo que probablemente se encuentre durante los trabajos de exploración. Por ejemplo en el sur del país, Tabasco y zona sur de Veracruz, es común encontrar suelos finos de alta plasticidad, como las arcillas, con intercalaciones de materia orgánica hasta los 30 o 40 m de profundidad, en la zona noroeste del país como Manzanillo, Col. se pueden encontrar materiales granulares conformados por arenas uniformes, en la frontera entre la ciudad de Colima y Jalisco, predominan los depósitos de lahares en las faldas del volcán de Colima, conformados por boleos de hasta 2.00 m de diámetro empacados en una matriz de arenas, gravas y limos muy compactos y fuertemente cementados.

Los cauces de los ríos son característicos de depósitos de suelos aluviales, conformados principalmente por arenas, gravas, boleos y/o fragmentos de boleos.

Cada uno de los materiales mencionados en los párrafos anteriores se debe explorar con técnicas adecuadas y específicas para cada caso en particular, cumpliendo con la calidad suficiente para proporcionar bases sólidas a los análisis geotécnicos que definirán el tipo de cimentación de los apoyos del Puente.

En este capítulo se incluyen los lineamientos generales para realizar los trabajos de exploración geotécnica para definir la estratigrafía en los sitios en los cuales se proyectan cada uno de los apoyos de puentes construidos o que estén a cargo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

### 4.2. Objetivo de los Trabajos de Exploración

Los trabajos de exploración tienen como objetivo principal la definición de la estratigrafía de la zona en la cual se ubican los apoyos del Puente hasta la máxima profundidad donde se presente influencia de las cargas transmitidas por la cimentación al suelo de desplante.

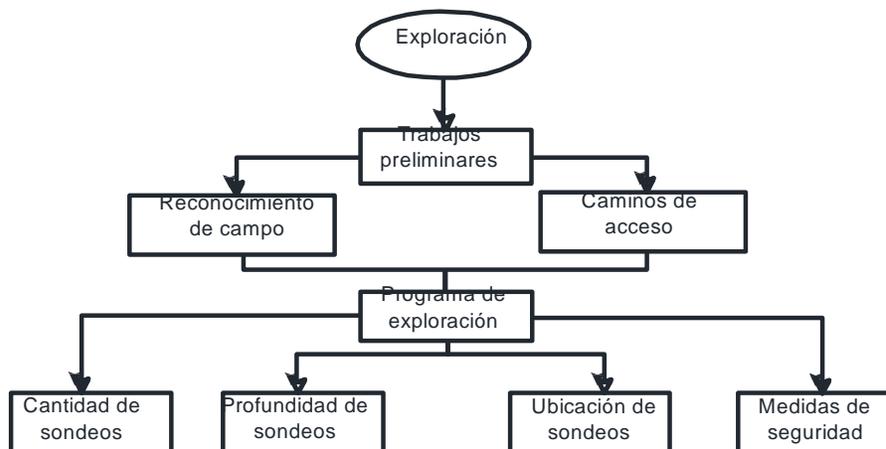


Figura 4.1 Diagrama de flujo del programa de exploración para estudios de cimentación en puentes.

### 4.3. Trabajos Preliminares

Se refiere a todos aquellos trabajos que se realicen de manera previa, con la finalidad de recabar información suficiente para realizar la programación y planeación para llevar a cabo la ejecución adecuada y segura de los sondeos de exploración. Para complementar lo anterior, se dispone del análisis de los antecedentes e información existente.

#### 4.3.1. Reconocimiento de Campo

Cualquier proyecto de cimentación de puentes demanda un conocimiento previo de la zona donde se proyecta la estructura, y más importante aún, de la zona donde se proyecta cada uno de sus apoyos. El reconocimiento de campo permite evaluar y confirmar la información recopilada previamente para determinar la factibilidad del proyecto de cimentación.



Figura 4.2 Puente especial en doble volado, se identifican los detalles geotécnicos de cada uno de los apoyos: desplante sobre talud, en presencia del NAF, estabilización de taludes, muros de contención y caminos de acceso.

El recorrido de la zona en estudio se realiza por el ingeniero especialista en Geotecnia en compañía del ingeniero geólogo, con el claro objetivo de definir los siguientes puntos:

- Alcances de los estudios definitivos, confirmando la información analizada en los estudios previos y antecedentes.

- Identificación de riesgos geotécnicos en la zona donde se ubican los apoyos del Puente, tales como, suelos blandos, formaciones rocosas desfavorables, hundimiento regional, taludes de riesgo, etc.
- Definición de las condiciones de inestabilidad de los taludes, según la ubicación de los apoyos.
- Evaluación de accesos para los equipos y personal de perforación.
- Ubicación de sondeos en las zonas probables donde se ubican los apoyos del Puente.
- Evaluación de riesgos y definición de las medidas de seguridad, protección y señalamiento, para la ejecución de los trabajos de exploración.

#### 4.3.2. Caminos de Acceso

Durante el reconocimiento de campo se identifican los posibles caminos de acceso, en función del tipo y dimensiones del equipo de perforación.

En zonas con topografía accidentada es indispensable definir de manera preliminar los caminos de acceso con la finalidad de establecer el procedimiento adecuado y seguro para trasladar el equipo de perforación a cada uno de los puntos que se han establecido para la ejecución de los sondeos.

Son actividades propias de este apartado las siguientes:

- Identificar las zonas de carga y descarga de equipos de perforación.
- Caminos de acceso para equipos de perforación, maniobras para arrastre de la perforadora, ya sea manual o con equipo pesado.
- Evaluación de tiempos de traslado del equipo entre los puntos predefinidos para realizar los sondeos.
- Identificación de riesgos para el personal y equipo durante la ejecución de los trabajos.



Figura 4.3 Maniobras de arrastre de equipo de perforación, con maquinaria pesada.

En proyectos de cimentación para puentes especiales las condiciones topográficas en donde se proyectan los apoyos generalmente son desfavorables, por lo tanto, se deben contemplar en la programación y definición de costos, los caminos de acceso y maniobras para arrastre de equipos de perforación.



Figura 4.4 Ubicación de sondeos en zona de difícil acceso.

#### 4.4. Programa de Exploración

Un factor importante al definir los alcances del programa de exploración es tomar en cuenta la relación costo-beneficio de los trabajos de exploración y los relativos al costo de la construcción de la cimentación.

En la siguiente figura se muestra el comportamiento típico de la relación costo-beneficio entre los estudios de exploración y el costo de la cimentación.

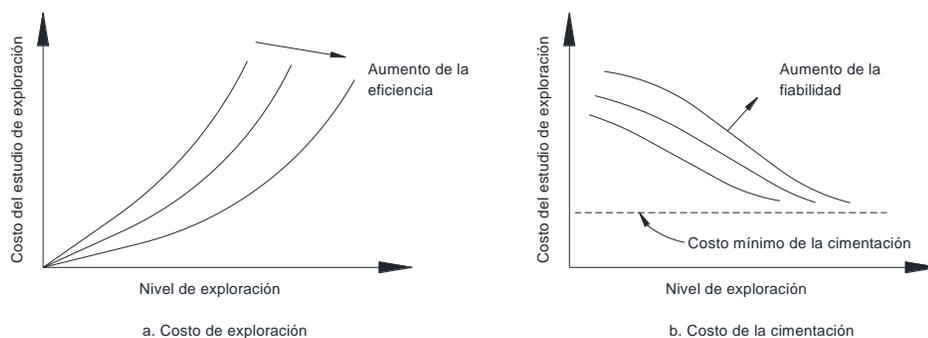


Figura 4.5 Curvas costo-beneficio, relación estudios de exploración y costo de la cimentación.

Una campaña de exploración completa y detallada proporciona mayor certidumbre en el proyecto y diseño de la cimentación, y como consecuencia, una optimización en su costo.

El programa de exploración contempla la variabilidad de las condiciones geológicas, las condiciones topográficas del sitio, la disponibilidad de equipos de perforación y el tipo de puente por proyectar.

Este programa deberá cumplir el objetivo de establecer un perfil estratigráfico confiable, en sentido longitudinal y transversal en cada apoyo, cumpliendo con la calidad suficiente para proporcionar bases sólidas a los análisis geotécnicos que definirán el tipo de cimentación de cada uno de los apoyos del Puente, contemplando los siguientes puntos:

- Ubicación de sondeos
- Cantidad de sondeos
- Profundidad de sondeos
- Tipo de muestreo
- Cantidad de muestras

Tabla 4.1. Contenido del programa de exploración.

Programa de Exploración					
Tipo de Estructura	Eje de Apoyos	Tipo de Cimentación	Cantidad de Sondeos	Profundidad	Ubicación (X, Y)
Puente Especial	1	Superficial	1		
	2	Profunda	2		
	3	Profunda	2		
	4	Ancho=B	1		

“Debe entenderse que el concepto de calidad de la información geotécnica de campo comprende, no solamente, la confiabilidad de los datos obtenidos, sino también la amplitud y profundidad del estudio, que deben ser suficientes para definir con claridad los problemas a resolver y para cuantificar, con precisión adecuada, las alternativas de soluciones prácticas aplicables a cada problema identificado en el estudio. Esto implica, necesariamente, una cantidad mínima indispensable de información pertinente y detallada, de alta confiabilidad, lo que conlleva la necesidad de que los trabajos de muestreo sean siempre realizados por personal competente y bajo la supervisión responsable de un ingeniero Geotécnico”, (Tamez, G.E., 2001).

#### 4.5. Ubicación de Sondeos

Los sondeos se ubicarán en la zona en donde se proyecte colocar cada uno de los apoyos del puente. En el caso de sondeos de exploración para puentes especiales se deberán tomar en cuenta las dimensiones probables de los elementos de cimentación y las recomendaciones indicadas en los apartados siguientes referentes a cantidad y profundidad de sondeos.



Figura 4.6 Ubicación de sondeos en zona accidentada sobre el eje longitudinal del Puente.

#### 4.6. Cantidad de Sondeos

El ingeniero especialista en Geotecnia, de manera conjunta con el ingeniero geólogo, será el encargado de definir la cantidad de sondeos necesarios que permitan obtener la información, en cantidad y calidad suficiente, para evaluar el comportamiento de la cimentación de los apoyos del Puente.

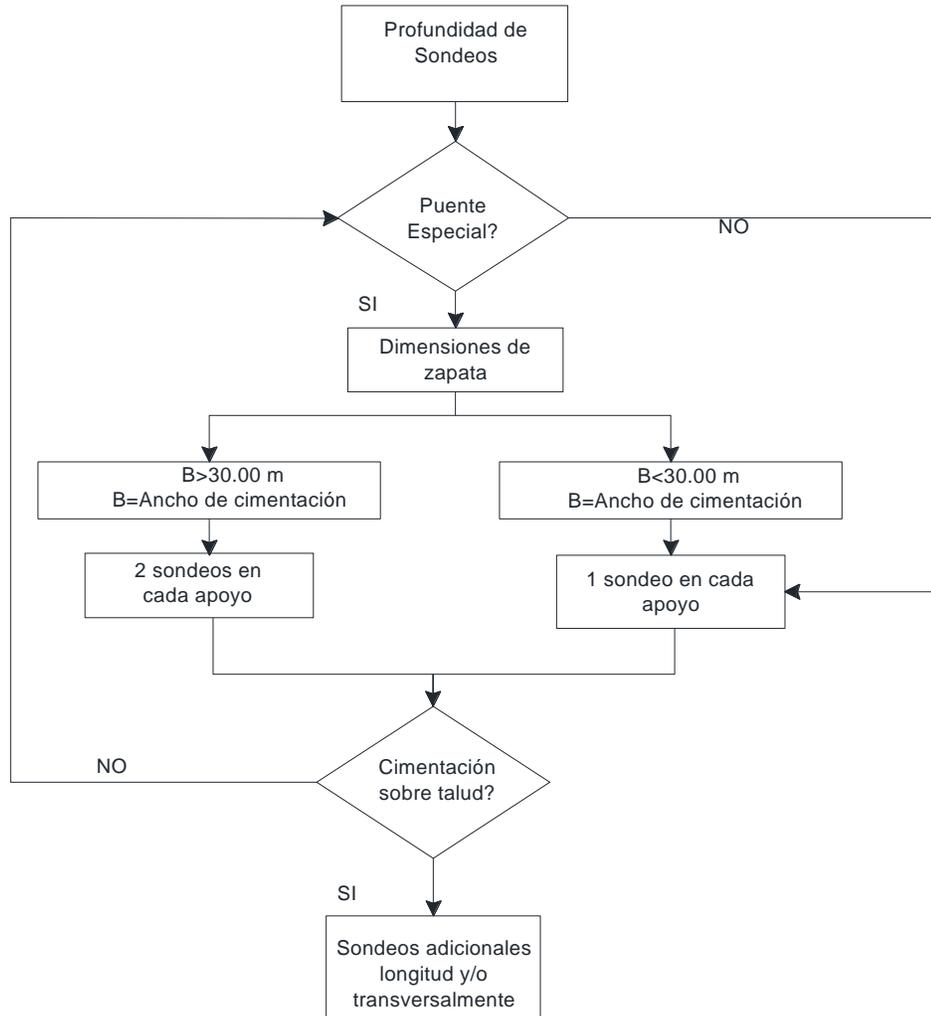


Figura 4.7 Diagrama de flujo para definir la cantidad de sondeos para estudios de cimentación en Puentes.

La tabla que se muestra a continuación presenta una guía para estimar en primera instancia, la cantidad de sondeos que se deberán ejecutar para todo proyecto de cimentaciones de puentes, sin embargo, la cantidad definitiva de sondeos dependerá de las condiciones geológicas propias del sitio y del juicio y buen criterio del ingeniero especialista en Geotecnia.

Tabla 4.2. Lineamientos generales para definir la cantidad de sondeos en el programa de exploración.

Tipo de Estructura	Área por Investigar	Cantidad de Sondeos
Cimentación superficial, en pilas y/o estribos del Puente	- Capacidad de carga - Asentamientos	- 1 sondeo mínimo en cada apoyo, para cimentaciones de pilas y estribos con un ancho menor o igual a 30 m. - Para anchos mayores de 30 m, un mínimo de 2 sondeos por cada apoyo. - A juicio del ingeniero especialista en geotecnia se realizan sondeos adicionales en caso encontrar formaciones erráticas.
	- Estabilidad Global	- Además de las condiciones anteriores, se programarán sondeos adicionales para definir la configuración estratigráfica en la sección transversal y/o longitudinal de análisis.
Cimentación profunda	- Capacidad de carga - Asentamientos	- 1 sondeo mínimo en cada apoyo, para cimentaciones de pilas y estribos con un ancho menor o igual a 30 m. - Para anchos mayores de 30 m, un mínimo de 2 sondeos por cada apoyo. - A juicio del ingeniero especialista en geotecnia, sondeos adicionales en zonas con formaciones erráticas.
	- Estabilidad Global	- Además de las condiciones anteriores, se programarán sondeos adicionales para definir la configuración estratigráfica en la sección transversal y/o longitudinal de análisis.
Muros de contención en estribos y/o terraplenes de acceso al Puente	- Capacidad de carga - Asentamientos - Estabilidad Global	- Sondeos separados alternadamente a cada 30 y 60 m, al frente y por detrás del muro de contención. - En muros anclados, sondeos adicionales en la zona de anclaje del bulbo separados de 30 a 60 m. - En muros tipo "soil nail" se realizarán sondeos adicionales, ubicados a una distancia de 1 a 1.5 veces la altura del muro por detrás de este, separados de 30 a 60 m. - 1 sondeo por cada terraplén de acceso al puente. (Nota: Generalmente los sondeos realizados en los estribos del puente sirven para ambas funciones).
Terraplenes altos	- Capacidad de carga - Asentamientos - Estabilidad Global	- En zonas erráticas, sondeos separados a cada 60 m. - En zonas homogéneas, sondeos separados a cada 150 m. - En cortes altos, dos sondeos ubicados en un eje perpendicular al eje de proyecto y/o en la cara del corte para definir una sección geotécnica transversal para fines de análisis.
Cortes en accesos del Puente y/o para alojar la cimentación	- Estabilidad de taludes	- En zonas erráticas, sondeos separados a cada 60 m. - En zonas homogéneas, sondeos separados a cada 150 m. - En cortes altos, dos sondeos ubicados en un eje perpendicular al eje de proyecto y/o en la cara del corte para definir una sección geotécnica transversal para fines de análisis.

#### 4.7. Profundidad de Sondeos

Los sondeos deberán extenderse hasta una profundidad mínima en suelo donde la influencia de las cargas transmitidas por la cimentación del Puente sea del orden del 10 % de los esfuerzos efectivos in situ, o 1.5 veces el ancho de la cimentación y donde los esfuerzos transmitidos al suelo ya no provoquen deformaciones. Durante la elaboración del programa de exploración se podrá tomar como base la siguiente tabla para definir la profundidad de los sondeos.

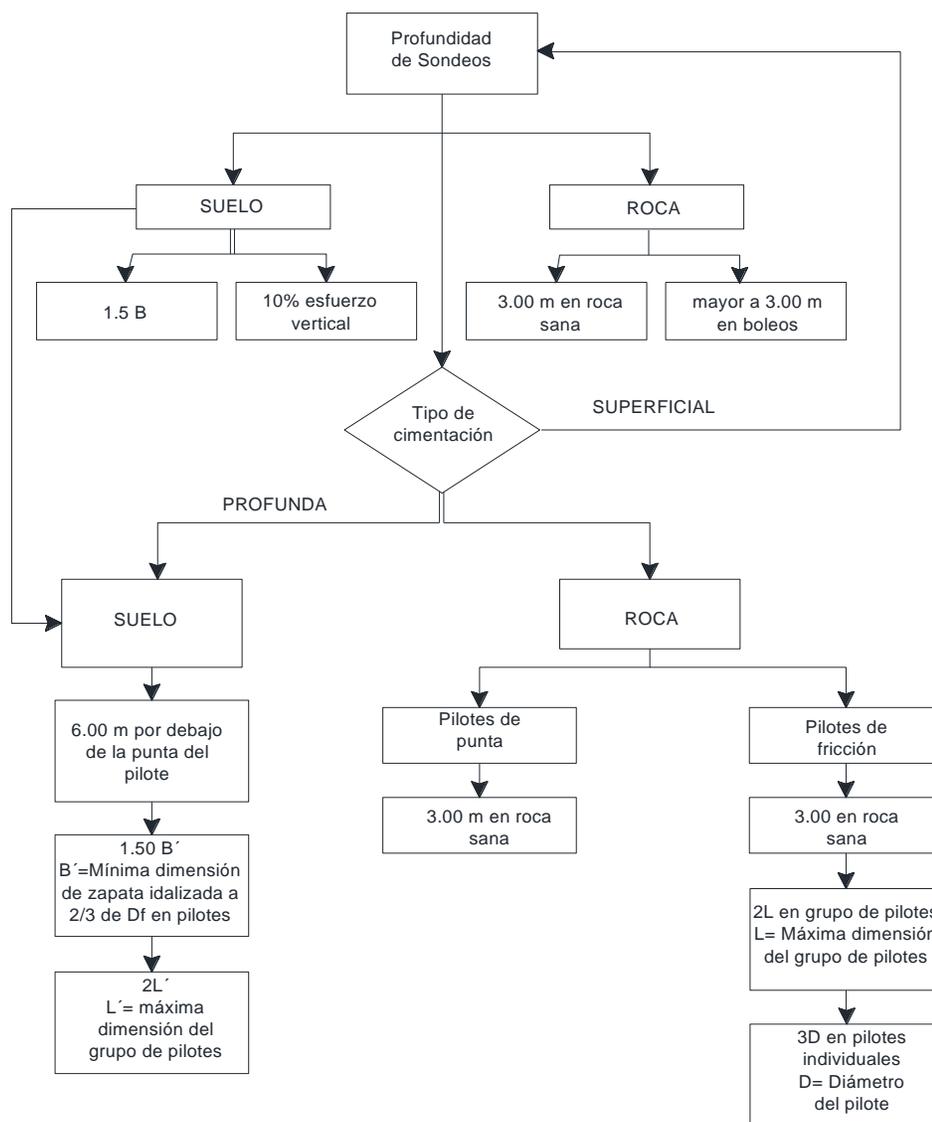


Figura 4.8 Diagrama de flujo para definir la profundidad de sondeos para estudios de cimentación en puentes.

Tabla 4.3. Lineamientos generales para definir la profundidad de sondeos en el programa de exploración.

Tipo de Estructura	Área por Investigar	Profundidad del Sondeo
Cimentación superficial, en pilas y/o estribos del Puente	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Capacidad de carga</li> <li>- Asentamientos</li> </ul>	<p>a) Profundidad suficiente para atravesar materiales de relleno, suelos orgánicos, suelos de alta compresibilidad y/o suelos colapsables, hasta llegar a un suelo competente.</p> <p>b) 1.5 veces el ancho de la cimentación, medido a partir del nivel de desplante.</p> <p style="text-align: center;"><math>1.5B</math></p> <p>c) Hasta una profundidad a la que el esfuerzo vertical sea menor o igual al 10% del máximo esfuerzo efectivo in situ</p> <p style="text-align: center;"><math>\Delta\sigma_v \leq 10\% \sigma'</math></p>

		<p>d) Si la roca sana es encontrada antes de la profundidad indicada en los incisos anteriores, el sondeo se deberá llevar hasta una profundidad suficiente para penetrar al menos 3.00 m en la roca sana, y que permita obtener información suficiente para caracterizar el estrato de roca.</p> <p>Para condiciones de roca, altamente variables, o zonas con presencia de boleos de gran diámetro, se debe explorar más allá de 3.0 m para garantizar la calidad de la roca presente en la zona.</p>
	- Estabilidad Global	a) A una profundidad por debajo de la superficie potencial de falla hasta el suelo firme.
Cimentación profunda	- Capacidad de carga - Asentamientos	<p>a) En suelo</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- La profundidad del sondeo se deberá extender un mínimo de 6.00 m por debajo del nivel de desplante estimado para la punta del pilote, y/o:</li> <li>- Una profundidad mínima de dos veces la máxima dimensión del grupo de pilotes.</li> <li>- 1.5 veces la mínima dimensión de una zapata imaginaria ubicada a 2/3 de la profundidad de las pilas estimadas. Cualquiera que sea más profunda.</li> <li>- Todos los sondeos deberán tener profundidad suficiente para atravesar materiales de relleno, suelos orgánicos, suelos de alta compresibilidad y/o suelos colapsables, hasta llegar a un suelo competente.</li> </ul> <p>b) En roca:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Para pilas proyectadas para trabajar por punta desplantadas en roca, un mínimo de 3.00 m continuos de núcleos de roca deberán obtenerse en cada sondeo para verificar que el sondeo no ha sido finalizado en un boleo.</li> <li>- Para pilas proyectadas para trabajar por fricción positiva en roca, un mínimo de 3.00 m continuos de núcleos de roca deberán obtenerse en cada sondeo, o una profundidad mínima igual a tres veces el diámetro del pilote, para pilotes individuales, y/o dos veces la máxima dimensión del grupo de pilotes. Cualquiera que resulte a mayor profundidad.</li> <li>- En ambos casos la profundidad de los sondeos se deberá extender por debajo del nivel de desplante de la punta, hasta la zona de influencia de la cimentación.</li> <li>- Para condiciones de roca, altamente variables, o zonas con presencia de boleos de gran diámetro, se debe explorar más allá de 3.0 m para garantizar la calidad de la roca presente en la zona.</li> </ul>
Muros de contención en estribos y/o aproches del Puente	- Capacidad de carga - Asentamientos - Estabilidad Global	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Hasta una profundidad a la que el esfuerzo vertical sea menor o igual al 10% del máximo esfuerzo efectivo in situ.</li> </ul> $\Delta\sigma_v \leq 10\% \sigma'$ <ul style="list-style-type: none"> <li>- Profundizar los sondeos hasta material firme o a una profundidad igual a una o dos veces la altura del muro.</li> </ul>
Terraplenes altos	- Capacidad de carga - Asentamientos - Estabilidad Global	- Profundizar los sondeos hasta material firme o a una profundidad igual a dos veces la altura del terraplén.
Cortes en accesos del Puente y/o para alojar la cimentación	- Estabilidad de taludes	<ul style="list-style-type: none"> <li>- En materiales estables profundizar el sondeo de 3.00 a 5.00 m por debajo del nivel de corte.</li> <li>- En suelos blandos profundizar el sondeo por debajo del nivel de corte hasta suelo firme, o una profundidad igual a la altura del corte, lo que ocurra primero.</li> </ul>

#### 4.8. Medidas de Seguridad

Las medidas de seguridad indicadas en este apartado están dirigidas al personal encargado de coordinar, supervisar y/o ejecutar los diversos trabajos de exploración geotécnica, a manera de prevenir, evitar y mitigar accidentes. Se establece un procedimiento general para identificar las medidas de seguridad a adoptar durante la ejecución de los sondeos exploratorios.

- a) Establecer el equipo de protección personal obligatorio para la ejecución de la exploración geotécnica. Establecer las actividades que requieren equipo de protección complementario.
- b) Realizar el análisis de riesgos y listado de procedimientos en base a las condiciones del sitio y de los trabajos a realizarse.
- c) Elaboración del plano de protección y señalamiento, tomando en cuenta las recomendaciones del análisis de riesgos y las condiciones del sitio, según se trate de vialidades urbanas, rurales o trabajos sobre taludes.

##### 4.8.1. Análisis de Riesgos

Durante la ejecución de los estudios y proyectos de cimentación de puentes construidos en México, es importante mantener una cultura de seguridad y prevención de riesgos enfocada a evitar actos y condiciones inseguras.

Con el objetivo principal de disminuir los riesgos durante la ejecución de los trabajos que se llevan a cabo en la exploración geotécnica, geofísica y geológica en cada uno de los apoyos del puente, el ingeniero especialista en geotecnia de manera conjunta con el ingeniero de seguridad realizan el ANÁLISIS DE RIESGOS de cada una de las actividades que se ejecutan.

En el análisis de riesgos se toman en cuenta las actividades principales que se realizan, el peligro potencial en cada una de ellas y las medidas que se toman para mitigar el riesgo probable.

Tabla 4.4. Análisis de riesgos general para los trabajos de exploración.

No.	Actividad	Riesgo	Medidas de Prevención
1	Camino de acceso y/o arrastre del equipo a zona de trabajo	Golpes, caídas, aplastamiento	Utilización de EPP, verificación de cuerdas para arrastre de equipo, delimitar el área de trabajo.
2	Carga y descarga del equipo de perforación	Golpes, aplastamiento, caídas	Utilización de EPP, verificación de rampas para descarga de equipo, delimitar el área de trabajo.
3	Manipulación de sarta de perforación	Golpes en manos	Verificar constantemente que el operador y ayudantes utilicen EPP
4	Carga y descarga de tanques de almacenamiento de agua y bentonita.	Lesiones en espalda, golpes, cortadura	Verificar constantemente que el operador y ayudantes utilicen EPP
5	Carga y descarga de equipo de señalamiento	Lesiones en espalda, golpes, cortadura	Verificar constantemente que el operador y ayudantes utilicen EPP
6	Nivelación y fijación de equipo al inicio de los trabajos.	Golpes, aplastamiento, caídas	Verificar constantemente que el operador y ayudantes utilicen EPP. Fijar con cuerda de seguridad el equipo a un punto u objeto fijo.
7	Ejecución del hincado de herramienta de perforación	Golpes, aplastamiento, cortaduras, amputaciones	Verificar cuerdas, malacates, nudos, poleas, etc., antes de iniciar la ejecución del sondeo.
8	Extracción de muestra	Golpes, cortaduras, caídas	Verificar cuerdas en tubería, utilizar EPP, Identificar y retirar objetos tirados en zona de almacenaje de muestras y/o tuberías.
9	Extracción de tubería de perforación al finalizar el sondeo	Golpes, cortaduras, caídas	Verificar cuerdas en tubería, utilizar EPP.

4.8.2. Protección y Señalamiento

Previo a la ejecución de los trabajos en campo se elabora el plano de señalamiento de protección de obra indicando la señalización mínima requerida con el objetivo de prevenir accidentes, tomando en cuenta el análisis de riesgos y listado de procedimientos, y en su caso, los comentarios emitidos por la dependencia y/o supervisor.

Las notas y especificaciones del plano de señalamiento se establecen en base al Manual de Dispositivos para el Control de Tránsito en Calles y Carreteras de la SCT.

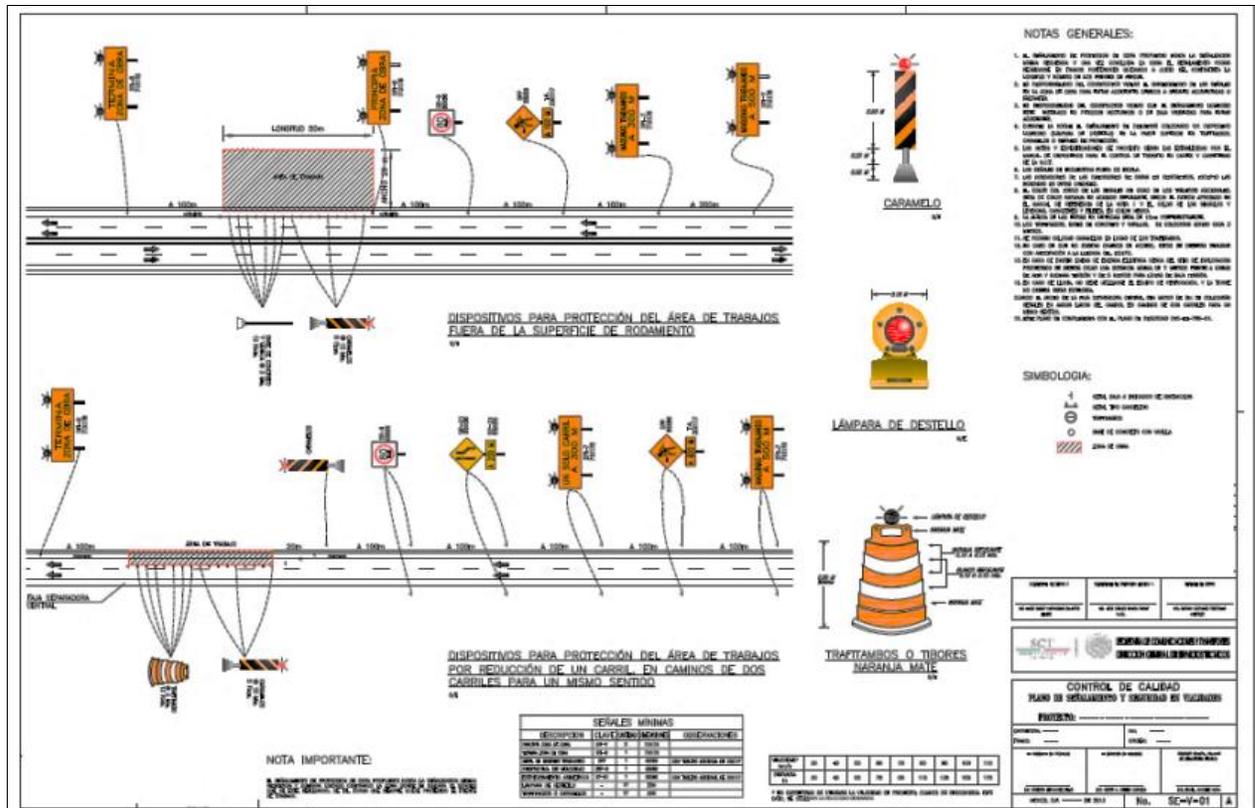


Figura 4.9 Plano de protección y señalamiento durante la ejecución de los trabajos de exploración sobre una vialidad.

El Plano de Señalamiento y Seguridad deberá ser revisado y aprobado por la dependencia y el supervisor.

a) Plano de protección y señalamiento en vialidades.

Se deberá incluir el señalamiento de protección considerando las actividades iniciales, desde la descarga del equipo hasta la ejecución de los sondeos, respetando el señalamiento mínimo que cumpla con las especificaciones de SCT.

b) Plano de protección y señalamiento sobre taludes en vialidades.

Durante la ejecución de sondeos de exploración en taludes se deberá considerar señalamiento de protección en la parte superior del talud y en la parte inferior del mismo sobre la vialidad.

c) Plano de protección y señalamiento en zonas urbanas.

Se debe tener en cuenta que existen líneas de transmisión eléctrica, para las cuales se deben respetar distancias mínimas, la presencia de instalaciones y flujo vehicular constante.

#### **4.9. Métodos de Exploración Directos**

##### **4.9.1. Pozos a Cielo Abierto (PCA)**

###### **4.9.1.1 Objetivo**

Son excavaciones de dimensiones suficientes para que un especialista pueda bajar directamente a inspeccionar y examinar los diferentes estratos, permitiendo extraer muestras alteradas e inalteradas. Se debe llevar un registro completo y detallado de las condiciones observadas en los diferentes estratos (humedad, color, estado natural, etc.).

Este tipo de exploración no puede llevarse a cabo a grandes profundidades, depende del tipo de material existente en los diferentes estratos y sobre todo, la ubicación del nivel freático. De ser necesario se puede ademar la excavación utilizando madera o acero, por lo regular el ademe se hace con tabloncillos horizontales y/o verticales bien hincados.

###### **4.9.1.2 Equipo**

Estas excavaciones pueden realizarse con herramientas manuales o pueden implementarse equipos mecánicos como retroexcavadoras.

###### **4.9.1.3 Procedimiento**

El método consiste en excavar un pozo en el lugar de interés hasta la profundidad a la que se quiere tomar la muestra. Los pasos a seguir para obtener la muestra inalterada son:

- Se limpia y nivela la superficie donde se va a obtener la muestra inalterada, sea el fondo de la excavación o a un costado, trazando un cuadro de 30 cm. Se excava cuidadosamente alrededor del perímetro marcado, hasta una profundidad un poco mayor que la altura que se quiera dar a la muestra, labrando al mismo tiempo las caras descubiertas.
- Con cuidado, se recorta la base de la muestra, para poder desprenderla. Debe marcarse con una “S” la cara superior a fin de darle, cuando se ensaye, una posición similar a la que tenía en el terreno. Además, debe indicarse, en caso necesario, la dirección en que fluye el agua.
- Una vez extraída la muestra debe ser inmediata y cuidadosamente protegida con vendas de manta de cielo impregnadas de parafina y brea; de ser posible esta protección deberá iniciarse “in situ” al ir descubriendo cada cara. La toma directa de una muestra excavada a mano cuidadosamente es la mejor muestra inalterada que se puede obtener, por sobre los demás métodos.
- Se coloca la muestra en un cajón de mayores dimensiones que ella, a fin de poder empacarla con aserrín, papel o paja, de manera que quede protegida contra golpes o choques durante su transporte. Una de las tarjetas de identificación se adhiere a la muestra, y la otra a la parte exterior del cajón.

Esta metodología es ideal para suelos cohesivos duros, cuando se tienen suelos blandos generalmente cohesivos y sin grava, las muestras inalteradas se obtienen utilizando un tubo muestreador de lámina con filo. En el caso de muestras inalteradas de arenas la extracción es sumamente difícil, por no decir casi imposible, se puede seguir el procedimiento indicado para el caso anterior, cuando el material es coherente. En estado incoherente, es difícil evitar alteraciones de la estructura. Es preferible determinar la relación de vacíos de la arena “in situ”, y con la muestra alterada reproducir en el laboratorio ese mismo estado.

#### 4.9.1.4 Aplicaciones

El objetivo de realizar un pozo a cielo abierto (PCA) es, principalmente, definir la estratigrafía superior del sitio y obtener muestras que conservan la estructura del suelo (muestra inalterada), para realizar con ellas pruebas mecánicas que permitan interpretar su comportamiento bajo las condiciones de trabajo que se impondrán durante y al final de la construcción.

#### 4.9.2. Prueba de Penetración Estándar (SPT)

##### 4.9.2.1 Objetivo

El ensayo de penetración estándar (SPT) determina la resistencia que ofrece el suelo a la penetración de un muestreador circular de acero, media caña, que a la vez permite recuperar muestras para fines de identificación y clasificación. La resistencia a la penetración puede ser relacionada con las características y variables del terreno, principalmente, en suelos granulares y arcillas blandas; no es recomendable llevarlo a cabo en depósitos de grava, roca o arcilla consolidada, debido a los daños que podría sufrir el equipo de perforación al introducirlo dentro de dichos estratos.

El fundamento del ensayo consiste básicamente en contar el número de golpes (N) que se necesitan para introducir dentro un estrato de suelo un muestreador (cuchara partida) de 30 cm de largo a diferentes profundidades (generalmente con variación de metro en metro). El muestreador es golpeado bajo energía constante, con una maza en caída libre de  $63.5 \pm 1$  Kg (140 lb) y una altura de caída de 76.2 cm (30 pulg). El ensayo debe realizarse de acuerdo a la Norma ASTM D1586-08

##### 4.9.2.2 Equipo

- Equipo de Perforación.- Cualquier equipo de perforación será aceptable siempre que proporcione, al tiempo del muestreo, una perforación razonablemente limpia antes de introducir el muestreador y asegure que el ensayo de penetración se realiza en suelo inalterado.
- Barras de Muestreo.- Deberán usarse barras de perforación de acero de unión rápida para conectar el muestreador de caña partida con el ensamblaje de caída de peso.
- Muestreador de Caña Partida.- El muestreador deberá ser construido con las dimensiones indicadas en la Norma ASTM D1586-08
- Martillo y Yunque.- El martillo deberá pesar  $63.5 \pm 1$  Kg (140.2 lb) y deberá ser una masa metálica sólida y rígida. El martillo deberá golpear el yunque y realizar un contacto acero-acero cuando se deja caer.
- Sistema de Caída del Martillo.- Pueden utilizarse sistemas de malacate-soga, semi-automático o automático, siempre y cuando el aparato de levante no cause penetración del muestreador cuando se engancha y levanta el martillo.
- Accesorios.- Deberán proporcionarse etiquetas, contenedores, hojas de datos y equipos para medir el nivel de agua, de acuerdo con los requisitos del proyecto y las normas aplicables.

En la Figura 4.10 se presenta un penetrómetro que cumple las condiciones geométricas convencionales.

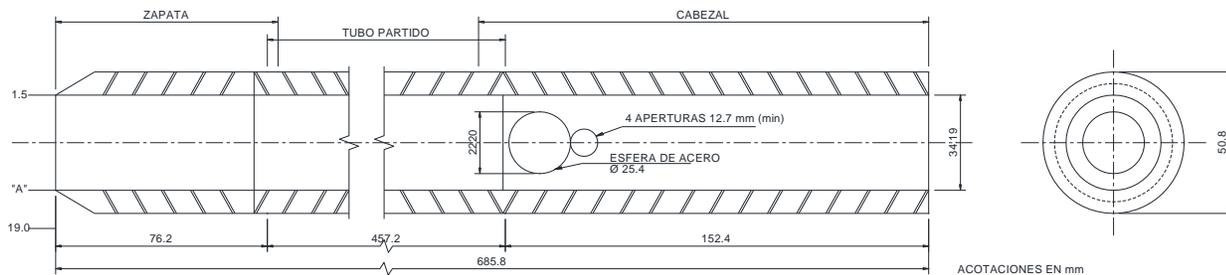


Figura 4.10 Penetrómetro estándar (ASTM D1586-08)

#### 4.9.2.3 Procedimiento

La prueba de penetración consiste en hincar el penetrómetro estándar de 45 cm empleando una masa de golpeo de 64 kg con caída libre de  $75 \pm 1$  cm, contando el número de golpes para 3 segmentos de 15 cm. Se define la resistencia a la penetración como el número  $N$  de golpes en los últimos 30 cm. Si el penetrómetro no se puede hincar los 45 cm la prueba se suspende cuando se han alcanzado 100 golpes y por extrapolación se deduce el número de golpes  $N$ . La normativa que recoge los puntos básicos para la ejecución correcta de este tipo de ensayo es la ASTM D1586-08.

La intención de no considerar los primeros 15 cm es evitar la zona de alteración que se produce por la perforación. El control de la profundidad de hincado se hace marcando señales en las barras de perforación con referencia a un punto fijo. La masa metálica de 64 kg se levanta con un cable de manila de 19 mm y un malacate de fricción cuidando que el cable sólo dé una vuelta en el malacate para evitar que frene la caída de la masa.

El movimiento de las barras al introducirlas y sacarlas de la perforación debe ser uniforme y lento para evitar que se produzca succión en el fondo. En particular debe vigilarse esto en pruebas en arenas ya que los resultados pueden fácilmente alterarse por estos fenómenos. No se deben emplear brocas de chiflón de descarga por la base. La limpieza de la perforación es también significativa, ya que el exceso de azolves puede incrementar el número  $N$ .

Una vez hincado el penetrómetro los 45 cm, se sube a la superficie y se extrae la muestra de él, registrando el porcentaje de recuperación o la longitud de la muestra recuperada. Se recomienda hacer una breve descripción en campo de las muestras de suelo recuperadas, tal como su composición, color, estratificación y condición, luego se coloca una o más partes representativas de la muestra en recipientes sellados e impermeables, sin dañar o distorsionar cualquier estratificación aparente. La normativa asociada al manejo, transportación y preservación de muestras alteradas o inalteradas es ASTM D4220-00. La muestra se debe clasificar cuidadosamente de acuerdo con el criterio de campo del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y se debe describir con símbolos y con los adjetivos más precisos (ASTM D 2487-11).

#### 4.9.2.4 Interpretaciones y aplicaciones de la prueba

La utilidad e importancia de la prueba de penetración estándar radica en las correlaciones realizadas en el laboratorio sobre suelos friccionantes, que permite relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interno y en suelos cohesivos, como arcillas, nos relaciona la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) con el número de golpes necesarios para que el penetrómetro logre entrar los 30 cm especificados. Estas correlaciones han podido efectuarse en suelos donde se pueden obtener muestras inalteradas en las que se les puede determinar en el laboratorio los conceptos antes mencionados.

En la práctica se han podido llegar a conclusiones satisfactorias representadas por medio de gráficas, tablas estadísticas para suelos friccionantes dignas de confianza (combinándolas con la experiencia y el buen criterio del especialista). En el caso de suelos arcillosos plásticos, las correlaciones de la prueba de

penetración estándar con la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) son menos dignas de crédito, por lo tanto, se recomienda de preferencia determinar dicha resistencia con muestras inalteradas por medio de ensayos de compresión simple, y considerar como preliminar o de referencia el valor obtenido mediante correlaciones.

#### **4.9.3. Prueba de Penetración de Cono (CPT)**

##### **4.9.3.1 Objetivo**

El CPT es un ensayo de penetración estática que consiste en hincar a presión una barra con una punta cónica en el terreno a una velocidad constante (2 cm/s), para medir el esfuerzo necesario para la penetración de la punta  $q_c$  y la fricción  $f_s$  que se desarrolla en la superficie de una camisa colocada inmediatamente después de la punta cónica.

Los suelos blandos (tanto granulares como cohesivos) constituyen el campo de aplicabilidad óptima de este ensayo. Se debe evitar su aplicación en presencia de boleos ya que estos pueden conducir al rechazo del ensayo o pueden ocasionar daños al equipo.

##### **4.9.3.2 Equipo**

- Cono.- El equipo de referencia consta de un cono de  $60^\circ$  y de 10 ó 15 cm<sup>2</sup> de área en la base y 150 cm<sup>2</sup> de área en la camisa de fricción. La extensión cilíndrica de la punta tiene un diámetro exterior de 35.7 mm. Existen dos tipos de puntas cónicas: mecánicas y eléctricas; estas últimas se introdujeron en 1948 y a partir de los años 60 su uso es generalizado. Son capaces de medir  $q_c$  y  $f_s$  por medio de sensores de presión que transmiten la información a la superficie a través de un cable que pasa por el interior del varillaje de hincar.
- Barras de Hincar.- Son los distintos tramos de barras con los que se transmite la fuerza para hincar la punta cónica.
- Sistema de Hincar.- El mecanismo de hincar de la punta en el terreno a través del varillaje es un sistema hidráulico montado encima de un vehículo adecuado; éste debe tener el peso necesario para provocar una reacción suficiente para hincar el varillaje o tener un sistema de anclajes al terreno que garantice dicha reacción. Las capacidades de reacción habituales oscilan entre 5 y 20 toneladas. El equipo debe estar bien nivelado para garantizar la verticalidad de la hincar, aunque se admite una desviación vertical menor al 2%.
- Equipo de Toma de Datos (superficie).- Es el equipo instalado en superficie formado por un sistema de adquisición de datos que registra a tiempo real los parámetros medidos con el ensayo.

##### **4.9.3.3 Procedimiento**

El procedimiento consiste en hincar a presión la punta del cono en el suelo a una velocidad entre los 1 y 2 cm/s, lo cual permite medir por separado la reacción que opone el suelo a la penetración del cono ( $q_c$ ) y el rozamiento de un manguito ubicado por encima del mismo ( $f_c$ ). Se debe mantener la máquina vertical en la dirección del empuje, luego se obtienen datos de la resistencia lateral del cono  $q_s$  y la profundidad  $D$ . Si el equipo cuenta con la configuración necesaria podrá, además, obtener presiones de poro, alineamientos verticales y temperatura. La normativa que recoge los puntos básicos para la ejecución correcta de este tipo de ensayo es la ASTM D3441-05 y la D 5778 – 95 (Reapproved 2000)

##### **4.9.3.4 Aplicaciones**

Conociendo la resistencia de penetración es posible determinar una serie de parámetros gracias a la infinidad de correlaciones que existen en la actualidad. Los parámetros más conocidos son la densidad

relativa, el módulo de deformación y el ángulo de fricción interna para suelos granulares. También permite establecer la cohesión no drenada, la presión de preconsolidación y la razón de sobreconsolidación en los suelos cohesivos.

El ensayo de penetración del cono también nos permite obtener la estratigrafía del suelo. A diferencia del ensayo de penetración estándar no pueden obtenerse muestras para observación visual o para ensayos en laboratorio.

#### **4.9.4. Presiómetro de Menard**

##### **4.9.4.1 Objetivo**

El ensayo presiométrico es un ensayo de carga lateral in situ, que consiste en expandir una membrana radialmente dentro de una perforación en el suelo mediante incrementos constantes de presión o mediante incrementos constantes de volumen. Los datos del volumen del fluido y las presiones para expandir la membrana se interpretan para obtener la respuesta esfuerzo-deformación unitaria del suelo, ofreciendo resultados de deformabilidad y de resistencia a cortante.

La sonda está constituida por un cilindro metálico de un diámetro compatible con los diámetros utilizados comúnmente por los equipos de perforación y revestida de una membrana de caucho, y está unida a un controlador de presión-volumen que permite inyectar bajo una presión dada, con ayuda de gas comprimido, una cierta cantidad de líquido entre el núcleo metálico y la membrana deformable. La aplicación de una presión creciente permite ejercer sobre las paredes de la perforación un campo de tensión cilíndrico y uniforme. La variación del líquido en el controlador presión-volumen mide el campo de deformación correspondiente en función de las presiones y del tiempo.

##### **4.9.4.2 Equipo**

El presiómetro comprende básicamente una sonda, una unidad de control de presión y un medidor de volumen adyacente a la perforación, así como ductos o mangueras. La unidad de control de presión está compuesta a su vez por un tanque de gas comprimido, un tanque de agua, manómetros y en ocasiones de un sistema de almacenamiento de datos.

##### **4.9.4.3 Procedimiento**

Como se dijo anteriormente existen dos métodos o procedimientos utilizados para realizar la prueba. El primero consiste en incrementos constantes de presión aplicados a la sonda colocada a la profundidad de la prueba, tomando lecturas a los 30 s y al minuto después de alcanzar la presión correspondiente al incremento. Al llegar a la presión máxima, considerada como la cuarta parte del volumen de la sonda sin presión ( $V_0$ ), se despresuriza la sonda y se da por terminado el ensayo con la extracción del equipo.

Los incrementos de presión constante usualmente empleados en suelos, varían de 25 a 200 kPa, dependiendo de la consistencia o compacidad del estrato de prueba, procurando terminar la prueba con un número de incrementos que varían entre 7 y 10.

El segundo método consiste en aplicar incrementos de volumen constante equivalentes a 0.05 ó 0.1 del volumen  $V_0$  hasta alcanzar el límite del equipo, tomando lecturas a los 30 s y al minuto después de alcanzar el volumen correspondiente al incremento. Una variante del ensayo con control de volumen es aplicar una velocidad controlada, normalmente del 1%/min; sin embargo, este tipo de ensayo sólo se puede realizar con equipo que cuente con una unidad de control programable. Al llegar al volumen máximo, se desinfla la sonda y se da por terminado el ensayo con la extracción del equipo. La normativa asociada al ensayo con éste equipo es la Norma ASTM D4719-00.

#### 4.9.4.4 Aplicaciones

Los ensayos presiométricos se aplican en todo tipo de suelos, saturados o no, desde las arcillas blandas hasta tobos y rocas. En los suelos, el fluido empleado para expandir la membrana es agua o gas, mientras que en rocas se emplea aceite.

Con los resultados de los trabajos de exploración e interpretación de datos del ensaye presiométrico se pueden realizar los siguientes análisis:

- Cálculo de capacidad portante de cimentaciones superficiales y profundas.
- Cálculo de asientos de zapatas y pilotes.
- Cálculo de rozamiento negativo de pilotes.
- Diseño de pilotes cargados lateralmente.
- Diseño de estructuras de sostenimiento.
- Diseño de anclajes.



CAPITULO 5  
TRABAJOS DE LABORATORIO



## CAPÍTULO 5 TRABAJOS DE LABORATORIO

### 5.1. Contenido

La identificación de los diferentes tipos de suelo que conforman un perfil estratigráfico implica la realización de pruebas especializadas de campo y laboratorio a partir de las cuales se evalúan las propiedades físicas y mecánicas del suelo.

Las pruebas de laboratorio que se presentan en este capítulo están basadas en los procedimientos estándar establecidos por la Sociedad Americana para la Prueba de Materiales (ASTM), la Asociación Americana de Agencias Oficiales de Carreteras y Transportes (AASHTO) y la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

En este capítulo se presentan conceptos y recomendaciones generales sobre los métodos de las pruebas más comunes para clasificación e identificación de suelos, así como para determinar sus propiedades de resistencia mecánica en laboratorio.

### 5.2. Objetivo de los Trabajos de Laboratorio

Identificar, de forma cualitativa y cuantitativa, las muestras de suelo obtenidas mediante los trabajos de exploración realizados en cada uno de los apoyos del Puente.

### 5.3. Selección y Asignación de Pruebas

Algunas consideraciones respecto a las pruebas de laboratorio, tales como el costo y el tipo de prueba, se establecen fundamentalmente por la experiencia del ingeniero especialista en Geotecnia a cargo de realizar los estudios y proyecto de cimentación de los apoyos del Puente.

Los siguientes criterios mínimos deberán ser considerados mientras se definen los alcances del programa de pruebas de laboratorio:

- Tipo de proyecto (tipo de puente)
- Dimensiones del puente (longitud, ancho, altura de apoyos, cantidad de apoyos)
- Cargas a ser impuestas sobre los suelos de cimentación
- Tipo de cargas (estáticas y/o dinámicas)
- Tolerancias críticas para el proyecto (limitaciones de asentamientos)
- Variaciones, horizontales y verticales del perfil del suelo con base a los perfiles estratigráficos obtenidos en cada apoyo del puente y a la identificación visual del suelo en laboratorio.
- Peculiaridades esperadas y/o conocidas del suelo en la ubicación de los apoyos del Puente (suelos expansivos, suelos colapsables, suelos orgánicos, etc.).

La selección de las pruebas deberá ser considerada preliminar hasta que el ingeniero especialista en geotecnia esté seguro de que los resultados de las pruebas son suficientes para desarrollar perfiles estratigráficos confiables de los sondeos y proveer los parámetros necesarios para el diseño geotécnico de la cimentación.

### 5.4. Clasificación de las Pruebas de Laboratorio

Normalmente en la práctica los suelos que se presentan son gravas, arenas, limos, arcillas y materia orgánica combinados de manera heterogénea. El primer paso para clasificar el tipo de suelo es realizar pruebas de identificación en campo mediante ensayos empíricos, siendo el técnico en perforación y el ingeniero responsable de los trabajos de exploración, los primeros en realizar la clasificación de campo de cada una de las muestras obtenidas en los trabajos de exploración.

Las pruebas de laboratorio pueden ser agrupadas en dos clases principales: pruebas índice y pruebas mecánicas.

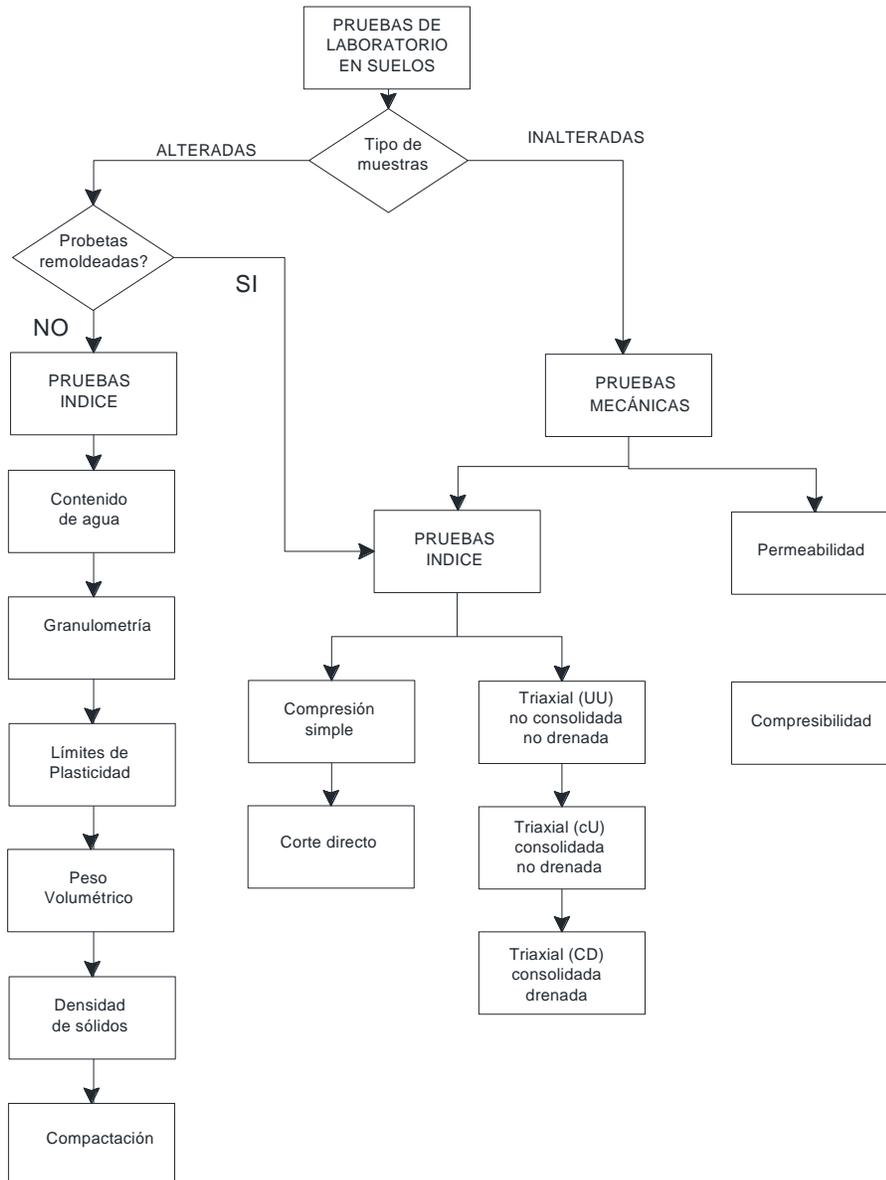


Figura 5.1 Pruebas de laboratorio en suelos.

#### 5.4.1. Pruebas Índice

Para caracterizar el suelo de forma cualitativa, y clasificarlo mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se realizan pruebas índice.

Tabla 5.1. Pruebas índice en suelos y normas de referencia.

Tipo de Prueba	Símbolo	Norma (AASHTO/ASTM)
Identificación visual		( - / D2488)
Contenido de agua	$\omega(\%)$	(T265/D4959)
Límites de plasticidad	$L_L(\%) =$ Límite Líquido $L_p(\%) =$ Límite plástico $I_p(\%) =$ Índice de plasticidad	(T89/D4318)
Granulometría		(T88/D422)
Porcentaje de finos		( - / D1140)
Peso volumétrico natural	$\gamma$	
Densidad de sólidos		
Compactación AASHTO estándar		(T99/D698)
Compactación AASHTO modificada		(T180/D1557)

#### 5.4.1.1 Identificación Visual

##### 5.4.1.1.1 Definición

La identificación preliminar del suelo está basada en una examinación visual y en pruebas manuales. Este procedimiento se puede establecer en campo durante los trabajos de exploración para identificar las muestras de suelo extraídas en cada uno de los sondeos.

##### 5.4.1.1.2 Lineamientos Generales

Para la identificación visual y descripción de las muestras de suelo se consideran algunos puntos principales:

- a) Agrupación de las partículas de suelo y fragmentos de roca de acuerdo al tamaño.
- b) Información descriptiva de los suelos:
  - Angulosidad de la partícula (angular, sub angular, sub redondeado o redondeado).
  - Forma de la partícula (redondeada, sub redondeada, angulosa, lajeada o acicular)
  - Color, olor y condición de humedad
- c) Granulometría
- d) Dilatancia (rápida, lenta o nula)
- e) Tenacidad (nula, media o alta)
- f) Resistencia en estado seco (nula, media o alta)

Con la información obtenida en los incisos anteriores se procede a realizar la clasificación del material en su conjunto.

La ejecución de la prueba se realiza bajo los lineamientos establecidos en la Norma ASTM D2488 y/o Norma SCT M-MMP-1-02.

### 5.4.1.2 Contenido de Agua

#### 5.4.1.2.1 Definición

El contenido de agua de un suelo es uno de los primeros parámetros que se calculan para iniciar con el análisis y clasificación de un suelo. Además de determinar propiedades físicas, es útil para inferir de manera indirecta algunas propiedades mecánicas, tales como la compresibilidad del suelo.

El contenido de agua de un suelo es asumido como la cantidad de agua que se encuentra entre los poros y es removible, expresada como un porcentaje de las partículas sólidas secas. Entendiendo como partículas sólidas secas a las partículas minerales del suelo después de someter la muestra a un secado en horno de convección por un periodo comprendido entre 12 y 24 horas.

#### 5.4.1.2.2 Lineamientos Generales

A cada una de las muestras de suelo obtenidas en los trabajos de exploración, en los sitios donde se proyectan los apoyos del Puente, se le deberá determinar su contenido de agua. Los resultados se deberán incluir en el perfil estratigráfico individual y en un formato particular para esta prueba.

La ejecución de la prueba se realiza bajo los lineamientos establecidos en las Normas ASTM D4959, AASHTO T265 y/o SCT M-MMP-1-04.

Algebraicamente el contenido de humedad de un suelo se expresa de la siguiente manera:

$$\omega(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad \text{EC5.1}$$

En donde:

$\omega(\%)$  = Contenido de agua

$W_w$  = Peso del agua contenida en la masa de suelo

$W_s$  = Peso de los sólidos en la masa de suelo

#### 5.4.1.2.3 Comentarios

La determinación del contenido de agua de suelos que contienen materiales extraños, tales como, materia orgánica o sales en el caso de los suelos marinos, requiere algunas consideraciones adicionales, mismas que se mencionan en las Normas ASTM D 2974 y D 4643, respectivamente.

La Norma ASTM D 4643-00 presenta el método de secado con horno de microondas, el cual puede ser utilizado en la mayoría de los suelos a excepción de aquellos que presenten cantidades significativas de halosita, mica, montmorilonita, suelos altamente orgánicos o suelos que presenten sólidos disueltos en su constitución (como las sales presentes en los suelos marinos), ya que los resultados obtenidos para este tipo de suelos son poco confiables.

Resultan interesantes los resultados que obtuvieron Moreno y Orozco (Referencia 111), ya que prácticamente no hay diferencia significativa entre los valores obtenidos con el horno de microondas y el horno de convección. Se recomienda poner especial atención a los suelos que presentan alto contenido de materia orgánica o a los ferromagnesianos, mismos que tendrían que secarse a una potencia baja, ya que su sobrecalentamiento podría ocasionar una explosión.

### 5.4.1.3 Límites de Plasticidad

La plasticidad no es una propiedad permanente de los suelos finos, si no dependiente del contenido de agua, ya que un suelo fino en estado seco puede tener consistencia muy firme o dura, y si a ese mismo suelo se le agrega gran cantidad de agua presentará una consistencia blanda con las propiedades de un lodo o una suspensión líquida.

#### 5.4.1.3.1 Definición

Los límites de plasticidad o de Atterberg son los contenidos de agua que definen los límites de los estados de consistencia para suelos finos, y con los cuales cambia el comportamiento de los suelos

El límite líquido de un suelo se define como el contenido de agua expresado en porcentaje de peso de un suelo secado en el horno, con el cual una ranura se cierra aproximadamente 1.27mm (½”) con 25 golpes en la copa de Casagrande. Y representa el contenido de agua en el cual cualquier incremento de agua provocaría que el suelo se comportara como un líquido. En sí es una medida cualitativa de compresibilidad y junto con el índice plástico permite clasificar al suelo de acuerdo con el SUCS.

El límite plástico es definido como el contenido de agua con el cual una muestra de suelo en forma de cilindros pequeños se agrieta al ser rolando, con un diámetro de 3.2 mm (1/8”). Y representa el contenido de agua correspondiente a las fronteras entre los estados plástico y semisólido. Para efectuar la prueba se seleccionan 20 gr o más del material preparado para el límite líquido, se hacen varios cilindros pequeños, ya que para la determinación del contenido de agua correspondiente al límite líquido las Normas ASTM indican como mínimo 6 gr.

La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico nos da como resultado el índice plástico. Si el límite líquido y/o el límite plástico no pueden ser determinados, o si el límite plástico es mayor o igual al límite líquido, se deberá reportar el suelo como no plástico.

- Ecuación de la línea U: La línea U se ubica por encima de la línea A, esta línea es aproximadamente el límite superior de la relación del índice de plasticidad y el límite líquido para cualquier tipo de suelo conocido, aunque rara vez se ubica un suelo por encima de línea U, que tiene la ecuación:

$$IP = 0.9(LL - 8) \quad \text{EC5.2}$$

- Ecuación de la línea A: Separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos, las arcillas inorgánicas se encuentran por encima de esta línea y los limos inorgánicos por debajo de ésta. Los limos orgánicos están situados por debajo de esta línea en el intervalo de 30 a 50 del límite líquido, las arcillas orgánicas se ubican por debajo de esta línea con un límite líquido mayor a 50. La ecuación de la línea A es:

$$IP = 0.73(LL - 20) \quad \text{EC5.3}$$

Para un suelo natural es muy raro que la línea de Límite Líquido (LL) contra Índice Plástico (IP) quede por encima de la línea U.

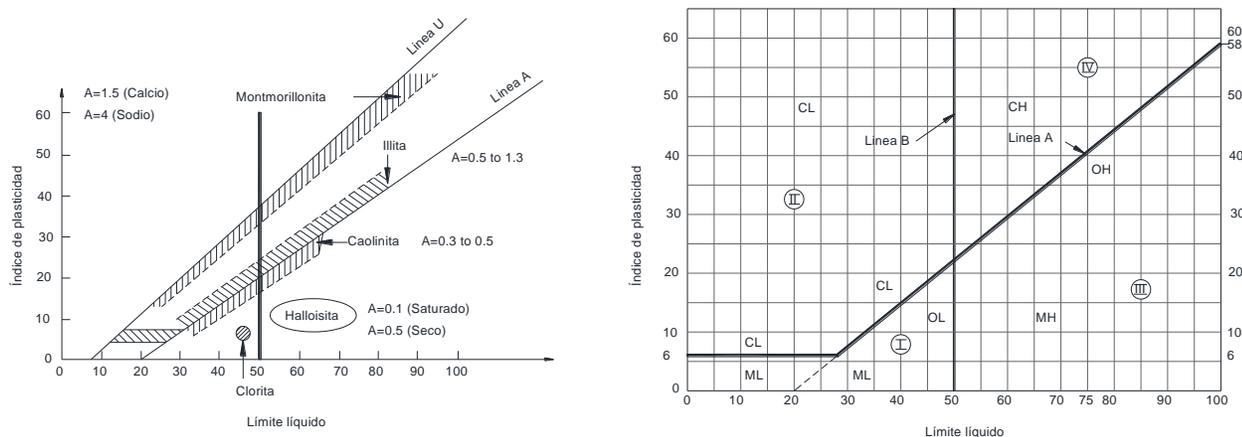


Figura 5.2 Izquierda: localización de los minerales de arcilla sobre la carta de plasticidad, (Skempton, 1953). Derecha Carta de plasticidad.

#### 5.4.1.3.2 Lineamientos Generales

A partir de la definición de la estratigrafía preliminar, durante la revisión e identificación de muestras de manera visual en laboratorio, se establecen los estratos en los cuales se realizarán las pruebas de límites de plasticidad. Los resultados se deberán incluir en el perfil estratigráfico individual y en un formato particular para esta prueba.

La ejecución de la prueba se realiza bajo los lineamientos establecidos en las Normas ASTM D4318, AASHTO T89 y/o SCT M-MMP-1-07.

Se consideran 4 métodos para poder determinar el Límite Líquido:

- Método de Prueba de Puntos Múltiples (Casagrande).- consiste en hacer varias determinaciones de contenidos de agua para hacer que la ranura hecha en la copa de Casagrande se cierre aproximadamente 1.27mm (1/2”). Las Normas ASTM mencionan que se deben hacer como mínimo 3 lecturas del número de golpes con diferentes contenidos de agua, mismos que deben de estar en los rangos de 15 a 25 golpes para el primer ensaye, de 20 a 30 golpes para el segundo ensaye y de 25 a 35 golpes para el tercer ensaye. Posteriormente se hace una gráfica en escala semilogarítmica, colocando en las ordenadas el contenido de agua y en las abscisas el número de golpes. El límite líquido será entonces el contenido de agua correspondiente a los 25 golpes indicados en la gráfica.
- Método de Prueba de un Punto (Casagrande).- Se hace solamente un ensaye, con la condición de que el número de golpes debe estar entre los 20 y 30 golpes, si se dan más golpes o menos de los indicados se deberá ajustar el contenido de agua para quedar en ése rango. El límite líquido se determina aplicando la siguiente fórmula:

$$LL^n = W^n \cdot \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121} \quad \text{EC5.4}$$

Donde:

- LL = límite líquido correspondiente al ensayo de un punto.
- W = contenido de agua para el ensaye realizado.
- N = número de golpes con la copa de Casagrande.

El método de puntos múltiples ofrece mejores resultados que el de un punto, ya que el método de un punto requiere un operador con bastante experiencia.

- Método del Cono-Penetrómetro de Puntos Múltiples (BS1377 1990).- Es el método estándar británico definitivo para determinar el límite líquido. Se hinca un cono normalizado en el suelo, obteniendo el límite líquido para una penetración de 20 mm. Para la realización de la prueba es necesario contar principalmente con:
  - Aparato penetrómetro.
  - Cono de acero limpio, con una longitud aproximada de 35 mm y un ángulo de 30°.
  - Masa del cono y fuste de 80gr +/- 0.1gr.
  - Medidor de agudeza del cono, que consiste en un plato de acero con una perforación en el centro.

Se sigue el mismo procedimiento para la preparación de la muestra que el indicado para la copa de Casagrande. Se coloca el suelo en una copa con ayuda de una espátula evitando que quede atrapado aire, se tapa la copa y se coloca el cono en posición para ejercer presión vertical durante 5 segundos, se mide la penetración y se realizan otras 3 pruebas más, midiendo el contenido de agua para cada una de ellas, y finalmente se grafica el contenido de agua y la penetración, obteniendo el límite líquido directamente de la gráfica para una penetración de 20 mm.

- Método del Cono-Penetrómetro de un Punto (BS1377 1990).- Sólo se efectúa un ensaye para el cual la penetración debe estar entre los 15 y 25 mm. Éste método sólo es válido para suelos con un  $LL < 120\%$ , en caso contrario se deberá recurrir al método de cono-penetrómetro de puntos múltiples.

La lectura correspondiente a un solo punto se multiplica por un factor dependiendo de la plasticidad del suelo.

#### 5.4.1.4 Granulometría

En el caso de suelos gruesos de estructura simple (gravas, arenas y limos no plásticos) una de las características más importante para definir su resistencia es la “compacidad”. Y la compacidad va ligada al tamaño y distribución granulométrica de las partículas del suelo, por lo que un suelo bien graduado tendrá una buena compacidad relativa, será menos compresible y con mayor resistencia al corte que un suelo con mala graduación.

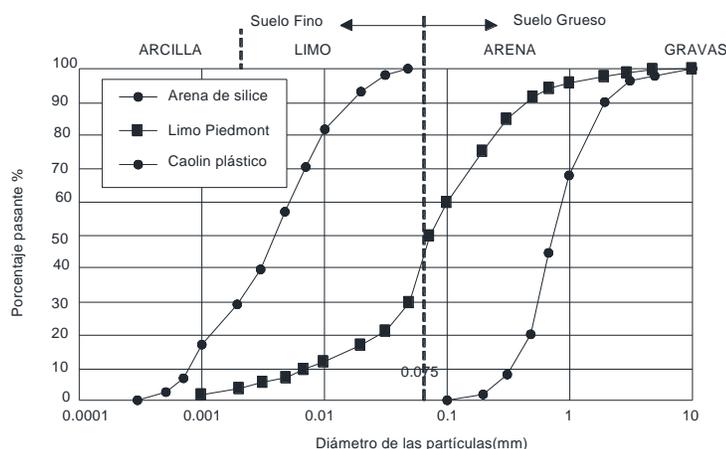


Figura 5.3 Curvas Granulométricas representativas para diferentes tipos de suelos (FHWA NHI-01-031, 2002, “Subsurface Investigations”).

#### 5.4.1.4.1 Definición

La granulometría de un suelo se define como la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas. Las partículas de cada fracción se caracterizan porque su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que le sigue correlativamente. La distribución granulométrica proporciona un criterio de clasificación.

#### 5.4.1.4.2 Procedimientos

Para determinar la distribución granulométrica de un suelo con tamaño de partículas de una grava o una arena se utiliza el método de cribado con mallas. Para el caso de suelos con partículas finas como una arcilla o un limo, se utiliza el procedimiento de sedimentación. Y cuando se presenten suelos con ambos tamaños de partículas se combinan los dos métodos.

- Cribado con mallas.- Se realiza a toda la fracción de la muestra de suelo mayor a la malla # 200 (0.075 mm), también puede utilizarse como frontera la malla # 10, pero se deberá indicar en la prueba.
- Procedimiento por sedimentación (método del hidrómetro).- Se realiza a la fracción de la muestra que pasa la malla #10 o la malla #200, según se indique. Éste tipo de prueba se basa en el principio de la Ley de Stokes, la cual proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas de suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas.



Figura 5.4 Mallas utilizadas para el cribado durante la ejecución de la prueba de Granulometría.

#### 5.4.1.4.3 Lineamientos Generales

A partir de la definición de la estratigrafía preliminar, durante la revisión e identificación de muestras de manera visual en laboratorio, se establecen los estratos en los cuales se realizarán las pruebas de Granulometría. Los resultados se deberán incluir en el perfil estratigráfico individual y en un formato particular para esta prueba.

Para proyectos de cimentación en los cuales alguno de los apoyos del Puente se encuentre dentro del cauce del río, se determinarán pruebas de granulometría en los estratos que puedan verse afectados por efecto de socavación.

La ejecución de la prueba se realiza bajo los lineamientos establecidos en las Normas ASTM D421, ASTM D422, AASHTO T87, AASHTO T88 y/o SCT-M-MMP-1-06.

### 5.4.1.5 Peso Volumétrico Natural

La prueba de laboratorio para la determinación del peso volumétrico natural consiste en determinar el peso de la muestra y su volumen, siendo éste último el que presenta más detalles para obtenerlo.

El peso volumétrico natural es determinado por una muestra de suelo inalterada.

#### 5.4.1.5.1 Definición

En mecánica de suelos se relaciona el peso de las distintas fases con sus volúmenes correspondientes, por medio del concepto de peso específico, es decir, de la relación entre el peso de la sustancia y su volumen. Se distinguen los siguientes pesos específicos:

- $\gamma_o$  = Peso volumétrico del agua destilada, a 4 ° C de temperatura y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar. En sistemas derivados del métrico es igual a 1 o a una potencia entera de 10.
- $\gamma_w$  = Peso volumétrico del agua en condiciones reales de trabajo, su valor difiere poco del valor de  $\gamma_o$ , siendo la temperatura el principal factor para que varía.
- $\gamma_m$  = Peso volumétrico de la masa del suelo, numéricamente se expresa de la siguiente manera:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \quad \text{EC5.5}$$

- Peso volumétrico de la fase sólida del suelo:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad \text{EC5.6}$$

- Peso volumétrico relativo de la masa de suelo, se define como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua a 4° C, destilada y sujeta a una atmósfera de presión. Numéricamente se expresa:

$$G_s = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} = \frac{Wm}{Vm \times \gamma_o} \quad \text{EC5.7}$$

#### 5.4.1.5.2 Lineamientos Generales

Existen varios métodos para determinar la densidad o peso específico natural del suelo:

- Medida Lineal.- Se utiliza cuando a la muestra se le puede determinar su volumen por mediciones lineales. La Norma Británica BS1377-1990, menciona las siguientes formas para la muestra:
  - Muestra rectilínea
  - Muestra cilíndrica, del mismo tamaño que el tubo muestreador.
  - Muestra cilíndrica, con diámetro un poco menor que el tubo muestreador.
  - Muestra circular o cuadrada, tomada del tubo muestreador
  - Muestra circular o cuadrada, tomada de un cubo de suelo labrado.
- Por desplazamiento de agua.- Se utiliza cuando no es posible cortar un espécimen de una forma cilíndrica regular o en forma de prisma, o cuando la muestra tiene simplemente una forma irregular

y cuando la determinación del volumen no es posible por simple medición lineal. La prueba en sí consiste en sumergir la muestra de suelo previamente sellada y medir la cantidad de agua desplazada.

- Por inmersión en agua.- Este método requiere de un equipo simple para pesar, se basa en el principio de Arquímedes para la determinación de volumen y permite considerar muestras de mayor tamaño o incluso muestras compactadas.



Figura 5.5 Muestras de suelo inalteradas cubiertas con una capa de parafina.

La ejecución de la prueba se realiza bajo los lineamientos establecidos en las Normas SCT M-MMP-1-08.

Tabla 5.2. Valores típicos de pesos volumétricos para diferentes tipos de suelo (HEAD, 1992).

Tipo de Suelo	Peso Volumétrico (Ton/m <sup>3</sup> )
Arena uniforme suelta y seca	1.36
Arena bien graduada	1.95
Arcilla blanda	1.67
Arcilla firme	1.96
Turba	0.98

#### 5.4.1.6 Densidad de Sólidos

La densidad de sólidos corresponde a una propiedad índice más del suelo, que si bien no influye para su clasificación sí es importante determinarla para poder calcular algunos datos de las relaciones gravimétricas y volumétricas, tales como la relación de vacíos y el grado de saturación.

- Densidad de sólidos en suelos finos.
- Densidad de sólidos en arenas.
- Densidad de sólidos en gravas.

#### 5.4.1.6.1 Definición

La densidad relativa de los sólidos se define como la relación entre el peso específico de los sólidos y el peso específico del agua a una temperatura de 4°C.

Los valores de la densidad de sólidos de muchos suelos, arenas cuarzosas o con otros minerales, arcillas compuestas con caolinita o ilita, y para la mayoría de suelos, se encuentran en un rango muy estrecho de valores  $G_s = 2.7 \pm 0.1$ ; a excepción de suelos orgánicos, o con alto contenido de carbonato de calcio.



Figura 5.6 Ejecución de la prueba de densidad de sólidos

La ejecución de la prueba se realiza bajo los lineamientos establecidos en las Normas ASTM D854 y/o SCT-M-MMP-1-05.

#### 5.4.1.6.2 Lineamientos Generales

El método comúnmente empleado para la determinación de la densidad de sólidos utiliza un picnómetro o matraz volumétrico, el cual requiere ser calibrado antes de la prueba. Al calibrarlo se obtienen los pesos del matraz con agua hasta la marca de aforo, a distintas temperaturas, debido a que el peso del matraz con agua está en función directa de la temperatura. A partir de estas mediciones, se realiza una gráfica de calibración, la cual es una curva que tiene por ordenadas los pesos del matraz de aforo y como abscisas las temperaturas correspondientes.

Las muestras a utilizar deben ser representativas del suelo en estudio. Para suelos gruesos (gravas), se toman de 10 a 12 partículas de grava y se dejan saturando durante 24 horas. En arenas la muestra debe estar conformada de 60 a 100 g después de ser secada en el horno durante 24 horas a temperatura constante de 105 °C. Para suelos cohesivos es necesario que la cantidad de sólidos sea del orden de 30 a 60 gr, para realizar una suspensión que se deja homogeneizar por 24 horas.

La prueba de la densidad de sólidos debe hacerse simultáneamente en dos matraces, a fin de obtener una comprobación. Si los valores no difieren más de 1%, se calcula el promedio; si la diferencia es mayor, se repite la prueba.

#### 5.4.1.7 Compactación

La compactación de un suelo tiene como finalidad el mejorar las propiedades mecánicas de resistencia, compresibilidad, permeabilidad y la adecuada relación esfuerzo- deformación, manteniéndose durante la vida útil de la obra. La compactación de un suelo puede ser de manera dinámica, estática o por amasado, el método va a depender de las propiedades del suelo y el resultado que se quiera obtener.

### 5.4.1.7.1 Definición

Proceso mecánico en el cual se aplica al suelo la energía de compactación necesaria para producir una disminución apreciable del volumen de vacíos y, por lo tanto, una disminución del volumen total. Lo que se traduce, en un incremento en la densidad, un aumento de la resistencia al corte, una disminución de la permeabilidad y una disminución de la compresibilidad.

### 5.4.1.7.2 Lineamientos Generales

En laboratorio existen varios métodos para reproducir, al menos teóricamente, las condiciones dadas de compactación en campo utilizando el peso volumétrico seco y el contenido de agua. A partir de ésta relación se desarrolló la curva de compactación.

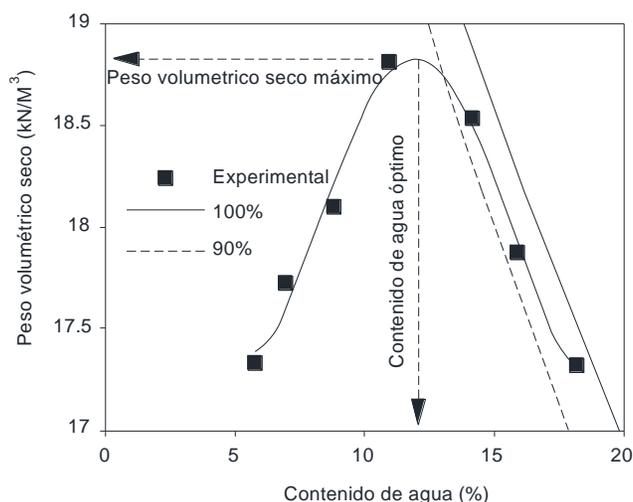


Figura 5.7 Curva de compactación típica

Al añadir agua a un suelo se forman películas de agua absorbida alrededor de la partícula, incrementando su espesor, y tendiendo a empacarse más cercanas unas de otras aumentando su peso volumétrico. Sin embargo, al llegar a cierto punto, las películas de agua absorbida empiezan a empujar a las partículas separándolas, por lo que al seguir aumentando el contenido de agua, el peso volumétrico disminuye. Por consiguiente el peso volumétrico máximo se presenta con un contenido óptimo de agua, tal como se muestra en la curva de compactación.

Los métodos que han alcanzado mayor difusión para la compactación de los suelos en laboratorio son la Prueba AASHTO (AASHTO) Estándar (ASTM D 698) y la Prueba AASHTO Modificada (ASTM D 1577). Ambas pruebas presentan cuatro variantes que se basan principalmente en el tipo de molde a usar, uno con diámetro de 10.16 cm (4") y otro con diámetro de 15.24 cm (6"), siendo el primero el molde clásico y el segundo se introdujo para realizar las pruebas de Valor Relativo de Soporte (VRS) típicas de la tecnología de pavimentos. Además, la utilización de dos tipos de granulometrías, uno hasta el tamaño máximo de la malla N° 4 y el otro hasta el tamaño máximo de 1.9 cm (¾") con la finalidad de abarcar un mayor rango de suelos. Estas variantes son adicionales a las diferencias que presentan los métodos entre sí, como el número de capas, número de golpes y energía de compactación.

La prueba AASHTO Estándar y AASHTO Modificada consiste básicamente en compactar en un número determinado de capas una muestra de suelo dentro de un molde de compactación, implementando un martillo con un peso y altura de caída específica, con la finalidad de obtener su peso volumétrico seco. La muestra de suelo utilizada, tiene un contenido de agua inicial conocido, el cual se va incrementando para ir obteniendo diferentes valores de peso volumétrico seco hasta graficar la curva peso volumétrico seco vs contenido de agua.

Existen otros métodos como: La prueba de compactación Harvard Miniatura, la cual tiene un procedimiento similar al descrito anteriormente, excepto que, el suelo es compactado en el molde presionando con un pisón de amasado aplicado lentamente sobre el suelo, con el objetivo de asimilar los que usan en el campo, como los rodillos pata de cabra o neumáticos, donde la carga se pone en contacto con el suelo prácticamente sin impacto, la rotación del rodillo o neumático produce una acción de amasado, a medida que el rodillo se adapta a la superficie del suelo.

La prueba de compactación Porter, en la cual el suelo se compacta en tres capas colocándolo dentro de un molde cilíndrico de unas 15.24 cm (6") de diámetro y se acomoda con 25 golpes de una varilla con punta de bala, lo que no significa una compactación intensa, pues la varilla es ligera y la altura de caída, que no está especificada, es la mínima utilizable por el operador para la manipulación cómoda.

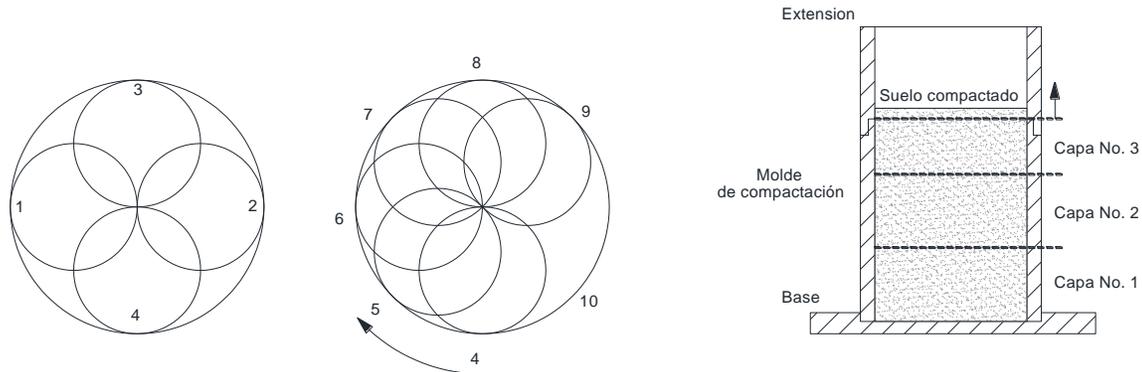


Figura 5.8 a) Secuencia de apisonado, b) Compactación por capas

La Figura 5.9 muestra las curvas de compactación de diferentes suelos mediante la Prueba AASHTO Modificada.

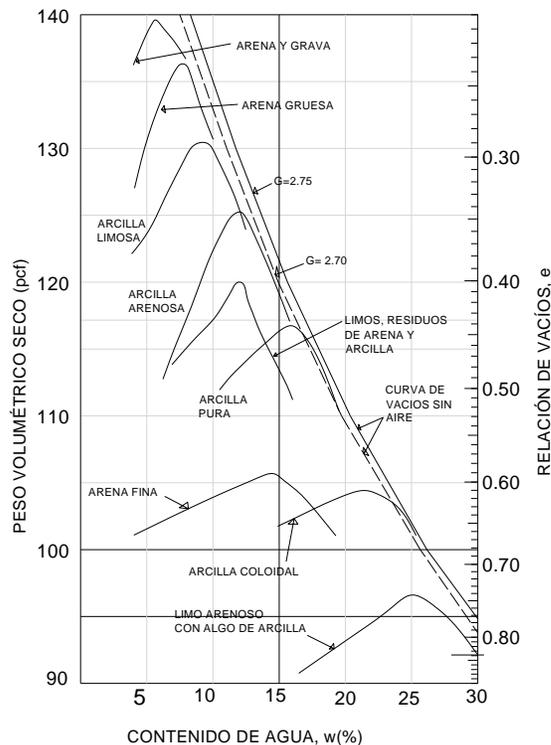


Figura 5.9 Curvas de compactación (Day, 2001b)

### 5.4.2. Consolidación

Cuando un depósito se somete a un incremento de esfuerzos totales, como resultado a cargas externas aplicadas, y el mismo se encuentra saturado, se produce un exceso de presión intersticial debido a que el incremento es absorbido inicialmente por ésta, luego va transmitiéndose gradualmente al esqueleto del suelo a medida que el agua sale de los poros, dependiendo de la permeabilidad del suelo.

A éste proceso de disipación de la presión de poro se le conoce como consolidación y viene acompañado de un aumento de la presión efectiva, un incremento de la resistencia del suelo y una reducción del volumen total de poros, traduciéndose en un asentamiento. Teniendo como hipótesis que las partículas sobre un mismo plano horizontal permanecen esencialmente igual, el movimiento de las mismas solo ocurre verticalmente.

#### 5.4.2.1 Definición

La variación del volumen ( $\Delta V$ ) que resulta del aumento del esfuerzo efectivo ( $\Delta\sigma'$ ) puede, por tanto, representarse en forma idealizada ya sea con el cambio de espesor ( $\Delta H$ ) o el cambio de relación de vacíos ( $\Delta e$ ), como se observa en la Figura 5.10.

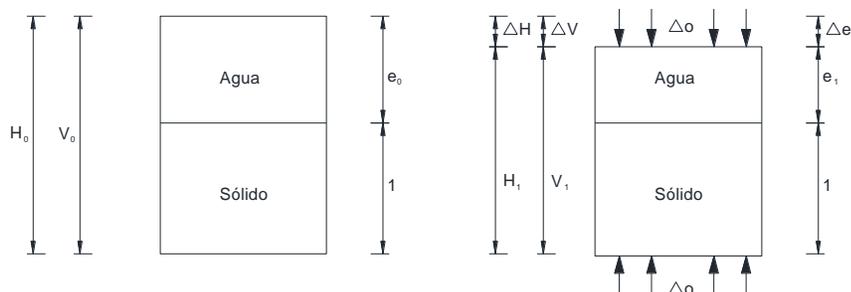


Figura 5.10 Interpretación del proceso de consolidación a) antes y b) después.

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{e_0} \quad \text{EC5.8}$$

Por lo tanto, la variación del espesor de un estrato con un espesor inicial es:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e} H_0 \quad \text{EC5.9}$$

#### 5.4.2.2 Lineamientos Generales

El ensayo de consolidación es utilizado para determinar el grado de consolidación y sus características en suelos con baja permeabilidad, del mismo se obtienen dos parámetros; la compresibilidad del suelo expresado en términos del coeficiente de compresibilidad volumétrica, el cual es la cantidad de deformación a la que el suelo va estar comprimido tanto en la carga como en la descarga, durante la consolidación y el parámetro del tiempo expresados en términos del coeficiente de consolidación el cual indica el grado de compresión relacionado en un periodo de tiempo en la cual la consolidación tomará lugar.

El coeficiente de compresibilidad volumétrica se expresa:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad \text{EC5.10}$$

El coeficiente de consolidación volumétrica se expresa:

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad \text{EC5.11}$$

Una prueba de consolidación estándar consiste en el labrado de una muestra de suelo inalterada dentro del anillo de consolidación. La muestra de suelo y el anillo se colocan en la cazuela del consolidómetro junto con dos piedras porosas previamente saturadas y dos hojas de papel filtro colocados entre la muestra de suelo y las piedras, adicionalmente se coloca una tapa superior, la cual transmite uniformemente el esfuerzo vertical a la muestra de suelo. Luego, que el conjunto está listo, se somete al espécimen a incrementos de carga constante, durante cada incremento de carga se toman lecturas de deformación en intervalos de tiempo de 5, 10, 20, 30, 60 s, 2, 3, 5, 10, 20, 30, 60, 120 min, 4, 8 y 24 hr. Este ensayo está estandarizado por la Norma ASTM D-2435.

A cada incremento de carga se le realiza su determinada gráfica de consolidación sea mediante el método de Casagrande que es deformación (mm) contra logaritmo del tiempo (s), o mediante el método de Taylor que es deformación (mm) contra la raíz del tiempo (s).

### 5.4.3. Permeabilidad

Los suelos están conformados por partículas minerales sólidas que dejan vacíos entre ellas. Estos vacíos están interconectados y permiten el flujo de agua a través de ellos, convirtiéndose en materiales permeables al agua. Sin embargo, existen factores que pueden aumentar o disminuir el flujo de agua que pasa a través de un suelo como son; la relación de vacíos, la temperatura del agua, la estructura y estratificación del suelo, la presencia de agujeros o fisuras, el tamaño de las partículas y el aire encerrado.

#### 5.4.3.1 Definición

El coeficiente de permeabilidad es una propiedad físico-mecánica atribuible a medios porosos y se expresa como la velocidad con la que fluye el agua a través de un suelo bajo un gradiente hidráulico unitario y se expresa:

$$k = \frac{Q}{IA} \quad \text{EC5.12}$$

Donde:

- k = coeficiente de permeabilidad (m/s)
- Q = caudal (m<sup>3</sup>/s)
- I = gradiente hidráulico (m/m)
- A = área de la sección (m<sup>2</sup>)

#### 5.4.3.2 Lineamientos Generales

Para la determinación del coeficiente de permeabilidad existen diferentes métodos; los ensayos de laboratorio, los efectuados en el lugar y los métodos empíricos, donde el valor de k es obtenido indirectamente a través de relaciones empíricas con otras propiedades de los suelos.

Las pruebas de laboratorio más comunes son la Prueba de Carga Constante, adecuada para gravas, arenas y suelos finos con valores entre 10<sup>-4</sup> y 10<sup>-11</sup> m/s, y la Prueba de Carga Variable, adecuada para arenas, gravas y limos, con valores de k > 10<sup>-4</sup> m/s.

Tabla 5.3. Intervalo aproximado del coeficiente de permeabilidad, k, para diversos tipos de suelos (Marsal y Resendiz, 1979).

Tipo de Suelo	Intervalo de k (cm/s)
Gravas limpias	100 a 1
Arenas limpias	1 a $10^{-3}$
Arenas muy finas, limos y mezclas de arena y limo	$10^{-3}$ a $10^{-7}$
Arcillas	$10^{-7}$ a $10^{-9}$

El permeámetro de carga constante ofrece el método más simple para determinar el coeficiente de permeabilidad del suelo. Una muestra de suelo de área transversal A y longitud L conocidas, confinadas en un tubo, se somete a una carga hidráulica h. El agua fluye a través de la muestra, midiéndose la cantidad (en  $\text{cm}^3$ ) que pasa en un tiempo t. El gradiente hidráulico permanece constante a lo largo de todo el periodo del ensayo. Conocidos los valores Q, h, L, A, se calcula el coeficiente de permeabilidad con la siguiente ecuación:

$$k = \frac{V * L}{A * t * h} \tag{EC5.13}$$

Donde:

- V = velocidad del flujo
- A = área de la muestra
- L = longitud de la muestra
- h = carga hidráulica
- t = tiempo

El inconveniente del permeámetro es que, en suelos poco permeables, el tiempo de prueba se hace tan largo que deja de ser práctico, además la evaporación comienza a tener una incidencia muy importante en los resultados.

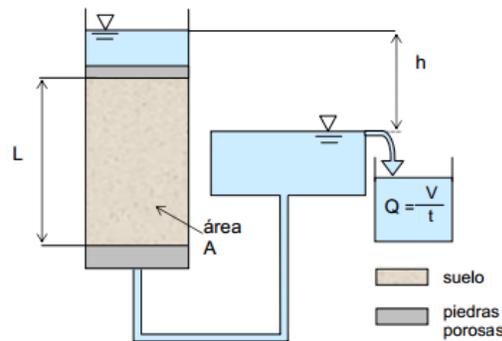


Figura 5.11 Permeámetro de carga constante

El permeámetro de carga variable mide la cantidad de agua que atraviesa una muestra de suelo, por diferencia de niveles en un tubo alimentador. Existen dos dispositivos típicos, el usado en suelos predominantemente finos, y el apropiado para materiales más gruesos. Al ejecutar la prueba se llena de agua el tubo vertical del permeámetro, observándose su descenso a medida que el agua atraviesa la muestra. Con la siguiente expresión nos permite calcular el valor del coeficiente de permeabilidad.

$$k = \frac{L}{t_2 - t_1} * \frac{a}{A} * \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) = \frac{2,3026 * L}{t_2 - t_1} * \frac{a}{A} * \log_{10}\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \tag{EC5.14}$$

Donde:

- a = área del tubo vertical de carga
- A = Área de la muestra
- L = longitud de la muestra
- h<sub>1</sub> = carga hidráulica al principio de la prueba
- h<sub>2</sub> = carga hidráulica al final de la prueba
- h<sub>c</sub> = altura de ascensión capilar, que debe deducirse de la lectura total del tubo de carga
- t = tiempo requerido para que la carga hidráulica pase de h<sub>1</sub> a h<sub>2</sub>

Los permeámetros y concretamente el de carga variable, pueden utilizarse sólo en suelos relativamente permeables, generalmente arenas y limos o mezclas de esos materiales, no plásticos.

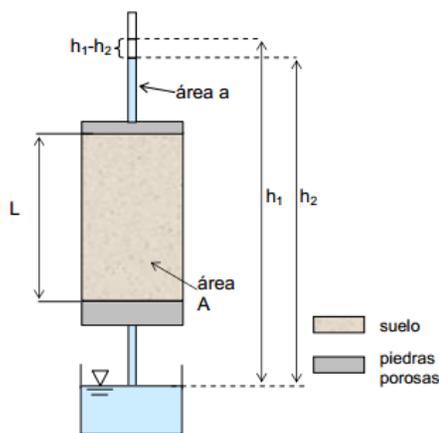


Figura 5.12 Permeámetro de carga variable

#### 5.4.4. Prueba Triaxial

##### 5.4.4.1 Definición

El esfuerzo cortante de un suelo se ha definido como la última o máxima resistencia que el suelo puede soportar. Los métodos más comúnmente empleados en laboratorio para obtener la resistencia al corte de los suelos son; la resistencia a la compresión simple (ASTM D 2166), corte directo (ASTM D 3080 y ASTM D 6528) y los ensayos de compresión triaxial (ASTM D 4767 y ASTM D 2850). A continuación se explicará a detalle los ensayos de compresión triaxial por ser uno de los métodos más confiables en la práctica para determinar los parámetros de resistencia, además, permiten conocer en forma más completa las características mecánicas de un suelo.

##### 5.4.4.2 Lineamientos Generales

En un ensayo de compresión triaxial, un espécimen cilíndrico inalterado y representativo del suelo en estudio es revestido con una membrana de látex dentro de una cámara a presión. La parte superior e inferior de la muestra está conformada por dos piedras porosas y papel filtro. La membrana de látex se ajusta posteriormente sobre ambos cabezales mediante anillos de goma dura u "O ring", con la intención de producir un cierre hermético; ambos cabezales se conectan al sistema de drenaje para saturar o drenar el espécimen. Armada y ajustada la cámara triaxial, se procede a llenar el interior con agua, la cual es la responsable de proporcionarle la presión lateral al espécimen. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la parte superior de la cámara.

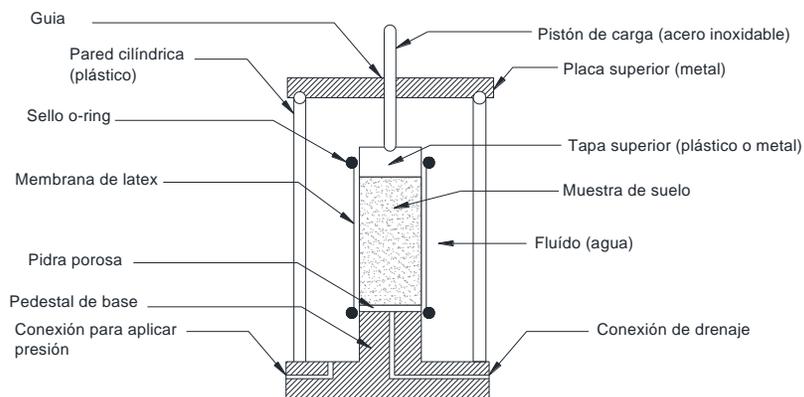


Figura 5.13 Celda Triaxial

Debido a que la resistencia cortante del suelo está controlada por la cantidad de drenaje que ocurre durante la carga, es necesario medir la resistencia cortante utilizando un procedimiento de ensayo que sea apropiado para simular el drenaje y la consolidación que ocurrirán durante la construcción y la vida de la estructura en el campo. Para lograr lo anterior, puede utilizarse uno o más de los tres procedimientos de ensayo siguientes;

#### **No consolidado–no drenado (UU)**

En este tipo de ensayo no se permite consolidar al espécimen durante el estado de esfuerzo inicial, ni drenar durante el corte. En la práctica se implementa este ensayo cuando la carga en campo será lo suficientemente rápida para prevenir cualquier drenaje significativo y cambio en el contenido de agua, antes de que el suelo falle. Por ésta razón, al ensayo también se le conoce como prueba rápida.

#### **Consolidado–drenado (CD)**

En este tipo de ensayo primero se consolida completamente al suelo bajo un estado de esfuerzo inicial. Posteriormente, se aplica el esfuerzo axial muy lentamente para que las presiones de poro generadas puedan tener tiempo de disiparse, o la carga axial se aplica en incrementos pequeños manteniendo cada incremento hasta que las presiones de poro se hayan disipado antes de aplicar el siguiente incremento. En la práctica se implementa éste ensayo cuando el suelo en campo drena relativamente rápido durante la aplicación de cargas de construcción, o bien, cuando el suelo tiene tiempo suficiente para drenar bajo la carga aplicada y la resistencia cortante se determinará cuando la disipación de la presión de poros y el drenaje en el campo hayan ocurrido. Se utilizan esencialmente en suelos granulares (arenas), sin embargo, se puede aplicar en suelos finos, pero los ensayos requieren tiempos prolongados del orden de semanas.

#### **Consolidado–no drenado (CU)**

En este tipo de ensayo el espécimen se consolida completamente bajo el estado inicial de esfuerzo. Sin embargo, durante el corte se cierran las líneas de drenaje y el espécimen se carga a la falla en condiciones no drenadas. En la práctica se implementa éste ensayo para simular condiciones de campo donde el estado inicial de carga resulta en la consolidación del suelo sin el peligro de falla, y después se aplica una segunda etapa de carga suficientemente rápida que resulta en carga esencialmente no drenada. Se realiza generalmente con medición de la presión de poros con el fin de determinar los parámetros de “C” y “ $\phi$ ” en términos de esfuerzos totales y esfuerzos efectivos.

**CAPITULO 6**  
**ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN**



## CAPÍTULO 6 ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

### 6.1. Modelo Geotécnico

El modelo geotécnico pretende predecir la respuesta del terreno durante la construcción con el fin de resolver problemas geomecánicos mediante métodos empíricos y numéricos.

Los modelos constituyen simplificaciones de problemas complejos, que permiten comprender mejor el comportamiento de un sistema, y son utilizados en todas las ciencias. Al igual que en Ingeniería Geológica, en Ingeniería Geotécnica es posible diferenciar tres tipos básicos de modelos:

- a) *El Modelo Geológico.-* es aquel que representa la distribución espacial de los materiales, formaciones litológicas, unidades geológicas, accidentes tectónicos, características hidrológicas, geomorfológicas, etc.
- b) *El Modelo Geomecánico.-* el cual representa la caracterización geotécnica e hidrogeológica de los materiales y su clasificación geomecánica;
- c) *El Modelo Geotécnico de Comportamiento.-* que representa la respuesta del terreno durante y después de una construcción (AASHTO, 2002).

Los modelos mencionados no son únicos, y tampoco un solo modelo puede ser útil para todos los casos. Así mismo, los modelos más complejos no siempre son los más adecuados para representar el comportamiento de un problema real.

El modelo geotécnico a desarrollar se apega al concepto de modelo geológico-geomecánico, el cual se basa en la interpretación de las pruebas de campo y laboratorio para conformar un perfil estratigráfico que represente adecuadamente las características del subsuelo del sitio en estudio. Este perfil debe contener información tal como espesores de estratos y descripción de cada uno de ellos, de acuerdo a la normatividad aplicable, resultados de pruebas de campo, de ensayos de laboratorio (índice y mecánicas), y demás datos adicionales que puedan ser útiles en la caracterización del subsuelo del sitio.

Cuando se cuenta con numerosas pruebas de campo y laboratorio, es posible tratar estadísticamente los resultados de estas pruebas para asignar valores medios con sus correspondientes desviaciones, teniendo siempre en consideración que el modelo está sujeto a diversos factores como son la interpretación y la experiencia del ingeniero especialista en Geotecnia. Es posible apoyarse con la elaboración de cortes estratigráficos siempre y cuando se tenga un criterio adecuado en su elaboración e interpretación.

Es así que la elaboración del modelo geotécnico constituye una herramienta útil para la conceptualización previa de la obra a construirse ya sean puentes, excavaciones, estabilización de taludes, etc.

#### 6.1.2. Caracterización del Suelo

La investigación e identificación de los materiales de la superficie y del subsuelo involucra la intervención de diferentes especialidades que se conjuntan para definir la estratigrafía del suelo y/o roca de la zona en estudio.

La caracterización geotécnica forma parte de todo estudio geotécnico, sea éste en términos preliminares o definitivos, debe diferenciarse, en todo caso, entre la caracterización geotécnica y las recomendaciones de diseño (Norma ASTM D 420, 2003).

El objetivo de la investigación del subsuelo es identificar, delimitar y caracterizar los diferentes tipos de suelo o rocas *in situ* para el proyecto en estudio, y así definir las propiedades geotécnicas de los materiales en el subsuelo mediante técnicas de muestreo, ensayos de campo y/o laboratorio.

Un estudio adecuado del subsuelo debe contener información suficiente para el diseño de la cimentación de puentes:

- a) *Reconocimiento del sitio.*- Antes de iniciar el programa de campo, debe de recopilarse y evaluarse toda la información disponible: mapas topográficos, fotografías aéreas, mapas geológicos, mapas geotécnicos e informes que cubran el área del proyecto, ya sea reciente o antigua. Además de recopilar, si existe, información del subsuelo de proyectos adyacentes o cercanos.
- b) *Plan de exploración.*- Antes de realizar un proyecto de exploración es necesario evaluar la magnitud y la economía del proyecto. La exploración preliminar debe planearse para indicar las áreas y/o condiciones del sitio que requiera una investigación más amplia. La escala de la cartografía resultante debe ajustarse como mínimo de acuerdo a la Tabla 6.1.
- c) *Exploración geofísica.*- Los métodos de exploración geofísica pueden ser combinados con la técnica de exploración directa. Los métodos sísmicos y geoelectrónicos, además del radar de penetración, pueden ser particularmente útiles cuando existen diferencias claras entre las propiedades de los materiales superficiales, ya que se basan en la medición de la variación de las velocidades de propagación de las ondas sísmicas o de la resistividad eléctrica de los suelos, y mediante su interpretación y correlaciones se deducen las características estratigráficas, posición del nivel freático y posibles tipos y propiedades de los suelos y rocas. La investigación geofísica es una guía útil para definir la localización de los sondeos.

Tabla 6.1. Escala cartográfica y geotécnica aplicable a la caracterización geotécnica de terrenos.

Etapa	Tipo de Cartografía	Escala recomendada	Tipo y densidad de información
Reconocimiento	Regional	1:25000-1:100 000	Geológica, geomorfológica, hidrogeológica. 1 km <sup>3</sup> . Información secundaria de campo.
Factibilidad. Evaluación de estabilidad.	Local	1:2000 – 1:10 000	Geológica, geomorfológica, hidrogeológica. 1 caracterización de masa de suelo y roca, caracterización de materiales, propiedades índice. 10km <sup>2</sup> . Exploración de campo: sondeos, afloramientos naturales y cortes de caminos y carreteras.
Diseño.	Detallada	1:100 – 1:1 000	Caracterización de masa de suelo y roca, caracterización de materiales, propiedades índice de materiales, propiedades geomecánicas. Sondeos y ensayos de campo y laboratorio.

- d) *Pruebas de exploración.*- Dentro de la investigación del subsuelo se deberán de realizar los sondeos necesarios con obtención de muestras de calidad de suelo y de roca, suficientes en número y tipo, que permitan determinar la clasificación geotécnica del sitio, su mineralogía, y las propiedades geotécnicas necesarias para generar la información para realizar el diseño y la construcción del proyecto. En los casos en que le proyecto requiera, además, analizar la estabilidad de taludes o laderas puede ser necesario muestras de agua para análisis fisicoquímicos, bacteriológicos o isotópicos para conocer el origen del agua subterránea.

Los sondeos deben ser suficientes, en número y en profundidad, para caracterizar el subsuelo y determinar los parámetros mecánicos.

- e) *Prueba de campo y laboratorio.*- Los ensayos de campo y laboratorio deben ser programados y ejecutados con una adecuada caracterización de los materiales presentes en el sitio y deben proporcionar la mayor información geotécnica necesaria en cada una de las etapas del proyecto. La ejecución de los ensayos deben estar normalizados, por ejemplo, de acuerdo a las Normas ASTM.

Los ensayos de campo son útiles para la determinación de las propiedades y características del suelo en condiciones inalteradas, con los efectos y restricciones de cargas, al suelo circundante.

La determinación de las propiedades de suelos y rocas puede realizarse utilizando los resultados de pruebas en campo (incluyendo pruebas geofísicas), resultados de pruebas de laboratorio, o con parámetros de diseños utilizados en estudios previos. Los parámetros de diseño seleccionados deben ser apropiados para el modelo geotécnico en consideración y ser asignados de forma individual a cada estrato.

Para la determinación de los parámetros de diseño en roca, deben tomar en consideración que las propiedades de un macizo rocoso son generalmente controladas por las discontinuidades dentro del mismo y no únicamente por las propiedades de una muestra. Una combinación de pruebas de laboratorio en muestras pequeñas, correlaciones empíricas, y observaciones en campo, deben ser los factores empleados para determinar las propiedades mecánicas de un macizo rocoso, haciendo énfasis en observaciones visuales y descripciones cuantitativas del mismo.

Comúnmente la determinación de las propiedades geotécnicas es apoyada con el empleo de correlaciones basadas en pruebas índice o experiencia previa de otros proyectos.

Para estructuras como los puentes las propiedades geotécnicas del suelo deben ser conocidas adecuadamente, incluyendo las variaciones en el nivel freático a través del tiempo.

- *Parámetros de resistencia para suelos.*- La selección de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en suelos para fines de diseño, debe considerar al menos la relación de la aplicación relativa de cargas respecto a la permeabilidad del suelo. Lo anterior, para seleccionar pruebas de resistencia drenada o no drenada; el efecto de la dirección de aplicación de cargas en la medición de la resistencia al esfuerzo cortante; el efecto de los niveles de deformación esperados; y el efecto de la secuencia de construcción, AASHTO LRFD, (2012).

En general, cuando la aplicación de cargas es relativamente rápida y la permeabilidad del suelo es suficientemente baja, tal que no se logre la disipación del exceso de presión de poro, se deben utilizar parámetros en términos de esfuerzos totales, es decir, no drenados. Por el contrario, cuando la aplicación de cargas es relativamente lenta y la permeabilidad del suelo es suficientemente grande tal que el exceso de presión de poro inducido por la aplicación de las cargas sea disipado conforme se aplican las cargas, se deben utilizar parámetros en términos de esfuerzos efectivos, es decir, drenados. Así mismo, se deben utilizar parámetros en términos de esfuerzos efectivos para evaluar las condiciones a largo plazo en sitios donde haya sido permitida la disipación del exceso de presión de poro, o en sitios donde se tenga conocimiento de la posibilidad de ocurrencia de este efecto.

- *Resistencia no drenada al esfuerzo cortante de suelos cohesivos.*- La resistencia al esfuerzo cortante no drenada en arcillas preconsolidadas es comúnmente utilizada para análisis en condiciones a corto plazo. Siempre que sea posible, se deberán realizar pruebas consolidadas no drenadas (CU) y pruebas no consolidadas no drenadas (UU), para determinar la resistencia al esfuerzo cortante no drenada,  $S_u$ .

Es importante comparar los contenidos de humedad, los límites de consistencia, la distribución granulométrica y los pesos volumétricos de otras muestras que se encuentren a la misma profundidad que las muestras utilizadas para la determinación de la resistencia no drenada al esfuerzo cortante, ya que cuando se presenten cambios significativos, los resultados de  $S_u$  se verán

afectados y tendrá que evaluarse la concordancia del tipo de material y el grado de alteración de la misma.

No se recomienda utilizar las correlaciones de  $S_u$  basadas únicamente en pruebas de campo para realizar diseños definitivos a menos que estas correlaciones hayan sido calibradas con diversas pruebas y un perfil estratigráfico adecuado. Se debe evitar el uso únicamente de correlaciones de  $S_u$  basadas en pruebas de penetración estándar SPT.

- *Resistencia drenada al esfuerzo cortante de suelos cohesivos.*- Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, en términos de esfuerzos efectivos de suelos finos,  $c'$  y  $\phi'$ , deben ser determinados con base en pruebas lentas de corte directo consolidadas drenadas, pruebas triaxiales consolidadas drenadas (CD), o pruebas consolidadas no drenadas (CU) con mediciones de presión de poro.

El empleo del parámetro de la cohesión en términos de esfuerzos efectivos para análisis a largo plazo debe ser cuidadosamente evaluado, ya que cuando se presentan desplazamientos continuos es probable que la  $c'$  decrezca hasta cero en ciertas condiciones, especialmente en arcillas altamente plásticas.

- *Resistencia drenada al esfuerzo cortante de suelos no cohesivos.*- En cambio para evaluar la resistencia al esfuerzo cortante en condiciones drenadas de los suelos no cohesivos, el ángulo de fricción drenado de suelos granulares puede ser obtenido de correlaciones con resultados de pruebas de campo como son SPT, CPT, u otras pruebas relevantes realizadas en sitio. En lo posible, se debe optar por realizar pruebas de resistencia en muestras inalteradas o en su caso muestras reconstituidas.

A causa de que la obtención de muestras inalteradas en suelos granulares es extremadamente difícil, el resultado de pruebas en campo se utiliza comúnmente para estimar el ángulo de fricción interna  $\phi$ . Cuando se utilicen muestras reconstituidas en pruebas de laboratorio para estimar el ángulo de fricción interna, la compactación de estas muestras debe ser acorde a la densidad relativa estimada de los resultados de pruebas en campo. La muestra de ensaye debe ser lo suficientemente grande para permitir que todos los tamaños de partículas del suelo se encuentren inmersas en el espécimen.

- *Parámetros de deformación de suelo (consolidación).*- los parámetros de compresibilidad  $C_c$ ,  $C_r$  y  $C_\alpha$  es posible determinarlos de los resultados de pruebas de consolidación unidimensional. Cuando se realizan análisis preliminares o en sitios donde la determinación de asentamientos no es crítica, los parámetros de deformación  $C_c$ ,  $C_r$  y  $C_\alpha$  pueden ser obtenidos de correlaciones empíricas con las propiedades índice del suelo, siempre y cuando se evalúe su aplicabilidad a un tipo de suelo en específico.

La carga de preconsolidación  $\sigma_p'$ , puede ser determinada de pruebas de consolidación unidimensional o de pruebas realizadas en campo. Es recomendable elaborar un perfil de  $\sigma_p'$  u  $OCR = \sigma_p' / \sigma_o'$  contra profundidad para aplicaciones en diseños donde la historia de esfuerzos pueda tener un impacto significativo en las propiedades de diseño a seleccionar en el análisis de cimentaciones. Es particularmente importante determinar el valor preciso del esfuerzo de preconsolidación para profundidades relativamente superficiales donde los esfuerzos efectivos son bajos, ya que una subestimación de este esfuerzo dará lugar a estimaciones excesivamente conservadoras de los asentamientos esperados en estratos superficiales.

El coeficiente de consolidación  $C_v$  es posible determinarlo de resultados de pruebas de consolidación unidimensional. Sin embargo, debido a las numerosas simplificaciones asociadas a la teoría de consolidación convencional, es poco probable que incluso la mejor estimación del  $C_v$  obtenida con pruebas de laboratorio de la más alta calidad, proporcionen predicciones de

relaciones tiempo-asentamiento significativamente mejores que las medidas en campo. Generalmente el valor del  $C_v$  determinado en campo es mayor que el valor determinado en laboratorio.

La prueba CPTU en la cual se mide la relación de la disipación de la presión de poro, es una herramienta útil para estimar el coeficiente de consolidación en campo.

- *Parámetros de deformación en suelos (Elástica).*- Los asentamientos elásticos son críticos para el diseño de cimentaciones o para la selección del tipo de cimentación. Los métodos tales como PMT o DMT para la evaluación de los módulos de elasticidad se consideran pruebas de campo aceptables.

Para diseños preliminares o diseños definitivos donde la predicción de deformaciones no sea un factor crítico, las propiedades elásticas  $E_s$  y  $\nu$  de un suelo pueden ser estimadas de correlaciones empíricas presentadas en la Tabla 6.2 (AASHTO LRFD, (2012)).

Tabla 6.2. Propiedades elásticas  $E_s$  y  $\nu$ , (Modificada por U.S. Department of Navy, 1982; Bowles 1988)

Tipo de Suelo		Módulo de Elasticidad, $E_s$ (Ksi)	Relación de Poisson, $\nu$
Arcilla	Blanda	0.347-2.08	0.4-0.5
	Media a Firme	2.08-6.94	
	Muy Firme	6.94-13.89	
Loes		2.08-8.33	0.1-0.3
Limo		0.278-2.78	0.3-0.35
Arena Fina	Suelta	1.11-1.67	0.25
	Media	1.67-2.78	
	Densa	2.78-4.17	
Arena	Suelta	1.39-4.17	0.2-0.36
	Media	4.17-6.94	
	Densa	6.94-11.11	0.3-0.4
Grava	Suelta	4.17-11.11	0.2-0.35
	Media	11.11-13.89	
	Densa	13.89-27.78	0.3-0.4

- *Parámetros de resistencia en rocas.*- Los parámetros de resistencia en rocas es posible determinarlos utilizando resultados de pruebas de compresión simple en núcleos de roca, pruebas de tracción indirecta, o pruebas de resistencia a carga puntual. Adicionalmente, es posible apoyarse de otro tipo de métodos para evaluar las propiedades mecánicas de los macizos rocosos incluyendo pruebas en campo o procedimientos visuales que ayuden a determinar con mayor precisión los resultados de clasificación. Por otra parte, de acuerdo a las especificaciones de diseño para puentes de AASHTO, el sistema de clasificación de rocas puede realizarse de acuerdo al Sistema de Clasificación de Rocas (RMR) como se describe en la Tabla 6.3. Para cada uno de los cinco rangos de valores de dicha Tabla, la clasificación de la roca será la suma de estos cinco rangos de clasificación relativa (puntuación). Esta clasificación del RMR deberá ser ajustada de acuerdo con el criterio indicado en la Tabla 6.4., de tal manera, que la clasificación final de la roca será determinada de acuerdo a la Tabla 6.5.

Tabla 6.3. Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989).

Parámetro		Rango de Valores							
1	Resistencia de roca intacta (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	10-4	4-2	2-1	Para este rango de resistencia, es preferible la compresión simple		
		Resistencia a la compresión simple	>250	250-100	100-0	50-25	25-5	5-1	<1
	Puntuación	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD	90-100	75 a 90	50 a 75	25 a 50	<25			
	Puntuación	20	17	13	8	3			
3	Espaciamiento entre diaclasas	>2	0.6-2	0.2-0.6	0.06-0.2	<0.06			
	Puntuación	20	15	10	8	5			
4	C	Long. de las discontinuidades	<1m	1-3 m	3-10m	10-20m	>20m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	<0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm	>5mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Duro<5mm	Duro<5mm	Blando<5mm	Blando<5mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente inalterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
Puntuación	6	5	3	1	0				
5	Agua freática	Caudal 10m de túnel	Nulo	<10ltrs	10-25lts./min	25-125lts./min	>125lts./min		
		Relación: Presión de agua/tensión principal mayor	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		

Tabla 6.4. Corrección por orientación de las discontinuidades.

Dirección y Buzamiento		Muy Favorables	Favorables	Medidas	Desfavorables	Muy Desfavorables
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-2	-25	-50	-60

Tabla 6.5. Clasificación de rocas

Puntuación RMM	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala

La resistencia de rocas fracturadas puede ser evaluada utilizando el criterio de Hoek y Brown, en el cual la resistencia al esfuerzo cortante es representada por una curva envolvente que es función de la resistencia a la compresión simple,  $q_u$ , y dos constantes adimensionales  $m$  y  $s$ . Los valores de  $m$  y  $s$  se obtienen de la Tabla 6.6 y la resistencia al esfuerzo cortante de la roca es posible obtenerla de la siguiente manera:

$$\tau = (\cot \varphi_i' - \cos \varphi_i') m \frac{q_u}{8} \quad \text{EC6.1}$$

Donde:

$$\varphi_i' = \tan^{-1} \left\{ 41 \cos^2 \left[ 30 + 0.33 \operatorname{sen}^{-1} \left( h^{\frac{-3}{2}} \right) \right] - 1 \right\}^{\frac{-1}{2}} \quad \text{EC6.2}$$

$$h = 1 + \frac{16(m\sigma_n' + sq_u)}{3m^2q_u} \quad \text{EC6.3}$$

Donde:

$\tau$  = Resistencia al esfuerzo cortante en la roca (Ksf)

$\varphi_i'$  = Ángulo de fricción instantáneo de la roca

$q_u$  = Resistencia a la compresión simple media en núcleos de roca (Ksf)

$\sigma_n'$  = Esfuerzo efectivo normal (Ksf)

$m, s$  = Constantes adimensionales indicadas en la Tabla 6.6.

Cuando sea necesaria la evaluación de la resistencia de una discontinuidad específica, o una serie de discontinuidades, la resistencia a lo largo de la discontinuidad se puede determinar con el criterio de Barton (1976) para el caso de discontinuidades rugosas. Por otra parte, cuando se trata de discontinuidades lisas, la resistencia al esfuerzo cortante es representada por un ángulo de fricción aparente, que para fines de diseño, debe ser obtenido de pruebas de corte directo en núcleos de roca. En la Tabla 6.7 se presenta un rango típico de valores de ángulo de fricción en discontinuidades de superficie lisa.

Tabla 6.6. Relación aproximada entre calidad de macizos rocosos constantes de material m y s.

Calidad de la Roca	Constantes	Tipo de Roca				
		A	B	C	D	E
		<p><b>Tipo de Roca</b></p> <p>A = Rocas carbonatadas con incrustaciones cristalinas desarrolladas de dolomita, calizas y mármol.</p> <p>B = Rocas de arcilla litificada, lutitas, limonitas y pizarras (normal al corte)</p> <p>C = Areniscas con cristales fuertes y poca cristalización y cuarcita.</p> <p>D = Rocas ígneas poliminerálicas cristalinas de grano fino, arenisca, dolerita, diabasas y riolita.</p> <p>E = Rocas ígneas y metamórficas poliminerálicas cristalinas de grano grueso, anfibolita, gneis, gabro, norita, cuarzo-diorita.</p>				
MUESTRA DE ROCA INTACTA Muestras de laboratorio libres de discontinuidades. CSIR puntuación RMR=100	m s	7.00 1.00	10.00 1.00	15.00 1.00	17.00 1.00	25.00 1.00
CALIDAD DE ROCA MUY BUENA Roca inalterada fuertemente entrelazada con discontinuidades inalteradas entre 1 y 3m (3 y 10ft.) CSIR puntuación RMR=85	m s	2.4 0.082	3.43 0.083	5.14 0.084	5.82 0.085	8.567 0.086
CALIDAD DE ROCA BUENA Rocas ligeramente intemperizadas, ligeramente alteradas con juntas entre 1 y 3m (3 y 10ft.) CSIR puntuación RMR=65	m s	0.575 0.0029	0.821 0.00294	1.231 0.00295	1.395 0.00296	2.052 0.00297
CALIDAD DE ROCA MEDIA Varios conjuntos de discontinuidades ligeramente intemperizadas, entre 1 y 3m (3 y 10ft.) CSIR puntuación RMR=44	m s	0.128 0.00009	0.183 0.00010	0.275 0.00011	0.311 0.00012	0.458 0.00013
CALIDAD DE ROCA MALA Numerosas discontinuidades altamente intemperizadas, entre 5cm y 30cm (2 y 12 in); Algunos residuos compactos. CSIR puntuación RMR=23	m s	0.029 3X10 <sup>-6</sup>	0.041 3X10 <sup>-6</sup>	0.061 3X10 <sup>-6</sup>	0.069 3X10 <sup>-6</sup>	0.0102 3X10 <sup>-6</sup>
CALIDAD DE MUY MALA Numerosas discontinuidades altamente intemperizadas, espaciadas a < 5cm (2 in); con fragmentos de roca y finos. CSIR puntuación RMR=3	m s	0.07 1X10 <sup>-7</sup>	0.010 1X10 <sup>-7</sup>	0.015 1X10 <sup>-7</sup>	0.017 1X10 <sup>-7</sup>	0.025 1X10 <sup>-7</sup>

Tabla 6.7. Ángulos de fricción típicos para discontinuidades lisas en diversos tipos de rocas (Barton, 1976; Jaeger y Cook, 1976)

Clase de Roca	Ángulo de Fricción	Tipo de Roca
Fricción baja	20-27°	Esquistos (altos contenidos de micas), lutitas y margas
Fricción media	27-34°	Areniscas, limolitas, tiza, gneis, pizarras
Fricción alta	34-40°	Basaltos, granito, calizas, conglomerado

- *Parámetros de deformación en rocas.*- El módulo de elasticidad en el caso de un macizo rocoso  $E_m$ , puede ser tomado como el menor valor del módulo de elasticidad  $E_i$  de un ensaye en un núcleo de roca inalterado. En caso contrario, es posible determinarlo de una de las siguientes ecuaciones (AASHTO LRFD, (2012):

$$E_s = 145 \left( 10^{\frac{RMR-10}{40}} \right) \quad \text{EC6.5}$$

Donde:

$E_m$  = Módulo de elasticidad del macizo rocoso (Ksi)

$E_m \leq E_i$

$E_i$  = Módulo de elasticidad de la roca inalterada (Ksi)

$RMR$  = Puntuación en la clasificación de rocas RMR

O la ecuación:

$$E_s = \left( \frac{E_m}{E_i} \right) E_i \quad \text{EC6.6}$$

Donde:

$E_m$  = Módulo de elasticidad del macizo rocoso (Ksi)

$E_m / E_i$  = Factor de reducción determinado de la Tabla 6.8

$E_i$  = Módulo de elasticidad de la roca inalterada (Ksi)

Tabla 6.8. Factor  $E_m/E_i$  basado en RQD.

RQD (%)	$E_m/E_i$	
	Discontinuidades Cerradas	Discontinuidades Abiertas
100	1.00	0.60
70	0.70	0.10
50	0.15	0.10
20	0.05	0.05

Para estimar de forma preliminar el módulo de elasticidad en muestras de roca, es posible apoyarse en la Tabla 6.9.

Tabla 6.9. Módulos de elasticidad para núcleos de roca (Modificado por Kulhawy, 1978)

Tipo de Roca	No. valores	No. tipos de Roca	Módulo de Elasticidad, $E_i$ (ksix10 <sup>3</sup> )			Desviación estándar (ksix10 <sup>3</sup> )
Granito	26	26	14.5	0.93	7.64	3.55
Diorita	3	3	2.48	2.48	7.45	6.19
Gabro	3	3	9.80	9.80	11.0	0.97
Diabasa	7	7	10.0	10.0	12.8	1.78
Basalto	12	12	4.20	4.20	8.14	2.60
Cuarcita	7	7	5.29	5.29	9.59	2.32
Mármol	14	13	0.58	0.58	6.18	2.49
Gneis	13	13	4.13	4.13	8.86	2.31
Pizarra	11	2	0.35	0.35	1.39	0.96
Esquisto	13	12	0.86	0.86	4.97	3.18
Filita	3	3	1.25	1.25	1.71	0.57
Arenisca	27	19	0.09	0.09	2.13	1.19
Limólita	5	5	0.38	0.38	2.39	1.65
Lutita	30	14	0.001	0.001	1.42	1.45
Caliza	30	30	0.65	0.65	5.70	3.73
Dolomita	17	16	0.83	0.83	4.22	3.44

En cuanto a la relación de Poisson en rocas, su determinación es posible en ensayos sobre núcleos de roca, y cuando no sea viable su ejecución pueden estimarlos con base en la Tabla 6.10.

Tabla 6.10. Relación de Poisson para núcleos de roca (Modificado por Kulhawy, 1978)

Tipo de Roca	No. valores	No. tipos de Roca	Relación de Poisson, $\nu$			Desviación Estándar (ksix10 <sup>3</sup> )
Granito	22	22	0.39	0.09	0.20	0.08
Gabro	3	3	0.20	0.16	0.18	0.02
Diabasa	6	6	0.38	0.20	0.29	0.06
Basalto	11	11	0.32	0.16	0.23	0.05
Cuarcita	6	6	0.22	0.08	0.14	0.05
Mármol	5	5	0.40	0.17	0.28	0.08
Gneis	11	11	0.40	0.09	0.22	0.09
Esquisto	12	11	0.31	0.02	0.12	0.08
Arenisca	12	9	0.46	0.08	0.20	0.11
Limólita	3	3	0.23	0.09	0.18	0.06
Lutita	3	3	0.18	0.03	0.09	0.06
Caliza	19	19	0.33	0.12	0.23	0.06
Dolomita	6	5	0.35	0.14	0.29	0.06

- f) *Elaboración de perfiles estratigráficos.*- Las condiciones generales del subsuelo pueden definirse rigurosamente en el sitio del sondeo. Deberá presentarse un perfil detallado del suelo únicamente donde la relación continua entre profundidades y los diferentes tipos de suelo y roca puedan inferirse. Esta etapa de investigación puede complementarse mediante registros gráficos de los afloramientos de suelos y rocas observados en paredes de excavaciones o áreas de cortes, o mediante la correlación de perfiles estratigráficos.
- g) *Interpretación de resultados.*- Los resultados de la investigación deben interpretarse en términos conceptuales. La extrapolación de los resultados pueden realizarse sólo donde se tenga información y que exista relaciones estratigráficas y estructurales.

Las recomendaciones de los parámetros de diseño y resultantes de la caracterización geotécnica del sitio deben ser formulados con los objetivos, alcances y condiciones del proyecto. Los conceptos de mecánica de suelos y rocas, deben combinarse con un conocimiento de la ingeniería geotécnica para lograr una aplicación de los resultados de exploración realizados.

El informe de la investigación debe de incluir: la localización del sitio investigado, la descripción de los procedimientos de investigación, un resumen del reconocimiento de campo de las condiciones generales del subsuelo, y la interpretación de los resultados del estudio y las recomendaciones pertinentes.

## **6.2. Parámetros de Resistencia a partir de la Prueba de Penetración Estándar, SPT**

Todos los análisis relacionados con problemas geotécnicos requieren de adoptar un modelo del comportamiento del suelo, complementado con las propiedades del suelo. Estas propiedades no son conocidas inicialmente y deben de determinarse bajo condiciones controladas en laboratorio y campo o estimarse a partir de otras pruebas de datos.

Como se indica en la Sección 6.1, las propiedades mecánicas de los suelos y rocas pueden ser determinadas utilizando resultados de pruebas en campo entre las cuales destaca por su amplia aplicación, la Prueba de Penetración Estándar (SPT). Sin embargo no se recomienda utilizar las correlaciones basadas únicamente en SPT para realizar diseños definitivos a menos que estas correlaciones hayan sido calibradas con diversas pruebas de campo y laboratorio, así como con un perfil estratigráfico adecuado.

La prueba SPT determina la resistencia que ofrece el suelo (en el fondo de una perforación) a la penetración de un muestreador circular de acero, que a la 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 sitio.

Las principales fuentes de error en la prueba de penetración estándar son la limpieza inadecuada de la perforación, medición descuidada del número de golpes, golpes de martillo excéntricos en la barra de perforación, y mantenimiento inadecuado del nivel de agua en el pozo durante la prueba.

En la Figura 6.1 se presenta de forma esquemática las relaciones que se pueden establecer entre los valores obtenidos entre la prueba SPT y los parámetros geotécnicos característicos:

El número de golpes en la prueba de penetración estándar es una guía útil en la exploración y la evaluación de las condiciones del subsuelo siempre y cuando los resultados sean interpretados correctamente. Es importante indicar que todas las ecuaciones y correlaciones relativas al número de golpes son aproximadas. A causa de que el suelo es un medio no homogéneo, es posible obtener una amplia variación en el valor del número  $N_{60}$ . En el caso de depósitos con un alto contenido de gravas y boleas, el número de golpes en penetración estándar puede ser incorrecto (Bazaraa, A., 1967).

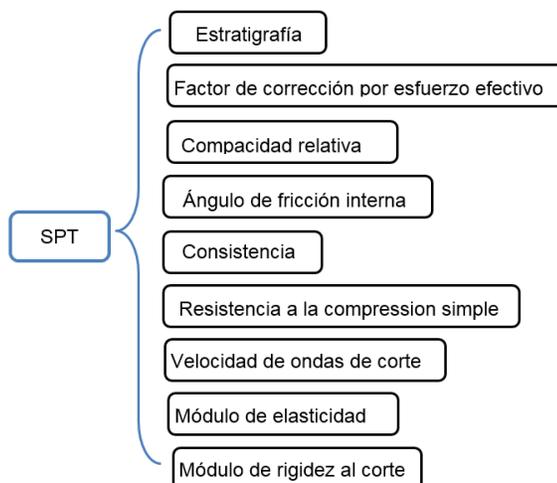


Figura 6.1 Relaciones de la prueba de SPT y los parámetros geotécnicos.

Es importante puntualizar la diferencia que existe entre el número de golpes en penetración estándar de campo  $N$  y el número corregido por procedimientos de campo,  $N_{60}$ . Estas correcciones por procedimientos de campo incluyen la eficiencia del martillo en una relación de energía igual a 60% (práctica común en EUA.), el diámetro de la perforación, el método de muestreo, y la longitud de la barra.

Existen diversas correlaciones que son utilizadas para determinar parámetros de resistencia en suelos a partir del número  $N_{60}$  obtenido de la prueba de penetración estándar. A continuación se exponen brevemente algunas de estas correlaciones.

### 6.2.1. Estratigrafía

La estratigrafía del sitio se define a partir del número de golpes  $N$  necesarios para hincar el penetrómetro 30 cm, o el obtenido por extrapolación en los casos en que no penetre los 45 cm especificados, y además, fundamentalmente de la clasificación en campo de suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (SUCS) o las Normas ASTM.

### 6.2.2. Factor de Corrección por Esfuerzo Efectivo, $C_N$ .

Al aumentar la profundidad de la prueba SPT se presenta un incremento de la presión del suelo sobre el tubo muestreador, por lo que a mayor profundidad se incrementa la energía potencial necesaria (mayor número de golpes) para efectuar la prueba SPT.

El factor de corrección,  $C_N$ , normaliza los valores de  $N$  medidos en el campo debido al incremento de esfuerzos efectivos con la profundidad. Este factor afecta directamente a  $N$  y crece de forma inversa a la profundidad de la prueba.

Tabla 6.11. Representación matemática de los valores  $C_N$  propuestas más representativos

Referencia	$C_N$
Liao y Whitman, (1986)	$C_N = \left[ \frac{1}{\left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right)} \right]^{0.5}$
Skempton, (1986)	Para arenas finas normalmente consolidadas $C_N = \frac{2}{1 + \left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right)}$
	Para arenas gruesas normalmente consolidadas $C_N = \frac{3}{2 + \left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right)}$
	Para arenas preconsolidadas $C_N = \frac{1.7}{0.7 + \left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right)}$
Seed et al., (1975)	$C_N = 1 - 1.25 \log \left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right)$
Peck et al., (1974)	$C_N = 0.77 \log \left[ \frac{20}{\left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right)} \right] \text{ para } \frac{\sigma'_0}{P_a} \geq 0.25$
Bazaraa, (1967)	$C_N = \frac{4}{1 + 4 \left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right)} \text{ para } \frac{\sigma'_0}{P_a} \leq 0.75$
	$C_N = \frac{4}{3.25 + \left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right)} \text{ para } \frac{\sigma'_0}{P_a} > 0.75$
Teng, (1962)	$C_N = \frac{50}{10 + \left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right)}$
Tokimatso y Yoshimi, (1983)	$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right)}$

En suelos granulares, el número de penetración estándar es altamente dependiente del esfuerzo efectivo de confinamiento,  $\sigma'_0$ . Es por ello que el valor de  $N$ , obtenido de la exploración en campo bajo diferentes esfuerzos efectivos confinantes, debe ser corregido a un valor estándar de  $\sigma'_0$  igual a 100 KN/m<sup>2</sup>. Esto es:

$$(N_1) = C_N N$$

EC6.7

Donde:

- $N_1$  = Número de golpes normalizado por esfuerzo vertical efectivo.
- $C_N$  = Factor de corrección por esfuerzo vertical efectivo.
- $N$  = Datos de campo de la prueba de SPT.

Se han propuesto varias fórmulas para estimar el valor de  $C_N$ . A continuación se presentan algunas de estas correlaciones entre las cuales se encuentran las más utilizadas, Liao y Whitman (1986), y Skempton (1986). Se debe notar que en las siguientes correlaciones,  $\sigma'_o$  es el esfuerzo efectivo y  $P_a$  la presión atmosférica igual a 100 KN/m<sup>2</sup>.

### 6.2.3. Compacidad Relativa, $C_r$ y el Ángulo de Fricción Interna, $\phi$ .

La correlación empírica entre la resistencia a la penetración estándar,  $N$  y la compacidad de suelos granulares como se muestra en la Figura 6.2; conocido el número de golpes  $N$  y el esfuerzo efectivo vertical a la profundidad en que se realiza la prueba ( $\sigma_{vo}$ ) se determina un punto en la gráfica; por la zona en que se quede se define la compacidad de suelta a muy densa; si  $N > 50$  se define como muy compacta. La compacidad relativa ( $C_r$ ) se define interpolando la intersección de una recta, que pase por el punto determinado y tenga una inclinación entre las 2 rectas gruesas vecinas, con el eje de las abscisas; además puede determinarse también de esta gráfica el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), Tabla 6.12.

Tabla 6.12. Valores de número de golpes,  $N$  y densidad relativa,  $C_r$ .

Número de Golpes, $N$	Consistencia	Compacidad Relativa, $C_r$
0-4	Muy suelta	0-0.25
4-10	Suelta	0.25-0.50
10-30	Media	0.50-1.00
30-50	Densa	1.00-2.00
>50	Muy densa	2.00-4.00

El valor de  $\sigma_{vo}$  sólo se puede calcular con precisión una vez que se han hecho las determinaciones de pesos en el laboratorio; en el campo puede calcularse tentativamente con la expresión.

$$\sigma_{vo} = \gamma_d h_1 + \gamma' h_2 \tag{EC6.8}$$

$$\sigma_{vo} = 1500 h_1 + 900 h_2 \left( \frac{ton}{m^2} \right) \tag{EC6.9}$$

Donde:

- $h_1$  = profundidad del nivel freático, en metros
- $h_2$  = profundidad abajo del nivel freático, en metros
- $h_1 + h_2$  = profundidad de la prueba, en metros
- $\gamma_d$  = peso volumétrico seco del material
- $\gamma'$  = peso volumétrico sumergido

La resistencia a la penetración estándar se puede correlacionar con el ángulo de fricción interna mediante la gráfica empírica de la Figura 6.2 (PEMEX, 2001).

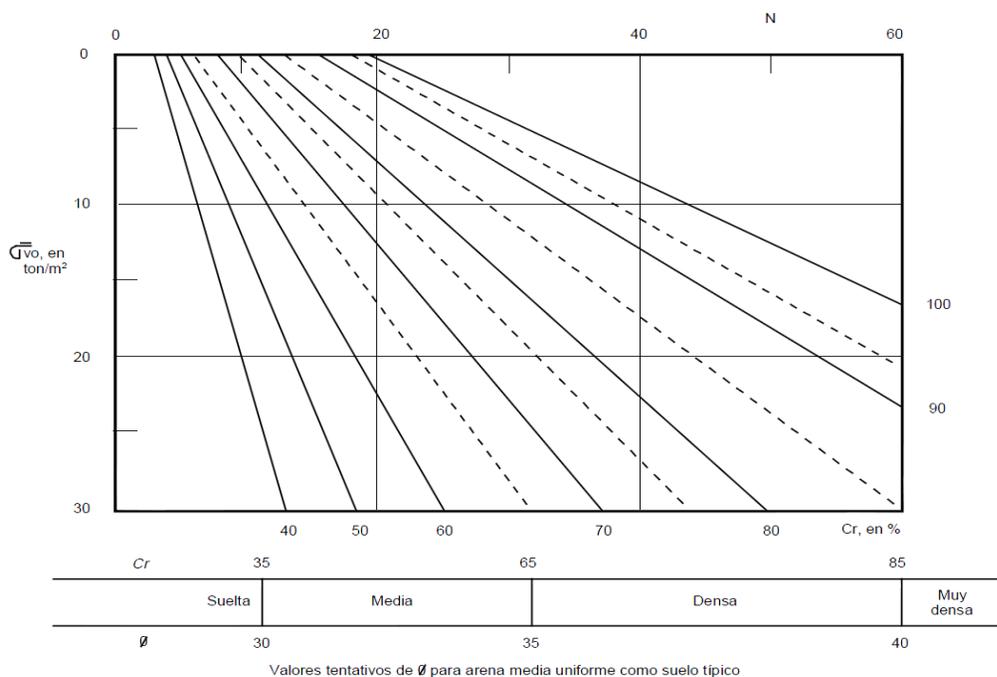


Figura 6.2 Correlación entre N contra  $\sigma_{vo}$  y  $C_r$

En la Tabla 6.13 se presentan algunas ecuaciones empíricas utilizadas para correlacionar el número de golpes y la densidad relativa.

Tabla 6.13. Correlaciones entre el número de golpes, N y la densidad relativa,  $C_r$

Referencia	$C_r$	Parámetros
Gibbs y Holtz, (1957)	Arena normalmente consolidada $C_r = \sqrt{\frac{N}{1.7(10 + \sigma'_v)}}$	$\sigma_v$ = esfuerzo vertical in situ
Peck y Bazarra, (1969)	Arena gruesa $C_r = \sqrt{\frac{N}{0.773\sigma'_v + 22}} \text{ para } \sigma'_v < 1560\text{psf}(75\text{kPa})$ $C_r = \sqrt{\frac{N}{0.773\sigma'_v + 22}} \text{ para } \sigma'_v \geq 1560\text{psf}(75\text{kPa})$	$\sigma_v$ = esfuerzo vertical in situ (kPa) en la prueba
Skempton, (1986)	Arena normalmente consolidada $C_r = \sqrt{\frac{N_{60}}{a\sigma'_v + b}}$ Si la arena es sobreconsolidada, incrementa b para el factor $C_f$ $C_f = \frac{1 + k_o}{1 + 2k_{onc}}$ $K_o$ = relación entre esfuerzo efectivo horizontal y esfuerzo efectivo vertical para arenas sobreconsolidadas = $(1 - \text{sen}\phi')\text{OCR}^{\text{sen}\phi'}$ $K_{onc}$ = relación entre esfuerzo efectivo horizontal y esfuerzo efectivo vertical para arenas normalmente consolidadas = $(1 - \text{sen}\phi')$	$N_{60}$ = corrección de número de golpes $a=0.3$ $b=30$

Las especificaciones de diseño para puentes de AASHTO (2012), indican que el ángulo de fricción drenado  $\phi'$ , de suelos granulares es posible estimarlo con base en la Tabla 6.14. Esta Tabla fue modificada por Bowles (1977) y los valores obtenidos de la correlación de Peck, Hanson, y Thornburn (1974) caen dentro de este rango. Estos valores también pueden observarse en la Figura 6.3.

Tabla 6.14. Correlación de  $(N_1)_{60}$  con  $\phi'$  (Modificado por Bowles, 1977).

$N_1$	$\phi'$
<4	25-30
4	27-32
10	30-35
30	35-40
50	38-43

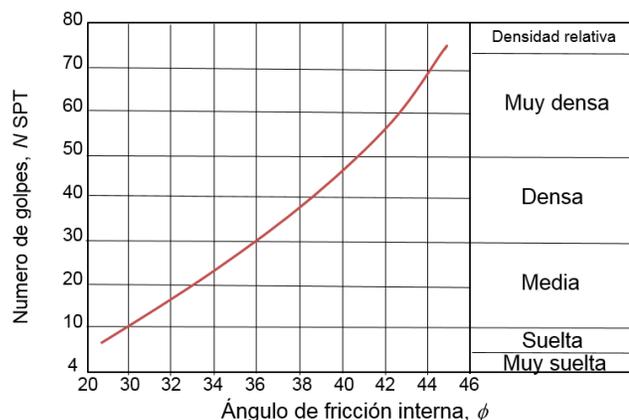


Figura 6.3 Correlación entre número de golpes N y ángulo de fricción interna  $\phi$ .

En general, los materiales granulares más finos o materiales con un contenido importante de limo, caerán dentro de los valores más bajos del rango. Los materiales más gruesos con menor cantidad de finos, caerán dentro de los valores más altos del rango (Peck, R. B., *et al.*, 1974).

La Figura 6.4, representa la correlación entre N y  $\phi$  en función del nivel de esfuerzo, (Schmertmann, 1975). Esta correlación puede ser estimada para N contra  $\sigma'_{vo}$ , de la siguiente manera:

$$\phi = \tan^{-1} \left[ \frac{N}{12.2 + 20.3 \left( \frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right)} \right]^{0.34} \tag{EC6.10}$$

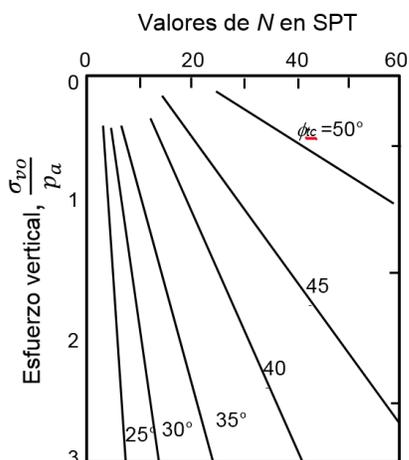


Figura 6.4 Correlación entre N contra  $\phi$  y  $\sigma_v$ .

En la Tabla 6.15 se presentan algunas ecuaciones empíricas para la determinación del ángulo de fricción interna a partir del número de golpes de la prueba de penetración estándar.

Tabla 6.15. Correlaciones entre el número de golpes, N y el ángulo de fricción interna,  $\phi$ .

Referencia	$\phi$	Tipo de Suelo
Peck y Hanson, (1953)	$\phi = (0.3N)^{0.5+27}$	
Dunham, (1954)	$\phi = (12N)^{0.5+25}$	Partículas de suelo angulares, bien graduadas
	$\phi = (12N)^{0.5+20}$	Partículas de arena redondeadas o angulares, bien graduadas
	$\phi = (12N)^{0.5+15}$	Partículas de suelo redondeadas, uniformemente graduadas
Ohsaki <i>et al.</i> , (1959)	$\phi = (12N)^{0.5+15}$	Arena
Muromachi <i>et al.</i> , (1974)	$\phi = 20+3.5(N)^{0.5}$	Granular
Japan Road Association, (1990)	$\phi = (15N)^{0.5+15} \leq 45(N>5)$	Arena
Hatanaka y Uchida, (1996)	$\phi = (12N)^{0.5+20}$	Arena

#### 6.2.4. Consistencia

Para los suelos cohesivos también se estableció una correlación empírica entre la resistencia a la penetración estándar y la consistencia, Tabla 6.16. Aunque las correlaciones con los valores de N en arcillas son consideradas menos confiables que para las arenas, en general, reflejan un aumento de la rigidez y un decremento en el índice líquido. Para expresar esta correlación, Szechy y Vargi (1978) definieron el índice de consistencia (CI) como:

$$CI = \frac{\omega L - \omega}{\omega L - \omega p} - 1 - LI \quad \text{EC6.11}$$

Donde:

- CI = Índice de consistencia
- $\omega L$  = Límite líquido
- $\omega p$  = Límite plástico
- $\omega$  = Contenido de humedad natural
- LI = Índice líquido

Tabla 6.16. Correlación de número de golpes, N, consistencia, CI y  $q_u$ .

Número de Golpes, N	Consistencia	CI	Resistencia a la Compresión Simple, $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
<2	Muy blanda	<0.5	<25
2-8	Blanda a media	0.5-0.75	25-80
8-15	Firme	0.75-1.0	80-150
15-30	Muy firme	1.0-1.5	150-400
>30	Dura	>1.5	>400

### 6.2.5. Cohesión

La determinación de la cohesión relacionándola con el número de golpes de la prueba de penetración estándar a partir de la interpolación de valores intermedios se presenta en la Tabla 6.17.

Por otra parte, Hara *et al.*, (1971) también sugiere la siguiente correlación entre la resistencia no drenada al esfuerzo cortante de arcillas  $c_u$ , y  $N_{60}$ :

$$\frac{c_u}{P_a} = 0.29N_{60}^{0.72} \quad \text{EC6.12}$$

Donde:

$P_a$  = la presión atmosférica 100 KN/m<sup>2</sup>

Tabla 6.17. Correlación de número de golpes, N, consistencia y c.

Número de Golpes, N	Consistencia	Cohesión, c (kg/cm <sup>2</sup> )
0-2	Muy blanda	0-0.25
2-4	Blanda	0.25-0.50
4-8	Firme	0.50-1.00
8-15	Consistente	1.00-2.00
15-30	Muy consistente	2.00-4.00
>30	Dura	>4.00

### 6.2.6. Velocidad de Ondas de Corte, $V_s$

Debido a la importancia de las mediciones de ondas de corte, es poco común la realización de ensayos en campo, excepto en proyectos especiales. Por lo cual, se recurre a correlaciones desarrolladas (Imai y Yoshimura, 1970, Ohba y Toriumi, 1970; Hara *et al.*, 1974; Imai 1977; Ohta y Goto, 1978; Imai y Tonouchi, 1982; Okamoto *et al.*, 1989; Japan Road Association, 2002, entre otras). La caracterización dinámica del subsuelo se puede realizar en campo o en laboratorio. La Tabla 6.18 presenta algunas ecuaciones mencionadas.

Tabla 6.18. Ecuaciones empíricas de correlaciones N del SPT con las Velocidades de ondas de corte  $V_s$

Referencia	$V_s$		
	Todos los Suelos	Arenas	Arcillas
Kanai, (1966)	$V_s=19N^{0.6}$		
Imai y Yoshimura, (1970)	$V_s=76N^{0.33}$		
Ohba y Toriumi, (1970)	$V_s=84N^{0.33}$		
Shibata, (1970)		$V_s=32N^{0.5}$	
Fujiwara, (1972)	$V_s=92.1N^{0.337}$		
Ohta <i>et al.</i> , (1972)		$V_s=87N^{0.36}$	
Ohsaki y Iwasaki, (1973)	$V_s=81.4N^{0.39}$	$V_s=59.4N^{0.47}$	
Imai <i>et al.</i> , (1975)	$V_s=89.9N^{0.341}$		
Imai, (1977)	$V_s=91N^{0.337}$	$V_s=81N^{0.331}$	$V_s=102N^{0.292}$
Ohta y Goto, (1978)	$V_s=85.34N^{0.348}$		
Seed y Idriss, (1981)	$V_s=61.4N^{0.5}$		

continuación

Referencia	$V_s$		
	Todos los Suelos	Arenas	Arcillas
Imai y Tonouchi (1982)	$V_s=97N^{0.314}$		
Seed <i>et al.</i> , (1983)		$V_s=56.4N^{0.5}$	
Sykora y Stoke, (1983)		$V_s=100.5N^{0.29}$	
Tonouchi <i>et al.</i> , (1983)	$V_s=97N^{0.314}$		
Fumal y Tinsley (1985)		$V_s=152+5.1N^{0.27}$	
Jinan, (1987)	$V_s=116.1(N+0.3185)^{0.202}$		
Okamoto <i>et al.</i> , (1989)		$V_s=125N^{0.3}$	
Lee, (1990)		$V_s=57N^{0.49}$	$V_s=114N^{0.31}$
Yokota <i>et al.</i> , (1997)	$V_s=121N^{0.27}$		
Kalteziotis <i>et al.</i> , (1992)	$V_s=76.2N^{0.24}$		
Pitilakis <i>et al.</i> , (1992)		$V_s=162N^{0.17}$	
Athabaspoulos, (1995)	$V_s=107.6N^{0.36}$		
Raptakis <i>et al.</i> , (1995)		$V_s=100N^{0.24}$	
Sisman, (1995)	$V_s=32.8N^{0.51}$		
Iyisan, (1996)	$V_s=51.5N^{0.516}$		
Kayabali, (1996)		$V_s=175+(375N)$	
Jafari <i>et al.</i> , (1997)	$V_s=22N^{0.85}$		
Pitilakis <i>et al.</i> , (1999)		$V_s=145N_{60}^{0.24}$	$V_s=132N_{60}^{0.271}$
Kiku <i>et al.</i> , (2001)	$V_s=68.3N^{0.292}$		
Jafari <i>et al.</i> , (2002)			$V_s=27N^{0.73}$
Japan Road Association, (2002)		$V_s=80N^{1/3}$	$V_s=100N^{1/3}$
Hasançebi y Ulusay (2007)	$V_s=90N^{0.309}$	$V_s=90.82N^{0.319}$	$V_s=97.89N^{0.269}$
Hanumantharao y Ramana, (2008)	$V_s=82.6N^{0.43}$	$V_s=79N^{0.434}$	
Dikmen, (2009)	$V_s=58N^{0.39}$	$V_s=73N^{0.33}$	$V_s=44N^{0.48}$

$V_s$ = Velocidad de ondas de corte en m/s; N= número de golpes del SPT

### 6.2.7. Módulo de Rigidez de los Suelos, $G_o$

El módulo de rigidez  $G_o$  dinámico, puede determinarse a partir del número de golpes N. con la siguiente ecuación:

$$G_o = 120 * N^{0.737}$$

EC6.13

### 6.3. Parámetros de Deformación a partir de SPT

En consideración con las premisas en la determinación del número  $N_{60}$  obtenido de la prueba de penetración estándar, indicadas en la sección anterior, existen también dentro de la literatura diversas correlaciones que son utilizadas para estimar de manera aproximada los parámetros de deformación del suelo. A continuación se exponen brevemente algunas de estas correlaciones.

El módulo de elasticidad o módulo de Young de suelos granulares  $E_s$ , es un parámetro para la estimación de los asentamientos elásticos. Una correlación aproximada de  $E_s$  está dada por Kulhawy y Mayne, (1990) como:

$$\frac{E_s}{P_a} = \alpha N_{60}$$

EC6.14

Donde:

$E_s$  = Módulo de elasticidad

$P_a$  = Presión atmosférica en las mismas unidades del  $E_s$

$$\alpha \begin{cases} 5 & \text{para arenas finas} \\ 10 & \text{para arenas limpias normalmente consolidadas} \\ 15 & \text{para arenas limpias preconsolidadas} \end{cases}$$

Por otra parte, las especificaciones de diseño para puentes de AASHTO (2012) mencionan que el módulo de elasticidad  $E_s$ , de suelos granulares es posible estimarlo con base al  $(N_1)_{60}$  como se indica en la Tabla 6.19.

Tabla 6.19. Correlaciones entre N del SPT y  $E_s$ , (Modificada por U.S. Department of the Navy, 1982; Bowles 1988)

Tipo de Suelo	$E_s$
Limo, Limo arenoso, mezclas ligeramente cohesivas	$0.056 N_{60}$
Arenas finas a medias y arenas ligeramente limosas	$0.097 N_{60}$
Arenas gruesas y arenas con poca grava	$0.139 N_{60}$
Grava arenoso y grava	$0.167 N_{60}$

Menzenbach (1967) establece una relación entre el módulo de elasticidad y valores de N de SPT, mostrados en la Figura 6.5.

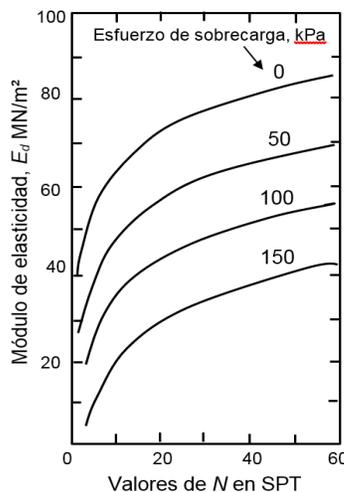


Figura 6.5 Correlación entre el módulo de elasticidad  $E_a$  y número de golpes N del SPT para suelos granulares.

#### 6.4. Tipo de Cimentación

Es común clasificar las cimentaciones en dos grupos: superficiales y profundas, según se apoyen directamente en los estratos cercanos a la superficie o transmitan las cargas a capas profundas del subsuelo. Los tipos más comunes de cimentaciones empleadas en los apoyos de puentes son las zapatas corridas y aisladas en caso de cimentaciones superficiales, y pilas o pilotes de fricción o punta para cimentaciones profundas. Entre ellas, se debe elegir la solución más conveniente de acuerdo con las características del

subsuelo (natural o estabilizado), la configuración de la estructura, la magnitud de las cargas aplicadas, los requerimientos de seguridad, el costo y la facilidad relativa del procedimiento constructivo.



Figura 6.6 Cimentación superficial construida para un puente especial desplantada sobre suelo friccionante.

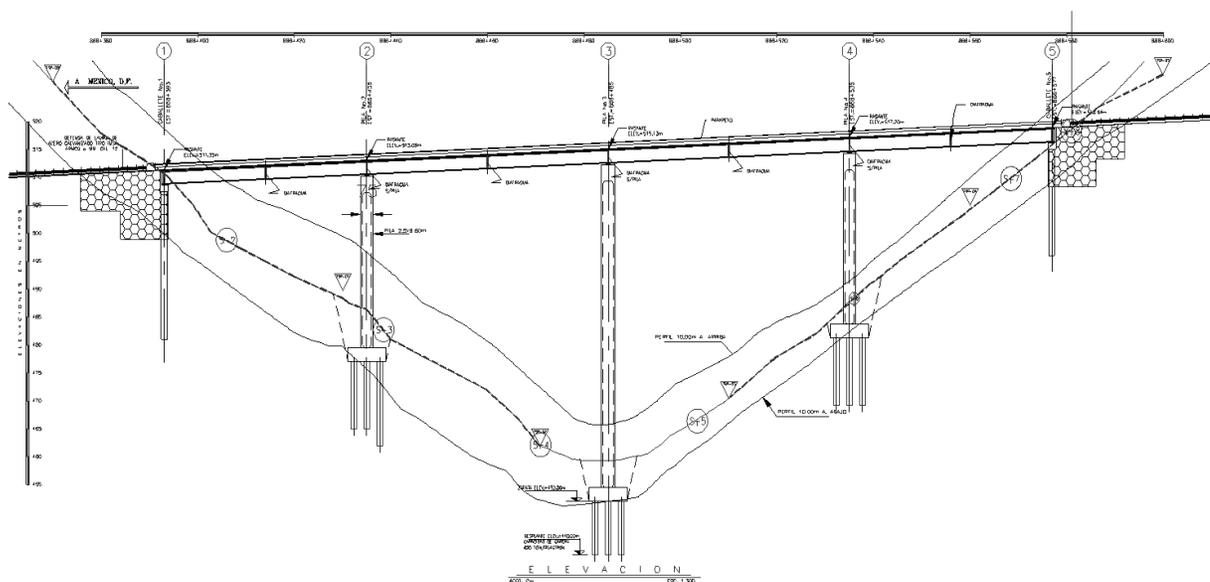


Figura 6.7 Puente con cimentación profunda a base de pilas de cimentación unidas mediante una zapata de distribución.

#### 6.4.1. Cimentaciones Superficiales

Se trata del análisis geotécnico de cimentaciones por medio de zapatas aisladas y corridas (Ver Figura 6.8) para su uso en apoyo de las columnas, muros de contención y otros elementos de la subestructura del Puente; estas zapatas deben ser diseñadas de tal manera que el suelo o la roca de soporte proporcionen la resistencia o capacidad de carga nominal adecuada para satisfacer los estados límites aplicables tratados en la sección 6.4.1.1.

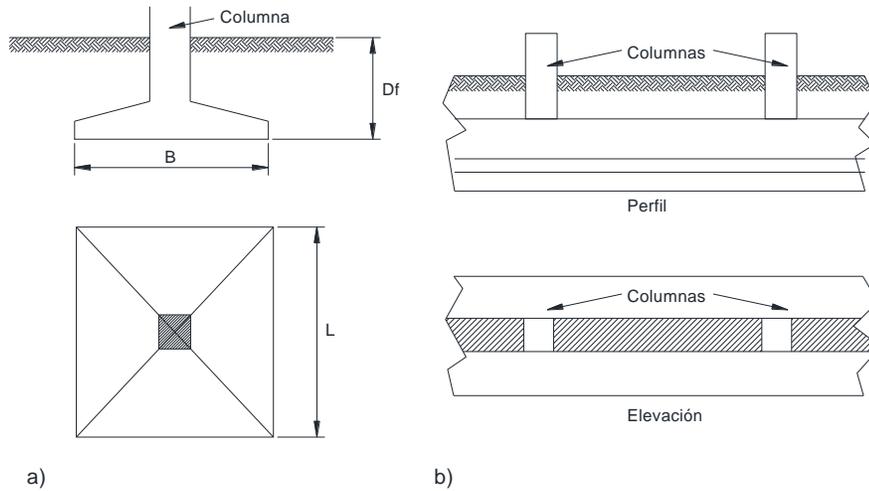


Figura 6.8 Esquema de cimentaciones superficiales: a) Zapata aislada, b) Zapata corrida.

El análisis geotécnico de este tipo de cimentaciones debe considerar lo siguiente:

a) Dimensiones efectivas de zapatas

Para zapatas cargadas excéntricamente se debe emplear un área efectiva reducida con dimensiones  $B' \times L'$  para los análisis de capacidad de carga y asentamientos (Ver Figura 6.9). El punto de aplicación de la carga estará en el centroide del área efectiva reducida.

Las dimensiones efectivas reducidas para una zapata rectangular cargada excéntricamente se deben tomar como:

$$B' = B - 2e_B \quad \text{EC6.15}$$

$$L' = L - 2e_L \quad \text{EC6.16}$$

Donde:

$e_B$  = excentricidad paralela a la dimensión  $B$

$e_L$  = excentricidad paralela a la dimensión  $L$

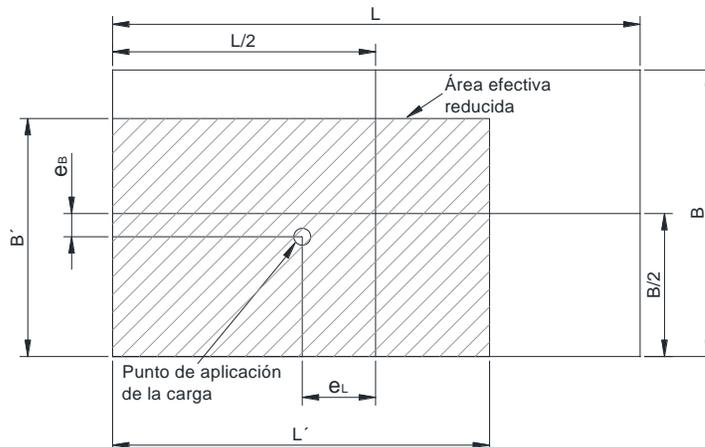


Figura 6.9 Dimensiones reducidas para una zapata rectangular.

Para zapatas no rectangulares se deben seguir procedimientos similares con base en los principios antes mencionados.

b) Nivel freático

Las cimentaciones deben diseñarse teniendo en cuenta el nivel freático más alto previsto y considerar la influencia de éste en los análisis de capacidad de carga y asentamientos. En los casos en los cuales se presenten fuerzas de filtración, éstas también deben ser incluidas en los análisis.

c) Esfuerzos de tensión

Cuando las zapatas estén sometidas a fuerzas de tensión, éstas deben ser evaluadas tanto para resistir la fuerza de tensión como para la carga estructural o fuerza de compresión.

d) Estructuras cercanas

Cuando las zapatas se coloquen adyacentes a estructuras existentes se debe evaluar la influencia de la estructura existente en el comportamiento de la propia cimentación y viceversa.

#### 6.4.1.1 Estados Límite

Un estado límite es una etapa del comportamiento a partir del cual la cimentación o parte de ella deja de cumplir con alguna función para la cual fue diseñada. En el diseño de todas las cimentaciones mencionadas en esta guía se consideran los siguientes estados límite:

##### 6.4.1.1.1 Estado Límite de Falla

Corresponde al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la cimentación o de cualquiera de sus miembros o al hecho que, sin que se agote la capacidad de carga, se presentan daños irreversibles que afectan su resistencia ante acciones futuras.

Para verificar la seguridad de una cimentación para distintas combinaciones de acciones y para los diversos mecanismos de falla posibles, la capacidad de carga de la cimentación, afectada por los factores de resistencia, debe ser mayor o igual que el efecto de las acciones nominales que intervengan en la combinación de cargas en estudio multiplicadas por los factores de carga correspondientes.

Para la evaluación del Estado Límite de Falla se deben considerar:

- Capacidad de carga última
- Volteo o pérdida de presión de contacto
- Desplazamiento de la base
- Constructibilidad

A continuación en la Tabla 6.20 se muestran los factores de resistencia a emplear en los distintos análisis de cimentaciones superficiales para el Estado Límite de Falla.

Tabla 6.20. Factores de resistencia para cimentaciones superficiales.

Tipo de Análisis	Factor de Resistencia
Zapatas corridas o aisladas en suelo	0.50*
Zapatas en roca	de 0.25 a 0.17**

\* Valor obtenido de Referencia 1.

\*\* Valor obtenido de Referencia 6.

#### 6.4.1.1.2 Estado Límite de Servicio

Se presenta cuando la cimentación llega a estados que afecten su correcto funcionamiento pero no su capacidad para soportar las cargas. Debe revisarse en particular que no resulte excesivo el movimiento vertical medio (asentamiento o emersión) con respecto al nivel de terreno circundante, la inclinación media y el asentamiento diferencial.

El valor esperado de cada uno de tales eventos debe ser suficientemente pequeño para no causar daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales, a los acabados, a las construcciones cercanas, etc.

Para la evaluación del Estado Límite de Servicio se debe considerar:

- Asentamientos
- Movimientos horizontales
- Estabilidad global
- Socavación

Tabla 6.21. Revisión de estados límite para el diseño de cimentaciones (FHWA, Manual de Diseño de Cimentaciones de Puentes).

Estado Límite	Estado Límite de Falla	Estado Límite de Servicio
Asentamientos		**
Capacidad de carga	**	
Deslizamiento	**	
Volteo	**	
Estabilidad Global		**
Capacidad estructural	**	

#### 6.4.1.1.3 Desplazamientos Tolerables

El criterio para el desplazamiento de cimentaciones debe ser compatible con la función y el tipo de estructura, la vida útil esperada y las consecuencias de los movimientos no tolerables en el desempeño estructural. Los desplazamientos deben incluir movimientos verticales, horizontales y de rotación. Los criterios de desplazamiento tolerables deben ser establecidos tanto por procedimientos empíricos como por análisis estructurales.

El cálculo de asentamientos se debe realizar utilizando todas las cargas aplicables en servicio a la combinación de carga correspondiente.

El criterio de desplazamientos tolerables, en términos de asentamientos, indica que las distorsiones angulares entre cimentaciones adyacentes mayores de 0.008 rad en puentes con tramos simples y 0.004 en puentes con tramos continuos, no deberán estar permitidas, (Moulton et al., 1985).

La tolerancia de la superestructura a los movimientos laterales dependerá de los siguientes factores:

- Ancho de juntas, tipo de apoyos, tipo de estructura y efectos de distribución de cargas.

#### 6.4.2. Cimentaciones Profundas

Este tipo de cimentaciones se utilizan generalmente para dos propósitos: (1) aumentar la capacidad de carga de la cimentación y (2) para reducir los hundimientos de la estructura. Estos objetivos se alcanzan mediante la transferencia de carga a través de un estrato suave a un estrato más rígido que se ubica a una profundidad mayor, o mediante la distribución de cargas a través del estrato por la fricción a lo largo del

fuste, o por alguna combinación de ambos. El método de la instalación de este tipo de cimentaciones es uno de los factores más importantes que afectan a la transferencia de carga entre el elemento y el suelo de soporte. En la presente guía se trata el análisis geotécnico de cimentaciones profundas tales como pilotes hincados y pilas coladas en sitio.

#### 6.4.1.2 Pilotes Hincados

Son elementos o columnas de longitud considerable, prefabricados, de concreto reforzado, acero o madera, que se hincan en los estratos de suelo blando mediante el impacto o vibración de martillos especiales hasta que la punta del elemento llega a la profundidad de los estratos de alta resistencia o alcanza una longitud suficiente para desarrollar una fricción suficiente entre el fuste y el suelo que lo rodea. Su sección transversal varía considerablemente de forma: circular, cuadrada, triangular, oblonga o las formas típicas de los perfiles estructurales de acero o tubulares.

Como se explicó anteriormente, los pilotes hincados deben ser considerados en las siguientes situaciones:

- Cuando las zapatas o cimentaciones superficiales no se pueden desplantar en roca o estratos competentes a un costo razonable.
- Cuando los asentamientos con cimentaciones superficiales son excesivos.
- En los lugares donde las condiciones del suelo normalmente permitiría el uso de zapatas pero existe la posibilidad de que exista erosión, licuefacción o desplazamiento lateral.
- En caso de limitaciones de espacio que no permitan el uso generalizado de zapatas.

En la Figura 6.10 se muestra esquemáticamente el proceso constructivo de un pilote hincado.

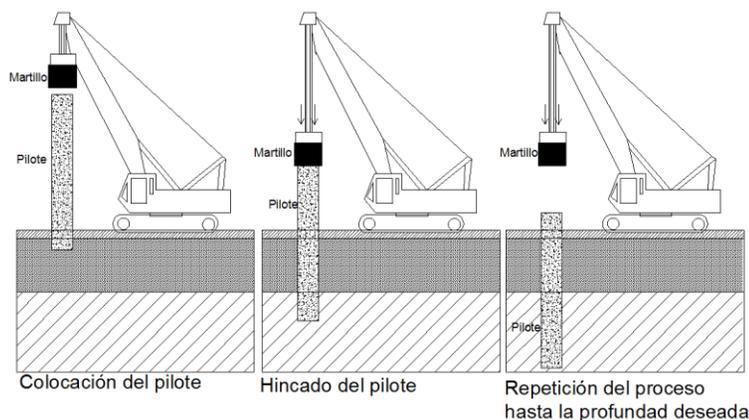


Figura 6.10 Procedimiento constructivo de un pilote hincado.



Figura 6.11 Hincado de pilote de acero de 1.20 m de diámetro con martinete hidráulico de acción simple para cimentación de puente.

### 6.4.1.3 Pilas Coladas en Sitio

Las pilas coladas en sitio se construyen mediante la perforación previa de una excavación cilíndrica, manteniendo la excavación a prueba de colapso por los medios adecuados, la colocación de un armado o acero de refuerzo, y luego relleno de la excavación con concreto (Ver Figura 6.12)

Las pilas coladas en sitio pueden ser una alternativa más económica que las zapatas o los pilotes hincados, sobre todo cuando las zapatas o pilotes no pueden apoyarse en suelos competentes o estratos de roca dentro de una profundidad razonable, o cuando es inviable el hincado de pilotes. Las pilas también pueden ser considerados para resistir altas cargas axiales o laterales, o cuando las tolerancias de deformación son pequeñas.

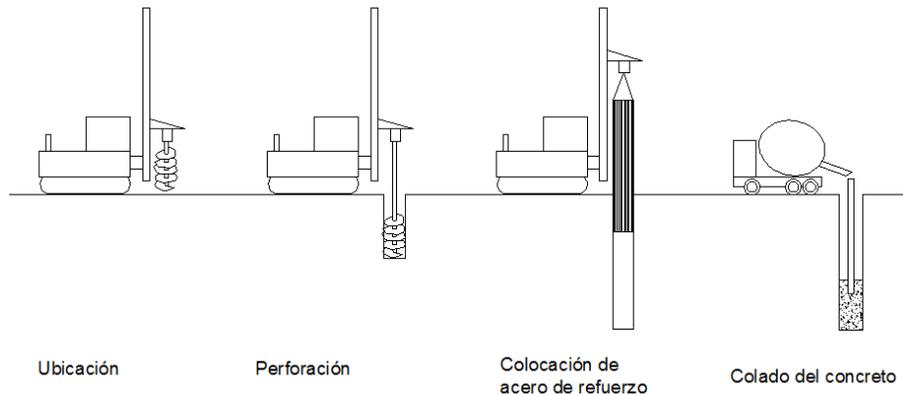


Figura 6.12 Procedimiento constructivo de una pila colada en sitio.



Figura 6.13 Trabajos de perforación para pilas de cimentación coladas en sitio.

### 6.4.1.4 Estados Límite

#### 6.4.1.4.1 Estado Límite de Falla

Para la evaluación del Estado Límite de Falla se debe considerar lo siguiente:

##### a) Pilotes hincados

- Capacidad de carga a compresión y a tensión.
- Capacidad de carga del grupo a compresión y a tensión.
- Resistencia lateral.
- Constructibilidad, incluyendo el análisis de hincabilidad.

b) Pilas coladas

- Capacidad de carga a compresión y a tensión.
- Capacidad de carga del grupo a compresión y a tensión.
- Resistencia lateral.
- Constructibilidad, incluyendo el método de construcción.

A continuación en la Tabla 6.22 se muestran los factores de resistencia a emplear en los análisis para el Estado Límite de Falla.

Tabla 6.22. Factores de resistencia para cimentaciones profundas (Valores obtenidos de Referencia 1).

Pilotes Hincados	Tipo de Resistencia	Factor de Resistencia
Capacidad de carga última a compresión de un pilote individual	Capacidad por fuste y punta en suelos cohesivos.	0.35
	Capacidad por fuste y punta en suelos no cohesivos.	0.45
Capacidad de carga última a tensión de un pilote individual	Capacidad por fuste y punta en suelos cohesivos.	0.25
	Capacidad por fuste y punta en suelos no cohesivos.	0.35
Pilas Coladas en Sitio	Tipo de Resistencia	Factor de Resistencia
Capacidad de carga última a compresión de un pilote individual	Capacidad por fuste en suelos cohesivos.	0.45
	Capacidad por punta en suelos cohesivos.	0.40
	Capacidad por fuste en suelos no cohesivos.	0.55
	Capacidad por punta en suelos no cohesivos.	0.50
Capacidad de carga última a tensión de un pilote individual	Capacidad por fuste en roca.	0.40*
	Capacidad por punta en roca.	0.40*
Capacidad de carga última a tensión de un pilote individual	En suelos cohesivos.	0.35
	En suelos no cohesivos.	0.45
	En roca.	0.40*

\* Valores obtenidos de Referencia 36.

#### 6.4.1.4.2 Estado Límite de Servicio

Tanto para pilotes hincados como para pilas coladas en sitio se aplican los mismos criterios que para cimentaciones superficiales mencionados en la sección 6.4.1.1.2.

Tabla 6.23. Revisión de Estados Límite para el diseño de cimentaciones profundas, (FHWA, Manual de Diseño de Cimentaciones de Puentes).

Estado Límite	Estado Límite de Falla	Estado Límite de Servicio
Capacidad de carga para una pila individual/Grupo	**	
Punzonamiento pilas individual/Grupo	**	
Asentamiento del grupo de pilas		**
Resistencia a la tensión de pilas	**	
Desplazamiento lateral para una pila individual/Grupo		**
Capacidad estructural de pilas cargadas axial y lateralmente	**	

## 6.5. Capacidad de Carga

### 6.5.1. Capacidad de Carga en Cimentaciones Superficiales

La capacidad de carga factorizada o admisible  $Q_a$  para satisfacer el Estado Límite de Falla se tomará como:

$$Q_a = FR * q_u \quad \text{EC6.17}$$

Donde:

$FR$  = factor de resistencia especificado en la sección 6.4.1.1.1

$q_u$  = capacidad de carga última

Cuando se presenten cargas excéntricas se deben emplear las dimensiones efectivas  $L'$  y  $B'$ , tal como se especifica en la sección 6.4.1.

El cálculo de la capacidad de carga última debe basarse en parámetros geotécnicos medidos en campo o en laboratorio. Los parámetros utilizados en los análisis deben ser representativos de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo bajo las condiciones de carga y la estratigrafía considerada.

Tomando en cuenta lo antes mencionado, la capacidad de carga última en cimentaciones superficiales puede evaluarse por medio del criterio de Hansen (1970) tal como se indica a continuación:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c b_c + q \bar{N}_q s_q d_q i_q b_q + 0.5\gamma B' \bar{N}_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma \quad \text{EC6.18}$$

Donde:

$C$  = cohesión, obtenida de ensayos no drenados

$q \bar{}$  =  $D_f^* \gamma$

$\gamma$  = peso volumétrico del suelo de desplante de cimentación

$D_f$  = profundidad de desplante de la cimentación

$B'$  = ancho efectivo de la cimentación

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna,  $\phi$

$s_c, s_q, s_\gamma$  = factores de forma

$d_c, d_q, d_\gamma$  = factores de profundidad

$i_c, i_q, i_\gamma$  = factores de inclinación de carga

$b_c, b_q, b_\gamma$  = factor de inclinación de base

Los factores de capacidad de carga se calculan con las siguientes expresiones:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{EC6.19}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{EC6.20}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad \text{EC6.21}$$

Los factores de forma, profundidad e inclinación se calculan con:

$$S_c = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} * \frac{B'}{L} \quad \text{EC6.22}$$

$$S_q = 1.0 + \frac{B'}{L'} \tan \varphi \quad \text{EC6.23}$$

$$S_\gamma = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6 \quad \text{EC6.24}$$

$$dc = 1.0 + 0.4k \quad \text{EC6.25}$$

$$k = \frac{D}{B} \text{ para } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ y } k = \tan^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) \text{ para } \frac{D}{B} > 1, k \text{ en radianes} \quad \text{EC6.26}$$

$$dq = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \text{sen} \varphi)^2 k \quad \text{EC6.27}$$

$$d\gamma = 1, \text{ para todos los } \varphi \quad \text{EC6.28}$$

$$ic = iq - \frac{1 - iq}{Nq - 1} \quad \text{EC6.29}$$

$$iq = \left[ \frac{0.5Hi}{V + Afcacot\varphi} \right]^{\alpha_1} \quad 2 \leq \alpha_1 \leq 5 \quad \text{EC6.30}$$

$$iy = \left[ \frac{0.7Hi}{V + Afcacot\varphi} \right]^{\alpha_2} \quad 2 \leq \alpha_2 \leq 5 \quad \text{EC6.31}$$

Nota: en caso de analizar cimentaciones rectangulares, los valores de  $Hi$  se deben revisar en ambos lados de la cimentación, es decir, si la fuerza  $H$  se aplica en la dimensión  $B$  ( $H_B$ ) o en la dimensión  $L$  ( $H_L$ ) y tomar el menor factor resultante de ambas revisiones.

Los factores de base inclinada se calculan con:

$$b_c = \frac{\eta^{\circ}}{147^{\circ}}, \text{ para } \varphi = 0 \quad \text{EC6.32}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^{\circ}}{147^{\circ}}, \text{ para } \varphi > 0 \quad \text{EC6.33}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi), \eta \text{ en radianes} \quad \text{EC6.34}$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi), \eta \text{ en radianes} \quad \text{EC6.35}$$

Donde:

$B'$  = base efectiva reducida por excentricidad (ver sección 6.4.1)

$L'$  = largo efectivo reducido por excentricidad (ver sección 6.4.1)

$Hi$  = fuerza horizontal o cortante

$V$  = fuerza normal o vertical

$ca$  = adhesión en la base, tiene un rango de 0.6 a 1.0 de la cohesión del suelo en la base

$\eta^{\circ}$  = ángulo que se detalla en Figura 6.14

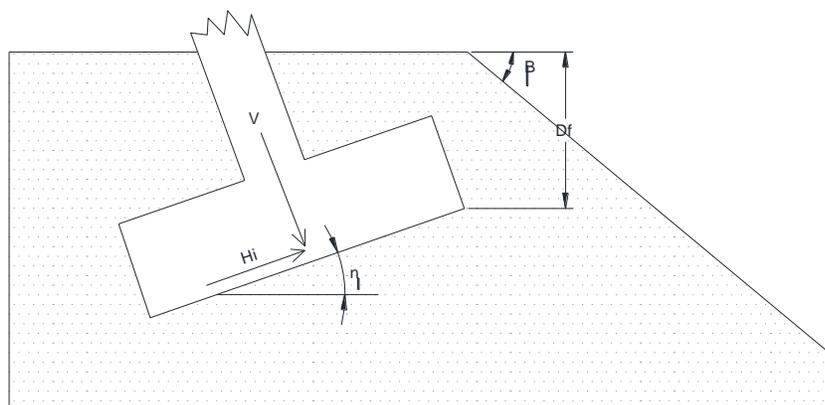


Figura 6.14 Cimentación En Talud Con Base Inclinada.

### 6.5.1.1 Criterio por Falla Local

Con base en resultados experimentales, Vesic (1973) propuso una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones que descansan en arenas. En la Figura siguiente se muestra el criterio mencionado.

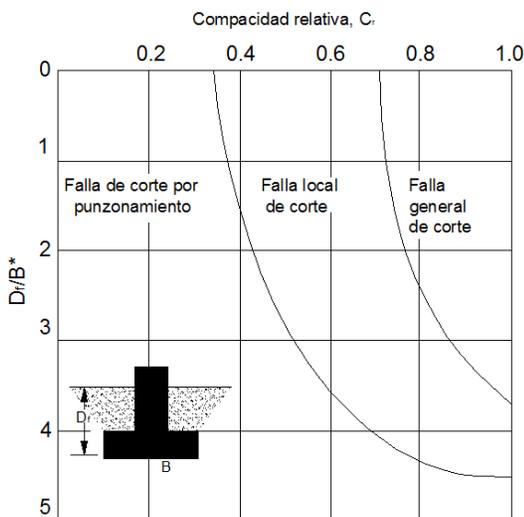


Figura 6.15 Modos de falla en cimentaciones sobre arena (según Vesic, 1973).

Donde:

$C_r$  = compacidad relativa de la arena

$D_f$  = profundidad de desplante de la cimentación medida desde la superficie del terreno

$$B^* = \frac{2BL}{B+L}$$

$B$  = ancho de la cimentación

$L$  = longitud de la cimentación

Si se tiene evidencia de que se presentará un tipo de falla por corte local o punzonamiento, es posible estimar la capacidad de carga última utilizando los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante reducidos,  $c^*$  y  $\varphi^*$ , éstos se pueden calcular como:

$$c^* = 0.67c \tag{EC6.36}$$

$$\varphi^* = \tan^{-1}(0.67 \tan \varphi) \tag{EC6.37}$$

Donde:

$c^*$  = cohesión reducida por falla local

$\varphi^*$  = ángulo de fricción interna del suelo reducido por falla local

### 6.5.1.2 Consideraciones para Cimentaciones en Taludes

Para cimentaciones en taludes o cercanas a ellos:

$$N_q = 0.0 \quad \text{EC6.38}$$

En la ecuación EC6.18,  $N_c$  y  $N_\gamma$  deben ser reemplazados por  $N_{cq}$  y  $N_{\gamma q}$ , respectivamente, estos valores se pueden obtener de las Figuras 6.17 y 6.18.

En la Figura 6.17, el factor de estabilidad del talud  $N_s$  debe ser tomado como:

- Para  $B < H_s$ :

$$N_s = 0.0 \quad \text{EC6.39}$$

- Para  $B \geq H_s$ :

$$N_s = \frac{\gamma H_s}{c} \quad \text{EC6.40}$$

Donde:

$B$  = base de la cimentación

$H_s$  = altura del talud



Figura 6.16 Cimentación desplantada sobre talud.  
Considerando la distancia de la cimentación al borde del talud y el ángulo de inclinación del talud.

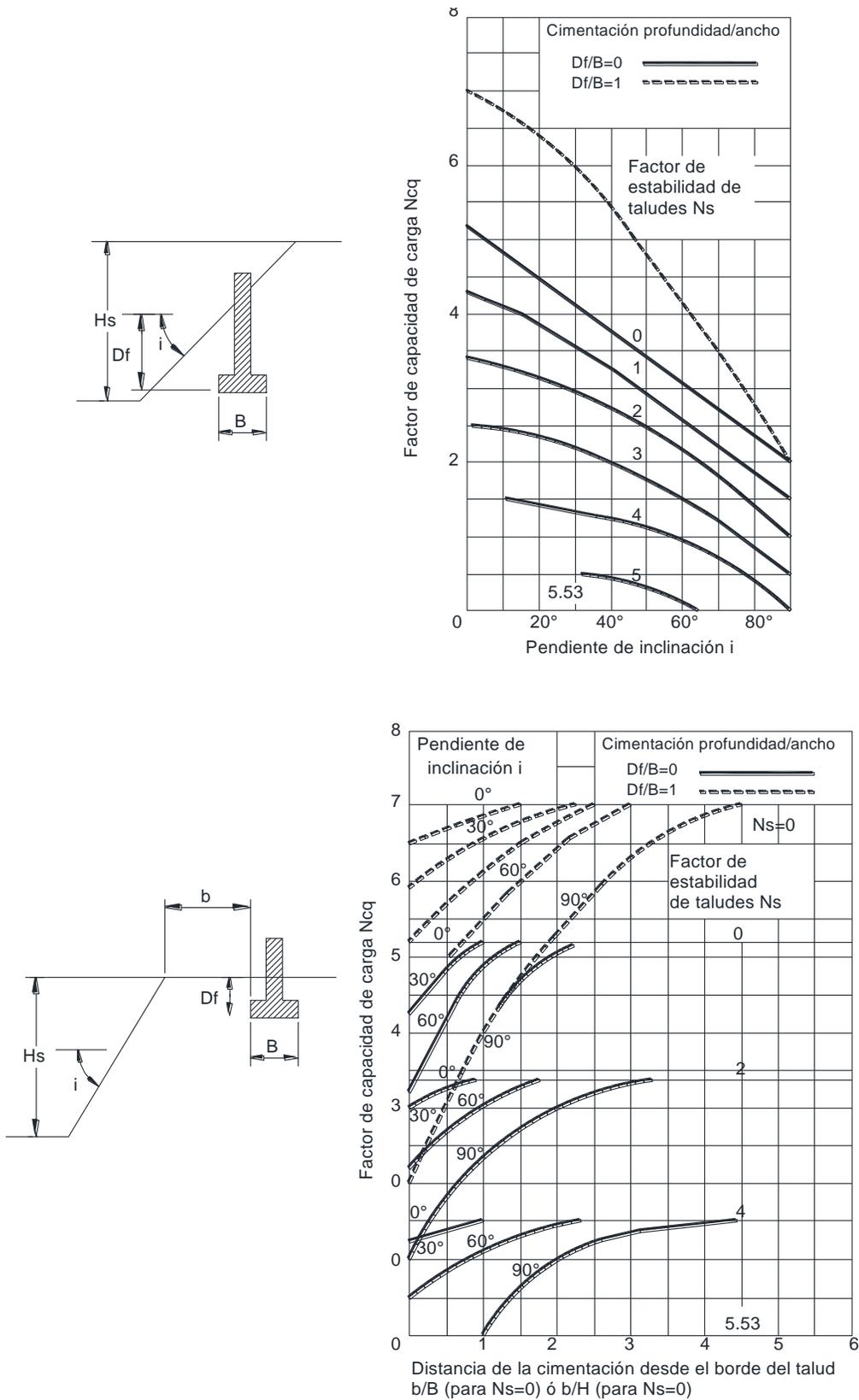


Figura 6.17 Factores de capacidad de carga modificados para zapatas en suelos cohesivos en taludes según Meyerhof (1957).

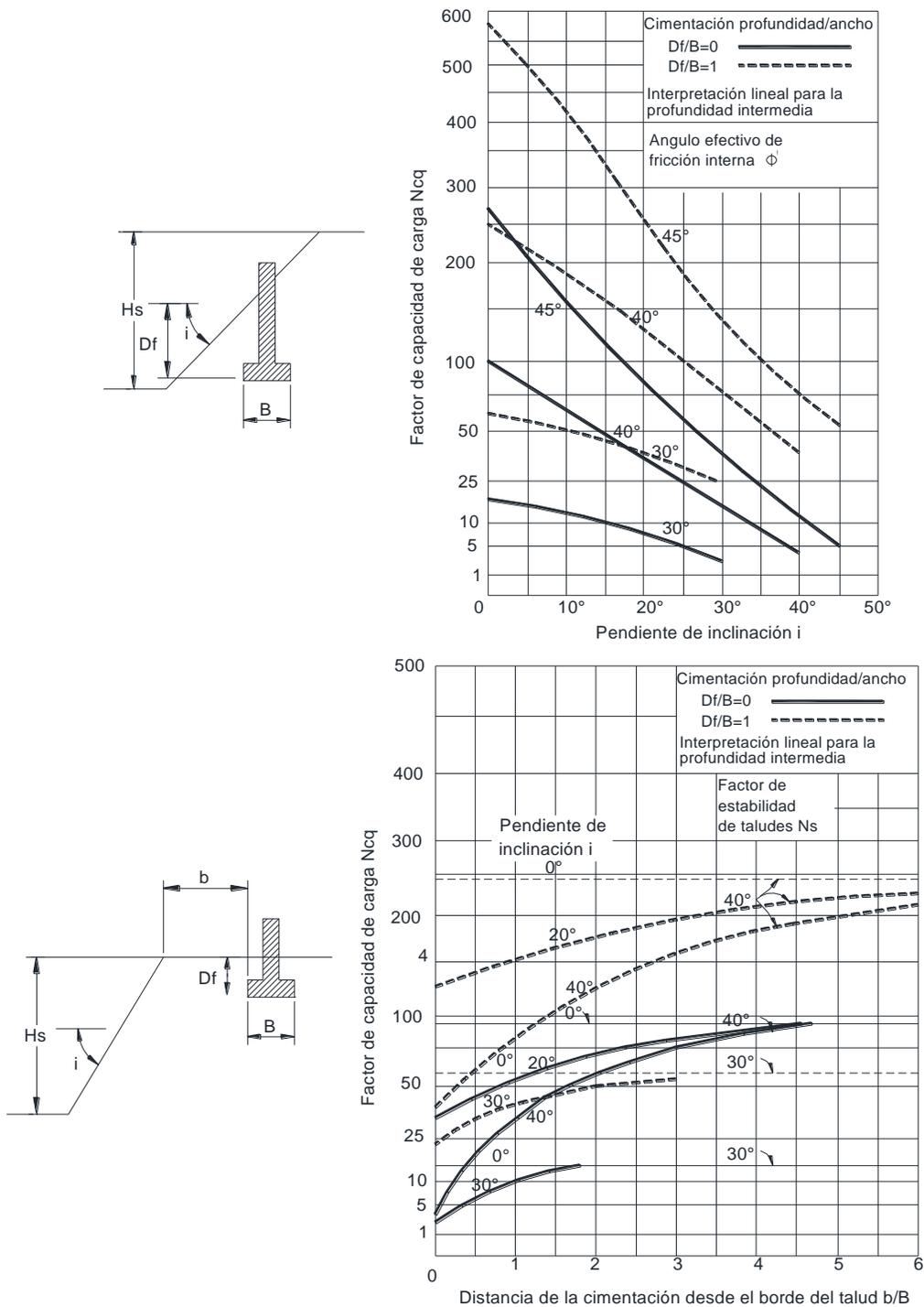


Figura 6.18 Factores de capacidad de carga modificados para zapatas en suelos cohesivos en taludes según Meyerhof (1957).

### 6.5.1.3 Consideraciones para Suelos Estratificados

Las ecuaciones para la capacidad de carga presentadas anteriormente implican casos en que el suelo que soporta la cimentación es homogéneo y se extiende hasta una profundidad considerable. La cohesión, el ángulo de fricción y el peso volumétrico se suponen constantes, sin embargo, en la práctica se encuentran frecuentemente perfiles de suelo estratificado, a continuación se muestran los criterios y ecuaciones a

emplear para estimar la capacidad de carga de suelos estratificados propuestos por Meyerhof y Hanna (1978) y Meyerhof (1974):

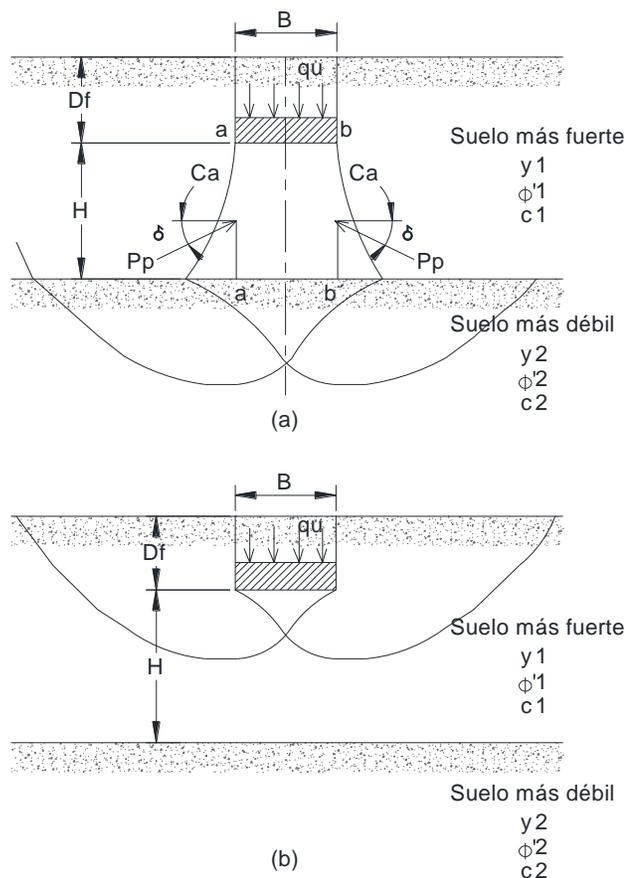


Figura 6.19 Capacidad de carga de una cimentación corrida sobre un suelo estratificado.

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2C_a H}{B}\right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \left(\frac{K_s \tan \phi_1}{B}\right) - \gamma_1 H \leq q_t \quad \text{EC6.41}$$

$$q_b = c_2 N_{c2} F_{cs2} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q1} F_{qs2} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma 2} F_{\gamma s2} \quad \text{EC6.42}$$

$$q_t = c_1 N_{c1} F_{cs1} + \gamma_1 D_f N_{q1} F_{qs1} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma 1} F_{\gamma s1} \quad \text{EC6.43}$$

$$q_1 = c_1 N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma 1} \quad \text{EC6.44}$$

$$q_2 = c_2 N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma 2} \quad \text{EC6.45}$$

$$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} \quad \text{EC6.46}$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \quad \text{EC6.47}$$

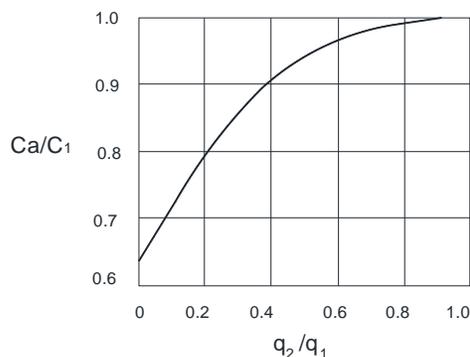
$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

EC6.48

Donde:

 $B$  = ancho de la cimentación $L$  = longitud de la cimentación $D_f$  = profundidad de desplante $H$  = longitud entre el desplante y el suelo débil $\varphi_1$  = ángulo de fricción del estrato superior $\varphi_2$  = ángulo de fricción del estrato inferior $N_{c1}, N_{q1}, N_{\gamma 1}$  = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción del estrato superior (se pueden calcular por medio de las ecuaciones EC6.19 a la EC6.21) $N_{c2}, N_{q2}, N_{\gamma 2}$  = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción del estrato inferior (se pueden calcular por medio de las ecuaciones EC6.19 a la EC6.21) $\gamma_1$  = peso volumétrico de estrato superior $\gamma_2$  = peso volumétrico de estrato inferior $\varphi_1$  = ángulo de fricción del estrato superior $\varphi_2$  = Ángulo de fricción del estrato inferior $q_b$  = capacidad de carga del estrato superior $q_t$  = capacidad de carga del estrato inferior $c_1$  = cohesión del estrato superior $c_2$  = cohesión del estrato inferior $K_s$  = coeficiente de corte por punzonamiento (Ver Figura 6.20) $C_a$  = adhesión (ver Figura 6.21) $F_{cs1}, F_{qs1}, F_{\gamma s1}$  = factores de forma con respecto al estrato superior del suelo $F_{cs2}, F_{qs2}, F_{\gamma s2}$  = factores de forma con respecto al estrato inferior del suelo

La Figura 6.19 muestra una cimentación superficial corrida, desplantada en un estrato de suelo rígido o fuerte sobre un suelo blando o más débil, extendida hasta una gran profundidad. Si la profundidad  $H$  es relativamente pequeña comparada con el ancho  $B$  de la cimentación ocurrirá una falla por corte de punzonamiento en la capa superior del suelo seguida por una falla por corte general en el estrato inferior; como muestra la Figura 6.19a. Sin embargo, si la profundidad  $H$  es relativamente grande, entonces la superficie de falla estará completamente localizada en el estrato superior de suelo que es el límite superior para la capacidad de carga última, como muestra la Figura 6.19b.

Figura 6.20 Variación de  $C_a/c_1$  contra  $q_1/q_2$  basada en la Teoría de Meyerhof y Hanna (1978).

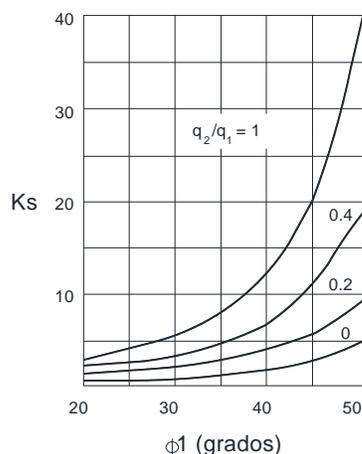


Figura 6.21 Coeficiente Ks de corte por punzonamiento, según Meyerhof y Hanna (1978).

Si se presentan cargas inclinadas o excéntricas, se deben realizar las consideraciones indicadas en las secciones 6.4.1 y 6.5.1.

#### 6.5.1.4 Capacidad de Carga en Roca

Para cimentaciones sobre roca competente, son válidos los análisis sencillos y directos basados en la resistencia a la compresión simple en núcleos de roca y en el RQD. Para cimentaciones sobre rocas menos competentes se deben realizar análisis para tomar en cuenta los efectos del intemperismo, y la presencia y condición de las discontinuidades.

La Tabla 6.24 se puede utilizar como una guía para estimar la capacidad de carga o para obtener los parámetros elásticos necesarios para un análisis preliminar.

Tabla 6.24. Rango de propiedades para rocas (los datos fueron obtenidos de varias fuentes).

Tipo de Roca	Peso Volumétrico Típico, Kn/m <sup>3</sup>	Módulo de Elasticidad E, MPa X 10 <sup>3</sup>	Relación de Poisson, $\nu$	Resistencia a la Compresión, MPa
Basalto	28	17-103	0.27-0.32	170-415
Granito	26.4	14-83	0.26-0.30	70-276
Esquisto	26	7-83	0.18-0.22	35-105
Limolita	26	21-103	0.24-0.45	35-170
Caliza Porosa	22.8-23.6	3-83	0.35-0.45	7-35
Arenisca	15.7-22	3-42	0.20-0.45	28-138
Esquisto	15.7-23.6	3-21	0.25-0.45	7-40
Concreto	28	Variable	0.15	15-400

Otro criterio señala que es posible emplear la ecuación de Terzaghi (Ver ecuación EC6.50) para obtener la capacidad de carga en roca, utilizando el ángulo de fricción interna y la cohesión de la roca en ensayos triaxiales de alta presión. Según Stagg y Zienkiewicz (1968) los factores de capacidad de carga son aproximadamente:

$$N_q = \tan^6 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), N_c = 5 \tan^4 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), N_\gamma = N_q + 1 \quad \text{EC6.49}$$

$$q_{ultr} = cN_c S_c + qN_q + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma$$

EC6.50

Donde:

$c$  = cohesión del suelo

$\gamma$  = peso volumétrico del suelo

$B$  = base de la cimentación

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga en roca

$S_c, S, S_\gamma$  = factores de forma que se pueden obtener de la Tabla 6.25

Tabla 6.25. Factores de forma de Terzaghi.

Factor	Corrida	Circular	Cuadrada
$S_c$	1.0	1.3	1.3
$S_\gamma$	1.0	0.6	0.8

Además, se pueden emplear los factores de forma de Terzaghi (Ver Tabla 6.25).

El ángulo de fricción interna de las rocas rara vez es menor de 40 ° (a menudo de 45 ° a 55 °) y los rangos de cohesión son aproximadamente de 3.50 a 17.50 MPa. Es evidente que a partir de la Ecuación EC6.49 se calcularán valores muy altos de capacidad de carga última, por lo que el límite superior de la capacidad de carga admisible se toma como el  $f'_c$  del concreto de la cimentación o no más que la capacidad de carga admisible de pilotes metálicos.

El ángulo de fricción interna de rocas es dependiente de la presión, similar a la del suelo. Además, la inspección en varias fuentes de los parámetros de las rocas indican que, de forma similar a los de la arena, se podría estimar un  $\phi = 45^\circ$  para la mayoría de ellas, excepto calizas y pizarras las cuales poseen valores de  $\phi$  entre 38 ° y 45 °. Del mismo modo se puede estimar en la mayoría de los casos una resistencia al esfuerzo cortante  $S_u = 5$  MPa como un valor conservador.

Finalmente podemos reducir la capacidad de carga última basada en el RQD (Rock Quality Design) de la siguiente forma:

$$\hat{q}_{ultr} = q_{ultr}(RQD)^2$$

EC6.51

En muchos casos se toma la capacidad de carga admisible de la roca en el rango de un tercio a un décimo de la resistencia a la compresión no confinada obtenido a partir de muestras de roca intacta. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, para cimentaciones desplantadas en roca poco competente se deben emplear métodos que consideren la presencia de discontinuidades, su orientación y estado, así como el intemperismo.

Cuando las muestras o núcleos de roca no producen piezas intactas y por consecuencia el  $RQD = 0$ , el problema se debe tratar como una masa de suelo y obtener la capacidad de carga utilizando ecuaciones de la sección 6.2.1 con las mejores estimaciones de los parámetros  $c$  y  $\phi$ .

Para obtener la capacidad de carga admisible de cimentaciones desplantadas en roca, es necesario multiplicar la capacidad de carga última ( $\hat{q}_{ultr}$ ) por el factor de resistencia indicado en la Tabla 6.25.

### 6.5.2. Capacidad de Carga en Cimentaciones Profundas

A pesar del gran número de variantes de tamaño, forma, materiales y procedimiento para su instalación, el diseño geotécnico de cimentaciones profundas obedece a los mismos conceptos que les son comunes y que

se derivan del mecanismo mediante el cual transfieren la carga de la estructura al suelo que rodea al fuste y al que le sirve de apoyo en la punta.

La capacidad de carga axial de una pila o pilote se define como la resistencia última del suelo en el punto donde el elemento se desplaza hacia abajo en el suelo sin ningún aumento adicional en la carga aplicada, o de manera similar, cuando el desplazamiento en la cabeza del elemento es demasiado grande y ya no es tolerable para la superestructura.

### 6.5.2.1 Pilotes Hincados

La capacidad de carga factorizada o admisible de un pilote hincado se puede calcular como:

$$Q_a = Q_u FR \quad \text{EC6.52}$$

Donde:

$Q_a$  = capacidad de carga admisible

$Q_u$  = capacidad de carga última o nominal

$FR$  = factor de resistencia para capacidad de carga de un pilote individual especificado en la sección 6.4.2.3.1

La capacidad de carga última  $Q_u$  a compresión de un pilote hincado está dada por la siguiente ecuación:

$$Q_u = Q_f + Q_p = fA_s + qA_p \quad \text{EC6.53}$$

Donde:

$Q_f$  = capacidad de carga última por fricción o fuste

$Q_p$  = capacidad de carga por punta

$f$  = carga unitaria transferida por fricción o fuste

$q$  = carga unitaria transferida por punta

$A_p$  = área de la sección transversal de la punta del pilote

$A_s$  = área lateral del fuste de la pila o pilote

La ecuación EC6.53 es generalmente aceptada para determinar la capacidad de carga última de pilotes hincados, sin embargo, no existe un acuerdo general para determinar los valores de  $f$  y  $q$ , ya que en la literatura existen diversas recomendaciones y criterios para elaborar un diseño adecuado, por lo que, en esta guía únicamente se recomienda el método de la Federal Highway Administration, FHWA (Ver Referencia 13) para el cálculo de capacidad de carga última en pilotes hincados, no obstante, se podrá emplear otra metodología disponible para este análisis siempre y cuando esté basada en procedimientos adoptados en la práctica y/o sustentada por estudios especiales para el sitio en específico.

#### 6.5.2.1.1 Capacidad de Carga por Punta

a) Suelos Cohesivos

Para capacidad de carga última por punta en suelos cohesivos se recomienda la siguiente ecuación:

$$Q_p = A_p c N_c \quad \text{EC6.54}$$

Donde:  $N_c$  es un parámetro adimensional que depende del ángulo de fricción  $\phi$  y el término  $c$  es la cohesión del suelo. Los valores de  $N_c$  varían entre 7 y 16, un valor de  $N_c = 9$  es comúnmente utilizado.

b) Suelos No Cohesivos

Para capacidad de carga por punta en suelos no cohesivos, el método de la FHWA emplea la siguiente ecuación:

$$Q_p = A_p \bar{q} \alpha \quad \text{EC6.55}$$

Donde:

- $N_q'$  = factor de capacidad de carga que se obtiene de la Figura 6.22
- $\bar{q}$  = esfuerzo efectivo a la profundidad requerida
- $\alpha$  = factor adimensional que depende de la relación profundidad-ancho del pilote en la Figura 6.22

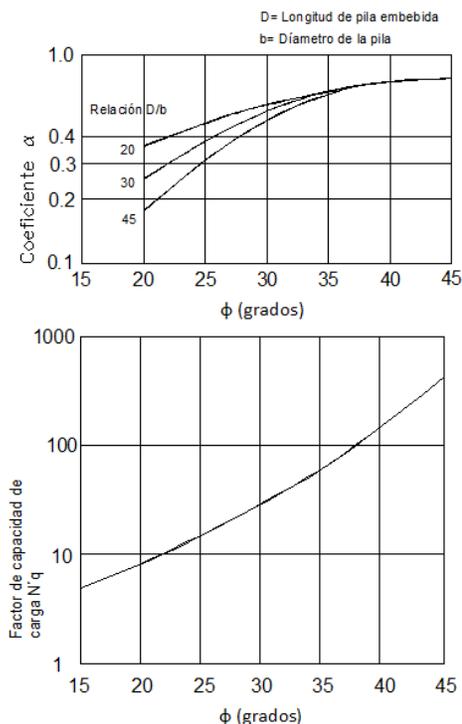


Figura 6.22 Coeficiente y factor  $N_q'$ .

Meyerhof (1976) recomienda limitar el valor de la capacidad por punta en suelos cohesivos, como se muestra en la Figura 6.23

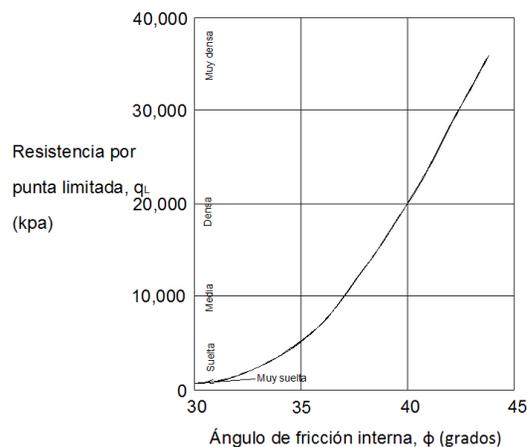


Figura 6.23 Relación entre el valor máximo de capacidad de carga unitario por punta y al ángulo de fricción para suelos no cohesivos recomendados por Meyerhof (1976) (según FHWA, 1993).

6.5.2.1.2 Capacidad de Carga por Fricción o Fuste

a) Suelos cohesivos

La capacidad de carga última a compresión por fricción o fuste en suelos cohesivos se puede estimar como:

$$Q_s = A_s c \alpha \quad \text{EC6.56}$$

Donde:

- $c$  = resistencia al esfuerzo cortante no drenada (en este caso la cohesión del suelo)
- $\alpha$  = coeficiente empírico de adhesión que depende mayormente de los siguientes factores: naturaleza y resistencia del suelo, tipo de pilote, método de instalación y los efectos del tiempo.

En la Figura 6.24 se presentan valores de  $\alpha$  sugeridos por Tomlinson (1980).

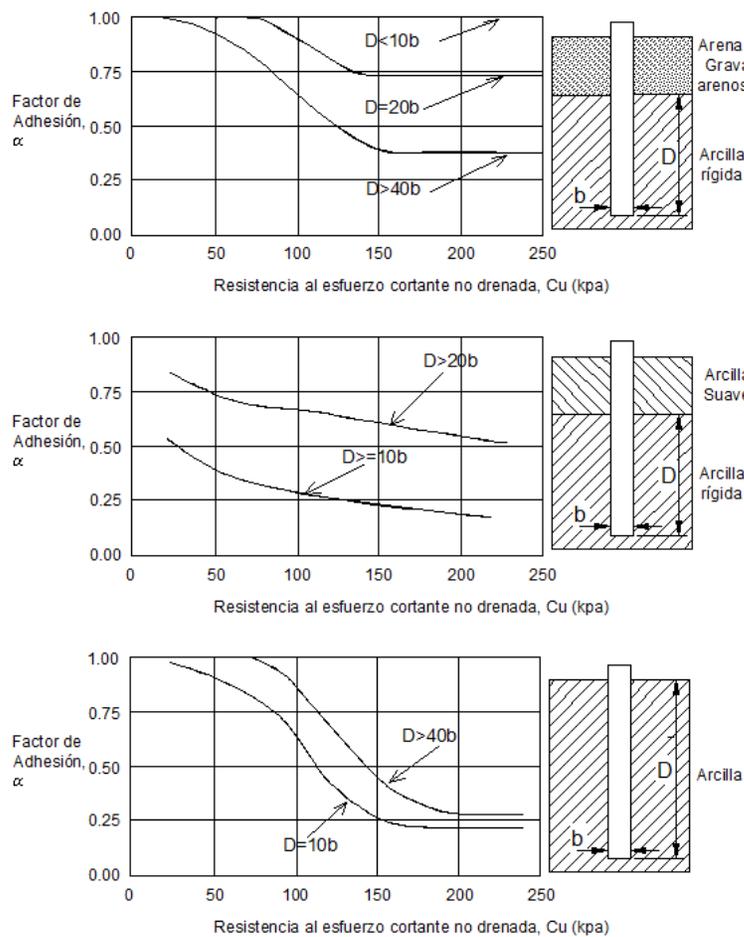


Figura 6.24 Factores de adhesión para pilas coladas in situ en arcillas, recomendados por Tomlinson (1980) (según FHWA, 1993).

b) Suelos no cohesivos

Para suelos no cohesivos, Nordlund (1963, 1979) sugirió la siguiente ecuación, que está basada en observaciones de campo y resultados de varias pruebas de carga a pilotes en suelos no cohesivos:

$$Q_s = K_\delta C_f \bar{p}_d \text{seno}(\delta) A_s$$

EC6.57

Donde:

- $Q_s$  = capacidad de carga última por fricción o fuste
- $K_\delta$  = coeficiente de presión lateral a la profundidad  $z$
- $\bar{p}_d$  = esfuerzo efectivo
- $\delta$  = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote
- $C_f$  = factor de corrección para  $K_\delta$  cuando  $\delta \neq \varphi$

En las Figuras 6.25 a la 6.28 se dan valores de  $K_\delta$  contra  $w$  con  $\delta$  igual a  $\varphi$ , y en la Figura 6.29 se da un factor de corrección que debe aplicarse a  $K_\delta$  cuando  $\delta$  no es igual a  $\varphi$ .

Nordlund (1963, 1979) establece que el ángulo de fricción  $\delta$  entre el suelo y el pilote depende del material del pilote y el volumen desplazado por pie ( $ft$ ) durante la instalación del mismo. En la Figura 6.30 se da una relación  $\delta/\varphi$  para diferentes tipos y tamaños de pilotes.

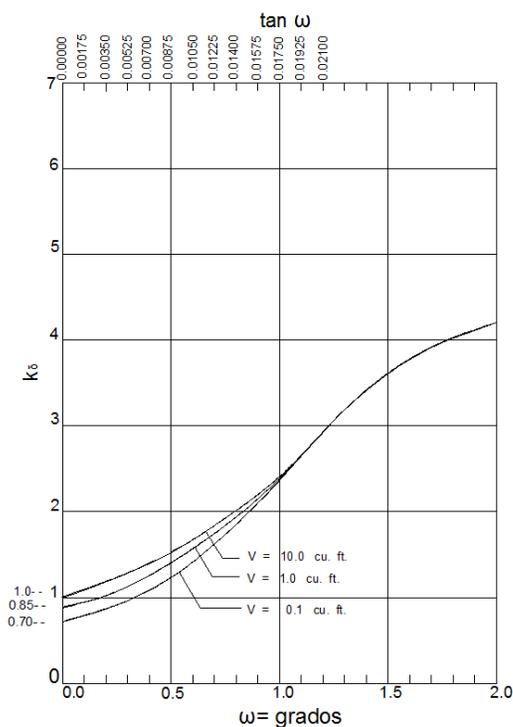


Figura 6.25 Curvas de diseño para evaluar  $K_\delta$  para pilotes cuando  $\varphi = 25^\circ$ , recomendadas por Nordlund (1979) (según FHWA, 1993).

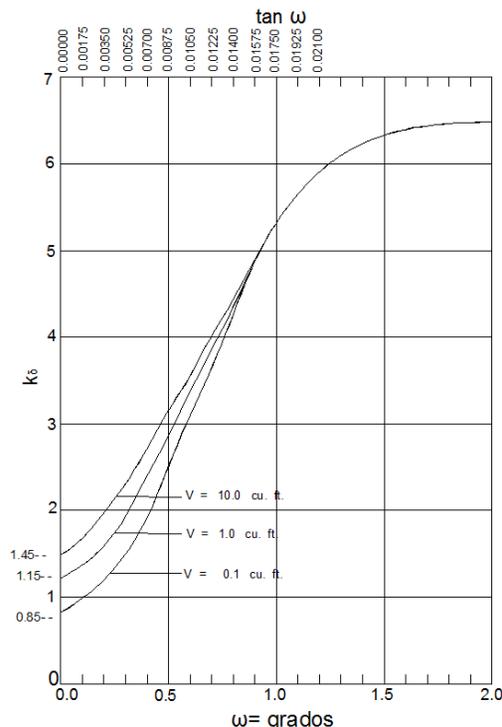


Figura 6.26 Curvas de diseño para evaluar  $K_\delta$  para pilotes cuando  $\varphi = 30^\circ$ , recomendadas por Nordlund (1979) (según FHWA, 1993).

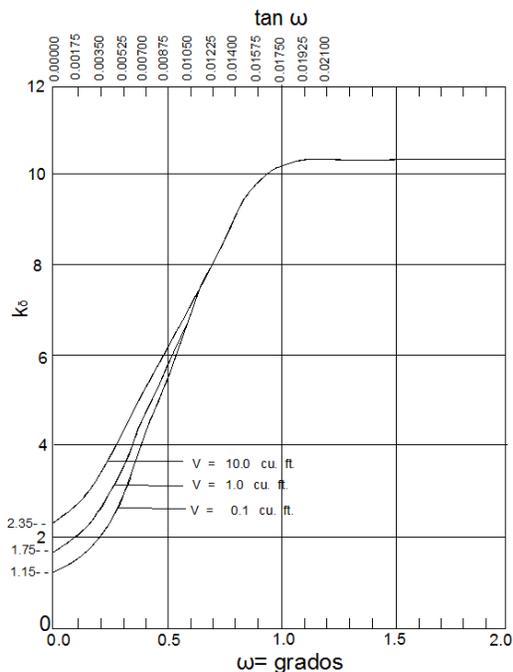


Figura 6.27 Curvas de diseño para evaluar  $K_{\delta}$  para pilotes cuando  $\phi = 35^{\circ}$ , recomendadas por Nordlund (1979) (según FHWA, 1993).

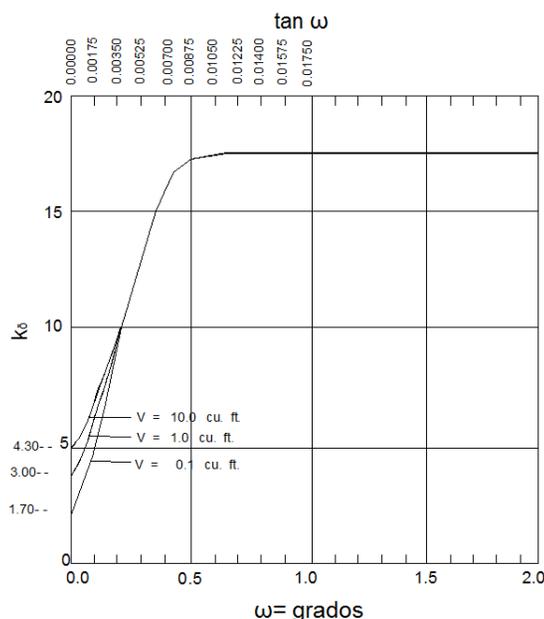


Figura 6.28 Curvas de diseño para evaluar  $K_{\delta}$  para pilotes cuando  $\phi = 40^{\circ}$ , recomendadas por Nordlund (1979) (según FHWA, 1993).

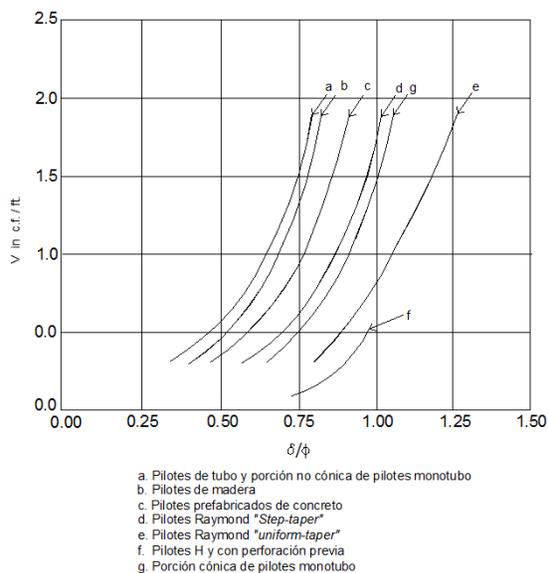


Figura 6.29 Factor de corrección de  $K_{\delta}$  para pilotes cuando  $\delta$  y  $\phi$  no son iguales, recomendados por Nordlund (1979) (según FHWA, 1993).

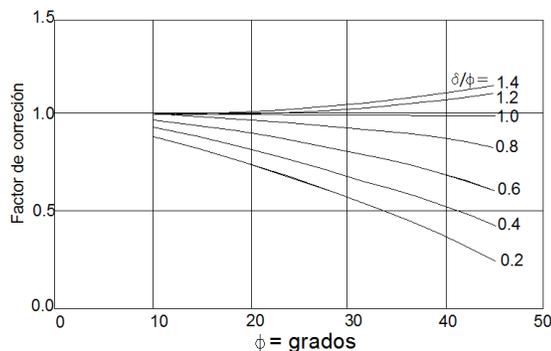


Figura 6.30 Relación  $\delta / \phi$  y el desplazamiento del pilote,  $V$ , para varios tipos de pilas recomendados por Nordlund (1979) (según FHWA, 1993).

### 6.5.2.1.3 Capacidad a Tensión

La resistencia o capacidad por tensión de un pilote individual se debe estimar de manera similar a la realizada para la capacidad de carga última por fuste a compresión especificada en la sección 6.5.2.1.2. La capacidad a tensión factorizada o admisible se tomará como:

$$Q_{at} = Q_s FR + P_p$$

EC6.58

Donde:

$Q_{at}$  = capacidad de carga admisible

$Q_s$  = capacidad de carga última por fricción o fuste a compresión

$FR$  = factor de resistencia para capacidad de carga de un pilote individual especificado en la sección 6.4.2.3.1

$P_p$  = peso propio del pilote

### 6.5.2.2 Pilas Coladas en Sitio

La capacidad de carga factorizada o admisible a compresión de una pila colada en sitio se puede calcular como:

$$Q_a = Q_u FR$$

EC6.59

Donde:

$Q_a$  = capacidad de carga admisible

$Q_u$  = capacidad de carga última o nominal

$FR$  = factor de resistencia para capacidad de carga de un pilote individual especificado en la sección 6.4.2.3.1



Figura 6.31 Grupo pilas de cimentación coladas en sitio en suelos friccionantes.

Los métodos presentados en esta sección para el cálculo de la capacidad de carga de pilas coladas en sitio bajo carga axial son los desarrollados por O'Neill and Reese (1999).

Estos métodos de análisis asumen que se han empleado excelentes procedimientos de construcción, que la excavación permanece estable y fue completada con las dimensiones adecuadas, que el acero de refuerzo se colocó correctamente, que el concreto se coló en una manera correcta dentro de las 4 horas posteriores a la conclusión de la excavación, y que cualquier aditivo que se utilizó fue correctamente acondicionado previo a que se colocara el concreto.

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, la capacidad de carga última para pilas coladas en sitio puede calcularse con las siguientes ecuaciones:

$$Q_u = Q_s + Q_b \quad \text{EC6.60}$$

$$Q_s = f_s A_s \quad \text{EC6.61}$$

$$Q_b = q_{max} A_b \quad \text{EC6.62}$$

Donde:

$Q_{ult}$  = capacidad de carga última

$Q_s$  = capacidad de carga última por fuste o fricción

$Q_b$  = capacidad de carga última por punta

$f_s$  = capacidad de carga unitaria media por fuste o fricción

$A_s$  = área lateral o del fuste en contacto con el suelo

$q_{max}$  = capacidad de carga unitaria por punta

$A_b$  = área de la base en contacto con el suelo

### 6.5.2.2.1 Capacidad de Carga por Fuste o Fricción

a) Suelos cohesivos

El método básico utilizado para el cálculo de la capacidad de carga unitaria por fricción en pilas coladas en sitio en suelos cohesivos es el *método alfa* ( $\alpha$ ):

$$f_s = \alpha C_u \quad \text{EC6.63}$$

$$\alpha = 0.55 \quad \text{para} \quad \frac{C_u}{P_a} \leq 1.5 \quad \text{EC6.64}$$

$$\alpha = 0.55 - 0.1 \left( \frac{C_u}{P_a} - 1.5 \right) \quad \text{para} \quad 1.5 \leq \frac{C_u}{P_a} \leq 2.5 \quad \text{EC6.65}$$

Donde:

$f_s$  = capacidad de carga última unitaria por fricción en la profundidad  $z$

$\alpha$  = factor empírico que varía con la magnitud de la resistencia no drenada al esfuerzo cortante

$C_u$  = resistencia no drenada al esfuerzo cortante a la profundidad  $z$

$P_a$  = presión atmosférica, 101.3 Kpa

Las zonas sobre las cuales se calcula la resistencia por fuste o fricción en suelos cohesivos se muestran en la Figura 6.32. La parte superior del fuste puede excluirse de los análisis para tomar en cuenta la contracción del suelo en zonas de cambio de humedad estacional o variación del nivel freático. En zonas donde la profundidad de estos cambios es mayor de 1.5 m (5 pies) o cuando se presenten deflexiones en el nivel de terreno, como consecuencia de cargas laterales, la exclusión de la parte superior puede extenderse a mayores profundidades.

La parte inferior del fuste puede excluirse cuando la pila es cargada a compresión porque el movimiento hacia abajo de la base generará esfuerzos de tensión en el suelo que se alivian con el agrietamiento del mismo. Si la pila es cargada a tensión, la exclusión de la parte inferior no se toma en cuenta debido a que no se presentarán los efectos antes mencionados.

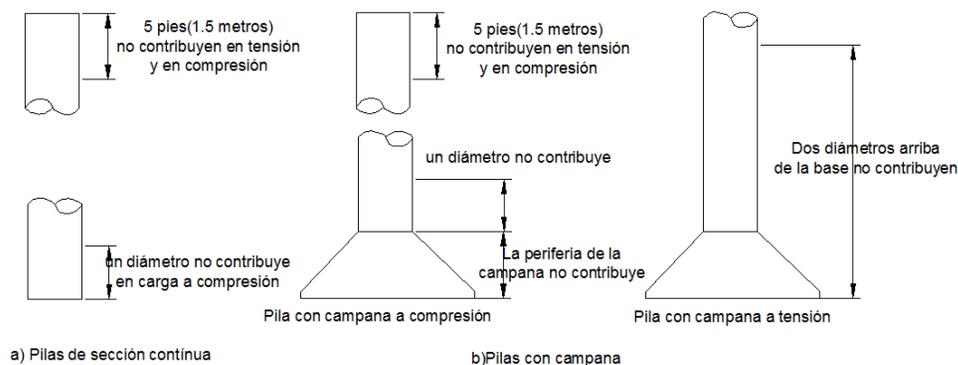


Figura 6.32 Porciones de las pilas coladas en sitio no consideradas para el cálculo de resistencia por fuste en arcillas.

Si la pila se construye con una base ampliada (también llamada “campana”), las zonas de exclusión para la resistencia por fuste o fricción en la parte inferior de la pila difieren para la carga en compresión y en tensión, como se muestra en la Figura 6.32. Si la pila es cargada en compresión, la zona de exclusión inferior incluye la superficie superior de la campana y el diámetro inferior de la pila por encima de la campana. Cuando una pila “acampanada” se carga en tensión, la zona de exclusión inferior para la resistencia por fuste o fricción se extiende dos diámetros por encima de la base. Si la zona de exclusión inferior se superpone a la zona de exclusión superior, entonces no se considera en los cálculos de la capacidad de carga en tensión.

b) Suelos no cohesivos

La capacidad de carga unitaria por fuste de pilas en suelos no cohesivos, puede calcularse con la siguiente expresión:

$$f_s = \beta \sigma'_z \leq 200 \text{ kpa} \quad \text{EC6.66}$$

$$\beta = 1.5 - 0.245\sqrt{z(m)}; 0.25 \leq \beta \leq 1.20 \quad \text{EC6.67}$$

Donde:

$z$  = profundidad debajo del nivel de terreno natural, en metros.

Cuando el número de golpes de la prueba de penetración estándar sin corregir por esfuerzo efectivo,  $N_{60}$  es menor o igual que 15 golpes/pie,  $\beta$  es calculado usando:

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 0.245\sqrt{z(m)}) \text{ para } N_{60} \leq 15 \quad \text{EC6.68}$$

Para arenas

$$\beta = 0.25 \text{ cuando } z > 26.14 \text{ m} \quad \text{EC6.69}$$

Para arenas con mucha grava o gravas

$$\beta = 2.0 - 0.15 [z(m)]^{0.75}; 0.25 \leq \beta \leq 1.8 \quad \text{EC6.70}$$

Para arenas con grava

$$\beta = 0.25 \text{ cuando } z > 26.46 \text{ m} \quad \text{EC6.71}$$

### 6.5.2.2.2 Capacidad de Carga por Punta

#### a) Suelos cohesivos

La capacidad de carga unitaria por punta en suelos cohesivos se puede calcular como:

$$q_{max} = N_c^* C_u \quad \text{EC6.72}$$

$$N_c^* = 1.33 (\ln|I_r| + 1) \quad \text{EC6.73}$$

$$I_r = \frac{E_s}{3C_u} \quad \text{EC6.74}$$

Donde:

$q_{max}$  = resistencia unitaria por punta

$N_c^*$  = factor de capacidad de carga

$C_u$  = resistencia no drenada al esfuerzo cortante medio, calculada dos diámetros bajo la base

$I_r$  = índice de rigidez del suelo

$E_s$  = módulo de elasticidad del suelo bajo carga no drenada

Cuando la relación  $L/B$  sea menor que 3.0,  $q_{max}$  debe reducirse para tomar en cuenta el efecto de la presencia del nivel de terreno usando la siguiente ecuación:

$$q_{max} = 0.667 \left( 1 + 0.1667 \frac{L}{B} \right) N_c^* C_u \quad \text{EC6.75}$$

Donde:

$L$  = largo de la pila

$B$  = diámetro de la base de la pila

#### b) Suelos no cohesivos

El cálculo de  $q_{max}$ , capacidad de carga unitaria por punta en suelos no cohesivos se basa directamente en la resistencia a la penetración de la prueba *SPT* cerca de la punta de la pila, es decir, como una función del  $N_{60}$  (estandarizado para la energía del martillo, pero sin corregir por esfuerzo de sobrecarga).

$$\text{si } L \geq 10 \text{ m: } \quad q_{max} = 57.5 N_{60} \leq 2.9 \text{ MPa} \quad \text{EC6.76}$$

$$\text{si } L < 10 \text{ m: } \quad q_{max} = \frac{L}{10 \text{ m}} 57.5 N_{60} \leq \frac{L}{10 \text{ m}} 2.9 \text{ MPa} \quad \text{EC6.77}$$

Donde:

$q_{max}$  = capacidad de carga última unitaria por punta

$N_{60}$  = número de golpes en la prueba de penetración estándar corregido por eficiencia del martillo.

$L$  = Longitud de la pila.

Cualquiera que sea el criterio adoptado para el cálculo de capacidad de carga por fuste o punta, en pilotes hincados y/o en pilas coladas en sitio, será conveniente verificar el diseño con pruebas de carga.

### 6.5.2.2.3 Capacidad a Tensión

La resistencia o capacidad por tensión de una pila individual se debe estimar de manera similar a la realizada para la capacidad de carga última por fuste a compresión especificada en la sección 6.5.2.2.1.

La capacidad a tensión factorizada admisible se tomará como:

$$Q_{at} = Q_s FR + P_p \quad \text{EC6.78}$$

Donde:

$Q_{at}$  = capacidad de carga admisible

$Q_s$  = capacidad de carga última por fricción o fuste a compresión

$FR$  = factor de resistencia para capacidad de carga de un pilote individual especificado en la sección 6.4.2.3.1

$P_p$  = peso propio de la pila

### 6.5.2.3 Consideraciones Acerca de Fricción Negativa

Si una pila o un pilote es colocado a través de un estrato de suelo compresible como un arcilla o limo suave, un relleno reciente, o un suelo colapsable, es posible que el suelo embebido se desplace hacia abajo con respecto del elemento generando un asentamiento. El asentamiento del estrato de suelo puede ser causado por la aplicación de una sobrecarga como la instalación de un relleno, el abatimiento del nivel freático, la consolidación de un relleno reciente por su propio peso, los trabajos de construcción adyacente al sitio, o la reconsolidación de suelos blandos alterados durante el hincado.

La carga aplicada a la parte superior de un pilote (o pila) provoca que éste se desplace hacia abajo con respecto del suelo, el esfuerzo cortante movilizado a lo largo de la interface pilote-suelo actúa hacia arriba y contribuye a la capacidad de carga del mismo: éste es el caso de la fricción positiva. En esta situación, la carga transferida por el pilote en fricción es  $F_p$  y la carga transferida por la punta es  $Q_p$  (ver Figura 6.33), entonces, la carga total transferida en la parte superior del pilote es  $Q_t = F_p + Q_p$ .

Hasta cierto punto a lo largo del pilote, en el llamado punto o eje neutral, el asentamiento del suelo es mayor que el desplazamiento hacia abajo del pilote o pila (ver Figura 6.34), los esfuerzos cortantes movilizados a lo largo del pilote abajo del punto neutral actúan hacia abajo y se llaman **fricción negativa**, ésta fricción aumenta la carga aplicada al pilote (ver Figura 6.33). Por debajo de este punto, el desplazamiento hacia abajo del pilote es mayor que el asentamiento del suelo y los esfuerzos cortantes movilizados que actúan hacia arriba en el pilote (ver Figura 6.33), esto se refiere a la fricción positiva.

La fuerza de la fricción negativa es  $F_n$ , (ver Figura 6.33), la fuerza de fricción positiva es  $F_p$ , y la carga transferida por la punta del pilote es  $Q_p$ . Por lo tanto, en los análisis de capacidad de carga, y cuando se considere la presencia de fricción negativa, tomando en cuenta las causas mencionadas anteriormente, la carga total transferida en la parte superior del pilote debe tomarse como  $Q_t = Q_p + F_p - F_n$ , mientras que la máxima carga en el pilote debe ser  $Q_{max} = Q_t + F_n = Q_p + F_p$ .

El punto o eje neutral se define como un punto a lo largo del pilote en el cual el movimiento relativo pilote-suelo es igual a cero, es decir, el asentamiento del suelo es igual al desplazamiento hacia abajo del pilote (ver Figura 6.34).

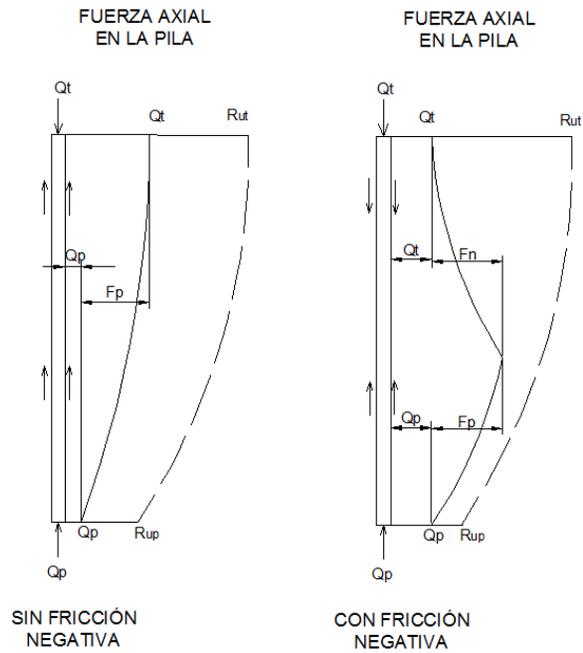


Figura 6.33 Distribución axial de fuerzas en una pila o pilote.

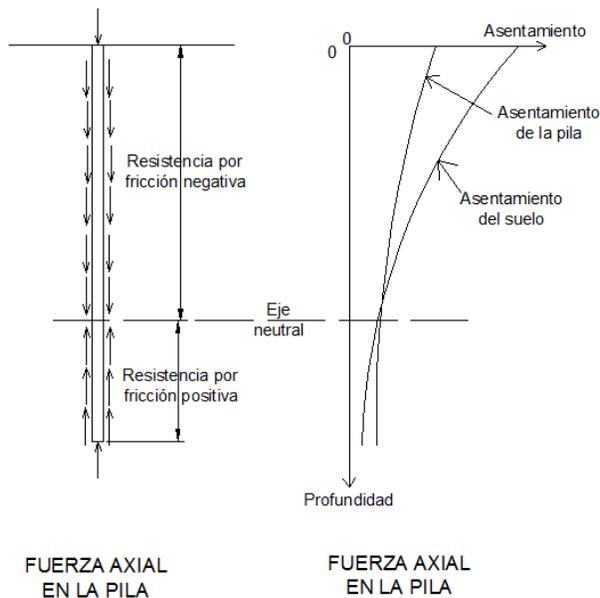


Figura 6.34 Fricción negativa en una pila o un pilote.

Tabla 6.26. Condiciones para considerar el efecto de fricción negativa en pilas de cimentación, (FHWA, Manual de Diseño de Cimentaciones de Puentes).

1	Asentamiento total del terreno natural en la superficie > 10 mm
2	Asentamiento del terreno natural en la superficie después de hincar la pila > 1 mm
3	Altura del terraplén de acceso al puente con $H > 2.00$ m
4	Espesor del estrato de suelo compresible > 10 m
5	Nivel de Aguas Freáticas > 4.00 m
6	Longitud de pilas > 25.00 m

#### 6.5.2.4 Comportamiento de Grupo de Pilas y Pilotes

##### 6.5.2.4.1 Capacidad de Carga en Grupo en Suelos No Cohesivos

La capacidad de carga de grupos de pilas o pilotes en suelos no cohesivos se puede definir de manera aproximada con alguno de los siguientes tres criterios (Referencia 36):

1. La capacidad del grupo es la suma de las capacidades de cargas permisibles de los elementos individuales.
2. La falla ocurre en un bloque definido por el perímetro externo del conjunto de pilotes o pilas, por lo que la capacidad de carga se calcula como una zapata de dimensiones mayores, adicionándole la resistencia por fuste o fricción de los lados del bloque (Terzaghi and Peck, 1967).
3. Si el grupo de pilotes o pilas está apoyado en un estrato firme de espesor limitado, que descansa sobre un depósito de suelo blando, la capacidad de carga última del grupo está dada por el menor de los valores siguientes: 1) la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales ó 2) la resistencia a la falla como cuerpo rígido de una pila equivalente formada por el grupo de elementos individuales y la masa de suelo afectada; este último tipo de falla se produce por punzonamiento a través del estrato firme hasta alcanzar el suelo blando subyacente.

En todos los casos debe comprobarse que la capacidad de carga del grupo sea mayor que la carga estructural aplicada.

En grupos de pilotes hincados con separación de 2 a 4 diámetros de centro a centro, las pruebas de carga a escala natural y en modelos han permitido observar que la carga última resulta frecuentemente mayor que la suma de las cargas últimas de los pilotes individuales; esto se atribuye a la compactación inducida que aumenta la fricción lateral. Debido a que la influencia de esa compactación no puede evaluarse en forma confiable, se recomienda tomar a la carga última de un grupo de pilotes en arena no subyacente por un estrato blando como la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales (Meyerhof, 1976). La resistencia por punta no se ve afectada prácticamente por el efecto de grupo, aún para espaciamientos pequeños entre pilotes.

Para grupos con más de 10 pilotes, el Manual de Cimentaciones Canadiense (CGS, 1985) señala que si el espaciamiento es mayor de  $7 B_b$ , estos actúan como elementos aislados y que, por otra parte, ese espaciamiento no debe ser menor de  $2.5 B_b + 0.02 D$  centro a centro, donde  $B_b$  es el diámetro del pilote o pila en la base y  $D$  la longitud de empotramiento media.

##### 6.5.2.4.2 Capacidad de Carga en Grupo en Suelos Cohesivos

La capacidad de carga de un grupo de pilas o pilotes en suelos cohesivos, no sujeta a fricción negativa, con sus cabezas por arriba del terreno natural, puede definirse como el valor mínimo obtenido de los siguientes dos criterios (Referencia 36):

1. La suma de las capacidades de todos los pilotes individuales.
2. La capacidad de carga en la base de la envolvente del grupo más la fricción sobre el área lateral de dicha envolvente. Usualmente se adopta el primer criterio aplicando un factor de reducción que depende del espaciamiento entre pilotes (Tabla 6.27).

Es común, en la práctica, despreciar los efectos de grupo en la capacidad de carga de grupos de pilotes apoyados en arcillas con valores de  $c_u$  mayores de 100kPa (10.2 t/m<sup>2</sup>).

Tabla 6.27. Factores de reducción de capacidad de carga para grupos de pilotes en arcilla (SMMS, 1983).

Espaciamiento, en Diámetro del Pilote	Factor de Reducción
10	1
8	0.95
6	0.9
5	0.85
4	0.75
3	0.65
2.5	0.55

### 6.5.2.5 Capacidad de Carga en Roca

Las cimentaciones profundas apoyadas o empotradas en roca son capaces de soportar grandes cargas; las más usuales consisten en pilas coladas en sitio, aunque también se emplean pilotes hincados de acero o de concreto con punta de acero.

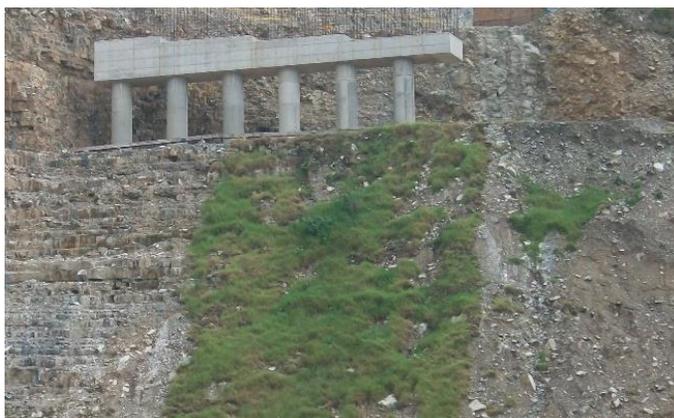


Figura 6.35 Pilas de cimentación construidas con perforación previa en una formación de roca muy fracturada de calizas color gris claro estratificadas con espesores de 30 a 50 cm y planos de fracturamiento perpendiculares a la estratificación.

Tomando en cuenta las consideraciones previas, la capacidad de carga factorizada o admisible para pilas coladas en sitio apoyadas o empotradas en roca se puede calcular como:

$$Q_{ar} = Q_{ur}FR = (Q_{sr} + Q_{pr})FR \quad \text{EC6.79}$$

$$Q_{ur} = Q_{sr} + Q_{pr} \quad \text{EC6.80}$$

Donde:

$Q_{ar}$  = capacidad de carga factorizada o admisible en roca (para pilas coladas en sitio)

$Q_{ur}$  = capacidad de carga última en roca

$Q_{sr}$  = capacidad de carga última por fuste o fricción en roca

$Q_{pr}$  = capacidad de carga última por punta en roca

$FR$  = factor de resistencia que se obtiene de la sección 6.4.2.3.1

#### 6.5.2.5.1 Capacidad por Punta en Roca de Pilas Coladas en Sitio

La capacidad de carga última en la punta de una pila puede calcularse en función de la resistencia al corte de la roca con la ecuación:

$$Q_{pr} = q_{ur} K_{sp} d A_p \quad \text{EC6.81}$$

En la que:

$$d = 1.0 + 0.4 D_b/B \leq 3 \quad \text{EC6.82}$$

Donde:

$Q_{pr}$  = capacidad de carga última en la base

$q_{ur}$  = resistencia a la compresión no confinada, promedio, de núcleos de roca

$K_{sp}$  = coeficiente empírico que depende del espaciamiento y abertura de las discontinuidades de la roca

$d$  = factor de profundidad, adimensional

$A_p$  = área de la base de la pila

$D_b$  = penetración de la pila en la formación de roca considerada

$B$  = diámetro de la perforación en el empotramiento (socket)

El coeficiente  $K_{sp}$  toma en cuenta el efecto de escala y la presencia de discontinuidades; su valor puede estimarse con la ecuación:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{S_d}{B}}{\frac{10}{3} \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{S_d}}} \quad \text{EC6.83}$$

Donde:

$S_d$  = espaciamiento de las discontinuidades

$t_d$  = abertura de las discontinuidades

La ecuación EC6.83 es válida sólo para:

$$0.05 < S_d/B < 2.0 \text{ y } 0 < t_d/S_d < 0.02$$

Es importante señalar que los valores del parámetro básico  $q_{ur}$  son en general poco representativos de las propiedades mecánicas de la masa de roca, debido al efecto de alteración inducido por el muestreo y a la ausencia de discontinuidades en los especímenes ensayados. Esta solución no debe aplicarse cuando los cimientos se apoyan en rocas estratificadas blandas, como es el caso de algunas lutitas y calizas.

#### 6.5.2.5.2 Capacidad de Carga por Fricción en Roca de Pilas Coladas en Sitio

Cuando la carga se transmite por fuste o fricción lateral en el tramo de pila empotrada en la roca, la capacidad de carga última puede estimarse con la ecuación:

$$Q_{sr} = \pi B D_b \tau_s \quad \text{EC6.84}$$

Donde:

$Q_{sr}$  = capacidad de carga última por fuste o fricción lateral

$\tau_s$  = resistencia última unitaria promedio por fricción entre la pila y la roca

El valor de  $\tau_s$  depende de la resistencia del concreto y/o roca, así como de la calidad de la superficie de contacto expuesta por la perforación; sus límites usualmente varían entre 0.7 y 2.1MPa (7 a 21kg/cm<sup>2</sup>).

En la resistencia última por fricción entre pila y roca influye en forma importante la rugosidad de la perforación. Se consideran dos condiciones de rugosidad (CGS, 1985) una para pilas convencionales y otra para pilas ranuradas o estriadas.

Las pilas convencionales que se excavan y construyen con métodos convencionales, normalmente tienen un contacto concreto-roca relativamente liso. La relación entre la fricción pila-roca y la resistencia a la compresión del material de menor resistencia (roca o concreto) está dada aproximadamente por la ecuación (Horvath et al., 1983):

$$\frac{\tau_s}{p_a} = b \left( \frac{q_{ur}}{p_a} \right)^{0.5} \quad \text{EC6.85}$$

Donde:

$p_a$  = presión atmosférica.

$B$  = factor empírico, igual a 0.63.

Sin embargo, si la resistencia a la compresión del concreto,  $f'_c$ , de las pilas es menor que  $q_{ur}$ , la resistencia admisible no será mayor de:

$$Q_{ar} = 0.05 f'_c \quad \text{EC6.86}$$

En el caso de pilas ranuradas, en las paredes de la perforación en rocas pueden hacerse ranuras, hendiduras o estrias para aumentar la rugosidad roca-concreto y, por lo tanto incrementar la resistencia en el fuste de la pila. Para determinar el valor de  $\tau_s$  se emplea la ecuación EC6.85 con un valor de  $b = 1.9$  para ranuras de ancho y profundidad mayores de 10 mm (0.4 pulg) y espaciamiento de ellas comprendido entre 50 y 200 mm, (2 y 8 pulg), (CGS, 1992).

Para aplicar este criterio de diseño es necesario que la roca expuesta en la perforación se encuentre razonablemente sana, sin fracturamiento producido por el proceso de excavación y libre de lodos y detritus de perforación. La experiencia muestra que, aunque factible, esto no es fácil de lograr. Antes del vaciado del concreto se requiere de una cuidadosa inspección visual de la perforación.

## 6.6. Asentamientos

### 6.6.1. Asentamientos en Cimentaciones Superficiales

Los asentamientos en cimentaciones deben estimarse utilizando métodos de cálculo basados en los resultados de las pruebas de laboratorio, pruebas in situ o ambas. Los parámetros del suelo utilizados en los cálculos deben ser elegidos para reflejar el historial de cargas del suelo, la secuencia de construcción y los efectos de la estratificación.

El asentamiento total que incluye el asentamiento inmediato o elástico y los asentamientos por consolidación primaria y secundaria puede ser evaluado como:

$$S_t = S_e + S_c + S_s \quad \text{EC6.87}$$

Donde:

$S_e$  = asentamiento elástico

$S_c$  = asentamiento por consolidación primaria

$S_s$  = asentamiento por consolidación secundaria

En suelos granulares el asentamiento elástico es la parte predominante del asentamiento, mientras que en limos y arcillas saturadas e inorgánicas, el asentamiento por consolidación primaria probablemente predomine. El asentamiento por consolidación secundaria forma la mayor parte del asentamiento total en suelos altamente orgánicos y en turbas.

### 6.6.1.1 Asentamiento Elástico

La magnitud de los asentamientos elásticos puede estimarse empleando la teoría de la elasticidad (previa estimación de los parámetros elásticos del subsuelo a partir de pruebas de laboratorio o pruebas in situ), y considerando que teóricamente la cimentación es perfectamente flexible (Bowles, 1987), por medio de la siguiente ecuación (Ver Figura 6.36):

$$S_{e(flexible)} = q(\alpha B') \frac{1 - \nu^2}{E} I_s + I_f \quad \text{EC6.88}$$

Donde:

- $q$  = presión neta aplicada a nivel de desplante de la cimentación
- $\nu$  = relación de Poisson del suelo
- $E$  = módulo de elasticidad media del suelo debajo de la cimentación, medido desde  $z = 0$  a alrededor de  $z = 4B$
- $B'$  =  $B / 2$  para el centro de la cimentación  
=  $B$  para la esquina de la cimentación

$$I_s = \text{fact. de forma (Steinbrenner, 1934)} = F_1 + \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} F_2 \quad \text{EC6.89}$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} (A_0 A_1) \quad \text{EC6.90}$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \tan^{-1} A_2 \quad \text{EC6.91}$$

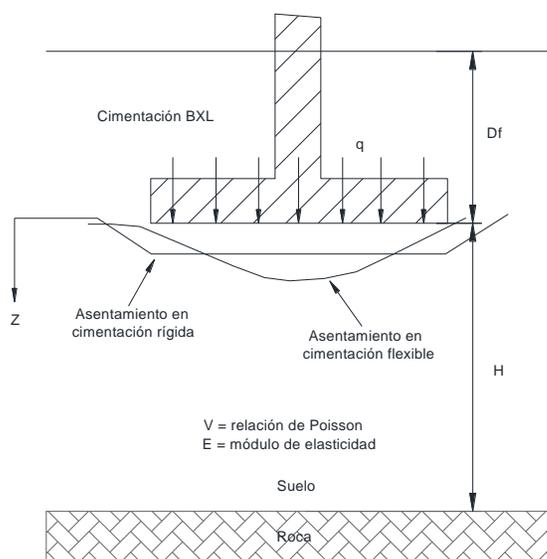


Figura 6.36 Asentamiento elástico de cimentaciones rígidas y flexibles.

$$A_0 = m' \ln \frac{(1 + \sqrt{m'^2 + 1})\sqrt{m'^2 + n'^2}}{m'(1 + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1})} \quad \text{EC6.92}$$

$$A_1 = \ln \frac{(m' + \sqrt{m'^2 + 1})\sqrt{1 + n'^2}}{m' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}} \quad \text{EC6.93}$$

$$A_2 = \frac{m'}{n'\sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}} \quad \text{EC6.84}$$

$$I_f = \text{Factor de profundidad (Fox, 1948)} = f\left(\frac{Df}{B}, v, y \frac{L}{B}\right) \quad \text{EC6.95}$$

$\alpha$  = factor que depende de la localización en la cimentación donde se requiere calcular el asentamiento.

Para calcular el asentamiento al centro de la cimentación, se usa  $\alpha = 4$ ,  $m' = L/B$  y  $n' = H/(B/2)$ .

Para calcular el asentamiento en la esquina de la cimentación, se usa  $\alpha = 1$ ,  $m' = L/B$  y  $n' = H/B$ .

La variación de  $I_f$  con  $Df/B$  y  $v$  se muestra en la Figura 6.37 (para  $L/B = 1, 2$  y  $5$ ) la cual está basada en Fox (1948).

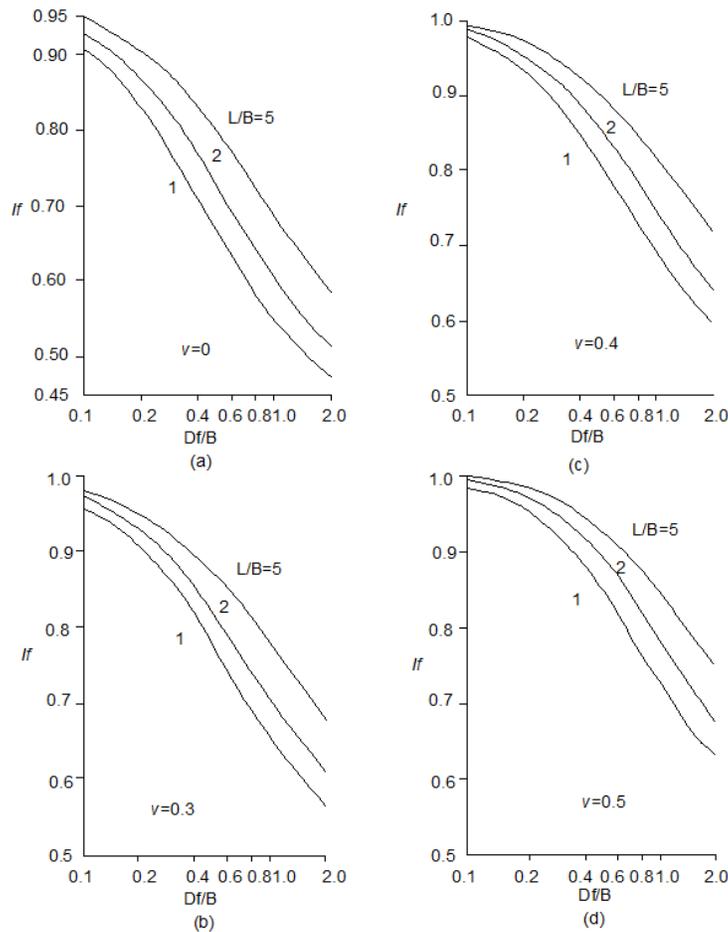


Figura 6.37 Variación de  $I_f$  con  $Df/B$ ,  $L/B$  y  $v$ .

Tomando en cuenta que generalmente el subsuelo está constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se puede recurrir al uso del factor de influencia de deformación unitaria para considerar la estratificación, dicho factor está basado en resultados de pruebas experimentales elaboradas por Schmertmann et al. (1978) para zapatas corridas  $L/B=1$  y  $L/B \geq 10$ .

Tomando en cuenta lo mencionado anteriormente, el asentamiento elástico de una cimentación también puede ser estimado empleando el factor de influencia de deformación unitaria, como se indica a continuación:

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q') \Sigma \frac{I_z}{E} A_z \quad \text{EC6.96}$$

Donde:

$\bar{q}$  = esfuerzo a nivel de desplante de la cimentación

$q'$  =  $\gamma^* D_f$

$\gamma$  = peso volumétrico efectivo del suelo

$D_f$  = profundidad de desplante

$C_1$  = factor de corrección para la profundidad de la cimentación que se puede calcular como:

$$C_1 = 1 - 0.5 \frac{q'}{\bar{q} - q'} \quad \text{EC6.97}$$

$C_2$  = factor de corrección para tener en cuenta el “creep” en el suelo y se puede calcular como:

$$C_2 = 1 + 0.2 \log (t/0.1) \quad \text{EC6.98}$$

Donde:

$t$  = tiempo en el que se quiere calcular el asentamiento, en años

$E$  = módulo de elasticidad del suelo en cada estrato

$I_z$  = factor de influencia de deformación unitaria que se puede tomar de la Figura 6.38

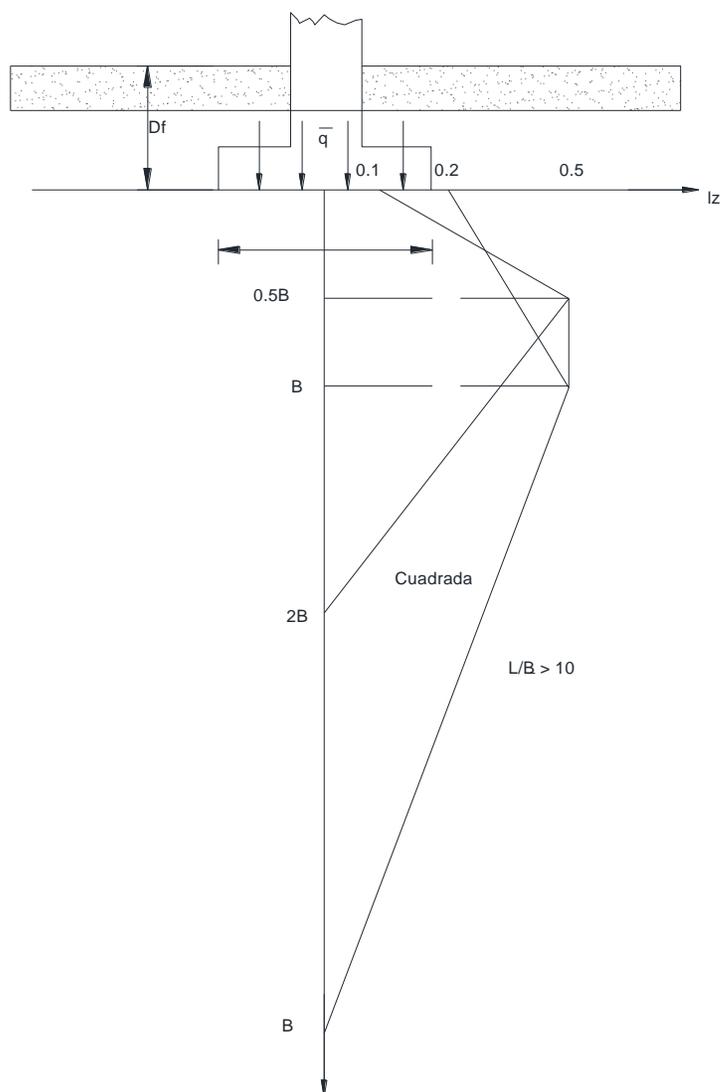


Figura 6.38 Factor de influencia de deformación.

En la Figura 6.38 se pueden realizar interpolaciones para valores de  $L/B$  entre 1 y 10.

### 6.6.1.2 Asentamiento por Consolidación Primaria

El asentamiento por consolidación se da a lo largo del tiempo y ocurre, principalmente, en suelos cohesivos saturados y compresibles cuando son sometidos a una sobrecarga; el análisis para su determinación consta de las siguientes tres fases:

1. Análisis de la distribución inicial de esfuerzos efectivos en la masa de suelo.
2. Cálculo de la distribución de los incrementos de esfuerzos verticales inducidos por las cargas de la estructura y la cimentación.
3. Cálculo de los asentamientos por consolidación generados.

Con base en pruebas de consolidación unidimensional, la estimación de este tipo de asentamiento se puede calcular como:

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H_t \quad \text{EC6.99}$$

Donde:

$$\Delta e = C_c \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \quad (\text{para arcillas normalmente consolidadas}) \quad \text{EC6.100}$$

$$\Delta e = C_r \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_c} \quad \text{EC6.101}$$

(para arcillas preconsolidadas,  $\sigma'_0 + \Delta\sigma \leq \sigma'_c$ )

$$\Delta e = C_r \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + C_c \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_c} \quad \text{EC6.102}$$

(para arcillas preconsolidadas,  $\sigma'_0 < \sigma'_c < \sigma'_0 + \Delta\sigma$ )

$e_o$  = relación inicial de vacíos correspondiente a los esfuerzos efectivos in situ.

$H_t$  = espesor del estrato compresible

$\sigma'_0$  = esfuerzo efectivo in situ

$\Delta\sigma$  = incremento de esfuerzos sobre el estrato considerado causado por la construcción de la estructura y la cimentación

$\sigma'_c$  = carga de preconsolidación

$C_r$  y  $C_c$  = índices de compresibilidad para el tramo de recompresión y el tramo virgen respectivamente (ver Figura 6.39).

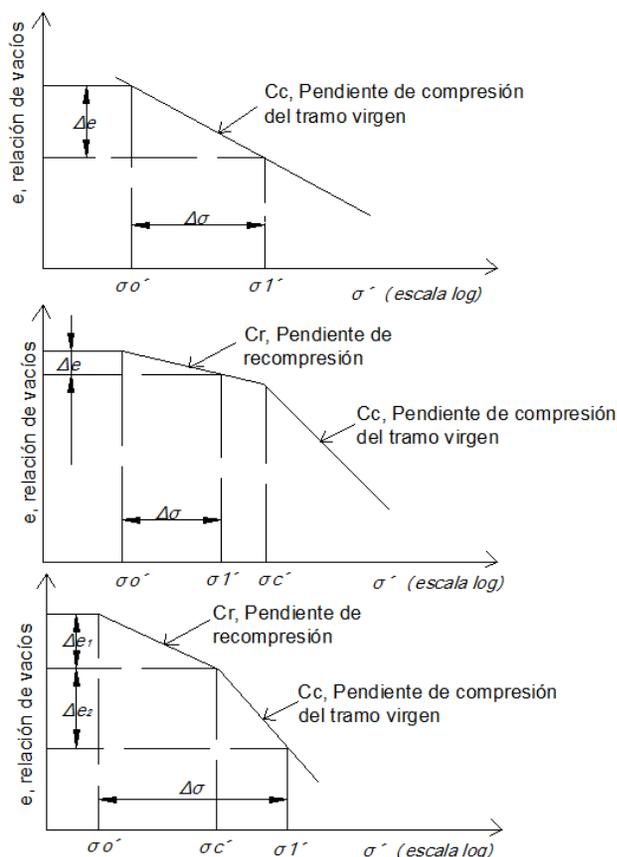


Figura 6.39 Curvas de compresibilidad para cálculo de índices de compresibilidad.

### 6.6.1.3 Asentamiento por Consolidación Secundaria

Algunos suelos, principalmente los que contienen materiales orgánicos o algunas arcillas compresibles, bajo una carga sostenida, siguen deformándose o asentándose al final de la consolidación primaria, y esto se debe al continuo reajuste de las partículas sólidas.

La magnitud del asentamiento por consolidación secundaria puede estimarse como:

$$S_s = C_\alpha H_{ts} \log \frac{t}{t_p} \quad \text{EC6.103}$$

Donde:

$C_\alpha$  = coeficiente de consolidación secundaria (Ver Figura 6.40)

$$C_\alpha = \frac{\Delta H_t / H_t}{\Delta \log t} \quad \text{EC6.104}$$

Donde:

$H_{ts}$  = espesor del estrato al inicio de la consolidación secundaria =  $(H_t - S_c)$

$H_t$  = espesor del estrato compresible

$t$  = tiempo en que se requiere calcular el asentamiento

$t_p$  = tiempo en el que finaliza la consolidación primaria

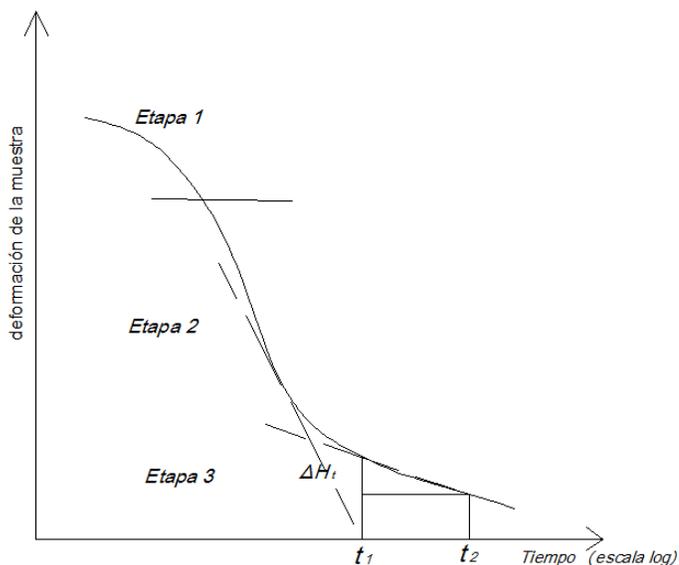


Figura 6.40 Curva de consolidación típica donde se aprecia el inicio de la consolidación secundaria.

### 6.6.1.4 Velocidad de Consolidación

La evolución de los asentamientos con el tiempo se puede evaluar de acuerdo con la teoría de consolidación unidimensional (Terzaghi, 1925).

El tiempo,  $t$ , para alcanzar un porcentaje dado del total del asentamiento por consolidación unidimensional puede tomarse como:

$$t = \frac{TH_d^2}{C_v}$$

EC6.105

Donde:

$T$  = factor tiempo tomado de la Tabla 6.28 y depende del grado de consolidación deseado

$H_d$  = recorrido más largo del drenaje de una partícula de agua (ver Figura 6.41)

$C_v$  = coeficiente de consolidación.

Tabla 6.28. Variación del tiempo con el grado de consolidación (obtenida de Referencia 8).

U(%)	T	U(%)	T	U(%)	T
0	0	34	0.0907	68	0.377
1	0.00008	35	0.0962	69	0.390
2	0.00030	36	0.102	70	0.403
3	0.00071	37	0.107	71	0.417
4	0.00126	38	0.113	72	0.431
5	0.00196	39	0.119	73	0.446
6	0.00283	40	0.126	74	0.461
7	0.00385	41	0.132	75	0.477
8	0.00502	42	0.138	76	0.493
9	0.00636	43	0.145	77	0.511
10	0.00785	44	0.152	78	0.529
11	0.00950	45	0.159	79	0.547
12	0.01130	46	0.166	80	0.567
13	0.01330	47	0.173	81	0.588
14	0.01540	48	0.181	82	0.610
15	0.01770	49	0.188	83	0.633
16	0.02010	50	0.197	84	0.658
17	0.02270	51	0.204	85	0.684
18	0.02540	52	0.212	86	0.712
19	0.02830	53	0.221	87	0.742
20	0.03140	54	0.230	88	0.774
21	0.03460	55	0.239	89	0.809
22	0.03800	56	0.248	90	0.848
23	0.04150	57	0.257	91	0.891
24	0.04520	58	0.267	92	0.938
25	0.04910	59	0.276	93	0.993
26	0.05310	60	0.286	94	1.055
27	0.05720	61	0.297	95	1.129
28	0.06150	62	0.307	96	1.219
29	0.06600	63	0.318	97	1.336
30	0.07070	64	0.329	98	1.500
31	0.07540	65	0.340	99	1.781
32	0.08030	66	0.352	100	∞
33	0.08550	67	0.364		

Nota:U(%)= porcentaje de consolidación

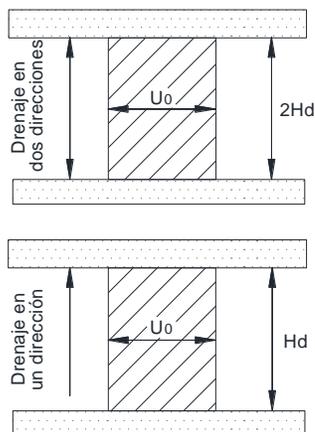


Figura 6.41 Diferentes tipos de drenaje con  $u_0$  constante.

### 6.6.1.5 Asentamientos en Roca

Para zapatas desplantadas en roca de muy buena calidad, de acuerdo con el sistema de clasificación geomecánica, RMR, los asentamientos elásticos pueden ser asumidos generalmente inferiores a 1.25cm (0.5 pulg.).

Cuando la roca es fracturada o posee discontinuidades, y las características y condiciones de éstas son pobres o los criterios de calidad para una roca muy buena no se cumplen, se debe llevar a cabo un análisis de asentamientos en el que se consideren factores como: la influencia del tipo de roca, la condición de las discontinuidades y el grado de intemperismo.

Tomando en cuenta lo mencionado anteriormente, el asentamiento elástico de cimentaciones en rocas fracturadas o con discontinuidades puede ser evaluado como:

- Para zapatas circulares (o cuadradas):

$$S_e = q_o(1 - \nu^2) \frac{r I_p}{144 E_m}, \text{ Se en pies (ft)} \quad \text{EC6.106}$$

En la cual:

$$I_p = \frac{(\sqrt{\pi})}{\beta_z} \quad \text{EC6.107}$$

- Para zapatas rectangulares:

$$S_e = q_o(1 - \nu^2) \frac{B I_p}{144 E_m} \quad \text{EC6.108}$$

En la cual:

$$I_p = \frac{(L/B)^{0.5}}{\beta_z} \quad \text{EC6.109}$$

$$E_m = 145 \left( 10^{\frac{RMR-10}{40}} \right)$$

EC6.110

Donde:

- $q_o$  = presión vertical aplicada en la base del área cargada, en ksf
- $\nu$  = relación de Poisson
- $r$  = radio de la zapata circular ó B/2 para zapata cuadrada, en ft
- $I_p$  = coeficiente de influencia para tomar en cuenta la rigidez y las dimensiones de la zapata
- $E_m$  = módulo del macizo rocoso, en ksi
- $\beta_z$  = factor para tomar en cuenta la forma y rigidez de la cimentación
- RMR= clasificación geomecánica de Bieniawski

Los valores de  $I_p$  pueden ser calculados usando los valores de  $\beta_z$  presentados en la Tabla 6.29 para zapatas rígidas. Cuando no se cuenta con resultados de las pruebas de laboratorio, los valores de la relación de Poisson,  $\nu$ , para los distintos tipos de rocas pueden ser tomados como se especifica en la Tabla 6.30. La determinación del módulo del macizo rocoso,  $E_m$ , puede obtenerse de la ecuación EC6.110.

La magnitud de los asentamientos por consolidación primaria y secundaria en macizos rocosos, que contienen rellenos suaves u otro material con características de presentar asentamientos dependientes del tiempo, debe ser estimado aplicando los procedimientos especificados en las secciones 6.3.1.3 y 6.3.1.4.

Tabla 6.29. Factores de forma y rigidez, EPRI (1983).

L/B	$\beta_z$ , Flexible (Promedio)	$\beta_z$ , Rígida
Circular	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.04	1.41

Tabla 6.30. Resumen de relación de Poisson para roca intacta (modificado por Kulhawy, 1978).

Tipo de Roca	Relación de Poisson, $\nu$ , (Promedio)
Granito	0.20
Gabbro	0.18
Diabase	0.29
Basalto	0.23
Cuarcita	0.14
Mármol	0.28
Gneis	0.22
Esquisto	0.12
Arenisca	0.20
Limolita	0.18
Esquisto	0.09
Caliza	0.23
Dolomita	0.29

## 6.6.2. Asentamientos en Cimentaciones Profundas

### 6.6.2.1 Asentamiento en Pilas y Pilotes

El asentamiento de un pilote o una pila bajo una carga vertical de trabajo,  $Q_w$ , es causado por tres factores:

$$S_{tp} = S_1 + S_2 + S_3 \quad \text{EC6.111}$$

Donde:

$S_{tp}$  = asentamiento total del pilote

$S_1$  = asentamiento elástico del pilote

$S_2$  = asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

$S_3$  = asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote

Si el material del pilote se supone elástico,  $S_1$  se puede calcular como:

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \epsilon Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad \text{EC6.112}$$

Donde:

$Q_{wp}$  = carga en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo

$Q_{ws}$  = carga por resistencia de fricción (superficial) bajo condición de carga de trabajo

$A_p$  = área de la sección transversal del pilote

$L$  = longitud del pilote

$E_p$  = módulo de elasticidad del material del pilote

Si la distribución de  $f$  (capacidad de carga unitaria por fuste o fricción) es uniforme o parabólica, como muestran las Figuras 6.42a y 6.42b,  $\epsilon = 0.5$ , para una distribución triangular de  $f$  (ver Figura 6.42c), la magnitud de  $\epsilon$  es aproximadamente de 0.67 (Vesic, 1977).

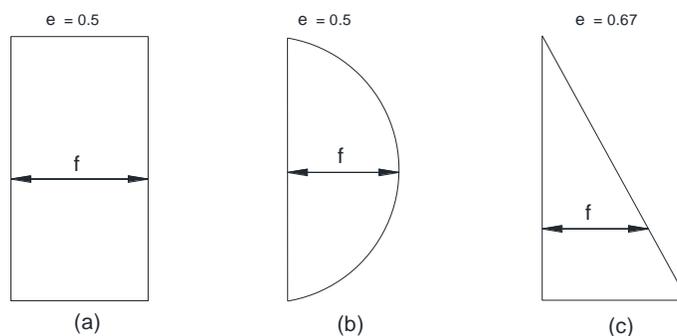


Figura 6.42 Varios tipos de distribución de la capacidad por fricción unitaria a lo largo del fuste del pilote.

El asentamiento  $S_1$  se calcula como:

$$S_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \nu^2) I_{wp} \quad \text{EC6.113}$$

Donde:

$D$  = ancho o diámetro del pilote  
 $q_{wp}$  = carga puntual por área unitaria en la punta del pilote =  $Q_{wp}/A_p$   
 $E_s$  = módulo de elasticidad del suelo en o bajo la punta del pilote  
 $\nu$  = relación de Poisson del suelo  
 $I_{wp}$  = factor de influencia  $\approx 0.85$

El asentamiento  $S_1$  se calcula como:

$$S_3 = \frac{Q_{ws}}{pL} \frac{D}{E_s} (1 - \nu^2) I_{ws} \quad \text{EC6.114}$$

Donde:

$p$  = perímetro del pilote  
 $L$  = longitud empotrada del pilote  
 $I_{ws}$  = factor de influencia, se puede calcular con una relación empírica simple (Vesic, 1977):

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad \text{EC6.115}$$

### 6.6.2.2 Asentamiento en Grupo de Pilas y Pilotes

#### 6.6.2.2.1 Asentamiento en Suelos Cohesivos

El asentamiento por consolidación de un grupo de pilas o pilotes en suelos cohesivos puede evaluarse usando el método 2:1 de la distribución de esfuerzos. El procedimiento de cálculo es el siguiente (Referencia 9):

1. Sea  $L$  la profundidad de empotramiento de los pilotes (Ver Figura 6.43). El grupo está sometido a una carga total  $Q_g$ . Si la losa que rigidiza el arreglo o grupo de pilotes está debajo de la superficie original del terreno,  $Q_g$  es igual a la carga total de la superestructura sobre los pilotes, menos el peso efectivo del suelo arriba del grupo de pilotes removido por la excavación.
2. La carga  $Q_g$  es transmitida al suelo comenzando a una profundidad de  $2/3L$  desde la parte superior del pilote, como muestra la Figura 6.43. La carga  $Q_g$  se reparte según líneas con pendiente de 2:1 a partir de esta profundidad, son las líneas  $aa'$  y  $bb'$
3. Se calcula el incremento del esfuerzo a la mitad de cada estrato de suelo por la carga  $Q_g$ :

$$\Delta_{pi} = \frac{Q_g}{(B + z_i)(L + z_i)} \quad \text{EC6.116}$$

Donde:

$\Delta_{pi}$  = incremento del esfuerzo al centro del estrato  $i$   
 $L, B$  = longitud y ancho de la planta del grupo de pilotes, respectivamente  
 $z_i$  = distancia de  $z = 0$  a la mitad del estrato  $i$

4. Se calcula el asentamiento por consolidación de cada estrato causado por el incremento de esfuerzo tal como se menciona en la sección 6.6.1.2.
5. El asentamiento total por consolidación del grupo de pilotes es entonces:

$$\Delta_{st} = \Sigma \Delta S_i$$

EC6.117

Donde:

$\Delta_{st}$  = asentamiento total del grupo de pilotes

$\Sigma \Delta S_i$  = sumatoria de asentamientos en cada estrato

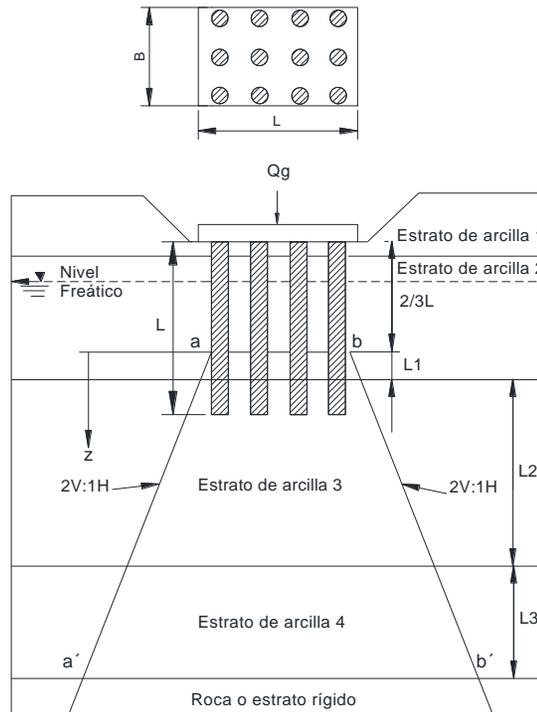


Figura 6.43 Asentamiento por consolidación de un grupo de pilotes.

#### 6.6.2.2.2 Asentamiento en Suelos No Cohesivos

El asentamiento para un grupo de pilotes o pilas en suelos no cohesivos se puede evaluar como:

$$S_{ge} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} S_{tp}$$

EC6.118

Donde:

$S_{ge}$  = asentamiento elástico del grupo de pilotes

$B_g$  = ancho de la sección del grupo de pilotes

$D$  = ancho o diámetro de cada pilote del grupo

$S_{tp}$  = asentamiento elástico de cada pilote (Ver sección 6.6.2.1)

## 6.7. Módulos de Reacción

### 6.7.1. Módulo de Reacción en Condiciones Estáticas

El módulo de reacción horizontal estático en cimentaciones superficiales se puede obtener con la relación conceptual entre la presión aplicada y la deformación generada proveniente de una prueba de placa, esta relación se define en la Figura 6.44, y la ecuación básica para su estimación es:

$$K_s = \frac{\sigma}{\delta} \quad \text{EC6.119}$$

Donde:

$K_s$  = módulo de reacción horizontal en condiciones estáticas  
 $\sigma$  = esfuerzo aplicado a nivel de desplante de la cimentación  
 $\delta$  = asentamiento esperado

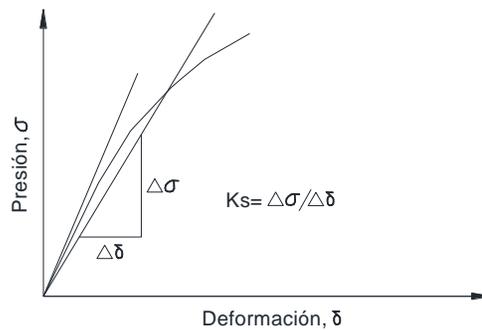


Figura 6.44 Módulo de reacción.

### 6.7.2. Módulo de Reacción en Condiciones Dinámicas

En el análisis dinámico de una cimentación se deben considerar los desplazamientos originados por cargas cíclicas y la respuesta elástica del sistema suelo-cimentación.

Para estimar estos desplazamientos es necesario conocer los posibles modos de vibración de una cimentación. Estos son 6 y se definen a continuación (ver Figura 6.45):

- Desplazamiento en dirección vertical
- Desplazamiento en dirección longitudinal u horizontal (lado largo de la cimentación)
- Desplazamiento en dirección lateral u horizontal (lado corto de la cimentación)
- Rotación en el eje vertical (torsional)
- Rotación en el eje longitudinal (balanceo)
- Rotación en el eje lateral (cabeceo)

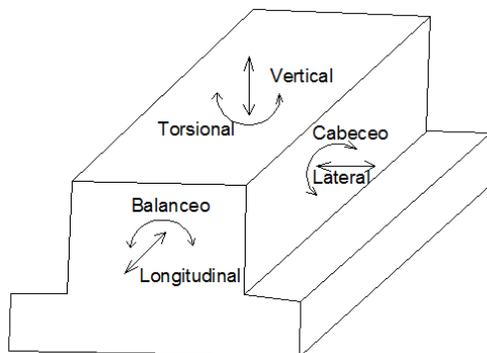


Figura 6.45 Seis modos de vibrar para una cimentación.

Como se mencionó previamente, para realizar el análisis dinámico de una cimentación principalmente la interacción del sistema suelo-cimentación, se requiere conocer las constantes de los resortes que las componen, éstas se pueden obtener mediante ecuaciones indicadas en la Tabla 6.31.

Tabla 6.31. Valores de constantes de resortes para cimentaciones rígidas y rectangulares.

Desplazamiento o Modo de Vibrar	Constante del Resorte	Referencia
Vertical	$K_z = \frac{G}{1-\mu} F_z \sqrt{BL}$	Barkan (1962)
Horizontal (en ambas direcciones)	$K_x = 2(1+\mu)GF_x \sqrt{BL}$	Barkan (1962)
Balanceo y cabeceo	$K_\theta = \frac{G}{1-\mu} F_\theta \sqrt{BL}$	Gorbunov-Possadov y Serebrajanyi(1961)
Torsional	$K_t = \frac{16GR^3}{3}$ $R = \frac{BL(B^2 + L^2)}{6\pi}$	Reissner y Sagoci (1944)

B= ancho de la cimentación; L= Largo de la cimentación.  
Los valores de  $F_z$ ,  $F_x$  y  $F_\theta$  se pueden obtener de la Figura 6.46

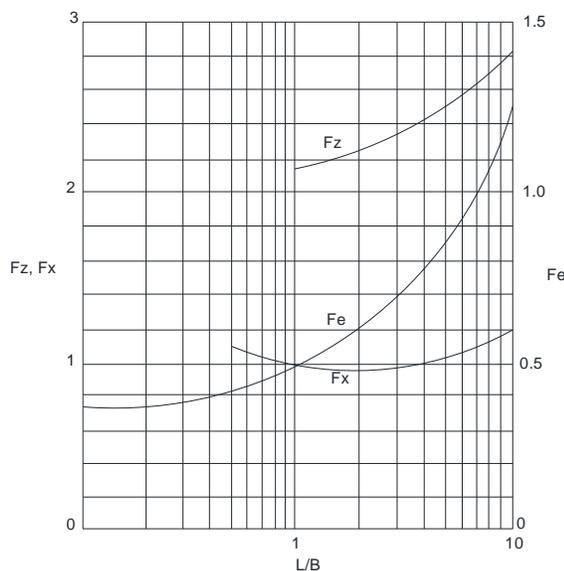


Figura 6.46 Valores de  $F_z$ ,  $F_x$  y  $F_\theta$  contra  $L/B$  (Whitman and Richart, 1967).

### 6.7.3. Módulo de Reacción en Cimentaciones Profundas

Una pila o pilote sujeto a carga lateral es uno de los problemas clásicos que involucran la interacción de suelo y estructura.

La deflexión de la pila y la resistencia lateral del suelo son independientes, por lo tanto existe un comportamiento no lineal a lo largo del elemento; para tener en cuenta esa condición Reese (1989) desarrolló un procedimiento que se basa en la obtención de una familia de curvas  $p$ - $y$  que dan el módulo de reacción del suelo como una función de la deflexión lateral del elemento.

La ecuación diferencial que se plantea en este caso es la siguiente:

$$\frac{d^2M}{dz} = (P_z) \frac{d^2\rho}{dz^2} - \rho = 0 \quad \text{EC6.120}$$

Donde:

- $\rho$  = deflexión
- $M$  = momento a la profundidad  $z$  en la pila o pilote
- $z$  = profundidad
- $P_z$  = carga axial en la pila o pilote a la profundidad  $z$
- $\rho$  = reacción del suelo por unidad de longitud (en este caso  $p$  actúa como una carga lineal equivalente)

El objeto del procedimiento es definir una serie de curvas  $p$ - $y$ , en diferentes puntos a lo largo del pilote o pila, tales que cumplan la compatibilidad entre la carga y la deflexión correspondiente a cada punto.

Como se mencionó previamente, el principal parámetro del suelo en análisis del sistema suelo-estructura (en este caso la pila o el pilote) es el módulo de reacción  $p/y$ , definido como la resistencia  $p$  del suelo en un punto a lo largo de la pila o pilote dividido entre la deflexión del mismo en un punto  $y$  tal como se aprecia en la Figura 6.47. El módulo de reacción está función tanto de la profundidad debajo del terreno natural  $z$ , como de la deflexión del elemento  $y$ .

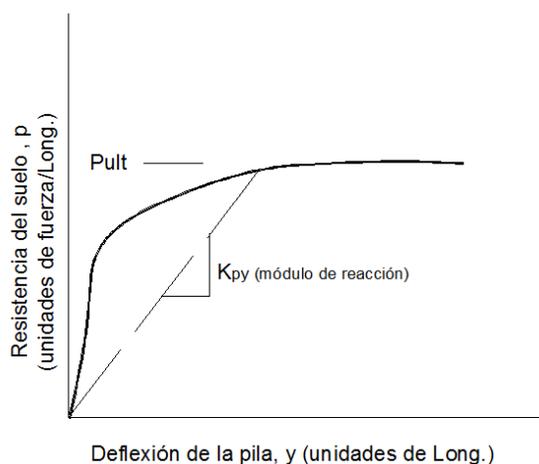


Figura 6.47 Curva  $p$ - $y$  típica y el resultante módulo de reacción.

### 6.8. Estabilidad Global

La estabilidad global de muros de contención, taludes permanentes  $y/o$  temporales, así como de cimentaciones desplantadas en suelo o roca, debe ser evaluada utilizando métodos de análisis de equilibrio límite. Se puede requerir una exploración especial, pruebas y análisis para estribos de puentes o muros de contención construidos sobre depósitos blandos.

La evaluación de la estabilidad global de taludes de tierra con o sin cimentación debe ser realizada con las cargas de servicio y sus combinaciones correspondientes, así como con un factor de resistencia apropiado, este factor, *FR*, se puede tomar como:

- Cuando los parámetros geotécnicos están bien definidos y el talud no soporta o contiene un elemento..... 0.75 (Ver Referencial).
- Cuando los parámetros geotécnicos están basado en una información limitada o el talud soporta o contiene un elemento estructural..... 0.65 (Ver Referencial).

En la Figura 6.48 se muestra un muro de contención sobre una posible superficie de falla. La estabilidad global es un tema de estabilidad de taludes, y, por lo tanto, se debe considerar en el Estado Límite de Servicio (Ver sección 6.4.1.1.2).

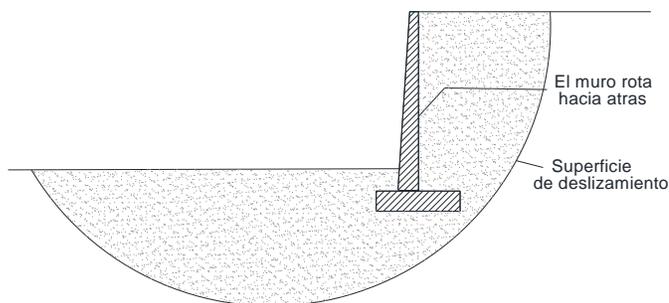


Figura 6.48 Falla de estabilidad global de un muro de contención.

Se pueden utilizar en los análisis métodos como: Bishop modificado, Janbu simplificado o Spencer. Se debe considerar que los depósitos de suelo blando pueden ser objeto de consolidación y/o de flujo lateral que podría dar lugar a asentamientos no tolerables a largo plazo, o a movimientos horizontales.

Los programas de estabilidad de taludes disponibles dan como resultado un solo factor de seguridad, *FS*. Los factores de resistencia especificados en esta sección son esencialmente la inversa de un *FS*, esto debe ser previsto si se emplea algún programa de estabilidad de taludes.

Además de lo mencionado anteriormente, la evaluación de estabilidad global debe considerar lo siguiente:

- Presencia de cargas horizontales e inclinadas.
- Cimentación colocada en un relleno.
- Cimentación localizada en o cercana a un talud.
- Posibilidad de pérdida de soporte por erosión o socavación.
- Estratos significativamente inclinados.

Dependiendo del tipo de acciones actuantes podrá ser necesario considerar otros mecanismos posibles de falla no incluidos en los puntos anteriores para la revisión de la estabilidad global.



Figura 6.49 Protección y estabilización de taludes para estribo de puente.

Es de suma importancia considerar las excavaciones y los cortes por realizar durante la construcción de la cimentación. En la práctica es común, sobre todo en la construcción de la cimentación de puentes especiales, enfrentarse con excavaciones de alturas importantes que requieren forzosamente ser estudiados mediante análisis de estabilidad de taludes tomando en cuenta todas las variables que involucran la apertura de una excavación de grandes dimensiones.

Cuando los alcances del proyecto no involucren la revisión de estos cortes, será responsabilidad de la contratista tomar en cuenta los estudios adicionales necesarios para realizar la revisión y propuesta técnica de los taludes que se generarán durante el procedimiento constructivo de la cimentación. Esta propuesta tomará en cuenta la seguridad del personal y de la obra durante su construcción.



Figura 6.50 Cortes y trabajos de excavación para la cimentación del Puente durante el procedimiento constructivo.



CAPITULO 7  
CONTROL DE CALIDAD PARA  
EL DESARROLLO DEL ESTUDIO



## CAPÍTULO 7

### CONTROL DE CALIDAD PARA EL DESARROLLO DEL ESTUDIO

#### 7.1. Contenido

En este capítulo se indican los criterios para la presentación del Estudio Geotécnico de Cimentación de Puentes que realice la Secretaría de Comunicaciones y Transportes con recursos propios o mediante un contratista de Servicios.

#### 7.2. Referencias

Este capítulo se complementa con las últimas versiones de las siguientes normas y manuales:

NORMAS Y MANUALES	DESIGNACIÓN
Ejecución de Estudios, Proyectos, Consultorías y Asesorías.	N-LEG-2/07
Introducción	N-INT-2/13
Presentación del Proyecto de Nuevos Puentes y Estructuras Similares	N-PRY-CAR-6-01-009
Consideraciones para Puentes Especiales	M-PRY-CAR-6-01-008

#### 7.3. Presentación del estudio

En la elaboración del Informe Técnico a que se refiere el inciso D.1.6. de la Norma N-LEG-2, Ejecución de Estudios, Proyectos y Consultorías, el ingeniero o contratista de servicios, a cuyo cargo esté la realización del estudio, elaborará el informe técnico correspondiente, de acuerdo a los términos de referencia o especificaciones técnicas del proyecto y que tenga como mínimo los antecedentes, objetivos y alcances del estudio; los datos que se consideraron para la ejecución de los trabajos, refiriendo las fuentes de su obtención; los resultados de los trabajos de campo, gabinete y laboratorio con la descripción sucinta de los criterios, métodos y procedimientos utilizados en su ejecución; todas las tablas, figuras y planos elaborados; las conclusiones y recomendaciones; y como apéndices los registros de campo y de laboratorio, las memorias de cálculo y un informe fotográfico que ilustre gráficamente los trabajos de campo y laboratorio realizados. Con base en lo anterior el Informe Geotécnico de Cimentación debe atender los siguientes aspectos:

##### 7.3.1. Informes

Además de lo establecido en el inciso D.1.6 de Norma N-LEG-2, Ejecución de Estudios, Proyectos y Consultorías, el Informe Geotécnico de Cimentación debe incluir como mínimo la siguiente información:

- Nombre del Proyecto
- Objetivo
- Alcances
- Introducción
- Antecedentes
- Localización del área investigada
- Alcance de la investigación y resumen de los estudios previos: geológicos, de mecánica de suelos, geofísicos y geotécnicos.

- Descripción general de las condiciones climáticas, fisiográficas y geológicas del sitio, incluyendo las formaciones geológicas predominantes y los posibles riesgos potenciales del sitio, incluyendo agrietamientos y subsidencias.
- Descripción de las condiciones regionales, sismo, viento y variación estacional del nivel de agua superficial.
- Trabajos de exploración. Descripción detallada de los trabajos de campo, incluyendo el número, tipo y localización de los sondeos mixtos en coordenadas terrestres referidas al sistema local de la TM Pajaritos y la elevación referido a un banco de nivel que se ubique en el sitio. Así, como los procedimientos utilizados en la exploración, muestreo y transporte de las muestras, equipo y materiales utilizados y fecha de ejecución de los sondeos.
- Trabajos de laboratorio. Resultados del análisis, discusión, interpretación y presentación de los resultados de las pruebas de laboratorio apoyándose con gráficas, tablas y/o figuras. se deberá presentar un anexo con todas las pruebas de laboratorio realizadas, incluyendo curvas de consolidación, de compresibilidad con cargas de preconsolidación, curvas de esfuerzo-deformación y copia de los registros de los ensayos de laboratorio
- Análisis geotécnico
  - Modelo geotécnico
  - Análisis geotécnico de la cimentación, estados límite de falla y de servicio.
  - Análisis de estabilidad de taludes
  - Análisis de empuje de tierras
  - Resultados del análisis para determinar la susceptibilidad de licuación de los suelos.
- Procedimiento constructivo
- Observaciones y recomendaciones
- Conclusiones
- Anexos
  - Planta de ubicación de sondeos
  - Registros de campo
  - Reportes de laboratorio, incluyendo las hojas de registros tomados durante los ensayos.
  - Perfiles estratigráficos
  - Perfil estratigráfico longitudinal
  - Memoria de cálculo
  - Reporte fotográfico

### 7.3.2. Planos

El plano de ubicación de sondeos así como los perfiles estratigráficos de cada sondeo, perfil estratigráfico longitudinal y/o transversal que integren el modelo geotécnico, se elaboran conforme a lo que, en su caso, se establezca en los términos de referencia que se indican en el inciso C.1.2. de la Norma N-LEG-2, Ejecución de Estudios, Proyectos y Consultorías, y de acuerdo con los criterios que se señalan a continuación:

#### 7.3.2.1 Materiales y dibujo

Los planos se dibujan sobre papel albanene, herculene o bond, con las dimensiones adecuadas, según se haya establecido, en su caso, en los Términos de Referencia.

Todos los planos se dibujarán con apoyo de equipo electrónico con líneas de color negro; serán de una sola pieza sin ningún empalme y contarán con los cuadros de identificación que establezca la SCT.

Los dibujos contenidos en los planos se elaborarán a escalas adecuadas para su correcta interpretación y facilidad de lectura.

Los planos que como mínimo integran el estudio se fijan por consenso entre el proyectista y el coordinador del proyecto, teniendo en cuenta que:

- Todos los planos tengan las mismas dimensiones, correspondientes a las de tamaño estándar fijado por la Secretaría.
- La información sea lo suficientemente clara y legible, aún en planos reducidos al cincuenta (50) por ciento, que son los más usados en la obra.
- Se incluirá un cuadro que contenga el número de la modificación, la fecha en que fue realizada y una breve descripción técnica de la modificación respectiva.
- Los planos se dibujarán con líneas de color negro, con diferentes espesores para distinguir, entre otros, las líneas que delimitan el contorno del puente, las curvas de nivel, la simbología de ubicación de sondeos y perfiles estratigráficos.

#### **7.3.2.2 Planta de Ubicación de Sondeos**

Es el plano mediante el cual se representan en planta la ubicación precisa de cada uno de los sondeos ejecutados en el sitio donde se proyecta la ubicación de los apoyos del Puente.

El ingeniero especialista en Geotecnia y/o responsable del estudio, será el encargado de revisar que el plano contenga como mínimo los siguientes datos:

- Planta del Puente con la ubicación de los ejes de apoyos y eje del Puente.
- Ubicación de los sondeos en la planta en coordenadas UTM. Se indica mediante una simbología que contenga datos de: Tipo de sondeo, número de sondeo, kilómetro y profundidad.
- Tabla de ubicación de sondeos, que contenga las coordenadas (x,y,z), kilómetro y profundidad de cada sondeo.
- Notas Generales.

#### **7.3.2.3 Perfil Estratigráfico Longitudinal**

Se elaborará el Perfil estratigráfico longitudinal considerando los perfiles estratigráficos individuales de cada uno de los sondeos ejecutados en los apoyos del Puente. En el caso de taludes en los cuales se hayan ejecutado sondeos en el sentido transversal, se incluirá la sección de construcción con los sondeos y su interpretación.

Para la definición del perfil estratigráfico longitudinal, el ingeniero especialista en Geotecnia se apoya en la información geológica y geofísica disponible del sitio y/o generada para el proyecto en particular, integrando la información para generar la estratigrafía coherente del sitio.

Este plano deberá contener como mínimo la siguiente información:

- Ubicación de sondeos considerando la elevación del brocal en el perfil de rasante del proyecto o anteproyecto.
- Simbología de los diferentes materiales detectados durante la exploración, suelo y/o roca.
- Descripción de los estratos principales o unidades geotécnicas definidas para fines de análisis.
- Ubicación del nivel de aguas freáticas o en su caso, tirante de agua.
- Notas generales.

### 7.3.3. Formatos

#### 7.3.3.1 Registros de Campo

Los registros de campo, utilizados durante los trabajos de exploración, deben presentarse debidamente ordenados, como anexo al Informe Geotécnico de Cimentación.

Para cada sondeo ejecutado, se presentará el registro de campo incluyendo como mínimo la siguiente información:

- Datos principales del proyecto.
- Coordenadas del sondeo (x,y,z).
- Nivel de aguas freáticas.
- Longitud y tipo de ademe utilizado.
- Descripción de campo, clara y detallada, de cada una de las muestras recuperadas durante la ejecución del sondeo.

#### 7.3.3.2 Perfiles Estratigráficos

Los perfiles estratigráficos, utilizados durante los trabajos de exploración, deben presentarse debidamente ordenados como anexo al Informe Geotécnico de Cimentación.

En este formato se deberán incluir los siguientes datos:

- Datos principales del proyecto.
- Coordenadas del sondeo (x,y,z).
- Nivel de aguas freáticas.
- Longitud y tipo de ademe utilizado.
- Clasificación SUCS de cada estrato identificado mediante pruebas de laboratorio.
- Gráfica del número de golpes de SPT, registrados en los 30 cm centrales, contra la profundidad.
- Gráfica del contenido de agua y límite líquido contra la profundidad.

- Resultados de laboratorio de las pruebas realizadas a cada estrato, pruebas índice y de resistencia mecánica.

El perfil estratigráfico individual representa un resumen gráfico que contiene la información de exploración y laboratorio.

#### **7.4. Entrega del Estudio**

El Estudio Geotécnico de Cimentación se entregará en el número de ejemplares, que, en su caso, se haya establecido en los Términos de Referencia, acompañado por sus anexos y los planos originales. Adicionalmente a lo anterior se integrarán los archivos electrónicos de las memorias de cálculo y los análisis realizados para la definición de la cimentación.



CAPITULO 8  
SUPERVISIÓN



## CAPÍTULO 8 SUPERVISIÓN

### 8.1. Supervisión Dinámica por Etapas

#### 8.1.1. Generalidades

Para diseñar las cimentaciones de los apoyos de los puentes (estribos y pilas intermedias) y los enfoques, se requiere realizar previamente una investigación geotécnica del sitio, de la cual se pueden identificar las siguientes etapas:

- Reconocimiento del sitio.
- Estudio de gabinete de los datos existentes y de los recabados durante el reconocimiento del sitio.
- Elaboración de especificaciones que contengan el diseño de los programas de exploración y muestreo, pruebas de campo y laboratorio, y los trabajos de gabinete, incluyendo los reportes geotécnicos.
- Trabajos de exploración y muestreo.
- Pruebas específicas de campo.
- Pruebas de laboratorio.
- Análisis geotécnicos de gabinete.
- Elaboración de reportes técnicos

La ejecución de los estudios geotécnicos involucra la intervención de diferentes especialidades que se conjuntan para definir la estratigrafía del suelo y/o roca de las zonas en estudio.

La supervisión que se realice durante los trabajos de campo, laboratorio y gabinete debe ser de tiempo completo y dinámica, lo que implica que los resultados que se vayan obteniendo durante las diferentes etapas del estudio geotécnico pueden cambiar los alcances del programa de exploración y muestreo, y/o modificar los procedimientos y programas de pruebas de laboratorio. En la Figura 8.1 se presenta el diagrama de flujo de la supervisión dinámica por etapas de un estudio geotécnico.

Todas las fases del estudio geotécnico, incluyendo la exploración y muestreo, pruebas de laboratorio, análisis geotécnicos, y la elaboración de reportes, deben realizarse bajo la supervisión directa de un ingeniero geotecnista calificado; lo anterior considerando que los resultados del estudio geotécnico pueden modificar la concepción estructural del puente, principalmente en cuanto al tipo y nivel de la cimentación, y el programa de ejecución de la obra.

Los supervisores deben estar totalmente familiarizados con los objetivos y alcances del estudio geotécnico, con las especificaciones técnicas y con los conceptos de obra. Deben conservar una copia del plano de localización de sondeos y de las especificaciones, tanto en campo como en el laboratorio.

En este capítulo se presentan las actividades que debe realizar la supervisión durante las etapas de ejecución de los estudios geotécnicos para la construcción o revisión de la cimentación de puentes que estén a cargo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

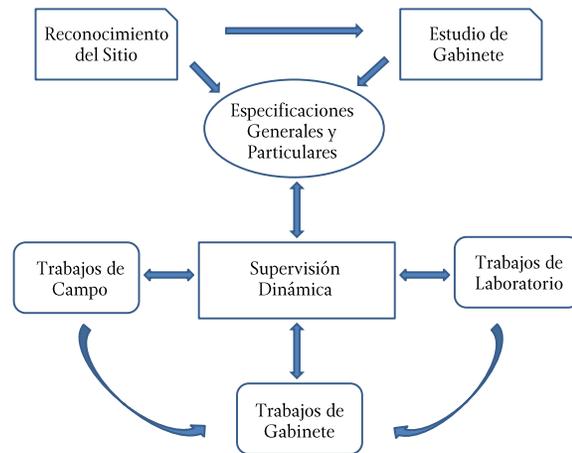


Figura 8.1 Diagrama de flujo de la supervisión dinámica por etapas.

## 8.1.2. Habilidades, Conocimientos y Funciones de la Supervisión

### 8.1.2.1 Habilidades

El supervisor debe ser un ingeniero civil especializado en Geotecnia o Mecánica de Suelos con las siguientes cualidades:

- Experiencia en supervisión de estudios geotécnicos.
- Confianza en sí mismo.
- Con criterio técnico.
- Organizado.
- Serio.
- Profesional.
- Honesto.
- Ordenado.
- Con sentido común.

Con capacidad para:

- Vigilar el cumplimiento de los compromisos contractuales y controlar el desarrollo de los trabajos.
- Observar, interpretar y reportar características y condiciones geotécnicas del sitio.
- Proponer, de manera apropiada, soluciones a problemas.
- Tomar decisiones acertadas.

- Modificar los alcances de los trabajos de campo, laboratorio y gabinete, en función de cómo se vayan obteniendo los resultados parciales y a los objetivos del estudio.
- Empezar una acción contraria a lo ordenado, cuando sea necesario.
- Resistir presiones.
- Enterarse de las personas y su trabajo.
- Identificar y localizar servicios.
- Buscar asesoría técnica de personal experto.
- Manejar de manera segura en y fuera de carretera.
- Trabajar de manera segura en sitios de construcción.

#### **8.1.2.2 Conocimientos Requeridos de la Supervisión**

- Experiencia suficiente para comprender e interpretar todos los procedimientos de trabajo a utilizarse, contenidos en las especificaciones, planos y documentos de referencia del estudio.
- Conocimiento de los objetivos y alcances del estudio geotécnico.
- Conocimiento de las condiciones y restricciones de acceso al sitio.
- Conocimiento de las especificaciones técnicas y conceptos de obra.
- Normatividad jurídica que rige a la SCT y al sistema mexicano.
- Principios de planeación y administración de proyectos.
- Identificación, clasificación y propiedades de suelos y rocas.
- Muestreo representativo y ejecución de pruebas, tanto en sitio como en laboratorio.
- Interpretación de resultados de pruebas de campo y laboratorio.
- Uso de sistemas de posicionamiento global (GPS).
- Capacidad para interpretar mapas, planos y dibujos.
- Usos de materiales de ingeniería y técnicas de construcción en obras civiles.
- Requerimientos de medio ambiente, seguridad y salud ocupacional.
- Elaboración de registros completos y precisos.
- Manejo de software para elaborar y generar reportes detallados.
- Elaboración de informes.

### 8.1.2.3 Funciones

El supervisor es el responsable de que exista una correcta comunicación entre la SCT y la contratista, proporcionando información de manera ascendente al ingeniero encargado del diseño geotécnico y a sus superiores, para que cuenten con información útil para la toma de decisiones; y en sentido descendente a sus subordinados, con el fin de que estos sepan cual es el trabajo que deben hacer, cuando y como tienen que hacerlo; y a la contratista, para garantizar el desarrollo de los trabajos de acuerdo a lo planeado, y resolver problemas generados por diferencias u omisiones, respecto a lo indicado en las especificaciones y documentos contractuales.

Una función esencial del supervisor es la toma de decisiones. La necesidad de tomar una decisión puede tener su origen en sus jefes, en sus subordinados, o en una necesidad reconocida por él. Cualquiera que sea el origen del problema, el supervisor debe afrontarlo y procurar resolverlo. La eficacia del supervisor dependerá, principalmente, de su capacidad para tomar decisiones cuando sea necesario. A menos que el supervisor proporcione a sus superiores y subordinados respuestas y soluciones a sus preguntas y problemas, les será difícil ejercer eficazmente sus funciones.

El supervisor debe tener la responsabilidad y la autoridad para tomar decisiones relacionadas con el alcance de la investigación del subsuelo, basado en su conocimiento de las condiciones del lugar y del proyecto, en la información reunida durante el reconocimiento del sitio y en la que se vaya generando durante el avance de los trabajos. Cuando se encuentren condiciones inusuales o no esperadas durante la investigación, el supervisor deberá comunicarlo al ingeniero diseñador y a sus superiores, hacer las recomendaciones pertinentes, e implementar los cambios que se requieran.

El objetivo de la supervisión es el de vigilar que la contratista cumpla con las responsabilidades que adquiere con la SCT al momento de firmar el Contrato de Obra, es decir, controlar el tiempo, la calidad y el costo del estudio geotécnico. Para lograr lo anterior, durante la supervisión se desarrollan las siguientes funciones:

#### 8.1.2.3.1 Planear la Ejecución de los Trabajos

- Elaborar los programas de supervisión.
- Recabar la información del proyecto, incluyendo las especificaciones generales y particulares del estudio geotécnico, los resultados del reconocimiento del sitio y la información existente.
- Inspeccionar el sitio de la obra para identificar los peligros del sitio, considerando los alcances del estudio.
- Realizar el análisis de riesgos con base en las condiciones del sitio y los trabajos a realizarse.
- Planear la ejecución de los programas de exploración, muestreo y pruebas de campo y laboratorio, de acuerdo con lo indicado en las especificaciones.
- Seleccionar los recursos materiales y humanos requeridos para el trabajo, incluyendo los equipos de comunicación y medios de transporte.
- Organizar pláticas de inducción y visitas al sitio para el personal de apoyo, cuando se requiera.
- Garantizar la coordinación permanente con las partes interesadas durante el proyecto.

#### **8.1.2.3.2 Establecer la Logística de Trabajo**

- Consultar con el personal del proyecto para determinar los métodos de comunicación, roles, responsabilidades y expectativas de cada grupo, incluyendo la identificación de problemas potenciales y conflictos.
- Organizar el despliegue de personal y recursos en los sitios de trabajo.
- Proporcionar al personal el equipo de comunicación (radios de dos vías y/o telefonía móvil) y los vehículos de transporte requeridos.
- Coordinar la localización física de servicios, antes de que inicien los trabajos de campo.

#### **8.1.2.3.3 Coordinar las Actividades en Campo, Laboratorio y Gabinete**

- Conciliar con la contratista los puntos de prueba.
- Coordinar la exploración, el muestreo, las pruebas de campo y laboratorio, y los trabajos de gabinete.
- Asegurar que el muestreo y las pruebas se realicen de acuerdo con los requerimientos del proyecto.
- Asegurar que los registros de los datos de las pruebas se realicen de acuerdo a la normatividad indicada en las especificaciones.
- Asegurar que sean documentados todos los resultados obtenidos.
- Revisar muestras y datos de campo, y programar pruebas según sea necesario.
- Revisar el avance real de los programas de exploración, muestreo, pruebas de campo y laboratorio, y trabajos de gabinete, comparando contra el programa de trabajo del estudio, y emitir reportes de avances según se requiera.
- Asegurar la terminación de los trabajos de campo, laboratorio y gabinete, de acuerdo al programa de trabajo y a las especificaciones del estudio.
- Mantener la confidencialidad y seguridad de la información.
- Convocar a reuniones de trabajo entre el ingeniero responsable del diseño del estudio geotécnico, la contratista y demás partes involucradas en los trabajos del estudio geotécnico, las veces que sea necesario.
- Revisar la información obtenida, para garantizar el cumplimiento de los objetivos de la investigación.

#### **8.1.2.3.4 Promover un Ambiente Limpio y Seguro de Trabajo**

- Promover un ambiente seguro de trabajo, mediante procedimientos de seguridad y el uso de equipo de protección.
- Definir el equipo de protección personal y colectivo requerido, considerando los niveles de riesgo de las actividades a desarrollar y las condiciones del sitio.

- Promover la señalización de los sitios de trabajo, utilizando señales, barreras, luces y control de tráfico donde se requiera, tomando en cuenta las recomendaciones del análisis de riesgos y las condiciones del sitio.
- Promover que las actividades se realicen en condiciones de iluminación que ayuden a evitar condiciones inseguras de trabajo, apoyándose con iluminación artificial cuando se requiera.
- Asegurar que se minimice el impacto ambiental debido al muestreo, ejecución de pruebas, y la generación de residuos.
- Promover la recolección y disposición de residuos.

#### **8.1.2.3.5 Elaborar Reportes y Llenar Formatos**

- Elaborar oficios, memorandos, llenar formatos de registros de sondeos, pozos, piezómetros, pruebas, etc.
- Reporte de avance diario firmado junto con la contratista.
- Bitácora de Obra Pública, la cual constituye el medio de comunicación entre las partes de un contrato de servicios relacionados con la obra pública, en donde se registran los asuntos y eventos importantes que se presentan durante la ejecución de los trabajos. Debe llenarse cuando menos una vez al día, y cada vez que sea necesario certificar un acto o documento, dar una instrucción al contratista, autorizar algún evento o situación, atender una solicitud del contratista, aclarar dudas de información solicitada y registrar avances durante la ejecución de los trabajos.
- Para el llenado de la Bitácora de Obra Pública se utilizará la guía de llenado de documentos MP-200-PR03-P06-F01 en su última revisión.

#### **8.1.3. Supervisión de Trabajos de Campo**

El supervisor debe cuidar que los trabajos de campo se realicen de acuerdo con los programas de exploración, muestreo y pruebas de campo, y con las especificaciones desarrolladas para el estudio geotécnico.

Considerando los requerimientos de información del proyecto, las condiciones del sitio y las características esperadas del suelo, la supervisión debe informar a la contratista la secuencia de ejecución de los sondeos y pruebas de campo, así como el tipo y frecuencia inicial de muestreo. La contratista, con base en su experiencia y recursos disponibles, puede proponer cambios que faciliten y/o agilicen la ejecución de los trabajos, los cuales deben ser aprobados por la supervisión.

La contratista deberá poner a disposición de la supervisión, la relación y el currículo del personal de campo que participará, los procedimientos de trabajo de las actividades por realizar y el programa de ejecución de los trabajos de campo.

Una vez que se hayan obtenido las muestras de suelo, el supervisor debe examinarlas visualmente, todas o un número representativo de ellas, para que se dé una idea de las propiedades del material, como un medio para definir si el programa de investigación es adecuado. Ésta es una práctica frecuentemente ignorada que puede llevar a malinterpretaciones y errores costosos.

Una vez que los trabajos de campo hayan avanzado lo suficiente para definir la estratigrafía general, incluyendo las características de los materiales del subsuelo en el sitio, el supervisor puede autorizar la ejecución del programa de pruebas específicas.

El supervisor no debe suponer cosas, en caso de tener dudas debe cuestionar al perforista, u ordenarle seguir las especificaciones. De considerarlo necesario o conveniente debe detener el trabajo hasta que se resuelva la problemática detectada. El supervisor debe tener siempre presente que los datos de campo que se obtengan serán la base para todas las decisiones de ingeniería que se realicen.

El supervisor debe tener en campo una copia del plano de localización de sondeos, de las especificaciones técnicas, de los conceptos de obra y demás anexos contractuales.

Durante los trabajos de exploración, el supervisor debe verificar que:

- La contratista cuente con la maquinaria, equipo y herramienta necesaria.
- Los sondeos, pozos y pruebas especiales se realicen en los sitios especificados en el plano de localización autorizado por la supervisión, y que la instrumentación se instale en los sitios también indicados por la supervisión.
- Que los brocales de los sondeos y pozos se levanten en planimetría y altimetría a partir de referencias autorizadas por la SCT, en coordenadas UTM.
- La profundidad de los sondeos indicada por el perforista coincida con la longitud de las barras y de los muestreadores, y con el tirante de agua, en caso de existir.
- Las embarcaciones se encuentren ubicadas, orientadas y ancladas.
- Las perforadoras se encuentren niveladas, y lastradas cuando se requiera.
- Los procedimientos de perforación, muestreo y pruebas de campo, se realicen de acuerdo a lo indicado en las especificaciones y documentos de referencia.
- Se registren las irregularidades como la pérdida de fluido de perforación, caída de las barras, etc.
- El número de golpes en la prueba de penetración estándar se registre de manera correcta.
- Se registre el nivel de agua freática al inicio de cada jornada de trabajo.
- La identificación de todas las muestras o de un número representativo de ellas corresponda con los materiales recuperados, incluyendo la clasificación visual y al tacto, y las características adicionales como la consistencia de los suelos finos, la compacidad de los suelos granulares, el grado de saturación estimado entre otras.
- El fluido de perforación se elabore y se mantenga dentro de las tolerancias de densidad e integridad especificadas.
- El fluido de perforación se limpie y/o se disponga en los sitios autorizados por las autoridades competentes.
- Se coloque ademe en los brocales de los sondeos en suelos de arena limpia o calcárea, hasta la profundidad que garantice su estabilidad.
- La profundidad final de sondeos corresponda con la indicada en las especificaciones y documentos contractuales, o con la ordenada por la supervisión en caso de haberla cambiado.
- Durante los trabajos el área se encuentre señalada y provista de una adecuada iluminación, en el caso de actividades en horarios con poca iluminación o nocturnos.

- Las muestras de suelos y rocas se clasifiquen, se coloquen en recipientes, se identifiquen, se fotografíen, se empaquen, se almacenen y se protejan.
- Las muestras inalteradas se obtengan, manejen, sellen, identifiquen y se transporten de manera apropiada.
- Se realice la limpieza del sitio y se retiren todos los residuos producto de la exploración y los generados por el personal de trabajo.

### 8.1.3.1 Lista de Revisión del Equipo de Exploración y Muestreo

Antes de iniciar los trabajos de campo, o inclusive antes de que equipo de exploración y muestreo sea enviado al sitio de trabajo, la supervisión debe revisar el estado físico de las embarcaciones, maquinaria, equipo y herramientas que se planean utilizar, como chalanes, perforadoras, bomba de lodos, barras, brocas de perforación, muestreadores, etc., apoyándose en una lista de revisión. La lista, que se presenta a continuación, tiene como objetivo ayudar a la supervisión con la elaboración de la que se utilizará en la revisión, complementándola con los equipos adicionales que sean necesarios, dependiendo de los alcances del estudio.

En la columna “Existe” marcar con una X si se cuenta con el equipo indicado.				
En la columna “Estado del Equipo” colocar la letra que corresponda: M=Malo, R=Regular, B=Bueno, E=Excelente, o NA=No Aplica.				
En la columna “Observaciones” indicar los comentarios al equipo mencionado.				
Descripción	Existe		Estado del Equipo	Observaciones
	Sí	No		
<b>Equipo de Exploración y Muestreo</b>				
Equipo topográfico o GPS con precisión adecuada para ubicar en planta y elevación los brocales de los sondeos.				
Para el caso de sondeos en tierra, perforadoras montadas en camión, sobre orugas o en patines, dependiendo de los accesos.				
Embarcación para realizar sondeos en agua.				
Torre de perforación.				
Bombas de lodos.				
Barras para perforación.				
Brocas tricónicas.				
Barrenas helicoidales.				
Ademe de acero, liso, recuperable.				
Tubos Shelby.				
Equipo para pruebas de penetración estándar (SPT), incluyendo el muestreador de media caña, zapatas de hincado, canastillas, martinete de seguridad y cables de manila.				
Botes muestreadores.				
Brocas de cola de pescado.				
Muestreador para suelos duros o cementados.				
Muestreador de doble o triple tubo para extracción de núcleos de roca.				
Equipo para elaborar lodos o fluidos de perforación.				
Equipo de limpieza de lodos.				
Hojas de registro de campo.				

continuación

Descripción	Existe		Estado del Equipo	Observaciones
	Sí	No		
<b>Equipo de Exploración y Muestreo</b>				
Cámara fotográfica.				
Equipo y materiales para empaque y manejo de muestras.				
Lugar de almacenamiento temporal de las muestras en el sitio.				
Equipo para proteger, identificar y empacar las muestras.				
Vehículo para el transporte de muestras al laboratorio.				
Equipo de protección personal.				
Equipo de seguridad para señalamiento durante la perforación (señales, cintas, conos, etc.).				
Equipo para pruebas de piezocono (CPTU), con transductores para medir la resistencia de punta, de fricción y presión de poro, barras y medio para el hincado.				
Equipo para pruebas de pozo de sonda suspendida, incluye sonda, tripié, cables, equipo de control y adquisición de datos.				
Maquinaria, equipo y herramienta para excavación manual de pozos a cielo abierto (PCA).				
Herramienta y materiales para recuperación, identificación y protección de muestras alteradas e inalteradas en PCA.				

El equipo de exploración y muestreo con que cuente la contratista debe estar en buen estado y en cantidad suficiente para garantizar la ejecución de los trabajos en el tiempo estipulado y con la calidad requerida.

#### 8.1.3.2 Ubicación de los Sondeos

Previo al inicio de los trabajos, la supervisión debe verificar que la posición de los sondeos corresponda con la última ubicación de los apoyos de los puentes y de sus enfoques en el caso de puentes nuevos, y con la posición de los existentes en el caso de puentes ya construidos. En caso contrario, deberá comunicarlo con su jefe inmediato y solicitar se realicen los ajustes correspondientes. De ser necesario, se deberá realizar una junta de trabajo entre la supervisión, el personal de la SCT que diseñó el programa de exploración y muestreo, y la contratista.

#### 8.1.3.3 Espaciamiento y Número de Sondeos

Previo al inicio de los trabajos de exploración, la supervisión deberá revisar que al menos un sondeo se encuentre ubicado en cada enfoque y apoyo intermedio, para anchos de cimentación menores o iguales a 30 m, y al menos dos sondeos para anchos mayores a 30 m, así como sondeos donde se planee realizar análisis de estabilidad de taludes o diseñar muros de contención, muros anclados, terraplenes de acceso, estabilizar cortes, etc.

En caso de que la supervisión considere que se requieren sondeos adicionales, de acuerdo a las características del puente, a las dimensiones de las cimentaciones de los apoyos, y a las obras civiles complementarias, deberá informarlo a su jefe inmediato, y de ser necesario, se deberá realizar una junta de trabajo entre la supervisión y el personal de la SCT que diseñó el programa de exploración y muestreo.

El número final de sondeos estará en función a lo indicado en el programa de exploración y muestreo, y a las modificaciones que procedan con base en las observaciones que realice la supervisión.

Dependiendo de los registros de campo que se vayan obteniendo en la etapa de exploración, la supervisión debe valorar si se requieren sondeos adicionales para definir las condiciones estratigráficas con mayor detalle, lo cual deberá informar a su jefe inmediato y al personal de la SCT involucrado en el diseño del programa de exploración y muestreo para que se tomen las decisiones correspondientes, por lo que el número y espaciado de los sondeos puede cambiar conforme avancen los trabajos a juicio de la supervisión, considerando que deben realizarse los suficientes para caracterizar el suelo con la mayor definición económicamente factible, especialmente cuando se encuentren formaciones erráticas.

#### **8.1.3.4 Ademe y Profundidad de los Sondeos**

Durante el desarrollo de los trabajos de perforación, al final de cada jornada de trabajo, la Supervisión deberá verificar que la profundidad del sondeo corresponda con la reportada por la contratista.

Dependiendo de los resultados que se vayan obteniendo, de considerarlo conveniente o necesario, la supervisión puede modificar la profundidad de los sondeos, reduciéndola o incrementándola según sea el caso, lo cual deberá quedar asentado en la Bitácora de Obra Pública.

Una vez alcanzada la profundidad de proyecto, la supervisión deberá revisar que se hayan explorado y muestreado estratos suficientemente resistentes y potentes que garanticen el apoyo de las cimentaciones y que permitan evaluar los asentamientos de los estratos compresibles subyacentes, en caso de encontrarse. De no ser así, los sondeos deberán profundizarse hasta encontrar las condiciones de apoyo requeridas.

Dependiendo de los tipos de suelo que se vayan encontrando, de considerarlo necesario, la supervisión indicará a la contratista la utilización de ademe metálico liso recuperable hasta la profundidad que se requiera, o que cambie el tipo de barras de perforación, lo cual debe anotarse en la Bitácora de Obra Pública.

#### **8.1.3.5 Tipo y Frecuencia de Muestreo**

Durante los trabajos, la supervisión cuidará que el tipo y la frecuencia con que se realice el muestreo correspondan con lo indicado en las especificaciones del estudio geotécnico que haya emitido la SCT y entregado a la contratista.

Dependiendo de las características y condiciones del suelo muestreado y de la calidad de las muestras recuperadas, de ser necesario, la supervisión puede modificar el tipo y la frecuencia de muestreo.

#### **8.1.3.6 Protección e Identificación de las Muestras**

La supervisión deberá observar que todas las muestras recuperadas sean protegidas para preservar sus características índices, mecánicas, hidráulicas y dinámicas, durante su almacenamiento temporal, traslado al laboratorio y almacenamiento definitivo. De igual manera, las muestras deben ser marcadas indicando la parte superior e inferior, e identificadas con el número de muestra, proyecto, número del sondeo, profundidad de obtención, identificación del puente, carretera, ciudad, número de estructura o apoyo, número de golpes para cada intervalo de 15 cm donde aplique, y descripción del suelo.

#### **8.1.3.7 Registros de Campo**

Se debe supervisar que los registros de campo contengan la información necesaria para la elaboración del perfil estratigráfico de cada sondeo. Entre otros datos debe tener el proyecto, número del sondeo, identificación del puente, carretera, ciudad, número de estructura o apoyo, coordenadas y nivel del brocal, fecha de ejecución de los trabajos, cuadrilla de perforación, sistema de perforación utilizado, tipo de martinete de la prueba SPT, tipo de barras, nivel de agua freática en los días laborados, y de cada muestra recuperada el número, tipo de muestreador y liner, profundidad, longitud de penetración del muestreador, longitud y porcentaje de recuperación, en el caso de núcleos de rocas el RQD, color, textura, consistencia, olor, descripción granulométrica, y clasificación de campo.

#### 8.1.4. Supervisión de Trabajos de Laboratorio

Antes de que se inicien los trabajos de laboratorio, la supervisión debe aprobar el programa de pruebas que haya elaborado la contratista, considerando la estratigrafía, el número, la profundidad y el tipo de muestras recuperadas en cada sondeo.

El supervisor debe cuidar que los trabajos se realicen de acuerdo con el programa de pruebas de laboratorio, con las especificaciones y normatividad indicada en las especificaciones y documentos contractuales. Cualquier desviación detectada deberá ser informada por escrito a la contratista para su corrección.

La supervisión puede indicar a la contratista la secuencia de pruebas, considerando los requerimientos de información del proyecto, las condiciones del sitio y las características esperadas de los materiales.

Una vez que se hayan obtenido las propiedades índice, mecánicas, hidráulicas y dinámicas de los suelos, el supervisor debe examinarlas visualmente, colocándolas de manera secuencial, para verificar la clasificación, granulometría y descripción del material, entre otras cosas.

La contratista deberá poner a disposición de la supervisión, la relación y el currículo del personal que participará en la ejecución, procesamiento e interpretación de las pruebas de laboratorio, así como los procedimientos de trabajo y el programa de ejecución.

De requerirse, la supervisión puede indicar cambios a los procedimientos utilizados por la contratista, aun cuando no estén considerados en sus manuales de calidad.

El supervisor no debe suponer cosas, en caso de tener dudas, debe cuestionar a los laboratoristas u ordenarles seguir las especificaciones. De considerarlo necesario o conveniente debe detener el trabajo hasta que se resuelva la problemática detectada.

El supervisor debe tener siempre presente que los datos de laboratorio que se obtengan serán la base de todos los análisis geotécnicos que se realicen.

El supervisor debe tener en el laboratorio una copia del programa de pruebas autorizadas, de las especificaciones técnicas, de las normas aplicables, de los procedimientos de trabajo de la contratista, de los conceptos de obra y demás anexos contractuales.

Durante la ejecución de las pruebas de laboratorio, el supervisor debe verificar que:

- La contratista cuente con todo el equipo y las herramientas necesarias.
- Las pruebas se realicen en las muestras especificadas en el programa de obra autorizado por la supervisión.
- Los formatos de las pruebas se llenen con toda la información requerida para su identificación, proceso, interpretación, evaluación y reporte correspondiente; los cuales deben contener, de manera general, datos de la empresa, del sondeo, de la muestra, de los laboratoristas, fecha, hora, y de manera particular, información de los esfuerzos aplicados, lecturas de deformación, dimensiones y pesos de las probetas, antes y después de las pruebas, entre otros.
- Los equipos se encuentren calibrados, nivelados, y en condiciones de operación.
- Las muestras se encuentren almacenadas en un cuarto húmedo con control de humedad y temperatura.

- Durante el labrado no se altere la estructura y el contenido de humedad de las muestras, que se fotografíen las muestras y las probetas, y que el material sobrante se vuelva a proteger y almacenar para su consulta o uso posterior.
- Se registren las irregularidades encontradas durante el labrado de las muestras, como fisuras, contaminación, materia orgánica, nódulos de carbonatos, gravas, raíces, etc.
- Las áreas de trabajo se encuentren separadas de acuerdo al tipo de pruebas, provistas de una adecuada iluminación y ventilación.
- Los procedimientos de las pruebas se realicen de acuerdo a lo indicado en las especificaciones, procedimientos y documentos de referencia.
- Durante las pruebas se tomen fotografías para integrarlas al reporte fotográfico.
- El procesamiento de las pruebas de consolidación unidimensional contenga el ajuste correspondiente por deformación del aparato y que el brazo de palanca haya sido obtenido mediante calibración.

#### 8.1.4.1 Lista de Revisión del Equipo de Laboratorio

La supervisión debe revisar el estado físico de los equipos que se utilizarán para la ejecución de las pruebas de laboratorio, incluyendo sus calibraciones vigentes, apoyándose en una lista de revisión. La lista que se presenta a continuación tiene como objetivo ayudar a la supervisión con la elaboración de la que se utilizará en la revisión, considerando el programa de pruebas de laboratorio elaborado por la contratista y aprobado por la supervisión.

En la columna "Existe" marcar con una X si se cuenta con el equipo indicado.				
En la columna "Estado del Equipo" colocar la letra que corresponda: M=Malo, R=Regular, B=Bueno, E=Excelente, o NA=No Aplica.				
En la columna "Observaciones" indicar los comentarios al equipo mencionado.				
Descripción	Existe		Estado del Equipo	Observaciones
	Sí	No		
<b>Equipo de Pruebas de Laboratorio</b>				
Registro vigente de calibración de equipos de laboratorio.				
Procedimientos de trabajo de todas las pruebas por realizar.				
Impresión de las normas aplicables.				
Cuarto húmedo para almacenamiento de muestras.				
Formatos de registro para cada una de las pruebas.				
Equipos de protección personal.				
Prueba triaxial no consolidada no drenada (UU).				
Prueba triaxial consolidada no drenada (CU).				
Prueba triaxial consolidada drenada (CD).				
Compresión simple en muestras de suelo.				
Corte directo				
Consolidación unidimensional				
Prueba de expansión				
Permeabilidad				
Contenido de agua				
Distribución granulométrica				

continuación

Descripción	Existe		Estado del Equipo	Observaciones
	Sí	No		
<b>Equipo de Pruebas de Laboratorio</b>				
Contenido de finos por lavado				
Límites de consistencia				
Densidad de sólidos				
Peso volumétrico				
Contenido de carbonatos				
Módulo de rigidez al corte				
Relación de amortiguamiento				
Rayos "X"				
Compresión simple en núcleos de roca.				
Análisis Petrográfico				
Contracción lineal				
Compactación AASHTO estándar				
Compactación AASHTO modificada				
Compactación Porter				
Valor relativo de soporte				
Valor cementante				
Equivalente de arena				
Desgaste los Ángeles				

#### 8.1.5. Supervisión de Trabajos de Gabinete

Una vez que se haya obtenido la información de la investigación de campo y de laboratorio, la atención del supervisor se debe centrar en garantizar que la contratista, de acuerdo con lo indicado en las especificaciones y documentos contractuales:

- Realice una adecuada evaluación de la información.
- Defina las condiciones estratigráficas y niveles de agua freática del terreno.
- Obtenga parámetros de diseño apropiados del suelo y/o la roca.
- Analice, interprete y discuta los resultados.
- Realice de manera correcta los análisis geotécnicos.
- Genere recomendaciones de ingeniería específicas para diseño y construcción de las cimentaciones de los estribos y apoyos intermedios de los puentes, terraplenes, cortes, excavaciones, muros de contención, protecciones, etc.
- Elabore recomendaciones de solución para problemas previstos.
- Presente los resultados de la investigación geotécnica en reportes técnicos.

La contratista debe desarrollar los trabajos de gabinete, incluyendo la elaboración de los reportes preliminares y del reporte final, de acuerdo con lo indicado en las especificaciones del estudio geotécnico y

demás documentos contractuales que apliquen. Cualquier desviación detectada por la supervisión, ésta deberá informarla por escrito a la contratista para su corrección.

La supervisión debe verificar que el reporte final contenga al menos todo lo indicado en las especificaciones, excepto los temas que no apliquen derivado de las condiciones estratigráficas encontradas, y de las soluciones de cimentación recomendadas.

## **8.2. Presentación del Plan de Trabajo de la Contratista**

### **8.2.1. Propuesta de Ubicación de Sondeos**

La posición de los sondeos presentada por la contratista en su plan de trabajo debe corresponder con la última ubicación de los apoyos de los puentes y sus enfoques en el caso de puentes nuevos, y con la posición de los existentes en el caso de puentes ya construidos. La supervisión debe realizar una revisión cruzada entre la última revisión de los planos de localización general del proyecto contra la ubicación presentada por la contratista. En caso de encontrarse incongruencias, la supervisión debe coordinar las actividades necesarias para que se actualicen los planos correspondientes.

### **8.2.2. Tipos de Sondeos a Ejecutar**

Los tipos de sondeos presentados en el plan de trabajo de la contratista deben corresponder con los indicados en las especificaciones del estudio, a menos que la contratista haya presentado la evidencia documental que justifique el cambio de alcance de los sondeos, y haya sido avalado previamente por la supervisión, impactando los alcances del estudio, o que la supervisión haya indicado cambios en los tipos de sondeos, previo al inicio de los trabajos, sin haber modificado los alcances de las especificaciones.

La supervisión debe garantizar que los tipos de sondeos programados correspondan con los materiales que se espera encontrar en los sitios de exploración, y con la información requerida para el análisis y diseño de las cimentaciones, considerando la información más reciente que se disponga.

Previo al inicio de los trabajos, la supervisión debe solicitar la corrección de cualquier desviación detectada, convocando a juntas de trabajo con la contratista y el personal de la SCT involucrado con el diseño del programa de exploración y muestreo, en caso de requerirse.

### **8.2.3. Profundidad de Sondeos**

Las profundidades de los sondeos presentadas en el plan de trabajo de la contratista, deben coincidir con las indicadas en las especificaciones y documentos contractuales del estudio, a menos que la supervisión haya indicado cambios, previo al inicio de los trabajos, sin haber modificado los alcances de las especificaciones.

Las profundidades de los sondeos programados deben corresponder con las cargas que transmitirán las cimentaciones al terreno, con los materiales que se espera encontrar en los sitios de exploración, y con la información requerida para el análisis y diseño de las cimentaciones.

La supervisión debe solicitar la corrección de cualquier desviación detectada, convocando a juntas de trabajo con la contratista y el personal de la SCT involucrado con el diseño del programa de exploración y muestreo, en caso de requerirse.

### **8.2.4. Tipo de Muestreo**

El tipo de muestreo considerado en el plan de trabajo de la contratista, deberá corresponder con el indicado en las especificaciones y documentos contractuales del estudio, a menos que la supervisión haya indicado cambios sin haber modificado los alcances de las especificaciones.

El tipo de muestreo programado inicialmente debe corresponder con las características de los materiales que se espera encontrar en las exploraciones y con las propiedades del suelo que se requiere determinar.

El supervisor debe solicitar por escrito la corrección de cualquier desviación detectada, convocando a juntas de trabajo con la contratista.

#### **8.2.5. Selección de Muestras**

La selección de muestras para su ensaye correspondiente debe realizarse considerando los métodos de exploración y muestreo utilizados, la estratigrafía detectada, los parámetros del suelo requeridos cumpliendo con el tipo y frecuencia de ensayos indicados en las especificaciones y documentos contractuales del estudio, a menos que la supervisión haya indicado cambios sin haber modificado los alcances de las especificaciones.

La supervisión debe garantizar que las muestras que se utilicen en los ensayos cumplan con los requerimientos, de cantidad y calidad, indicados en la normatividad contenida en las especificaciones y documentos contractuales.

#### **8.3. Reuniones de Seguimiento**

Como se ha mencionado anteriormente, el objetivo principal de la supervisión es la de controlar el tiempo, calidad y costo del estudio geotécnico.

Para lograr lo anterior, la supervisión diariamente debe realizar reuniones informativas de trabajo con su personal de apoyo y juntas periódicas con la contratista, así como reuniones extraordinarias cuando lo considere necesario o conveniente.

De requerirse, la supervisión puede convocar a las reuniones además de a la contratista, a los ingenieros responsables del diseño del estudio geotécnico, y demás partes involucradas, las veces que sea necesario.

Durante el desarrollo de los trabajos, el supervisor debe realizar reuniones periódicas con el ingeniero encargado del diseño geotécnico del puente, donde le informará de las dificultades y de las condiciones inesperadas que se hayan encontrado, así como de cualquier cambio que se haya hecho en el programa de investigación o en el de trabajo. La frecuencia de las reuniones dependerá de la naturaleza y seriedad de los problemas detectados.

Las reuniones de tipo informativo se harán diariamente por la mañana, previo al inicio de la jornada de trabajo, entre el personal que participa en la supervisión directa o indirectamente, donde el supervisor presentará un informe de los avances en los diferentes frentes de trabajo, los problemas encontrados, las acciones tomadas para su solución, y las actividades programadas para el día. Posterior a la presentación por parte del supervisor, como parte de la dinámica, los asistentes deben manifestar los requerimientos, problemas o condiciones que debe resolver la contratista y/o la supervisión para el cumplimiento de los programas de trabajo.

Las reuniones con la contratista se realizarán en forma periódica, dependiendo de la fase en que se encuentre el estudio y de su duración. Al inicio de los trabajos las reuniones podrán ser diarias, o a cada dos o tres días de acuerdo con el criterio del supervisor y los requerimientos del proyecto. Si el desarrollo de los trabajos lo permite posteriormente se harán semanalmente. En las reuniones la contratista debe presentar información de los avances de los trabajos reales y programados, con las evidencias correspondientes. En caso de existir retrasos en los programas de trabajo también debe presentar las acciones tomadas o que se planean tomar para resolver la problemática. La supervisión presentará a la contratista un resumen de las desviaciones detectadas y las acciones solicitadas para su corrección, lo cual debe estar asentado en la Bitácora de Obra Pública, con el fin de darle seguimiento. En las reuniones, se conciliará entre ambas partes el volumen de trabajo ejercido con el propósito de hacer expeditas las estimaciones y trámites de pago correspondiente.

#### **8.4. Revisión de Informes Preliminares**

La contratista debe entregar a la supervisión, para su revisión, los informes preliminares que elabore con base en la periodicidad y contenido indicado en las especificaciones y documentos contractuales. La supervisión, regresará a la contratista los informes preliminares dentro del plazo estipulado para este fin.

La contratista debe entregar los informes preliminares corregidos a la supervisión dentro del plazo establecido, incluyendo un listado de los cambios realizados para su control y revisión expedita.

La SCT le proporcionará a la contratista los lineamientos para el control de documentos, incluyendo la trazabilidad y los formatos de los entregables. Los documentos deberán llevar invariablemente entre otras cosas, la fecha de emisión y la revisión. Ningún documento podrá llevar la misma revisión cuando se le hayan realizado cambios.

El contenido de los reportes preliminares deberá ser congruente con el contenido de los registros de los trabajos de campo y laboratorio, y con los trabajos desarrollados en gabinete a la fecha de la elaboración de los informes.

Se debe revisar que los reportes preliminares contengan, al menos, lo siguiente:

- Información generada en la exploración geotécnica, incluyendo los registros de campo de los sondeos y sus perfiles estratigráficos, resultados de las pruebas de campo y laboratorio, e información del nivel de aguas freáticas.
- Análisis e interpretación de los resultados del programa de exploración y muestreo de las pruebas de campo y laboratorio, y de las condiciones del subsuelo.
- Discusión de las condiciones requeridas para la solución de problemas previstos.
- Recomendaciones de ingeniería específicas para el diseño.

##### **8.4.1. Lista de Revisión de los Informes Preliminares**

La supervisión debe revisar el contenido de los informes preliminares apoyándose en una lista de revisión considerando los alcances de los programas de exploración y muestreo, pruebas de laboratorio y trabajos de gabinete. A continuación se presenta, a manera de guía, una lista de revisión.

Descripción	Cumple			Observaciones
	Sí	No	No Aplica	
<b>Alcances y/o Indicaciones</b>				
¿Los informes fueron elaborados utilizando los formatos proporcionados por la SCT?				
¿Los informes contienen título, fecha, revisión, contrato y número de referencia?				
¿Los dibujos, tablas y gráficas presentadas tienen numeración y título?				
¿Las fórmulas, tablas nomogramas y gráficas utilizadas, contienen las referencias bibliográficas de donde fueron obtenidas?				
¿Se presentan los modelos estratigráficos utilizados en los análisis?				
¿Se presentan los valores de los parámetros utilizados en los cálculos?				
¿Se presentan las memorias de cálculo de los trabajos de gabinete realizados y presentados en los reportes preliminares?				
¿Se presentan todos los trabajos desarrollados durante el periodo que amparan los informes?				
¿El contenido de los informes cumple con lo solicitado en las especificaciones?				
¿Las posiciones de los sondeos y pruebas de campo indicadas en los informes, corresponden con las ubicaciones físicas en campo?				
¿Se reporta la posición de los sondeos en planta y elevación de acuerdo a las referencias indicadas por la supervisión?				
¿El número de sondeos reportados, corresponde con el indicado en las especificaciones y con los cambios de alcance solicitados por la supervisión?				
¿Los reportes de campo contienen la información requerida y solicitada en los formatos, incluida la relacionada con la cuadrilla que realizó los sondeos y/o pruebas?				
¿Son congruentes los datos de los reportes de campo, con los registrados durante la exploración y muestreo, y la ejecución de pruebas?				
Adicional al número de golpes de la prueba de penetración estándar, ¿Se presenta el número de golpes corregido por esfuerzo y nivel freático donde aplique, la densidad relativa de la arena, y el ángulo de fricción interna?				
¿Las correlaciones utilizadas para la caracterización de los estratos de arena, utilizando el número de golpes de campo o corregido de la prueba de penetración estándar, son acordes a las condiciones estratigráficas y a las recomendaciones para su uso?				
En relación a la prueba de piezocono (CPTU), adicional a los datos de resistencia por punta, fricción y presión de poro, ¿se presentan los resultados de la resistencia por punta corregida, la relación de fricción, la resistencia neta del cono, la presión de poro en exceso, la relación de presión de poro, la resistencia del cono normalizada y la relación de fricción normalizada?				

continuación

Descripción	Cumple			Observaciones
	Sí	No	No Aplica	
<b>Alcances y/o Indicaciones</b>				
¿Las pruebas de laboratorio corresponden con las indicadas en el programa de pruebas de laboratorio autorizado por la supervisión?				
¿Se anexan las calibraciones de los equipos de laboratorio? En el caso de los consolidómetros, ¿se anexa la calibración por deformación del aparato y brazo de palanca?				
¿Se aplicaron las correcciones por calibración del aparato a los datos de las pruebas de laboratorio?				
¿Se presenta el análisis, interpretación y discusión de los resultados de las pruebas de campo y laboratorio?				
¿Se presentan los perfiles y los cortes estratigráficos preliminares, con los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas a la fecha de emisión de los informes?				
¿Las recomendaciones para el análisis y diseño de las cimentaciones presentadas en el informe son congruentes con la concepción del proyecto del puente?				
¿Para el caso del estudio de bancos de materiales, se presentan las recomendaciones para el tratamiento y uso potencial, así como distancia de acarreo, volúmenes potenciales de explotación, características de los materiales a explotar, regalías e información complementaria de los bancos?				
¿Se presentan los modelos geotécnicos para el análisis de las cimentaciones?				
¿Los trabajos de gabinete corresponden con lo solicitado en las especificaciones?				
¿Se presentan las recomendaciones para las soluciones a los problemas previstos?				

## ANEXO A

### EJEMPLO DE ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS COLADAS EN SITIO



## ANEXO A

### EJEMPLO DE ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS COLADAS EN SITIO

#### Ejemplo 1.

El siguiente es un ejemplo de una pila colada en sitio construida en un perfil de suelo cohesivo. El objetivo es determinar la capacidad de carga última total a compresión empleando la ecuación EC6.60.

#### a) Datos:

##### *Perfil del suelo.*

La figura A.1 muestra la estratigrafía del suelo, la cual consiste en una costra superficial de 3.5 m de espesor que sobreyace a un depósito de arcilla de origen lacustre. El nivel freático se encuentra a 1.0 m bajo la superficie del suelo.

##### *Propiedades del suelo.*

Un perfil generalizado de resistencia al esfuerzo cortante no drenada obtenida en pruebas triaxiales UU se presenta en la figura A.1.

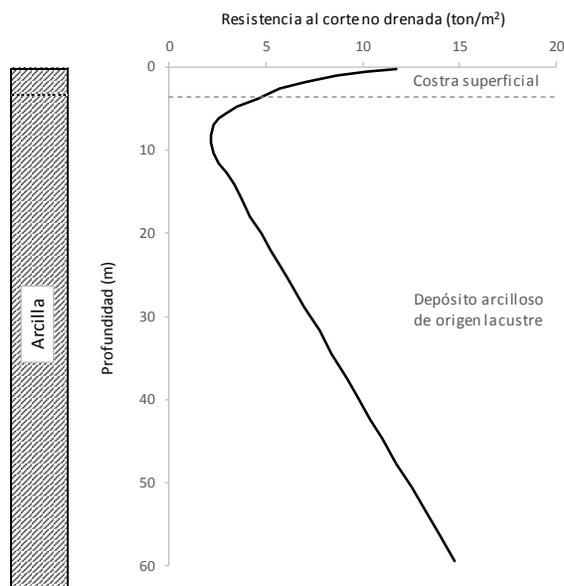


Figura A.1. Descripción general del perfil de suelo

##### *Construcción.*

Se asume una construcción de alta calidad en la cimentación, buenas especificaciones y supervisión especializada.

##### *Cargas.*

La carga axial de trabajo es de 110 toneladas, no se espera fricción negativa actuando en el fuste de la pila. Los efectos debidos a la carga lateral se consideran despreciables.

*Geometría de la pila.*

Se diseñó una pila colada en sitio con base ampliada (campana), desplantada a 30.0 m de profundidad respecto al nivel de superficie. La altura de la campana es de 1.2 m, y la longitud de la sección recta o continua es de 28.8 m. El diámetro de la sección continua es de 0.6 m, y el diámetro de la campana es de 1.7 m.

**b) Cálculos**

*Capacidad por fricción*

Para determinar la capacidad por fricción, se consideró el perfil de resistencia al esfuerzo cortante no drenada mostrado en la figura A.1. En base a la ecuación EC. 6.64, el valor de  $\alpha$  resulta igual a 0.55 en toda la sección del pilote.

Se excluye la aportación de la capacidad por fricción en la sección superior del pilote (1.5 m), con la finalidad de considerar los efectos de desecación en la costra superficial por variaciones estacionales del nivel freático. Adicionalmente, se excluye la aportación de la capacidad por fricción en sección inferior correspondiente a la altura de la campana más un diámetro de la sección continua. Los resultados del cálculo son los siguientes:

Tipo de suelo	Profundidad (m)	Área del fuste (m <sup>2</sup> )	Prom. $c_u$ (t/m <sup>2</sup> )	$\alpha_z$	$\Delta Q_s$ (ton)
Costra Sup.	0 - 1.5		sin contribución*	0	
Costra Sup.	1.5 - 3.5	3.7	5.8	0.55**	11.8
Arcilla	3.5 - 6.0	4.7	3.5	0.55**	8.9
Arcilla	6.0 - 11.5	10.4	2.1	0.55**	12.2
Arcilla	11.5 - 20.0	16.0	3.7	0.55**	32.5
Arcilla	20.0 - 28.2	15.5	5.8	0.55**	49.2
Arcilla	28.2 - 11.0		sin contribución <sup>+</sup>	0	
					$Q_s = 114.6$ ton

\* Tramo excluido del análisis para considerar la contracción del suelo por cambios en la humedad estacional (ver sección 6.5.2.2.1 y figura 6.32).

+ Tramo excluido del análisis por esfuerzos de tensión en la base bajo carga a compresión (ver sección 6.5.2.2.1 y figura 6.32).

\*\* Valor obtenido por medio de la ecuación EC6.64.

El valor de  $Q_s$  determinado con la ecuación EC.6.61.

*Capacidad por punta.*

El promedio de la resistencia al corte no drenada dos diámetros bajo la base es igual 7.5 ton/m<sup>2</sup>; mientras que el área de la base es de 2.27 m<sup>2</sup>.

Por interpolación entre los valores de  $N_c^*$  mostrados en la Tabla A.1,  $N_c^* = 8.37$ .

Tabla A.1 Valores de  $I_r$  y  $N_c^*$  para suelos cohesivos (según Ref. 32).

$c_u$	$I_r$	$N_c^*$
24 kPa (500 psf)	50	6.55
48 kPa (1000 psf)	150	8.01
96 kPa (2000 psf)	250	8.69
192 kPa (4000 psf)	300	8.94

En la tabla A.1:  $c_u$  es la resistencia al corte no drenada en suelos cohesivos,  $I_r$  es el índice de rigidez del suelo (ver sección 6.5.2.2.2). Nota: esta tabla se puede emplear cuando no se cuentan con datos acerca del módulo de elasticidad  $E_s$ .

Empleando la ecuación EC6.72:

$$q_{max} = N_c^* C_u = (8.37)(7.5 \text{ ton}/m^2) = \mathbf{62.4 \text{ ton}/m^2}$$

$$A_b = 2.27 \text{ m}^2$$

Empleando la ecuación EC6.62:

$$Q_b = (2.27 \text{ m}^2)(62.4 \text{ ton}/m^2) = \mathbf{142 \text{ ton}}$$

*Capacidad última total.*

Empleando la ecuación EC6.60:

$$Q_u = 114.6 \text{ ton} + 142 \text{ ton} = \mathbf{256 \text{ ton}}$$

## Ejemplo 2

Este es un ejemplo de una pila colada en sitio construida en un perfil de suelo constituido por estratos arenosos. El objetivo es calcular la capacidad de carga última total a compresión empleando la ecuación EC6.60.

### a) Datos:

#### Perfil del suelo.

El perfil de suelo se muestra en la figura A.2, el nivel freático se ubica a 2.5 m de profundidad con respecto del nivel de terreno natural.

#### Propiedades del suelo.

Los valores de  $N_{60}$  de la prueba de penetración estándar SPT se incluyen en la figura A.2.

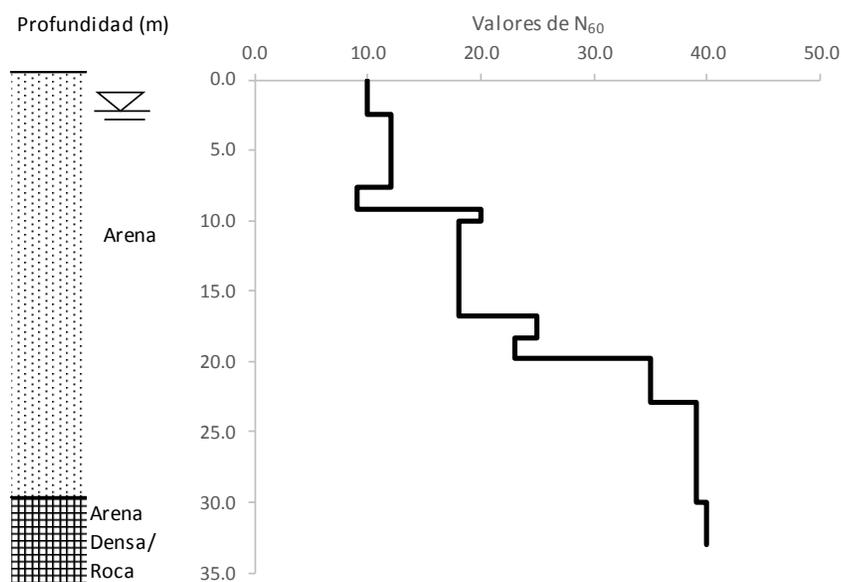


Figura A2. Descripción general del perfil de suelo y valores de  $N_{60}$  vs profundidad.

#### Construcción.

Se asume una alta calidad en la construcción. El contratista tiene todo el equipo necesario en buenas condiciones, y el personal cuenta con experiencia en trabajos previos similares.

#### Cargas.

La carga axial de trabajo es de 170.0 toneladas, no se espera fricción negativa y la carga lateral se considera despreciable.

#### Geometría de la pila.

Se seleccionó una pila de sección circular y continua (sin variación con la profundidad), con un diámetro de 0.6 m y una longitud de 30.0 m.

**b) Cálculos**

*Capacidad por fuste.*

Los cálculos se realizan asumiendo un peso volumétrico total de la arena de 1.85 ton/m<sup>3</sup> y los cálculos son los siguientes:

Tipo de suelo	Profundidad (m)		Área del fuste (m <sup>2</sup> )	Prom. de esfuerzo efectivo (ton/m <sup>2</sup> )	$\beta$	$\Delta Q_s$ (ton)
arena	0	- 2.5	4.70	2.31	0.818*	8.9
arena	2.5	- 17.0	27.3	10.93	0.736+	219.9
arena	17.0	- 30.0	24.3	12.83	0.315+	176.3
						$Q_s = 405.5 \text{ ton}$

\* Valor obtenido por medio de la ecuación EC6.68.

+ Valor obtenido por medio de la ecuación EC6.67.

El valor de  $Q_s$  determinado con la ecuación EC.6.61.

*Capacidad por punta.*

Los cálculos para la capacidad por punta se realizan usando los parámetros del suelo en la base de la pila, es decir, a una profundidad de 30.0 m y empleando un  $N_{60} = 40$ .

Empleando la ecuación EC6.76:

$$q_{max} = (0.0575)(40) = \mathbf{2.30 \text{ MPa}}$$

$$A_b = 0.28 \text{ m}^2$$

Empleando la ecuación EC6.62:

$$Q_b = (0.28 \text{ m}^2)(2.30 \text{ MPa}) = \mathbf{63.80 \text{ ton}}$$

*Capacidad última total.*

Empleando la ecuación EC6.60:

$$Q_u = 370.7 \text{ ton} + 92.61 \text{ ton} = \mathbf{469 \text{ ton}}$$

### Ejemplo 3

El siguiente es un ejemplo de una pila colada en sitio, construida en un perfil de suelo mixto con estratos de arcilla y arena. El objetivo es calcular la capacidad de carga última total a compresión empleando la ecuación EC6.60.

#### a) Datos:

##### Perfil del suelo.

El perfil del suelo se muestra en la figura A.3. La profundidad del nivel freático se ubica a 5.2 m con respecto a nivel de terreno natural y se considera que la presión hidrostática varía linealmente con la profundidad.

##### Propiedades del suelo.

En la figura A.3 se incluyen los valores de la resistencia al corte no drenada de pruebas de laboratorio (ver escala superior en figura A.3) y los valores de  $N_{60}$  de la prueba de penetración estándar SPT (ver escala inferior en figura A.3).

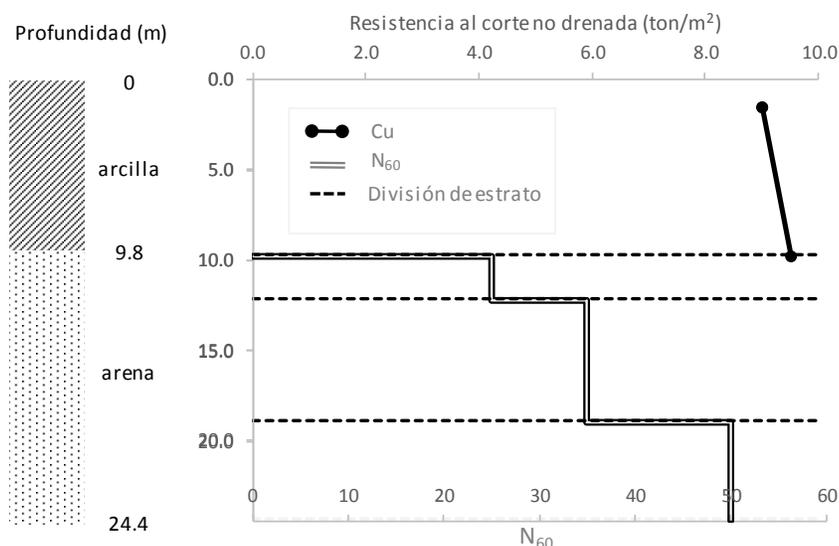


Figura A3. Descripción general del perfil de suelo y valores de  $c_u$  y  $N_{60}$  vs profundidad.

##### Construcción.

Se asume una calidad alta en la construcción, buenas especificaciones y supervisión excelente.

##### Cargas.

La carga axial de trabajo es de 120.0 toneladas, no se espera fricción negativa y los efectos debidos a la carga lateral no se consideran significativos.

##### Geometría de la pila.

Se seleccionó una pila de sección circular y continua (sin variación con la profundidad), con un diámetro de 0.6 m y una longitud de 18.0 m.

**b) Cálculos**

*Capacidad por fuste.*

Los cálculos se realizan asumiendo un peso volumétrico total de la arcilla igual a 2.0 ton/m<sup>3</sup> y de la arena igual a 1.8 ton/m<sup>3</sup>. Para facilidades de cálculo, se toma un valor promedio de  $\theta$  para el estrato de arena, al igual que el valor de  $c_u$ ; los cálculos son los siguientes:

Tipo de suelo	Profundidad (m)	Área del fuste (m <sup>2</sup> )	Prom. de $c_u$ ó esfuerzo efectivo (ton/m <sup>2</sup> )	$\alpha_z$ ó $\beta$	$\Delta Q_s$ (ton) <sup>++</sup>
arcilla	0 - 1.5		sin contribución °		
arcilla	1.5 - 9.8	15.5	9.25**	0.55*	79.0
arena	9.8 - 18.0	15.5	18.47	0.589 <sup>+</sup>	169.0
					<b>Q<sub>s</sub> = 248.0 ton</b>

° Tramo excluido del análisis debido al procedimiento constructivo.

\* Valor obtenido por medio de la ecuación EC6.64.

+ Valor obtenido por medio de la ecuación EC6.67.

\*\* Valor obtenido por medio de la figura A.3.

El valor de  $Q_s$  determinado con la ecuación EC.6.61.

*Capacidad por punta.*

Los cálculos para la capacidad por punta se realizan usando los parámetros del suelo en la base de la pila, es decir, a una profundidad de 18.0 m y empleando un  $N_{60} = 35$ .

Empleando la ecuación EC6.76:

$$q_{max} = (0.0575)(35) = \mathbf{2.01 MPa}$$

$$A_b = 0.28 \text{ m}^2$$

Empleando la ecuación EC6.62:

$$Q_b = (0.28 \text{ m}^2)(2.01 \text{ MPa}) = \mathbf{55.91 ton}$$

*Capacidad última total.*

Empleando la ecuación EC6.60:

$$Q_u = 248.0 \text{ ton} + 55.91 \text{ ton} = \mathbf{304 ton}$$



## REFERENCIAS



## REFERENCIAS

1. AASHTO LRFD. (2012). "Bridge Design Specifications", Sixth Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
2. AASHTO. (2002). "Standard Specifications for Highway Bridges", 17th Edition, HB-17. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
3. Abduljawad, S. N., y Al-Sulaimani, G. J. (1993). "Determination of Swell Potential of Al-Qatif Clay," *Geotechnical Testing Journal*, American Society for Testing and Materials, Vol. 16, No. 4.
4. ASTM 420 D-98(2003), "Standard Guide to Site Characterization for Engineering Design and Construction Purposes".
5. Athanasopoulos, G. A., (1995), "Empirical Correlations Vs-N SPT for Soils of Greece: a Comparative Study of Reliability", In : Akmak, A. S. ç (Ed.) *Proceeding of 7th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (Chania, Crete), *Computational Mechanics*, Southampton 19-36.
6. Barkan, D. D. (1962). "Dynamic Bases and Foundations", McGraw-Hill Book Company, New York.
7. Barton, N. R. (1976). "The Shear Strength of Rock and Rock Joints," *Engineering Geology*. Elsevier Science, Publishing Company, Inc., New York, NY, Vol. 7.
8. Bowles, J. E. (1987). "Elastic Foundation Settlement on Sand Deposits", *J. Geotech. Eng., Am. Soc. Civ. Eng.*, vol. 113, no. 8.
9. Bowles, J. E. (1977). "Foundation Analysis and Design", Second Edition. McGraw-Hill Book Company, New York, NY.
10. Bowles, J. E. (1988). "Foundation Analysis and Design", Fourth Edition. McGraw-Hill Book Company, New York, NY.
11. Braja M. Das. (2008). "Advanced Soil Mechanics", Third Edition, Taylor & Francis, New York, NY USA.
12. Braja M. Das. (2010). "Principles of Geotechnical Engineering", Seventh Edition, Cengage Learning, Stamford USA.
13. Braja M. Das. (2011). "Principles of Foundation Engineering", Seventh Edition, Cengage Learning, Stamford USA.
14. Bazaraa, A. (1967), "Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand", Ph.D. Dissertation, Civil Engineering Department, University of Illinois, Champaign-Urbana, Illinois.
15. Bieniawski, Z. T., (1989), "Engineering Rock Mass Classifications", John Wiley and Sons, Inc.
16. Bowles, J. E. (1977). "Foundation Analysis and Design", Second Edition. McGraw-Hill Book Company, New York, NY.
17. CGS. (1992), "Canadian Foundation Engineering Manual", Part 3: Deep Foundations, Canadian Geotechnical Society, Bi Tech, Richmond, B.C.

18. Clemence, S. P., y Finbarr, A. O. (1981). "Design Considerations for Collapsible Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 107, No. GT3.
19. Dikmen, U., (2009), "Statistical Correlations of Shear Wave Velocity and Penetration Resistance for Soils", *Journal of Geophysics and Engineering* 6, 61-72.
20. Dunham, J.W., (1954) "Pile Foundation for Buildings, *ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*.
21. EPRI. (1983). "Transmission Line Structure Foundations for Uplift-Compression Loading", EL-2870. Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.
22. Federal Highway Administration (1993). "Soils and Foundations, Workshop Manual", Second Edition, Publication No. FHWA HI-88-009, Washington.
23. Fox, E. N. (1948). "The Mean Elastic Settlement of a Uniformly Loaded Area at a Depth below the Ground Surface", *Proc., 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found Eng., Rotterdam*, vol. 1.
24. Fujiwara, T., (1972), "Estimation of Ground Movements in Actual Destructive Earthquakes" *Proceedings of the Fourth European Symposium on Earthquakes Engineering Geology and the Environment* 66, 203-213.
25. Fumal, T. E, Tinsley, J. C., (1985), "Mapping Shear Wave Velocities of Near Surface Geological Materials", In: Ziony, T. I., (Ed.), In: *Predicting areal limits of earthquake induced landsliding: In evaluation of earthquake hazards in the Los Angeles region- An earth science perspective*, USGS Paper 1360, 127-150.
26. Gibbs, H.J., y Holtz, W.G., (1957), "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Testing", *Proceeding 4th ICSMFE, London*, Vol. 1.
27. Gorbunov-Possadov, M. I., and Serebrajanyi, R. V. (1961). "Design of Structures upon Elastic Foundations," *Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1.
28. Gromko, G. J. (1974). "Review of Expansive Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 100, No. GT6.
29. Hansen, J. B. (1970), "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity," *Danish Geotechnical Institute, Copenhagen*, Bul.
30. Hanumantharao, C., Ramana, G. V., (2008), "Dynamic Soil Properties for Microzonation of Delhi, India", *India, Journal of Earth System Science* 117 (S2), 719-730.
31. Hara, A., Ohata, T., y Nliwa, M. (1971). "Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils", *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 3.
32. Hasançebi, N., Ulusay, R., (2007), "Empirical Correlation Between Shear Wave Velocity and Penetration Resistance for Ground Shaking Assessments". *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 66, 203-213.
33. Hatanaka, M., y Uchida, A., (1996), "Empirical Correlation Between Penetration Resistance and Internal Friction Angle Sandy Soils", *Soils Found.*, 36(4), 1-9.
34. Hoek, E., (1983), "Strength of Jointed Rock Masses," *Geotechnique*. Thomas Telford Ltd., London, Vol. 33, No. 3.

35. Hoek, E., and E. T. Brown, (1997), "Practical Estimates of Rock Mass Strength", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Available at <http://www.rocsience.com/>.
36. Hoek, E., and E. T. Brown, (1988), "The Hoek-Brown Failure Criterion—A 1988 Update", In Proc., 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada.
37. Holtz, W. G., y Hilf, J. W. (1961). "Settlement of Soil Foundations Due to Saturation," *Proceedings, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 1.*
38. Houston, W. N., y Houston, S. L. (1989). "State-of-the-Practice Mitigation Measures for Collapsible Soil Sites," *Proceedings, Foundation Engineering: Current Principles and Practices, American Society of Civil Engineers, Vol. 1.*
39. Imai, T., (1977), "P and S Wave Velocities of the Ground in Japan", *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokio, 2, Pp., 257-260.*
40. Imai, T., Tonouchi, K., (1982), "Correlation of N-value with S-wave Velocity and Shear Modulus", *Proc. 2nd. European Symposium of Penetration Testing, Amsterdam, pp., 57-72.*
41. Imai, T., y Yoshimura, Y., (1970), "Elastic Wave Velocity and Soil Properties in Soft Soil", *Tsuchi-to-Kiso, 18, 1, 2, pp., 17-22.*
42. Iyisan, R., (1996), "Correlation Between Shear Wave Velocity and In Situ Penetration Test Result", *Chamber of Civil Engineering of Turkey, Teknik Dergi 7 (2) , 1187-1199.*
43. Jafari, M. K., Asghari, A., Rahmani, I., (1997), "Empirical Correlation Between Shear Wave Velocity ( $V_s$ ) and SPT Value for South of Tehran Soil", *Proceeding of 4th International Conference of Civil Engineering (Tehran, Iran) (in Persian).*
44. Jafari, M. K., Shafiee, A., Razmkhah, A., (2002), "Dynamic Proceeding of Fine Grained Soils in South of Tehran", *Journal of Seismological Earthquake Engineering 4, 25-35.*
45. Japan Road Association, (1990), "Specifications for Highway Bridges", Part IV.
46. Japan Road Association, (2002), "Specifications for Highway Bridges", Part V, Seismic Design.
47. Jaeger, J. C., and N. G. W. Cook. (1976). "Fundamentals of Rock Mechanics", Chapman & Hall, London.
48. Jennings, J. E., y Knight, K. (1975). "A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlements Due to 'Collapse' of Grain Structure," *Proceedings, Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Johannesburg.*
49. Jinan, Z., (1987), "Correlation Between Seismic Wave Velocity and Number of Blow of SPT and Depth", *Selected Papers from the Chinese Journal of Geotechnical Engineering 2, 239-246 (in Greek).*
50. Kalteziotis, N., Sabatakakis, K., Vassiliou, J., (1992), "Evaluation of Dynamic Characteristics of Greek Soil Formations", In: *Second Hellenic Conference on Geotechnical Engineering 2, 239-246.*
51. Kayabali, K., (1996), "Soil Liquefaction Evaluation Using Shear Wave Velocity", *Engineering Geology 44 (1), 121-127.*
52. Kiku, H., Yoshida, N., Yasuda, S., Irisawa, T., Nakazawa, H., Shimizu, Y., Anasal, A., Erkan, A., (2001), "In Situ penetration Tests and Soil Profiling in Adapazari, Turkey", *Proceedings of the*

- ICSMGE/TC4 Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, pp., 259-265.
53. Kulhawy, F. H., (1978), "Geomechanical Model for Rock Foundation Settlement", Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 104, No. GT2.
  54. Kulhawy, F. H., y Mayne, P. W., (1990), "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation, Design, Electric Power Research Institute", Palo Alto, California.
  55. Lee, S. H., (1990), "Regression Models of Shear Wave Velocities", Journal of Chinese Institute of Engineers 13, 519-532.
  56. Liao, S. S. C., y Whitman, R. V. (1986). "Overburden Correction Factors for SPT in Sand", Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 112, No. 3.
  57. Lutenecker, A. J., y Saber, R. T. (1988). "Determination of Collapse Potential of Soils," Geotechnical Testing Journal, American Society for Testing and Materials, Vol. 11. No. 3.
  58. Meyerhof, G. G. (1974). "Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlying Clay", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, No. 2.
  59. Meyerhof, G. G. (1976). "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings, ASCE, Vol. 102, No. GT3, March.
  60. Meyerhof, G. G., y Hanna, A. M. (1978). "Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Layered Soil under Inclined Load", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No. 4.
  61. Muromachi, T., Oguro, I., y Miyashita, T. (1974), "Penetration Testing in Japan", Proc. European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Vol. 1, pp. 193-200.
  62. Nordlund, R.L. (1963). "Bearing Capacity of Piles in Cohesionless Soils", American Society of Civil Engineers, ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM3.
  63. Nordlund, RL. (1979). "Point Bearing and Shaft Friction of Piles in Sand", Missouri—Rolla 5th Annual Short Course on the Fundamentals of Deep Foundation Design.
  64. Ohba, S., y Toriumi, I., (1970), "Dynamic Response Characteristics of Osaka Plain", Proc. Annual Meeting A.I.J.
  65. Ohta, Y., y Goto, Y., (1978), "Empirical Shear Wave Velocity Equations in Terms of Characteristics Soil Indexes", Eartq., Eng., Struc. Dyn 6, Pp., 167-187.
  66. Ohta, Y., Hara, A., Niwa, M., Sakano, T., Y., (1972), "Elastic Shear Moduli as Estimated from N-value", Proc. 7th Ann. Convention of Japan Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp., 265-268.
  67. Ohsaki, Y. Kitazawa, G. Okawara, H (1959), Tokyo ground map 18-19 Gihodo Shuppan Co.
  68. Ohsaki, Y., Iwasaki, R., (1973), "On Dynamic Shear Moduli and Poisson's Ratio of Soil Deposits", Soil Found 13, 61-73.

69. Okamoto, T., Kokusho, T., Yoshida, Y., y Kusunoki, K., (1989), "Comparison of Surface vs. Subsurface Wave Source Wave Source for P-S Logging in sand layer", Proc., 44th Annual Conf., JSCE3., Pp., 996-997.
70. O'Neill, M. W., y Poormoayed, N. (1980). "Methodology for Foundations on Expansive Clays," Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 106, No. GT12.
71. O'Neil, M. W., y Reese, L. C. (1999). "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods," Report No. FHWA-IF-99-025, prepared for the U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Implementation, McLean, VA, in cooperation with ADSC: The International Association of Foundation Drilling.
72. Pitilakis, K., Anastasiadis, A., Raptakis, D., (1992), "Field and Laboratory Determination of Dynamic Properties of Natural Soil Deposits", Proceeding of 10th World Conf., Earthquake Engineering, Rotherdam 1275-1280.
73. Pitilakis, K., Raptakis, D., Lontzetidis, K.T, Vassilikou, T., Jougmans, D., (1999), "Geotechnical and Geophysical Description of Euro-Seistests, Using Field and Laboratory Tests, and Moderate Strong Ground Motions", Journal of Earthquake Engineering 3, 381-409.
74. Peck, R. B., y Bazaraa, A.S., (1969). "Discussion on settlement of Spread Footing on sand", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineering, Vol. 95, No., SM3.
75. Peck, R. B., Hanson, W. E., y Thornburn, T. H., (1953). "Foundation Engineering", 1d Ed., Wiley, New York.
76. Peck, R. B., Hanson, W. E., y Thornburn, T. H., (1974). "Foundation Engineering", 2d Ed., Wiley, New York.
77. PEMEX, (2001), "Exploración y Muestreo de Suelos para Proyectos de Cimentación".
78. Raptakis, D. G., Anastasiadis, S. A., Pitilakis, K. D., Lontzetidis, K. S., (1995), "Shear Wave Velocities and Damping of Greek Natural Soils", Proceeding of 10th European Conf., Earthquake Engineering Vienna, pp., 447.482.
79. Reese, L. C., and O'Neill, M. W. (1988). "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods", U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Implementation, McLean, VA.
80. Reese, Lymon C. et al. (2001), "Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading", Tylor & Francis / Balkema. AK Leiden, The Netherlands.
81. Reese, Lymon C. and Van Impe.W.F. (2006), "Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations", John Wiley & Sons, Canada.
82. Reissner, E., y Sagochi, H. F. (1944). "Forced Torsional Oscillations of an Elastic Half Space," Journal of Applied Physics, Vol. 15.
83. Schmertmann, J. H., J. P. Hartman, y P. R. Brown. (1978). "Improved Strain Influence Factor Diagrams", J. Geotech. Eng. Div., Am. Soc. Civ. Eng., Vol. 104, No. 8.
84. Schmertmann, J. H., (1975), "Measurement of In Situ Shear Strength," Proceedings, Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, ASCE, Vol. 2.

85. Seed, H. B., Arango, I., y Chan, C. K. (1975). "Evaluation of Soil Liquefaction Potential during Earthquakes", Report No. EERC 75-28, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
86. Seed, H.B., Idriss, I., M., (1981), "Evaluation of Liquefaction Potential Sand Deposits Based on Observation of Performance in Previous Earthquakes", ASCE National Convention (MO), pp., 481-544.
87. Seed, H.B., Idriss, I., M., Arango, I., (1983), "Evaluation of Liquefaction Potential using Field Performance Data", J. Geotech. Eng., ASCE 109, 458-482.
88. Shibata, T., (1970) "Analysis of Liquefaction of Saturated Sand during Cyclic Loading", Disaster Prevention Res., Inst., Bull, 13, 563-570.
89. Sisman, H., (1995), "An Investigation on Relationships Between Shear Wave Velocity, and SPT and Pressuremeter Test Results". MSc Thesis, Ankara University, Geophysical Engineering Department, Ankara, 75 p.
90. Skempton, A. W. (1986). "Standard Penetration Test Procedures and the Effect in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation", Geotechnique, Vol. 36, No. 3.
91. SMMS. (2001). "Manual de Cimentaciones Profundas", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos", México, D.F.
92. SMMS, (1998), "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", Segunda Reimpresión, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
93. SMMS. (1983). "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos", México, D.F.
94. Snethen, D. R., Johnson, L. D., y Patrick, D. M. (1977). An Evaluation of Expedient Methodology for Identification of Potentially Expansive Soils, Report No. FHWA-RD-77-94, U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
95. Sridharan, A. (2005). "On Swelling Behaviour of Clays," Proceedings, International Conference on Problematic Soils, North Cyprus, Vol. 2.
96. Steinbrenner, W. (1934). "Tafeln zur Setzungsberechnung, Die Strasse", Vol. 1.
97. Sykora, D. E., Stokoe, K. H., (1983), "Correlations of In-Situ Measurements in Sand of Shear Wave Velocity", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 20, 125-136.
98. Szechy, K., y Vargi, L., (1978). "Foundation Engineering—Soil Exploration and Spread Foundation", Akademiai Kiado, Budapest, Hungary.
99. Terzaghi, K. (1925). "Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Gaundalage, Deuticke", Vienna.
100. Terzaghi, K. and Peck, R.B, (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice", 2nd. Edition, J. Wiley and Sons, New York.
101. Tokimatsu, K., y Yoshimi, Y., (1983), "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-Value and Fines Content", to be published in Soil and Foundation.

102. Tomlinson, M. J. (1980), "Foundation Design and Construction", 4th Edition, Pitman Advanced Publishing Program.
103. Tonouchi, K., Sakayama, T., Imai, T., (1983) "S Wave Velocity in the Ground and the Damping Factor", Bull., Int., Assoc., Eng., Geologists 26-27, 327-333.
104. Vesic, A. S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM1.
105. Vesic, A. S. (1977). "Design of Pile Foundation", National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice No. 42, Transportation Research Board, Washington, D.C.
106. Whitman, R. V., and Richart, F. E., Jr. (1967). "Design Procedures for Dynamically Loaded Foundations," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM6.
107. Yakota, K., Imai, T., Konno, M., (1991), "Dynamic Deformation Characteristics of Soils Determined by Laboratory Tests", OYO Tee, Rep., 3, p, 13.