

MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

ESTUDIOS TÉCNICOS PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO: TOPOGRAFÍA Y MECÁNICA DE SUELOS

5



MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

ESTUDIOS TÉCNICOS PARA PROYECTOS DE AGUA
POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO:
TOPOGRAFÍA Y MECÁNICA DE SUELOS

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento
Estudios Técnicos para Proyectos de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento:
Topografía y Mecánica de Suelos

ISBN: 978-607-626-034-0

D.R. © Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales
Boulevard Adolfo Ruiz Cortines No. 4209 Col. Jardines en la Montaña
C.P. 14210, Tlalpan, México, D.F.

Comisión Nacional del Agua
Insurgentes Sur No. 2416 Col. Copilco El Bajo
C.P. 04340, Coyoacán, México, D.F.
Tel. (55) 5174•4000

Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Impreso y hecho en México
Distribución gratuita. Prohibida su venta.
Queda prohibido su uso para fines distintos al desarrollo social.
Se autoriza la reproducción sin alteraciones del material contenido en esta obra,
sin fines de lucro y citando la fuente

CONTENIDO

Presentación	V
Objetivo general	VII
Introducción	IX
1. Estudios Topográficos	1
1.1. Disposiciones generales	1
1.1.1. Definiciones	1
1.1.2. Objetivos y alcances	2
1.1.3. Recopilación de información	4
1.1.4. Instrumentación	4
1.2. Planimetría	6
1.2.1. Medición de distancias	6
1.2.2. Medición de ángulos	9
1.2.3. Poligonales	13
1.3. Altimetría	26
1.3.1. Nivelación	26
1.3.2. Nivelación Geométrica	26
1.3.3. Volúmenes por secciones transversales y por prismas	30
1.4. Planimetría y altimetría simultanea	31
1.4.1. Curvas de nivel	32
1.5. Consideraciones generales	36
1.5.1. Trazo de apoyo	36
1.5.2. Brecheo	36
1.5.3. Monumentación	36
1.5.4. Bancos de nivel	38
1.6. Presentación de planos e informes	40
1.6.1. Documentación	40
1.6.2. Levantamientos especiales	40
1.6.3. Elaboración de planos topográficos	41
1.6.4. Dibujo de secciones transversales	45
1.6.5. Elaboración de planos para los sitios de las estructuras especiales	45
1.6.6. Informe final, memoria descriptiva y memoria de cálculo	45
1.7. Modelos digitales del terreno	47
1.7.1. Procesos para el desarrollo de un modelo digital de terreno	47
1.7.2. Estructuras de datos en el MDE	48
1.7.3. Aplicación de los MDE en el sector hídrico	50
1.7.4. Módulo digital de elevaciones de Conagua	53
2. Estudios de Mecánica de suelos	55
2.1. Introducción	55

2.1.1. Objetivos y alcances	55
2.1.2. Planeación del estudio	56
2.2. Estudios preliminares	56
2.2.1. Aspectos generales	56
2.2.2. Depósitos de suelo	58
2.2.3. Riesgos geológicos	60
2.3. Exploraciones y muestreo	64
2.3.1. Generalidades	64
2.3.2. Exploraciones directas	65
2.3.3. Métodos geofísicos	67
2.3.4. Muestreo	68
2.4. Pruebas de campo y laboratorio	69
2.4.1. Pruebas de campo	69
2.4.2. Pruebas índice	71
2.4.3. Pruebas mecánicas	72
2.5. Fundamentos de diseño	75
2.5.1. Flujo de agua	75
2.5.2. Capacidad de carga	84
2.5.3. Asentamientos y expansiones	94
2.5.4. Taludes	99
2.5.5. Muros de contención	106
2.5.6. Excavación	113
2.6. Consideraciones finales del estudio geotécnico	117
2.6.1. Informe del estudio geotécnico	117
2.6.2. Uso de programas de cómputo	119
2.7. Estudios geotécnicos en obras	121
2.7.1. Programas de exploración y pruebas	121
2.7.2. Obras de captación de aguas superficiales y estaciones de bombeo	123
2.7.3. Obras de conducción	134
2.7.4. Tanques	141
Conclusiones del libro	147
Anexos	
A. Aceleraciones máximas del terreno para el diseño sísmico	149
B. Capacidad de carga de cimentación somera desplantada en estrato uniforme	151
Bibliografía	155
Tabla de conversiones de unidades de medida	159
Ilustraciones	169
Tablas	173

PRESENTACIÓN

Uno de los grandes desafíos hídricos que enfrentamos a nivel global es dotar de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento a la población, debido, por un lado, al crecimiento demográfico acelerado y por otro, a las dificultades técnicas, cada vez mayores, que conlleva hacerlo.

Contar con estos servicios en el hogar es un factor determinante en la calidad de vida y desarrollo integral de las familias. En México, la población beneficiada ha venido creciendo los últimos años; sin embargo, mientras más nos acercamos a la cobertura universal, la tarea se vuelve más compleja.

Por ello, para responder a las nuevas necesidades hídricas, la administración del Presidente de la República, Enrique Peña Nieto, está impulsando una transformación integral del sector, y como parte fundamental de esta estrategia, el fortalecimiento de los organismos operadores y prestadores de los servicios de agua potable, drenaje y saneamiento.

En este sentido, publicamos este manual: una guía técnica especializada, que contiene los más recientes avances tecnológicos en obras hidráulicas y normas de calidad, con el fin de desarrollar infraestructura más eficiente, segura y sustentable, así como formar recursos humanos más capacitados y preparados.

Estamos seguros de que será de gran apoyo para orientar el quehacer cotidiano de los técnicos, especialistas y tomadores de decisiones, proporcionándoles criterios para generar ciclos virtuosos de gestión, disminuir los costos de operación, impulsar el intercambio de volúmenes de agua de primer uso por tratada en los procesos que así lo permitan, y realizar en general, un mejor aprovechamiento de las aguas superficiales y subterráneas del país, considerando las necesidades de nueva infraestructura y el cuidado y mantenimiento de la existente.

El Gobierno de la República tiene el firme compromiso de sentar las bases de una cultura de la gestión integral del agua. Nuestros retos son grandes, pero más grande debe ser nuestra capacidad transformadora para contribuir desde el sector hídrico a Mover a México.

Director General de la Comisión Nacional del Agua



OBJETIVO GENERAL

El *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS)* está dirigido a quienes diseñan, construyen, operan y administran los sistemas de agua potable, alcantarillado y saneamiento del país; busca ser una referencia sobre los criterios, procedimientos, normas, índices, parámetros y casos de éxito que la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), en su carácter de entidad normativa federal en materia de agua, considera recomendable utilizar, a efecto de homologarlos, para que el desarrollo, operación y administración de los sistemas se encaminen a elevar y mantener la eficiencia y la calidad de los servicios a la población.

Este trabajo favorece y orienta la toma de decisiones por parte de autoridades, profesionales, administradores y técnicos de los organismos operadores de agua de la República Mexicana y la labor de los centros de enseñanza.



INTRODUCCIÓN

Los libros sobre estudios técnicos para proyectos de agua potable, alcantarillado y saneamiento, se integraron como parte del *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento* (MAPAS), para ser una referencia en la elaboración de los proyectos de obras nuevas, reparaciones, mantenimiento o ampliaciones de las estructuras utilizadas en el sector hídrico.

Este libro contiene, en el capítulo 1, los estudios topográficos necesarios para la realización de cualquier proyecto de infraestructura. La información presentada se enfoca específicamente en tres tipos de levantamiento: Planimétrico (poligonales cerradas); altimétrico (Nivelación entre dos puntos) y la combinación entre ambas (Curvas de nivel). Se presentan además, los requisitos mínimos que deben cumplir los planos y se brindan algunas recomendaciones para la realización de los trabajos. En la última parte de este capítulo, se presenta una breve introducción a los modelos digitales de elevación (MDE); una útil herramienta que en los últimos años se ha venido utilizando en el sector, para la representación gráfica del terreno y como complemento para el desarrollo de modelos de simulación matemática e integración de las bases de datos, necesarias para el control y las funciones de operación dentro de un organismo operador.

En el capítulo 2, se abordan los estudios geotécnicos necesarios para el desarrollo de las estructuras que se construyen en los proyectos del sector hídrico; las cuales tienen características muy variadas, desde estructuras esbeltas y altas como tanques elevados, estructuras de gran longitud como tuberías o bien estructuras de enorme tamaño como obras de captación por almacenamiento.

Algunas de las estructuras se proyectan en las riberas de ríos, lagos o mares y su interacción con el agua es constante y compleja. Además, se emplean materiales térreos como relleno en muros y tuberías enterradas de manera tal que la selección de dichos materiales y su calidad de compactación inciden directamente en el comportamiento de estas estructuras. Las obras de captación y de tratamiento de aguas residuales suelen ubicarse en terrenos menos rentables para la municipalidad los cuales pueden ser de baja calidad desde el punto de vista de la

ingeniería de cimentaciones tales como rellenos de escombros y depósitos de talud. Las difíciles condiciones del subsuelo plantean retos especiales para ingenieros proyectistas. Otro aspecto muy distintivo es el hecho de que por ser obras de contención y conducción del agua, las estructuras deben evitar o minimizar fugas del líquido puesto que estas se traducen en pérdidas económicas en obras de agua potable y contaminación a acuíferos en proyectos de alcantarillado. Por ello, es prioritario evitar agrietamientos en las estructuras proyectadas y movimientos excesivos de las juntas. Las condiciones de servicio o hermeticidad son en muchas ocasiones las que controlan los requerimientos de las obras. Por último, México se encuentra en una región de sismicidad activa y por ello el diseño de obras sísmo resistentes ocupan un lugar preponderante en los proyectos.

En estos libros se han recopilado los criterios de los reglamentos vigentes y los resultados de investigaciones recientes. Estos libros incluyen tablas y figuras que pretenden auxiliar al proyectista en el análisis y diseño de estructuras relacionadas con el agua potable y alcantarillado.

Considere que los lineamientos y recomendaciones indicadas en este libro, obedecen a la experiencia de los especialistas en el sector hídrico. En ningún caso se pretende sustituir a los reglamentos o normas oficiales, internacionales, extranjeras, ni la aplicación de la mejor práctica de la ingeniería por lo que debe considerarse como una guía para la realización de estudios topográficos, así como el análisis y diseño geotécnico de los diferentes tipos de estructuras requeridos para los sistemas de agua potable, alcantarillado y saneamiento.

1

ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

En este capítulo se establecen los requisitos mínimos que deben cumplir cada una de las actividades de topografía, requeridas para elaborar proyectos de sistemas de agua potable y alcantarillado.

1.1. DISPOSICIONES GENERALES

1.1.1. DEFINICIONES

Topografía. Es la ciencia que estudia el conjunto de principios y procedimientos que tienen por objeto la representación gráfica de la superficie de la Tierra, con sus formas y detalles; tanto naturales como artificiales. Esta representación tiene lugar sobre superficies planas, limitándose a pequeñas extensiones de terreno, utilizando la denominación de geodesia y cartografía para áreas mayores. De manera muy simple, puede decirse que para un topógrafo la Tierra es plana (geoméricamente), mientras que para un geodesta no lo es. Para eso se utiliza un sistema de coordenadas tridimensional, siendo los ejes x-y competencia de la planimetría y el eje z de la altimetría. En topografía clásica, para dar coordenadas a un punto, no se utiliza directamente un sistema cartesiano tridimensional, sino que se utiliza un sistema de coordenadas esféricas o polares que posteriormente permite obtener

coordenadas cartesianas; para ello, se necesita conocer dos ángulos y una distancia.

Estudios Topográficos. Es el conjunto de actividades de campo y gabinete que tienen como finalidad proporcionar información altimétrica y/o planimétrica, para representarlas en planos y a una escala adecuada. Los estudios topográficos se clasifican de acuerdo a su precisión en preliminares y definitivos.

Levantamientos topográficos preliminares. Son aquellos levantamientos cuya precisión es igual o menor a 1:1 000 y sirven como planos de reconocimiento para elaborar anteproyectos en zonas urbanas o proyectos en localidades rurales; el equipo empleado en esta clase de levantamiento es: teodolito, brújula, nivel de mano y nivel fijo.

Levantamientos topográficos definitivos. Son levantamientos con una precisión igual o mayor de 1:5 000. Este tipo de levantamientos se realiza con equipo de primer orden, como son: distanciómetro, estación total y nivel electrónico.

Replanteo. Es el proceso inverso a la toma de datos y consiste en plasmar en el terreno detalles representados en planos, como por ejemplo el lugar donde colocar pilares de cimentaciones, anteriormente dibujados en planos. El replan-

teo, al igual que la alineación, es parte importante en la topografía. Ambos son un paso importante para luego proceder con la realización de la obra.

Planimetría. Es la parte de la topografía que estudia el conjunto de métodos y procedimientos que tienden a conseguir la representación a escala de todos los detalles interesantes del terreno sobre una superficie plana, prescindiendo de su relieve y se representa en una proyección horizontal, como pueder ver en el plano horizontal, en la Ilustración 1.2..

Altimetría (o hipsometría). Es la rama de la topografía que estudia el conjunto de métodos y procedimientos para determinar y representar la altura o "cota" de cada punto respecto de un plano de referencia. Con la altimetría se consigue representar perfiles altimétricos (como se muestra en el plano vertical de la Ilustración 1.2), curvas de nivel (como se muestra en la Ilustración 1.7) y otras diferentes técnicas para representar relieves del terreno (como se muestra en la Ilustración 1.9), entre otras representaciones.

Fotogrametría. Es una técnica para determinar las propiedades geométricas de los objetos y las situaciones espaciales a partir de imágenes fotográficas. Puede ser de corto o largo alcance. La palabra fotogrametría deriva del vocablo "fotograma" (de "phos", "photós", luz y "gramma", trazado, dibujo), como algo listo, disponible (una foto) y "metrón", medir. Por lo que resulta que el concepto de fotogrametría es: "medir sobre fotos". Si trabajamos con una foto podemos obtener información en primera instancia de la geometría del objeto, es decir, información bidimensional. Si trabajamos con dos fotos, en la zona común a éstas (zona de

solape), podremos tener visión estereoscópica o dicho de otro modo, información tridimensional. Básicamente, es una técnica de medición de coordenadas en tres dimensiones (3D), también llamada captura de movimiento, que utiliza fotografías u otros sistemas de percepción remota junto con puntos de referencia topográficos sobre el terreno, como medio fundamental para la medición.

1.1.2. OBJETIVOS Y ALCANCES

Los estudios topográficos tendrán como objetivos:

- a) Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos
- b) Proporcionar información de base para los estudios de hidrología, hidráulica, geología, geotecnia, ecología, diseño y construcción, entre otros proyectos
- c) Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales
- d) Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción

Los estudios topográficos deberán comprender como mínimo lo siguiente;

- a) *Levantamiento topográfico general* de la zona del proyecto, con planos en escala entre 1:500 a 1:2 000 y considerando curvas de nivel a intervalos de 1 m
- b) *Definición de la topografía* de la zona de ubicación del proyecto y sus accesos, con planos en escala entre 1:100 a 1:250 y considerando curvas de nivel a intervalos no mayores de 1 m. Los planos deberán indicar los accesos del proyecto y otras

posibles referencias. Deberá igualmente indicarse con claridad la vegetación existente

- c) *Levantamiento detallado del fondo*, deberá hacerse primero en el caso de proyectos sobre cursos de agua. Será necesario indicar en planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas, así como los conservados en eventos de carácter excepcional. Cuando las circunstancias lo ameriten, deberán indicarse los meandros del río
- d) *Ubicación e indicación de cotas* de los puntos de referencia, de los puntos de inflexión y de los puntos de inicio y término de los tramos curvos

- e) Levantamiento catastral de las zonas aledañas al proyecto, cuando existen edificaciones u otras obras que interfieran con el proyecto o sus accesos

Para una localidad en particular se definirán cuáles de las actividades que se cubren en la presente sección se deben de realizar. Dicha definición está en función del sistema que se proyecta, de la información disponible, del tipo de localidad y de las condiciones topográficas en la zona de estudio, entre otros.

La Ilustración 1.1 muestra un resumen de las divisiones para el estudio de la topografía de un sitio (que se esquematizan también en la Ilustración 1.2), así como las actividades principales en un estudio topográfico.

Ilustración 1.1 Actividades principales y divisiones para su estudio (Alcántara, 2001)

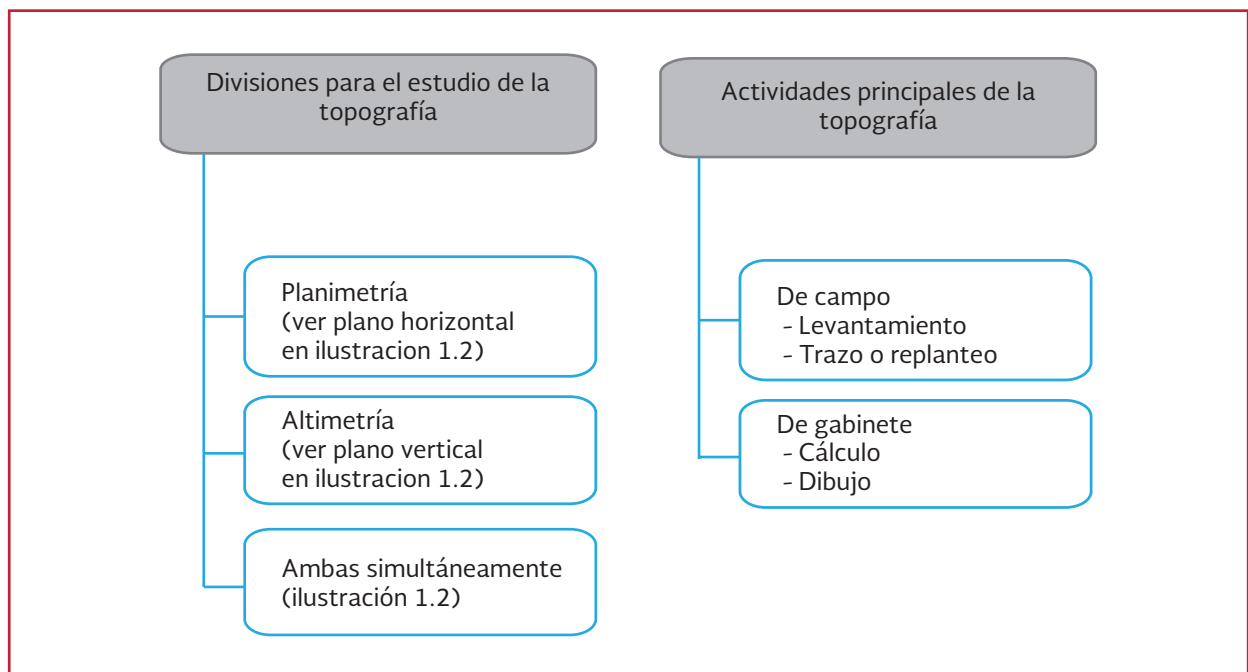
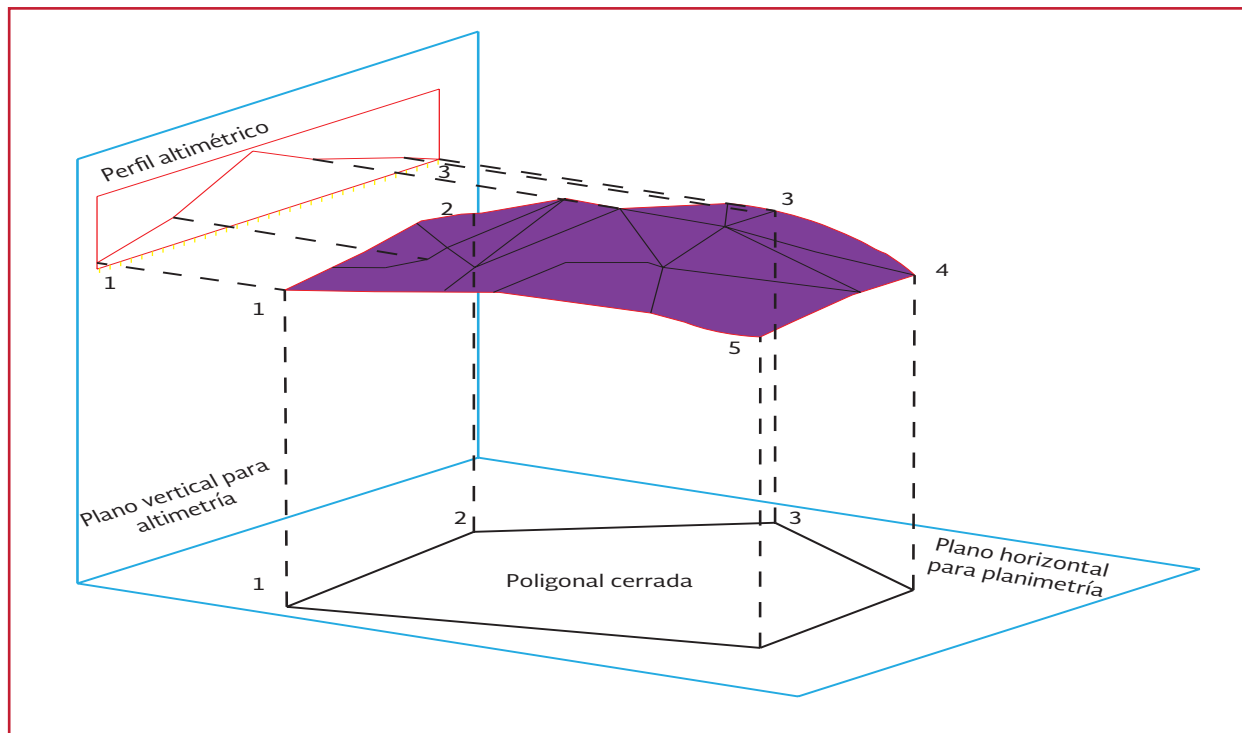


Ilustración 1.2 Cadena planimétrica (en plano horizontal) y cadena altimétrica (plano vertical). Alcántara (2001)



1.1.3. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

Para la elaboración de los levantamientos topográficos, se debe recabar previamente la información cartográfica, fotogramétrica y topográfica existente sobre el área en estudio. La información mínima que se debe recopilar es la cartografía, editada también por las dependencias y entidades de la federación (INEGI, SEMARNAT, SEDENA, CONAGUA, SCT, CFE, PEMEX, etcétera) y por los gobiernos estatales.

De existir levantamientos topográficos anteriores de la zona en estudio, se analiza la información para determinar la posibilidad de utilizarlos, actualizarlos o complementarlos, según sea el caso. Cuando exista topografía de áreas vecinas, se establecen los puntos de liga con respecto a la nueva área de estudio, los mismos que deben ser referenciados geográficamente.

Si se dispusiera de estudios topográficos previos del proyecto, de las zonas adyacentes, o bien que involucren alguna zona del proyecto, estos deberán ser revisados a fin de verificar la compatibilidad de la información obtenida.

1.1.4. INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación y el grado de precisión que se utilice para los trabajos de campo y el procesamiento de los datos deberán ser consistentes con la dimensión del proyecto y sus accesos, así como con la magnitud del área estudiada.

En cualquier caso, los instrumentos y los procedimientos empleados deberán corresponder a la mejor práctica.

Los instrumentos y equipos básicos para la realización de levantamientos topográficos simples

son que generalmente se requerirán, aunque no se limitan a:

- Tránsito (teodolito) láser o electrónico
- Nivel óptico, nivel con micrómetro o nivel digital
- Estación total
- Drone para topografía y fotogrametría
- Distanciómetro tipo odómetro o láser
- Controladora, colectora de datos o libreta electrónica
- Altimetro, termómetro, barómetro electrónico
- GPS, clisímetro, curvímetro, inclinómetro, planímetro, estereoscopio

Existen diversos instrumentos que pueden medir ángulos, como el teodolito o la estación total. Para la medida de distancias existen dos métodos: distancias estadimétricas o distanciometría electrónica, siendo más precisa la segunda. Para el primer caso se utiliza generalmente un taquímetro y para el segundo la estación total.

En la actualidad para el desarrollo de proyectos de topografía se combina el uso del GPS, estación total (o nivel fijo) y más recientemente los vehículos aéreos no tripulados (UAV por siglas en inglés), mejor conocidos como Drones, los cuales se muestran en la Ilustración 1.3.

Ilustración 1.3 Instrumentación típica



1.2. PLANIMETRÍA

Conocidos los elementos geométricos que componen a un sitio, se determinarán los valores correspondientes de la cadena planimétrica ya sea por medición directa o por cálculo.

Las coordenadas de los puntos se deberán medir directamente sobre un plano.

1.2.1. MEDICIÓN DE DISTANCIAS

La distancia entre dos puntos se puede determinar por medio de instrumentos y procedimientos, desde los más elementales hasta los más complicados y sofisticados, según los objetivos que se persigan, las longitudes por medir y los instrumentos que se disponga.

La determinación de las distancias se podrá medir directamente mediante longímetros, cintas de diferentes materiales, odómetros, telémetros, podómetros, entre otros. Para medir distancias en el terreno por métodos directos se usan instrumentos elementales, cuya magnitud siempre es un múltiplo del metro, como consecuencia de las grandes longitudes que en general hay que medir. Los instrumentos más utilizados para la medida directa de distancias son: cadena de agrimensor (actualmente casi en desuso) cintas (p. ej. de lienzo, nylon, dacrón, fibra de vidrio o acero) e hilos de metal invar. Posiblemente sean necesarios otros elementos auxiliares (balizas, estacas, trompos, fichas, plomadas, etc.).

Todos los levantamientos topográficos son representados a escala sobre el plano horizontal, por lo que cuando se mide una distancia entre

dos puntos sobre la superficie terrestre, ésta debe ser en proyección horizontal.

Considerando que los modernos instrumentos para la medición de distancias pueden dar precisiones de hasta 5 mm/km, es aceptable tomar 25 km como límite del campo topográfico para la medición de distancias, ya que el error relativo que se comete al considerar la Tierra como plana, es aproximadamente igual a la máxima precisión obtenida.

En la medición de distancias con cinta métrica, en donde la máxima precisión que se puede obtener el alrededor de 1/10 000, se puede aumentar el límite de campo topográfico hasta 30 km, ya que el límite del campo topográfico angular es de 30 km.

1.2.1.1. Medición de distancias con odómetro

El odómetro o rueda de medición (Ilustración 1.4), es una rueda que al girar sobre la superficie del terreno, convierte el número de revoluciones obtenidas en distancia inclinada, la cual puede ser leída directamente sobre un contador o pantalla digital.

A pesar de ser un instrumento rápido y fácil de utilizar, su precisión es limitada, por lo que básicamente se utiliza en el chequeo de distancias realizadas por otros métodos, reconocimientos previos, inventarios viales, etcétera.

La máxima precisión relativa que puede lograrse en la medición de distancias con el odómetro es 1:200 sobre superficies lisas.

Ilustración 1.4 Odómetro Laser (<http://www.instrumentacion-metrologia.es>)



1.2.1.2. Medición de distancias con cintas de acero

La precisión de la medición de distancias con cintas métricas depende de las condiciones de calibración especificadas por el fabricante.

Difícilmente en campo se puede tener las condiciones de calibración; además, en el proceso de medición se introducen una serie de errores tanto sistemáticos como aleatorios que son inevitables, pero que podemos corregir o reducir al mínimo mediante el empleo de técnicas y equipos adecuados.

Otro tipo de errores, no predecibles en magnitud y por lo tanto difíciles de detectar y corregir, son los errores de usuario, los cuales se cometen

generalmente por distracción o falta de concentración en el trabajo.

Errores sistemáticos

- Pendiente
- Graduación
- Temperatura
- Tensión
- Catenaria

Errores aleatorios

- Pendiente
- Temperatura
- Tensión
- Catenaria
- Alineación
- Verticalidad del marcado

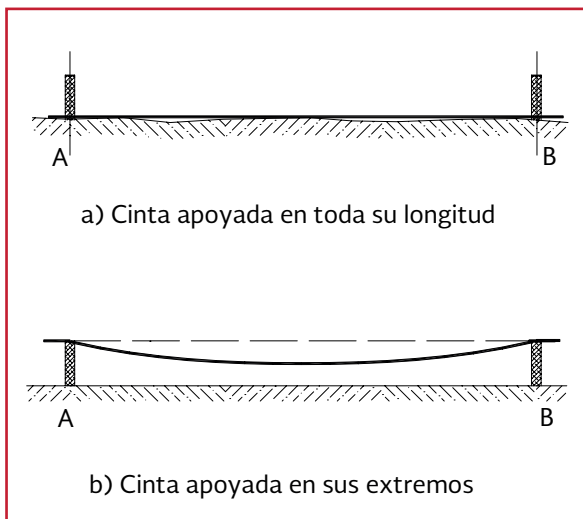
Errores de usuario

- Confundir marcas en el terreno
- Error de lectura
- Error de anotación
- Errores aritméticos al sumar distancias parciales

Los errores de pendiente, temperatura, tensión y catenaria aparecen tanto en los errores sistemáticos como en los aleatorios. Esto se debe a que, aunque sean corregidos sistemáticamente, existe la posibilidad de error en la determinación de los parámetros de corrección.

Una cinta sostenida solamente en sus extremos describe, debido a su propio peso, una curva o catenaria que introduce un error positivo en la medición de la distancia. La Ilustración 1.5 muestra que medir una distancia con una cinta apoyada solamente en sus extremos, dará un valor erróneo mayor que al medirla con una cinta apoyada en toda su extensión, debido a que la longitud de la cuerda es menor que la longitud del arco (Casanova, 2010).

Ilustración 1.5 Comparación de apoyo para la cinta de medición (Casanova, 2010)



1.2.1.3. Medición de distancias con distanciómetros electrónicos

Los distanciómetros electrónicos utilizan microondas u ondas luminosas para la determinación de distancias.

Los distanciómetros de microondas (ondas de radio) requieren en ambos extremos de emisores y receptores de onda, mientras que los distanciómetros de ondas luminosas (rayos láser y rayos infrarrojos) requieren de un emisor en un extremo y un refractor o prisma en el extremo opuesto.

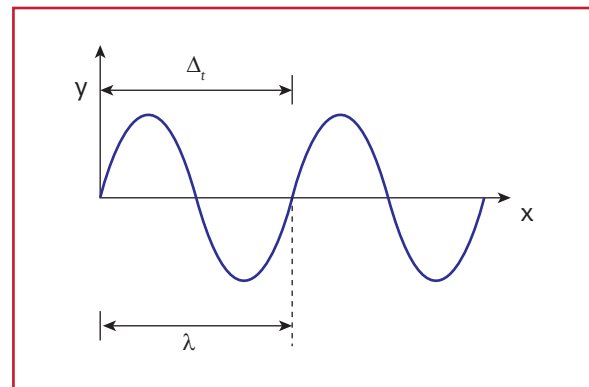
Los distanciómetros electrónicos determinan la distancia en términos del número de ondas, moduladas con frecuencia y longitud de onda conocida, que caben entre el emisor y el receptor en ambos sentidos (Ilustración 1.6), de la siguiente forma:

$$\lambda = \frac{V}{f} \quad \text{Ecuación 1.1}$$

donde:

- λ = Longitud de onda en m
- V = Velocidad en km/s
- f = Frecuencia o tiempo en completar una longitud de onda, en hertz (1 ciclo/s)

Ilustración 1.6 Representación de una onda luminosa (Casanova, 2010)



Como por lo general, el número de ondas entre el emisor y el receptor no es un número entero, la distancia D está dada por:

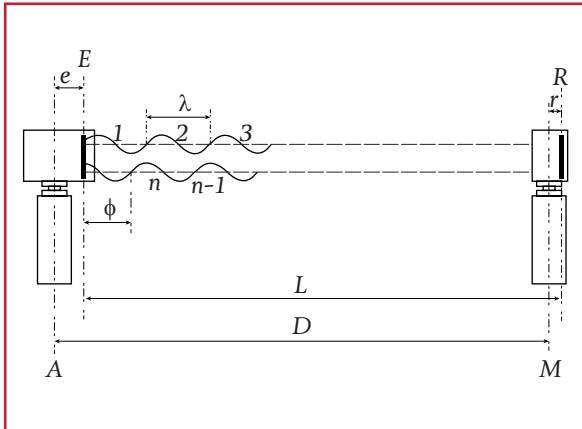
$$D = \frac{n\lambda + \phi}{2} \quad \text{Ecuación 1.2}$$

donde:

- D = Distancia a medir, en m
- ϕ = Longitud parcial de onda, o diferencia de fase, en m

n = Número entero de ondas entre el emisor y el receptor medido en ambos sentidos

Ilustración 1.7 Medición de distancias con distanciómetro electrónico



donde:

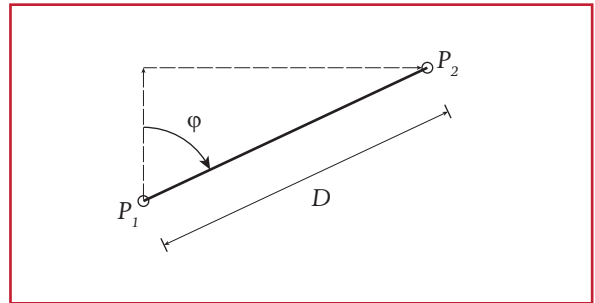
- A = Estación del distanciómetro
- M = Estación del prisma
- E = Plano interno de referencia del distanciómetro para la comparación de fases entre la onda transmitida y la onda recibida
- R = Plano reflector de referencia para la onda emitida por el distanciómetro
- e = Excentricidad del plano de referencia, constante adictiva
- r = Excentricidad del plano del prisma reflector, constante adictiva
- λ = Longitud de onda modulada, desfase de la onda modula ($\Delta\lambda$)

1.2.2. MEDICIÓN DE ÁNGULOS

Planimétricamente un punto de la superficie terrestre puede ser ubicado sobre el plano horizontal por medio de sus coordenadas polares al medir el ángulo horizontal y la distancia, considerando que la posición de un punto P_2 con res-

pecto a un punto P_1 , queda definida mediante el ángulo ϕ entre el eje de referencia y la alineación de $P_1 - P_2$, y la distancia D , según se observa en la Ilustración 1.8.

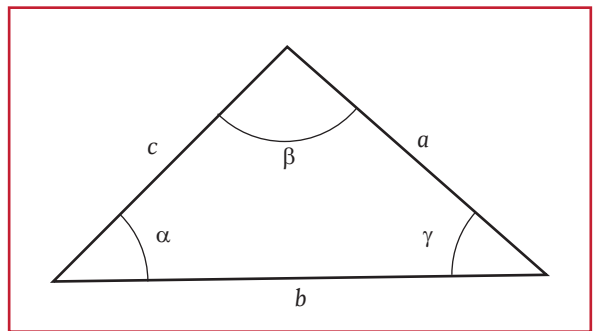
Ilustración 1.8 Sistema de coordenadas polares



El ángulo ϕ y la distancia D , constituyen las coordenadas polares del punto P_2 .

Los ángulos horizontales pueden ser medidos directamente con brújula, teodolito, estación total o en forma indirecta por medio de la medición de distancias horizontales y la ley del coseno que se define como:

Ilustración 1.9 Diagrama para la ley del coseno



$$\begin{aligned} \alpha &= \arccos \frac{b^2 + c^2 - a^2}{2bc} \\ \beta &= \arccos \frac{a^2 + c^2 - b^2}{2ac} \\ \gamma &= \arccos \frac{a^2 + b^2 - c^2}{2ab} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 1.3}$$

Como los ángulos horizontales se miden sobre el plano horizontal, es necesario determinar hasta qué punto la Tierra puede ser considerada como plana, sin que el error que se cometa en la medición del ángulo sea mayor que la precisión del equipo utilizado para la medición del ángulo.

Considerando que los ángulos horizontales pueden ser medidos con equipos y con apreciaciones de 1", y tomando en cuenta el límite del campo topográfico para la medición de distancias (determinado en el apartado 1.2.1), es posible establecer un campo topográfico planimétrico de 25 kilómetros.

Habiendo establecido los límites del campo topográfico, tanto planimétrico como para la medición de distancias, es posible definir a la topografía que se realiza dentro de estos límites, considerando la Tierra como plana.

Ejemplo

Con las distancias horizontales indicadas en la Ilustración 1.10, calcule los ángulos en los vértices.

Para facilitar los cálculos requeridos y la presentación de los mismos, se recomienda presentarlos tal como se muestra en la Tabla 1.1.

Ilustración 1.10 Poligonal para ejemplo

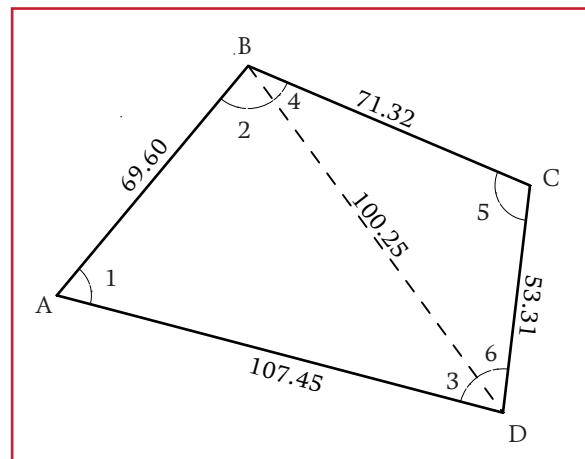


Tabla 1.1 Cálculo de ángulos por el método del Coseno

Triángulo	Vértice	Ángulo	Lados			Ángulo horizontal	
			Adyacentes	Opuesto	Decimal	Grado hexagesimal	
QBD	A	1	69.60	107.45	100.25	64.92	64° 55" 18.69"
	B	2	69.60	100.25	107.45	76.12	76° 6" 55.03"
	D	3	107.45	100.25	69.60	38.96	38° 57" 46.28"
BCD	B	4	100.25	71.32	53.31	30.71	30° 42" 26.73"
	C	5	71.32	53.31	100.25	106.20	106° 12" 2.18"
	D	6	100.25	53.31	71.32	43.09	43° 5" 31.09"
					Σ	360.00	360° 0" 0.00"

1.2.2.1. Medición de ángulos en campo

Para la medición de ángulos en campo con teodolito o estación total es necesario, en primer lugar, determinar las condiciones que se deben cumplir para la medición exacta de los ángulos.

Condiciones de Exactitud

Para facilitar el estudio de las condiciones de exactitud refiérase a la representación esquemática de los ejes de un teodolito de la Ilustración 1.11. Para medir correctamente los ángulos horizontales se debe cumplir:

- El eje vertical (VV) o eje de rotación de la alidada debe coincidir con la vertical del lugar determinado por la dirección de la plomada (o señalador láser). Esta condición se verifica en el momento de puesta en estación del equipo
- El eje horizontal [HH] o eje de rotación del círculo vertical debe ser perpendicular al eje vertical [VV]

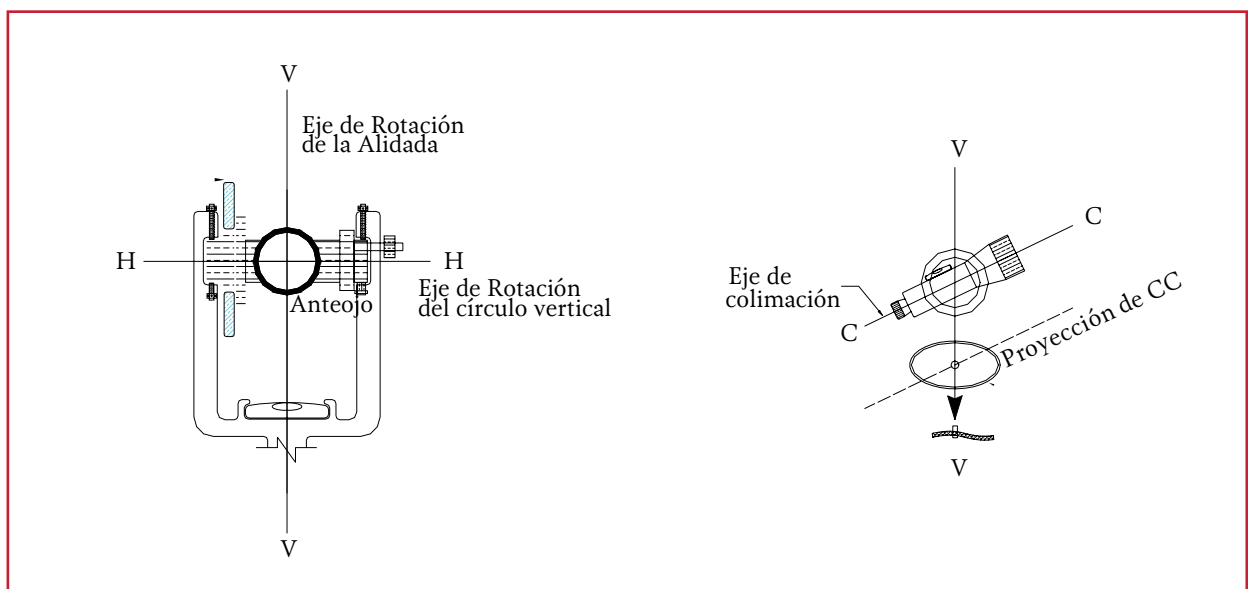
Si esta condición no se cumple ocurrirá

un error de inclinación. Aunque en los instrumentos modernos esta condición viene garantizada por el fabricante (por un determinado número de años de servicio del instrumento en condiciones normales de funcionamiento), es conveniente identificar la ocurrencia del error de inclinación a fin de determinar la necesidad de corrección del instrumento

- El eje de colimación [CC] debe ser perpendicular al eje horizontal [HH]
De no cumplirse esta condición, aparecerá un error instrumental denominado error de colimación, que afectará la medición de los ángulos horizontales. Al igual que en el caso anterior, esta condición viene garantizada por el fabricante
- El eje vertical [VV] debe pasar por el centro del círculo horizontal [O]

De no cumplirse esta condición, la medición de los ángulos horizontales quedará afectada por el error de excentricidad de la alidada, el cual para excentricidades de 1/100 mm puede inducir errores angulares de 40", aproximadamente.

Ilustración 1.11 Parámetros para las condiciones de exactitud



1.2.2.2. Sistemas de Lectura

Sistema de Nonio o Vernier

Uno de los primeros métodos utilizados para fraccionar y leer las graduaciones de un círculo con mayor precisión es el método de nonio o Vernier. Este método, aunque ha venido siendo desplazado por métodos más modernos, precisos y rápidos, aún es utilizado en equipos económicos que no requieren de una gran precisión.

En este sistema de lectura, el círculo horizontal está dividido en grados enteros, cada grado a su vez está dividido en 2, 3 o 4 partes, correspondiendo cada subdivisión a 30, 20 o 15 minutos respectivamente.

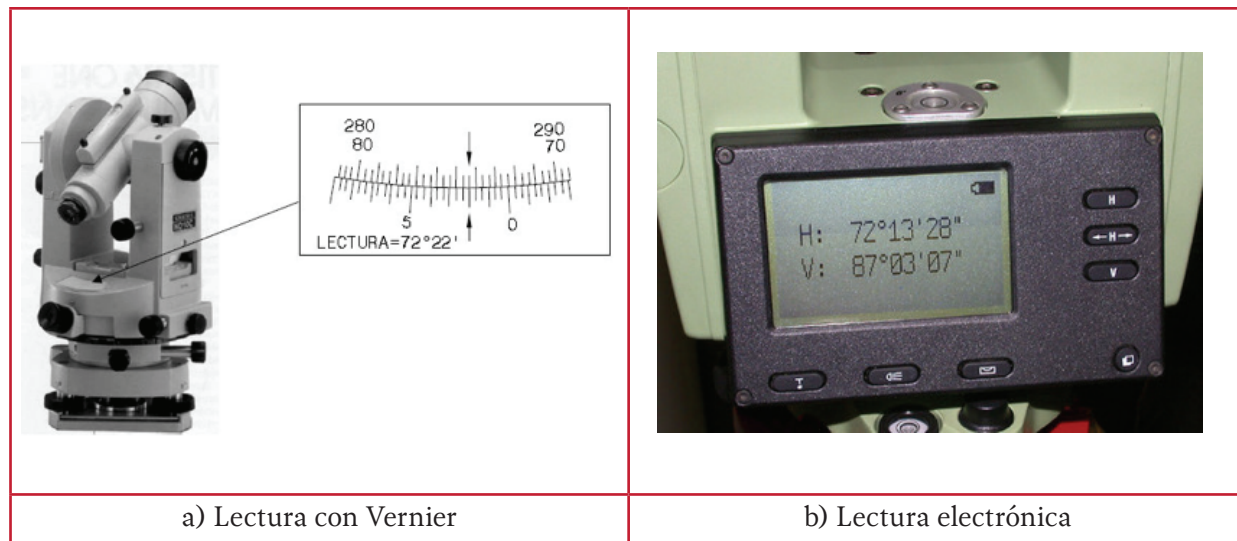
Para aumentar la precisión de las lecturas, se utiliza un sistema de nonio o vernier constituido

por un nonio de corona circular concéntrica con el círculo (Ilustración 1.12a).

Otros Sistemas de Lectura

Los sistemas de lectura de escalas han ido evolucionando constantemente con el tiempo. Se han incorporado microscopios para facilitar las lecturas, se han desarrollado sistemas de lectura de coincidencia en teodolitos de doble círculo que proporcionan directamente, en el ocular de lectura, el promedio aritmético de dos regiones del círculo diametralmente opuestas, eliminando el error de excentricidad de la alidada. Se han desarrollado sistemas con micrómetros ópticos de fácil lectura, y, más recientemente, teodolitos electrónicos con lecturas sobre pantallas de cristal líquido, con capacidad de archivar sobre tarjetas magnéticas o libretas electrónicas de campo (Ilustración 1.12b).

Ilustración 1.12 Diferencia en la lectura de ángulos en un teodolito de vernier y un teodolito electrónico



1.2.3. POLIGONALES

En forma general, las poligonales pueden ser clasificadas en:

- Poligonales cerradas (Ilustración 1.13a), en las cuales el punto de inicio es el mismo punto de cierre, proporcionando por lo tanto control de cierre angular y lineal
- Poligonales abiertas (Ilustración 1.13b), en las que se conocen las coordenadas de los puntos inicial y final, y la orientación de las alineaciones inicial y final,

La solución de una poligonal consiste en el cálculo de las coordenadas rectangulares de cada uno de los vértices o estaciones.

En poligonales cerradas y en poligonales abiertas de enlace con control, se realizan las siguientes operaciones:

1. Cálculo y compensación del error de cierre angular

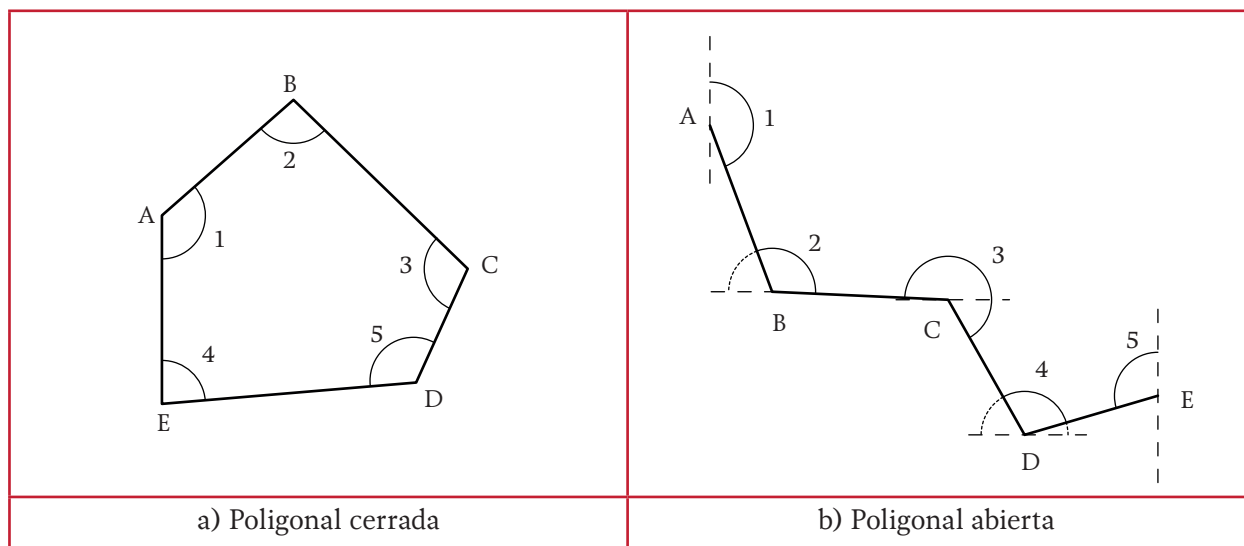
2. Cálculo de acimutes o rumbos entre alineaciones (ley de propagación de los acimutes)
3. Cálculo de las proyecciones de los lados
4. Cálculo del error de cierre lineal
5. Compensación del error lineal
6. Cálculo de las coordenadas de los vértices

1.2.3.1. Poligonales cerradas

El levantamiento del eje de las calles de la localidad, se efectúa por medio de poligonales cerradas, de las cuales se derivan las de relleno o poligonales secundarias, utilizadas para situar todos los cruceros. En todos los casos se deben comprobar los cierres lineal y angular. Los vértices de las poligonales se deben referenciar a los paramentos de las calles.

En el levantamiento de las poligonales de apoyo se deben incluir los detalles de los cruceros de calles, por medio de radiaciones con ángulo y distancia, así como de cruces importantes con caminos, vías de ferrocarril, ríos, etc.

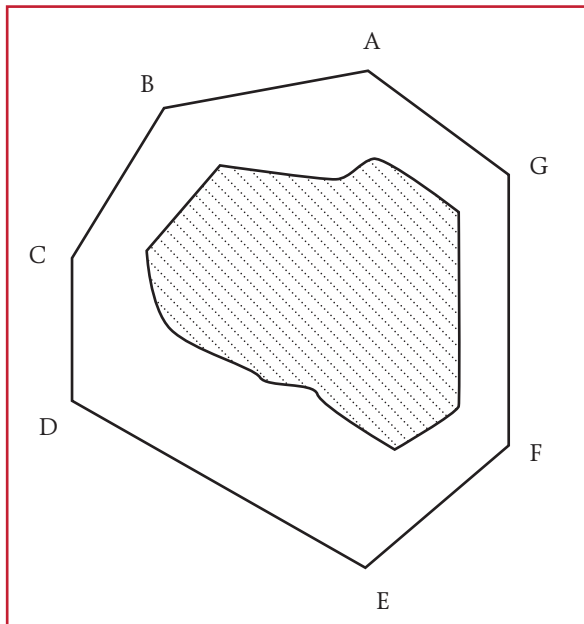
Ilustración 1.13 Tipos de poligonales



Una poligonal cerrada se utiliza para definir las propiedades geométricas de un terreno o área determinada, de acuerdo a tres configuraciones posibles:

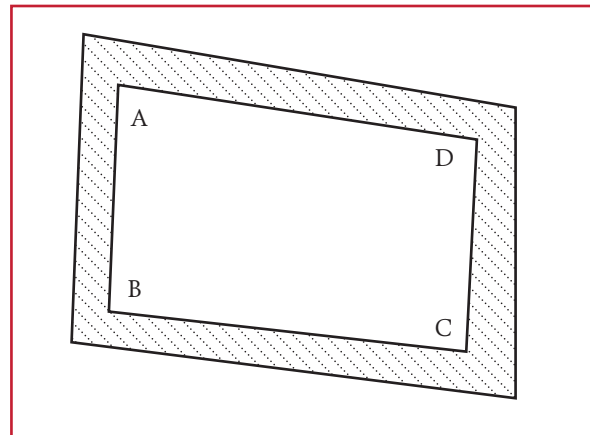
- **Poligonal envolvente.** Cuando los obstáculos o la forma del terreno es tal que no es posible medir sobre el lindero del mismo, no desde algún punto del interior (ver Ilustración 1.14)

Ilustración 1.14 Poligonal envolvente



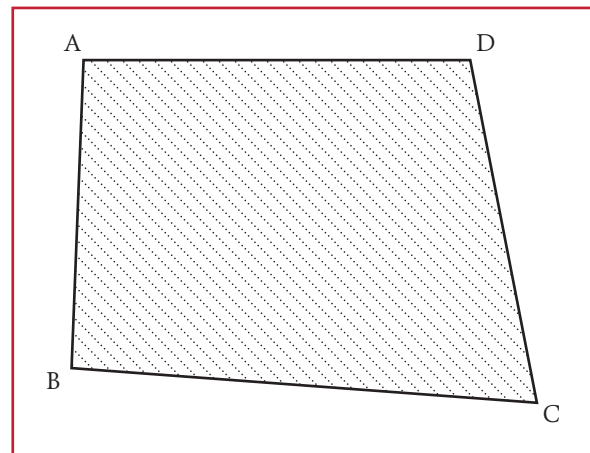
- **Poligonal interior o inscrita.** Cuando no es posible medir los linderos directamente y se puede formar un polígono desde cuyos vértices se defina el contorno del terreno de interés (ver Ilustración 1.15)

Ilustración 1.15 Poligonal interior



- **Poligonal coincidente.** Cuando desde las propias esquinas del terreno es posible medir la poligonal. Esto significa que se tiene visibilidad desde todos los vértices con los lados anterior y siguiente, además de no haber obstáculos para realizar mediciones lineales (ver Ilustración 1.16)

Ilustración 1.16 Poligonal coincidente

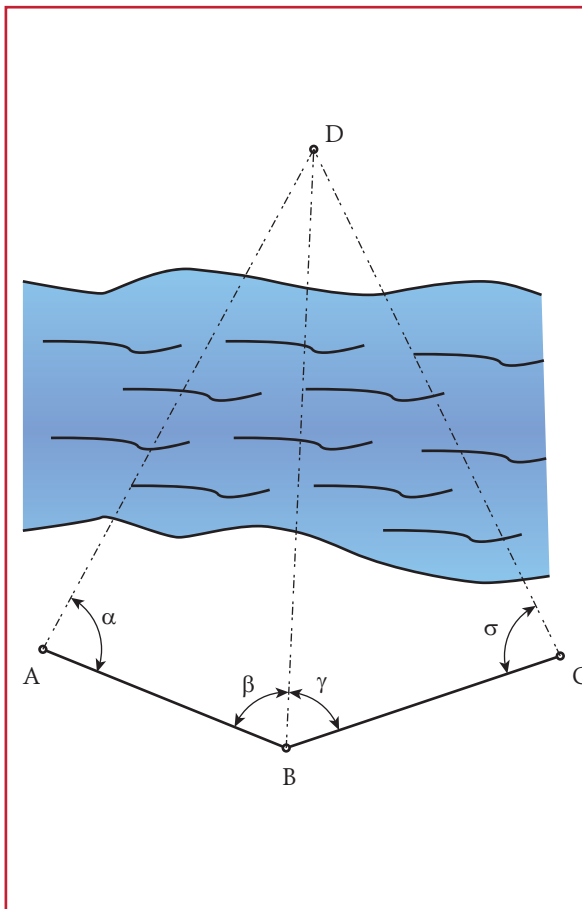


1.2.3.2. Poligonales abiertas

Cuando no es posible cerrar la poligonal, se presenta una poligonal abierta la cual puede ser como se presenta a continuación.

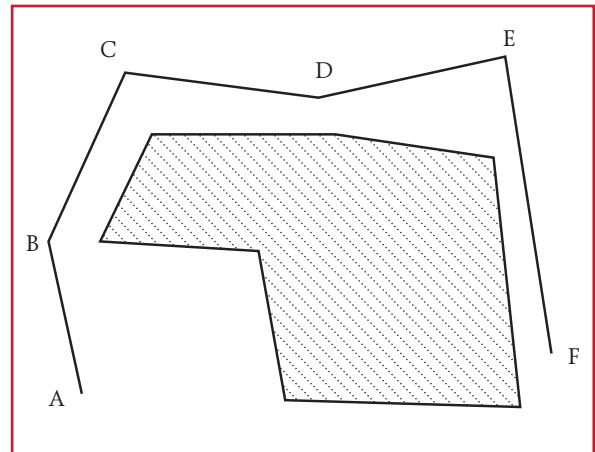
- **Intersección de líneas.** Se hacen cuando desde un lado de la base se desea llegar a un punto inaccesible, es decir, sobre la cual se tiene visibilidad, pero no es posible medir la distancia hasta él. Se miden entonces los ángulos respecto a los lados de referencia o a las direcciones desde dos o más vértices consecutivos. Así, al trazar las líneas y los ángulos, las intersecciones de las líneas definirán el punto deseado (Ver Ilustración 1.17)

Ilustración 1.17 Intersección de líneas



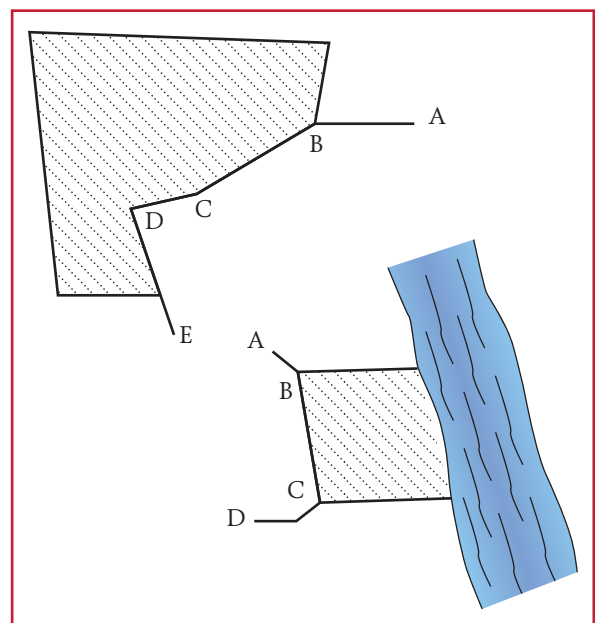
- **Poligonal semienvolvente.** Cuando los obstáculos o la forma del terreno es tal que no es posible medir sobre el lindero del mismo, ni desde algún punto del interior y no es posible cerrar la poligonal (Ver Ilustración 1.18)

Ilustración 1.18 Poligonal semienvolvente



- **Poligonal mixta.** Cuando por necesidades específicas se recurre a poligonales que cruzan de afuera hacia dentro y viceversa (Ver Ilustración 1.19)

Ilustración 1.19 Poligonal mixta



1.2.3.3. Precisión

De forma práctica se puede establecer que no es posible conocer la verdadera magnitud x , solo se puede conocer el valor más probable L , por esta razón conviene sustituir la palabra exacto por la de preciso. Así, las observaciones serán más o menos precisas en función del error medio de ellas, pues a menor error medio, mayor precisión (y viceversa). Los factores de la precisión son:

- **Instrumental topográfico preciso.** Deberá procurarse que el equipo se encuentre en buenas condiciones de funcionamiento y se debe usar el instrumental más preciso del que se disponga. Se debe hacer una planeación previa y adecuada, de acuerdo con el siguiente punto
- **Procedimientos y métodos precisos.** Éstos deberán contener las secuencias de trabajo, los modelos de registro a utilizar, los métodos de control, tanto de las anotaciones como de las observaciones mismas y, de forma general, todos los procedimientos encaminados al logro de los objetivos propuestos
- **Características del observador.** Como parte del punto anterior, se deberá tener especial cuidado en la elección del personal que realizará los trabajos, más aun tratándose de varias brigadas encabezadas por distintas personas

1.2.3.4. Tolerancia

Es el error máximo aceptable en toda observación. El rechazo de las observaciones se realiza eliminando en primer término las equivocaciones, aceptando dentro de ciertos límites espera-

dos los errores sistemáticos y accidentales. Los grandes errores son fácilmente detectables y corregibles, sin embargo los errores pequeños no suelen detectarse fácilmente por lo que deben tratarse adecuadamente, para lo cual existen métodos para desechar observaciones en función de su variación, por ejemplo el método de *Wright* que expresa lo siguiente:

Las variaciones o residuos no deben exceder en más de cinco veces el error probable o 3.4 veces en el error medio cuadrático, en el primer intento. Una vez desechadas estas observaciones se buscarán aquellas que excedan 3.5 veces el error probable o 2.3 veces el error medio cuadrático. De forma complementaria es recomendable desechar las observaciones que fueron realizadas en condiciones poco confiables.

Este método no es riguroso pero resulta práctico, lo importante es establecer que la metodología se apegue a las condiciones específicas del proyecto, para mayor abundamiento se recomienda revisar Ancáltara (2001). Para los fines antes explicados se presentan las siguientes expresiones.

$$h = \frac{1}{\sqrt{2}E} \quad \text{Ecuación 1.4}$$

donde:

$$\begin{aligned} h &= \text{Precisión} \\ E &= \text{Error medio cuadrático} \end{aligned}$$

$$E = \sqrt{\frac{e^2}{n}} \quad \text{Ecuación 1.5}$$

donde:

$$\begin{aligned} e &= \text{Error probable} = 0.6745 \\ n &= \text{Numero total de observaciones} \end{aligned}$$

Derivado de estas ecuaciones e establecen tolerancias para los errores aceptables de acuerdo con lo siguiente.

La tolerancia para errores accidentales en medidas hechas con longímetro se considera como:

$$T = 2W \frac{2L}{d} \quad \text{Ecuación 1.6}$$

Por su parte, la tolerancia para errores accidentales y sistemáticos se considera como:

$$T = 2W \frac{2L}{d} + KL \quad \text{Ecuación 1.7}$$

donde:

- T = Tolerancia para errores, en m
- d = Tamaño de la cinta comparada, en m
- L = Longitud medida, en m

De acuerdo con Toscano (1978):

- W = 0.015 Medidas precisas en terreno plano con longímetro comparado y corregido para temperatura media del día
- K = 0.0001

- W = 0.02 Medidas precisas en terreno plano con longímetro bien comparado
- K = 0.0003

- W = 0.03 Medidas de segunda clase en terreno abrupto
- K = 0.0005

- W = 0.05 Medidas en terreno muy accidentado
- K = 0.0007

El error relativo e , generalmente es expresado en términos 1:x, viene dado por:

$$e = \frac{1}{x} \quad \text{Ecuación 1.8}$$

La Tabla 1.2 brinda una guía para la selección de la tolerancia lineal en función del error relativo.

1.2.3.5. Peso

Es el grado de confiabilidad en una o varias observaciones. Se le denomina peso 1, peso 2, peso 3, etcétera. Para una medición en función del tipo de instrumento, de las condiciones del tiempo, de la pericia del observador, del método utilizado y sobre todo por el número de veces que se hace la observación.

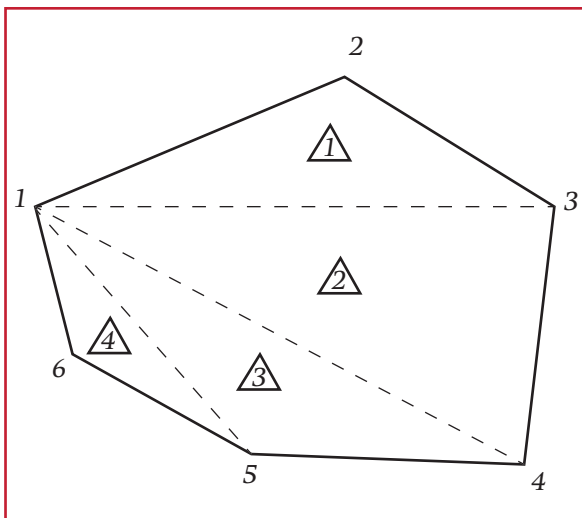
Tabla 1.2 Valores guías de tolerancia lineal en función de e (adaptada de Torres y Villate, 1983)

Tolerancia lineal	Tipo de levantamiento
1:8 000	Levantamiento de terrenos accidentados, de poco valor, levantamientos de reconocimiento, colonizaciones, etc.
1:1 000 a 1:1 500	Levantamientos de terreno de poco valor por taquimetría con doble lectura a la mira
1:1 500 a 1:2 500	Levantamiento de terrenos agrícolas de valor medio, con cinta.
1:2 500 a 1:5 000	Levantamientos urbanos y rurales, de mediano a alto valor, uso de distanciómetros electrónicos
1: 10 000	Levantamientos geodésicos

1.2.3.6. Compensación angular de una poligonal

Sea la poligonal 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 1 (Ilustración 1.20), Si desde el vértice 1 se trazan líneas que lo unan con los puntos 3, 4 y 5, es decir se forma todos los triángulos posibles, para cualquier poligonal siempre se formaran $n-2$ triángulos, donde n es el número de lados de la poligonal.

Ilustración 1.20 Triangulación de una poligonal



La sumatoria de los ángulos internos de cualquier triángulo siempre será 180° , por tanto para cualquier poligonal, la sumatoria de los ángulos internos será igual a:

$$\sum \alpha_i = 180^\circ (n - 2) \quad \text{Ecuación 1.9}$$

donde:

n = Numero de lados de la poligonal

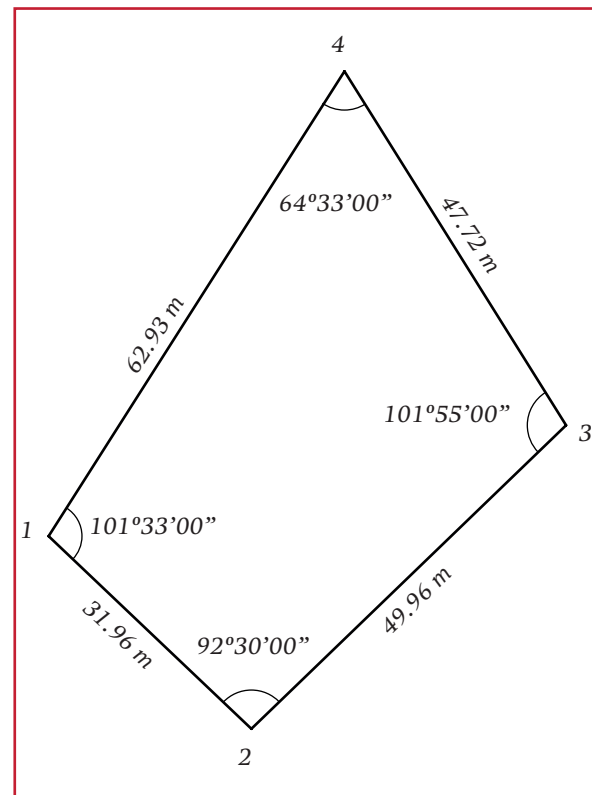
Esta condición no es posible que se cumpla en la práctica de la topografía, puesto que las medidas angulares también se ven afectadas por los errores.

Para esta condición, la corrección se hará repartiendo el error entre el número de vértices, pues se considera que todos los ángulos fueron medidos en condiciones semejantes.

Ejemplo

Considere la poligonal presentada en la Ilustración 1.21, la cual fue levantada en campo y de las observaciones se obtuvieron las distancias y los ángulos internos mostrados.

Ilustración 1.21 Poligonal levantada en campo



De acuerdo con la Ecuación 1.9, la sumatoria de ángulos internos debe ser:

$$\sum \alpha_i = 180^\circ(4 - 2) = 360^\circ$$

La sumatoria de los ángulos obtenidos en campo resulta de acuerdo con la Tabla 1.3, por tanto la corrección de los ángulos internos resulta como:

$$Cr = \frac{360.52 - 360}{4} = 0.129$$

Tabla 1.3 Datos del levantamiento para la poligonal de la Ilustración 1.21

Lado	Distancia	Ángulo	
		Grados hexagesimales	Grados decimales
1 - 2	31.96	92° 30' 00"	92.50
2 - 3	49.96	101° 55' 00"	101.92
3 - 4	47.72	64° 33' 00"	64.55
4 - 1	62.93	101° 33' 00"	101.55
		Σ	360.52

Aplicando la corrección Cr a cada ángulo, que para este caso, al ser una diferencia positiva se debe restar; el ajuste resulta como se muestra en la Tabla 1.4.

Tabla 1.4 Ajuste angular para la poligonal de ejemplo

Lado	Ángulo	
	Grados decimales	Grados hexagesimales
1 - 2	92.37	92° 22' 0.25"
2 - 3	101.79	101° 47' 0.25"
3 - 4	64.42	64° 25' 0.25"
4 - 1	101.42	101° 25' 0.25"
Σ	360.00	

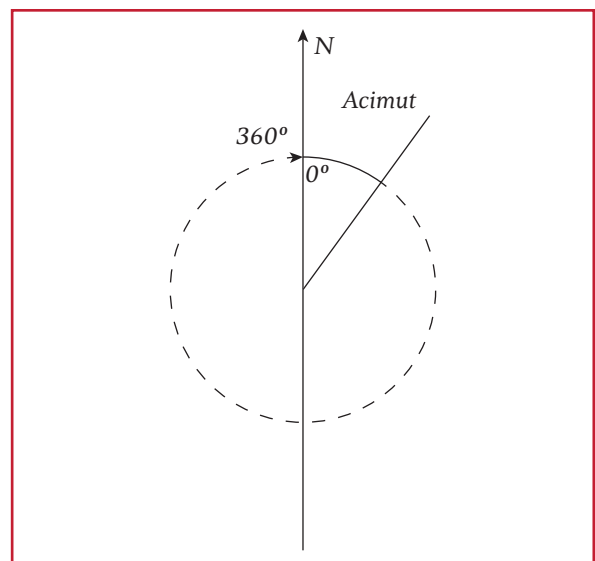
1.2.3.7. Cálculo de rumbos de los lados de una poligonal

Una vez hecha la compensación angular de la poligonal, se debe determinar la dirección de las líneas que la forman.

Para orientar adecuadamente la dirección de cada una de las líneas que forman la poligonal, se debe establecer dos conceptos adicionales:

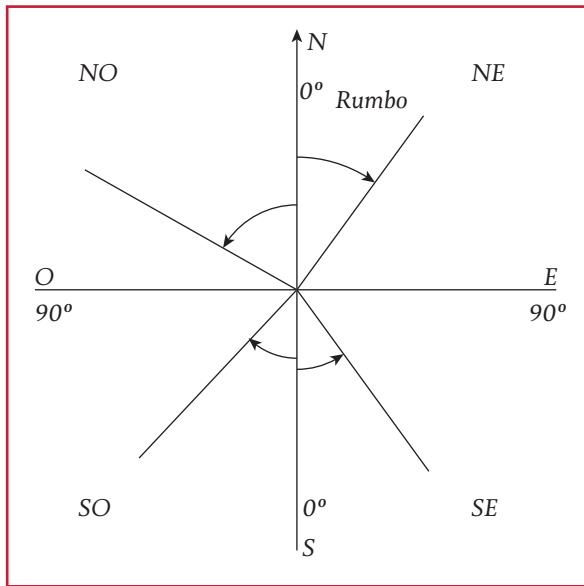
Acimut. Cuando la medición de un ángulo se realiza desde la línea norte sur (meridiana) girando en sentido positivo, desde un valor cero, hasta un valor máximo de 360° , de acuerdo con la Ilustración 1.22.

Ilustración 1.22 Definición de Acimut



Rumbo. Cuando el círculo es dividido en cuatro cuadrantes de 90° cada uno, haciendo que los ángulos descritos no sean mayores a 90° . Se miden del norte hacia el este (NE), de norte hacia el oeste (NO), de sur hacia el este (SE) y de sur hacia el oeste (SO), observe la Ilustración 1.23.

Ilustración 1.23 Definición de Rumbo



Para resolver una poligonal de n lados, con ángulos medidos de izquierda a derecha o viceversa, la estimación del rumbo es a través de la ecuación:

$$H \pm R = C \quad \text{Ecuación 1.10}$$

donde:

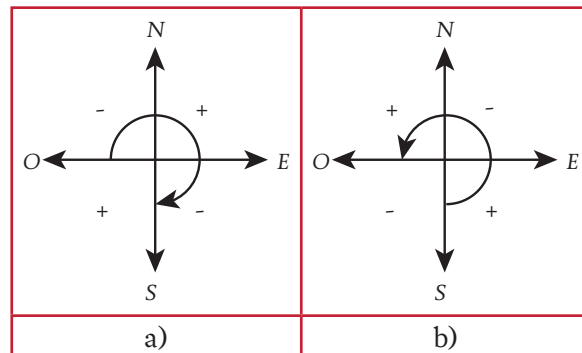
- H = Ángulo interior
- R = Rumbo
- C = Acimut

El signo de la ecuación dependerá del sentido en que se midieron los ángulos interiores. El sen-

tido de C es el mismo de los ángulos interiores excepto cuando $R > H$ y $H - R = C$. No existen rumbos o acimutes negativos, el presentarse un valor de este tipo indicará que cambia el sentido de C . Para el correcto desarrollo se debe tomar la siguiente convención:

Para ángulos medidos en sentido a la derecha, el signo que se da al rumbo de la línea anterior R para el cálculo de C será de acuerdo con la Ilustración 1.24a. Para ángulos medidos en sentido hacia la izquierda se tomarán los signos de la ilustración 1.24b.

Ilustración 1.24 Convención de signos para el cálculo de rumbos



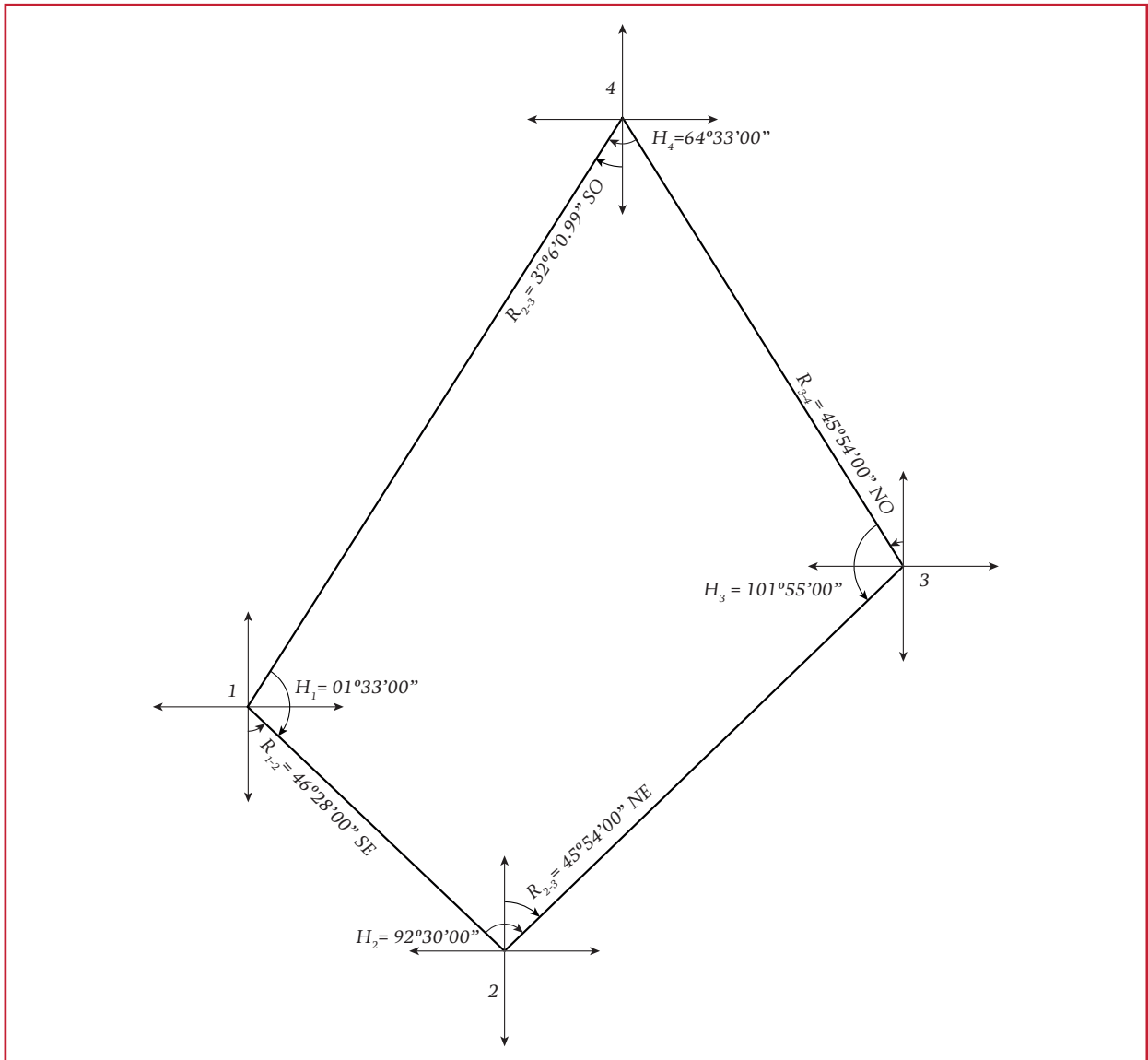
Ejemplo

Retomando la poligonal de la Ilustración 1.21, aplicando la Ecuación 1.10, el cálculo de los rumbos se presenta en la Tabla 1.5 y se muestra de forma gráfica en la Ilustración 1.25.

Tabla 1.5 Cálculo de rumbos para la poligonal de ejemplo

Lado	Valor	Grados hexagesimales	Grados decimales	Orientación
1 - 2	R	46° 28' 0.00"	46.47	SE
	H	92° 22' 0.25"	92.37	
	C	45° 54' 0.00"	45.90	
2 - 3	R	45° 54' 0.00"	45.90	NE
	H	101° 47' 0.25"	101.78	
	C	32° 18' 1.00"	32.32	
3 - 4	R	32° 18' 1.00"	32.30	NO
	H	64° 25' 0.25"	64.42	
	C	32° 6' 0.99"	32.12	
4 - 1	R	32° 6' 0.99"	32.10	SO
	H	101° 25' 0.25"	101.42	
	C	46° 28' 0.00"	46.47	

Ilustración 1.25 Rumbos para la poligonal de ejemplo

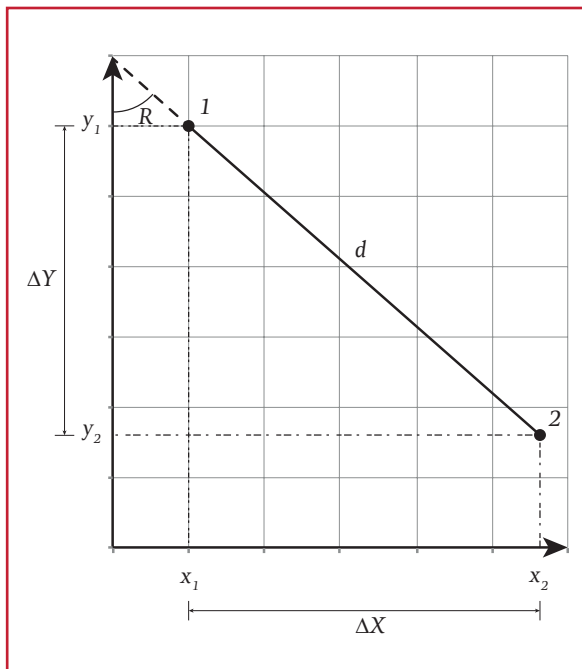


1.2.3.8. Compensación línea de una poligonal

Una vez compensados los errores que se introducen en la medición de los ángulos, como se vio en el apartado 1.2.3.6, se deben también compensar los errores que ocurren en la medida de los lados.

De la poligonal 1234 del ejemplo anterior, tomando un lado, $\overline{12}$ se puede establecer coordenadas (x_1, y_1) al vértice 1. Como se conoce la distancia d y el rumbo R del lado, se puede establecer las coordenadas (x_2, y_2) del vértice 2, mediante la proyección de d sobre los ejes cartesianos (Ver Ilustración 1.26).

Ilustración 1.26 Proyección de los vértices en ejes coordenados



De forma directa se tiene que:

$$x_2 - x_1 = \Delta X \quad \text{Ecuación 1.11}$$

$$y_2 - y_1 = \Delta Y \quad \text{Ecuación 1.12}$$

Las proyecciones sobre los ejes resultan como:

$$\Delta X = d \operatorname{sen} R \quad \text{Ecuación 1.13}$$

$$\Delta Y = d \cos R \quad \text{Ecuación 1.14}$$

Para lo cual d siempre es positiva y el signo de ΔX y ΔY dependerá del ángulo, de acuerdo con la Tabla 1.6.

Tabla 1.6 Signo de ΔX y ΔY en función del cuadrante del rumbo

Incremento	Cuadrante			
	NO	SE	NE	SE
ΔX	+	-	+	-
ΔY	+	+	-	-

En una poligonal cerrada la sumatoria de las proyecciones debe ser cero y de forma teórica se establece que:

$$\sum_{i=1}^n \Delta X_i = 0 \quad \text{Ecuación 1.15}$$

$$\sum_{i=1}^n \Delta Y_i = 0 \quad \text{Ecuación 1.16}$$

En la práctica esta suma casi nunca es cero, debido a los errores lineales o de cierre EX y EY . La suma algebraica de las proyecciones sobre los ejes; positivas en la parte norte y negativas en la parte sur para Y , así como positivas en el este y negativas en el oeste para X son iguales al error, es decir:

$$(\sum \operatorname{proy} N) + (\sum \operatorname{proy} S) = EY \quad \text{Ecuación 1.17}$$

$$(\sum \operatorname{proy} E) + (\sum \operatorname{proy} O) = EX \quad \text{Ecuación 1.18}$$

El error total se obtiene con el teorema de Pitágoras como:

$$ET = \sqrt{EX^2 + EY^2} \quad \text{Ecuación 1.19}$$

Para eliminar los errores es necesario aplicar correcciones proporcionales a cada proyección con las siguientes ecuaciones.

$$Cx = \left(\frac{\sum_{i=1}^n \Delta x_i}{\sum_{i=1}^n |\Delta x_i|} \right) \Delta x_i \quad \text{Ecuación 1.20}$$

$$Cy = \left(\frac{\sum_{i=1}^n \Delta y_i}{\sum_{i=1}^n |\Delta y_i|} \right) \Delta y_i \quad \text{Ecuación 1.21}$$

1.2.3.9. Precisión

En el caso de poligonales cerradas se llama precisión a la relación entre el error total y el perímetro medido, generalmente la precisión se expresa en forma de fracción con la unidad como numerador y el denominador en cifras enteras, por lo que se debe redondear.

$$P = \frac{1}{\left(\frac{\text{Perímetro}}{ET} \right)} \quad \text{Ecuación 1.22}$$

Ejemplo

Continuando con la poligonal de la Ilustración 1.21, en la Tabla 1.7 se muestra un resumen de los cálculos, los cuales se describen a continuación.

La columna 4 y la columna 5 corresponden a las proyecciones X y Y calculadas con la Ecuación 1.13 y la Ecuación 1.14, respectivamente. Donde la distancia d corresponde a la columna 2, y el rumbo R a la columna 3.

A través de la Ecuación 1.19, se calcula el error total ET , y con la Ecuación 1.22 se estima la precisión del levantamiento.

$$ET = \sqrt{(0.11)^2 + (-0.22)^2} = 0.24$$

$$P = \frac{1}{\left(\frac{192.57}{0.24} \right)} = \frac{1}{802.37} \approx \frac{1}{800}$$

Con las columnas 6 y 7 se realiza la sumatoria de los valores absolutos, necesarios para aplicar la Ecuación 1.20 y la Ecuación 1.21, de las cuales los valores de corrección Cx y Cy se presentan en las columnas 8 y 9 respectivamente.

Los valores de corrección se suman a las proyecciones de las columnas 4 y 5 y el resultado ajustado de las proyecciones se presenta en las columnas 10 y 11. Nótese que la sumatoria de cada una es igual a cero, por lo que se cumple lo establecido en la Ecuación 1.15 y la Ecuación 1.16, respectivamente.

Con estas proyecciones ajustadas, es posible trazar la poligonal en un sistema de ejes coordenados (x, y) , para lo cual se establece, de forma arbitraria, como punto inicial la coordenada 100, 100. Por medio de la Ecuación 1.11 y la Ecuación 1.12, se establecen las coordenadas de los puntos siguientes. Siempre debe verificarse que la poligonal cierre, es decir que la última coordenada coincida con la primera, tal como se puede ver en las columnas 12 y 13. La Ilustración 1.27 muestra el trazo de la poligonal ajustada.

Como paso final se calculan las distancias ajustadas de acuerdo con la ecuación:

$$d = \sqrt{(y_{i+1} - y_i)^2 + (x_{i+1} - x_i)^2} \quad \text{Ecuación 1.23}$$

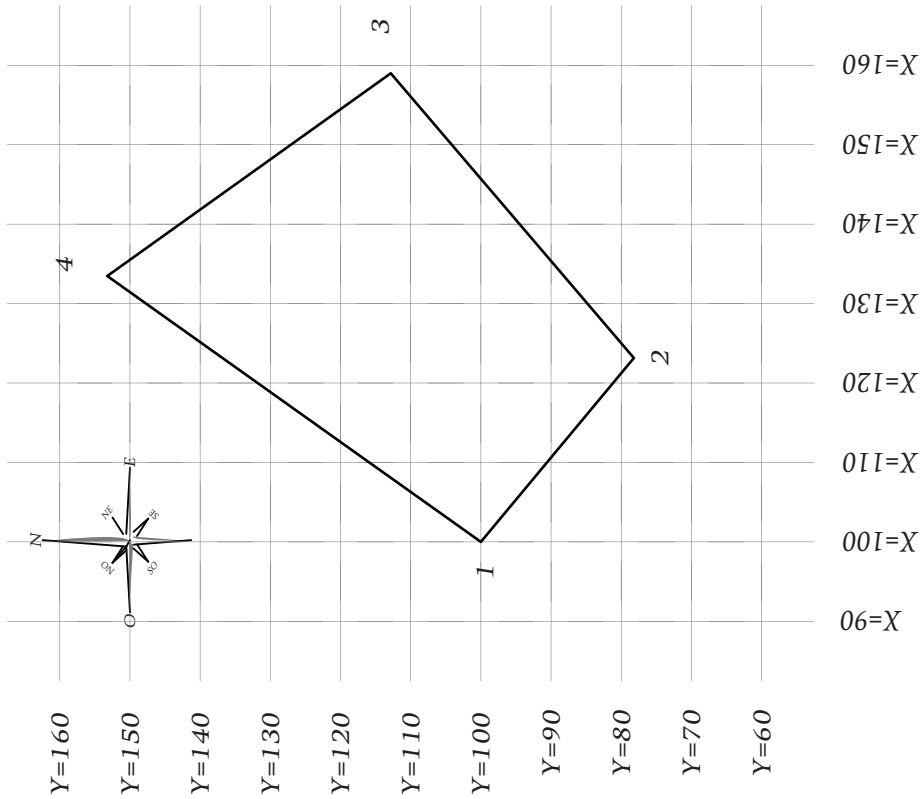
Tabla 1.7 Compensación lineal de la poligonal

1	2	3			4	5	6	7
Lado	Distancia (m)	Rumbo magnético corregido			ΔX	ΔY	$ \Delta X_i $	$ \Delta Y_i $
		Cuadrante	Grados hexagesimales	Grados decimales	m	m	m	m
1 - 2	31.96	SE	46° 28' 0"	46.47	23.17	-22.01	23.17	22.01
2 - 3	49.96	NE	45° 54' 0"	45.90	35.88	34.77	35.88	34.77
3 - 4	47.72	NO	32° 18' 1"	32.30	-25.50	40.34	25.50	40.34
4 - 1	62.93	SO	32° 6' 1"	32.10	-33.44	-53.31	33.44	53.31
Σ	192.57				0.11	-0.22	117.99	150.43

1	2	3			8	9	10	11
Lado	Distancia (m)	Rumbo magnético corregido			Cx	Cy	ΔX	ΔY
		Cuadrante	Grados hexagesimales	Grados decimales	m	m	m	m
1 - 2	31.96	SE	46° 28' 0"	46.47	0.02103	-0.03204	23.15	-21.98
2 - 3	49.96	NE	45° 54' 0"	45.90	0.03257	-0.05060	35.85	34.82
3 - 4	47.72	NO	32° 18' 1"	32.30	0.02315	-0.05871	-25.52	40.39
4 - 1	62.93	SO	32° 6' 1"	32.10	0.03035	-0.07759	-33.47	-53.23
Σ	192.57				0.10710	-0.21894	0.00	0.00

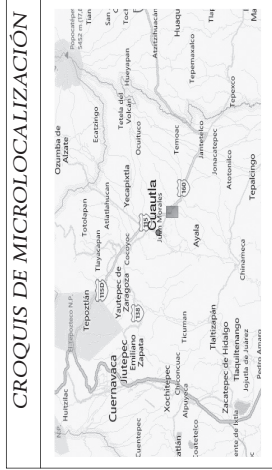
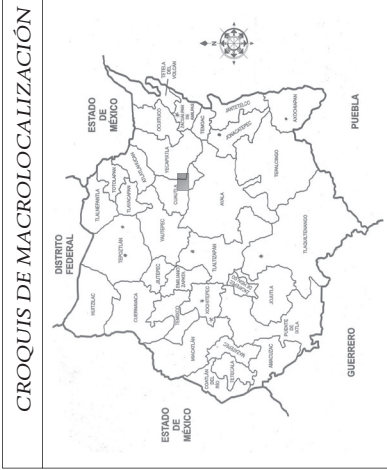
1	3			12	13	14
Lado	Rumbo magnético corregido			X	Y	Distancia corregida
	Cuadrante	Grados hexagesimales	Grados decimales	100.00	100.00	m
1 - 2	SE	46° 28' 0"	46.47	123.15	78.02	31.92
2 - 3	NE	45° 54' 0"	45.90	158.99	112.84	49.97
3 - 4	NO	32° 18' 1"	32.30	133.47	153.23	47.78
4 - 1	SO	32° 6' 1"	32.10	100.00	100.00	62.88
Σ						192.56

Ilustración 1.27 Plano de la poligonal de ejemplo

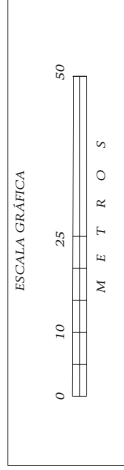


CUADRO DE CONSTRUCCION						
LADO	PV	RUMBO	DISTANCIA	COORDENADAS		
				V	X	
1	2	SE 46°28'00"	31.92	78.02	123.15	
2	3	NE 45°54'00"	49.97	112.84	158.99	
3	4	NO 32°18'01"	47.78	153.23	133.47	
4	1	SO 32°06'01"	62.88	100.00	100.00	
				SUPERFICIE = 2,146.755 m²		

PROYECTO:	FIRMA	DIBUJO:	FIRMA
	NOMBRE		NOMBRE
REVISO:	FIRMA	APROBO:	FIRMA
	NOMBRE		NOMBRE



- NOTAS**
- 1.- Anotaciones y elevaciones en metros, excepto donde se indique otra unidad.
 - 2.- Las elevaciones están referidas al BN. No. 114478 de INEGI con elevación de 1 376 m.s.n.m. ubicado en la carretera México - Oaxaca Km 1 45+0 12.00.
 - 3.- No tomar medidas a escala.
 - 4.- El norte indicado corresponde al magnético.



MÉXICO
PRESIDENCIA DE LA REPUBLICA

CONAGUA
COMISION NACIONAL DEL AGUA

PROYECTO: _____

Conforme: _____

Aprobó: _____

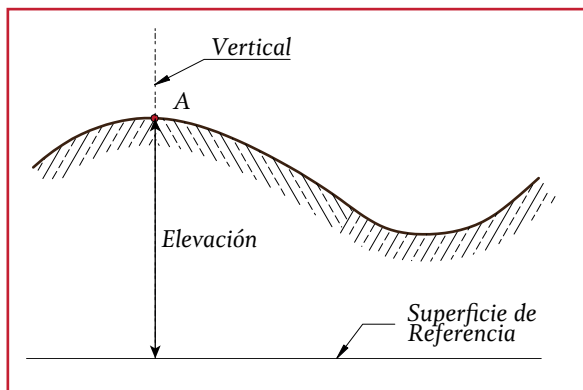
FIRMA Y FECHA: _____	FECHA DEL PLANO: _____	BOLETA: 1:1 000
----------------------	------------------------	-----------------

1.3. ALTIMETRÍA

1.3.1. NIVELACIÓN

La nivelación es el proceso de medición de elevaciones o altitudes de puntos sobre la superficie de la tierra. La elevación o altitud es la distancia vertical medida desde la superficie de referencia hasta el punto considerado. La distancia vertical debe ser medida a lo largo de una línea vertical definida como la línea que sigue la dirección de la gravedad o dirección de la plomada, ver Ilustración 1.28 (Casanova, 2010).

Ilustración 1.28 Elevación del punto A con respecto a un nivel de referencia



1.3.2. NIVELACIÓN GEOMÉTRICA

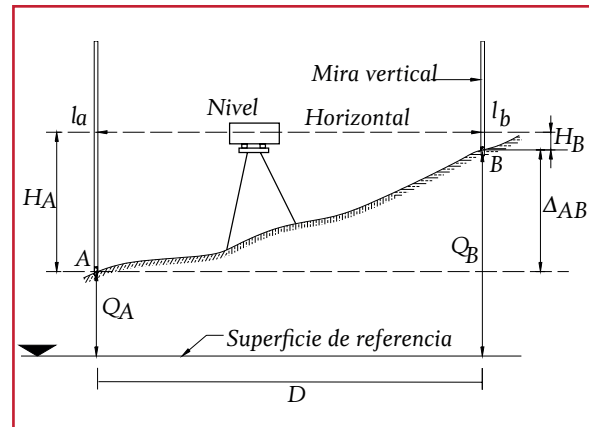
La nivelación geométrica o nivelación diferencial es el procedimiento topográfico que permite determinar el desnivel entre dos puntos mediante el uso del nivel.

La nivelación geométrica mide la diferencia de nivel entre dos puntos a partir de la visual horizontal lanzada desde el nivel hacia las miras colocadas en dichos puntos (Ilustración 1.29).

1.3.2.1. Nivelación simple

Cuando el desnivel entre dichos puntos se puede estimar con una sola estación, la nivelación recibe el nombre de nivelación geométrica simple (Ilustración 1.29).

Ilustración 1.29 Nivelación geométrica Simple (Casanova, 2010)



1.3.2.2. Nivelación compuesta

Cuando los puntos están separados a una distancia mayor que el límite del campo topográfico, o que el alcance de la visual, es necesaria la colocación de estaciones intermedias y se dice que es una nivelación compuesta (Ilustración 1.30).

1.3.2.3. Nivelación diferencial

Este procedimiento permite conocer el desnivel de dos o más puntos por medio de la diferencia entre lecturas hechas sobre los estadales o prismas vistos desde un Nivel (Ver Ilustración 1.31).

Ilustración 1.30 Nivelación geométrica compuesta (Casanova, 2010)

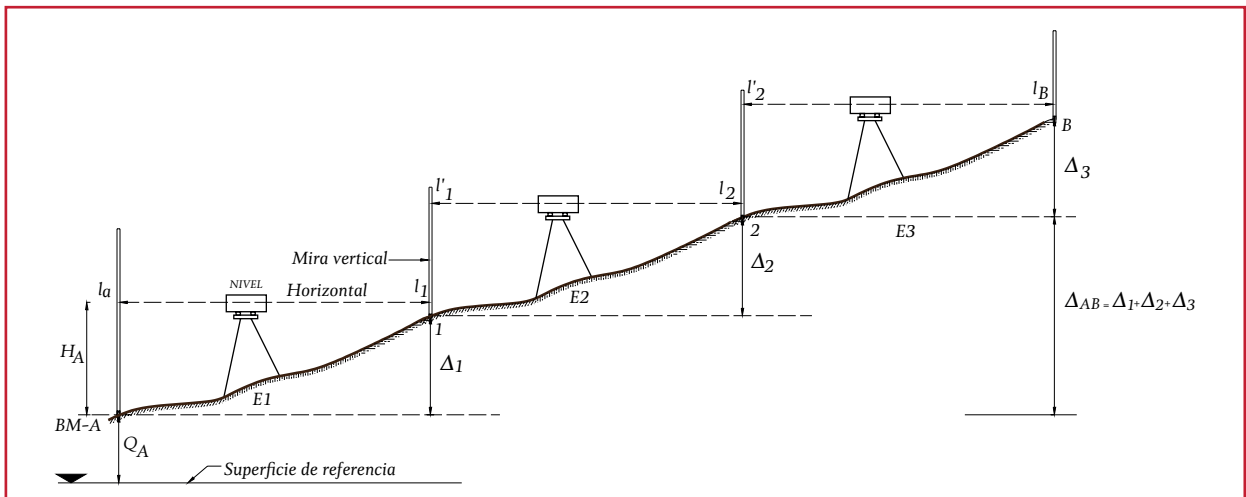
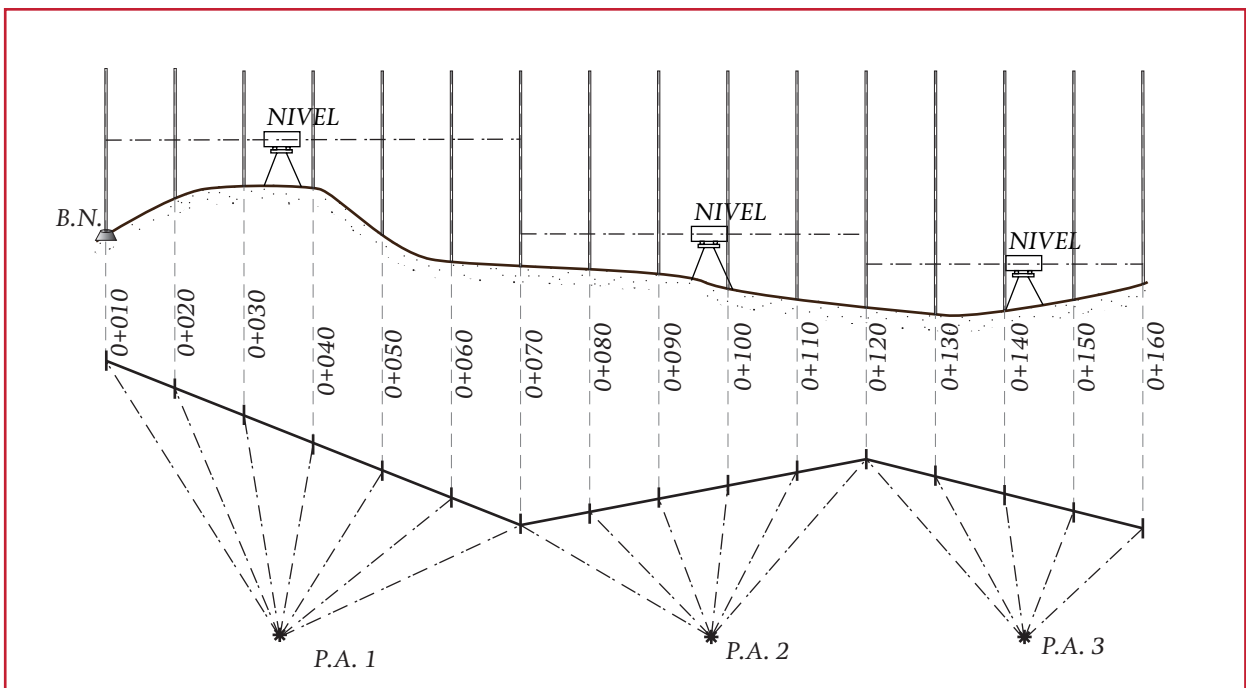


Ilustración 1.31 Nivelación diferencial



La posición relativa de los puntos se determina directamente restando la lectura hecha hacia

atrás a la lectura hecha hacia adelante que en lo sucesivo se llamarán lectura (+) y lectura (-), respectivamente.

1.3.2.4. Comprobación de nivelación

En una nivelación se introduce una serie de errores que pueden alterar en forma significativa los resultados, lo que hace necesaria una verificación; para tal efecto es necesario conocer la magnitud del error y hacer una compensación.

Para conocer la magnitud del error es necesario ejecutar en campo alguna de las comprobaciones de nivel que se explican a continuación, las cuales deberán corroborarse con los errores máximos permisibles y aplicar su compensación.

Compensación mediante nivel de circuito

La nivelación se inicia desde un banco de nivel de cota conocida (puede ser un punto de cota arbitraria, siempre que se establezca un valor de inicial de elevación para ese punto) y se llega hasta un punto final, entonces se tendrá el desnivel entre ambos puntos (inicial y final). Posteriormente se realiza el mismo recorrido pero en sentido contrario y siguiendo otro camino, de esta manera se determina un segundo desnivel entre el punto inicial y final que debe ser muy parecido al anterior para el cual la diferencia máxima debe ser:

$$T = 0.01\sqrt{D_{km}} \quad \text{Ecuación 1.24}$$

donde:

$$\begin{aligned} T &= \text{Tolerancia máxima permisible, en} \\ &\quad \text{m} \\ D_{km} &= \text{Distancia recorrida, en kilómetros} \end{aligned}$$

Si el error cae dentro de esta tolerancia podrá ser compensado, de otra forma deberá repetirse el trabajo de nivelación.

Compensación mediante doble punto de liga

En este método se realiza una doble nivelación usando dos puntos de liga para cada puesta de aparato (P.A.). Considerando la misma cota de salida, la cota de llegada debería ser la misma (o muy cercana) y el error deberá ser como máximo:

$$T = 0.15\sqrt{D_{km}} \quad \text{Ecuación 1.25}$$

Compensación mediante doble altura de aparato

En este método se utiliza el mismo recorrido y la misma posición de estadal o prisma, sin embargo, para cada puesta de aparato se deberá realizar una doble lectura cambiando la altura de aparato, por lo que se tendrán dos registros distintos por cada estación. La cota de llegada en ambos registros no deberá diferir en más de una tolerancia igual a:

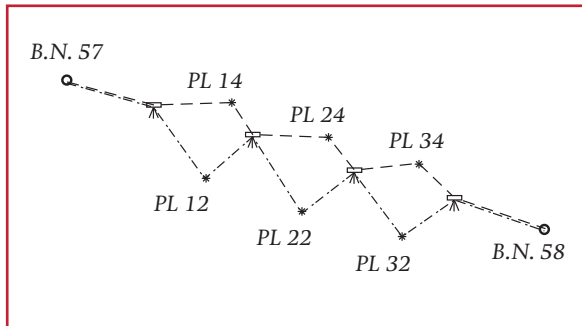
$$T = 0.02\sqrt{D_{km}} \quad \text{Ecuación 1.26}$$

Ejemplo de nivelación con doble punto de liga

Se requiere conocer la elevación del punto B.N. 58, que se encuentra a 100 metros del banco de nivel BN 57, el cual se encuentra a una elevación de 190.235 msnm.

Se realiza una nivelación con la puesta de aparato a cada 20 metros, considerando doble punto de liga, de acuerdo con la Ilustración 1.32.

Ilustración 1.32 Croquis de la nivelación por doble punto de liga



La Tabla 1.8 muestra los resultados del levantamiento de campo, de los cuales la columna 2 y 4 corresponden a las observaciones realizadas en el primer grupo de puntos de liga. Por su parte las columnas 7 y 9 corresponden al segundo grupo de puntos de liga.

La altura de puesta de aparato (P.A.) se calcula como la cota (columna 5), más la lectura hacia atrás (columna 2) para el primer grupo y para el segundo grupo de puntos se calcula como la cota

(columna 10), más la lectura hacia atrás (columna 7).

Para el primer grupo de puntos de liga, la cota del punto i (columna 5) se calcula como la elevación $P.A._{i-1}$ - la lectura hacia adelante i , es decir (Columna 3 - Columna 4, una fila hacia abajo).

De forma homóloga, para el segundo grupo de puntos de liga, la cota del punto i (columna 10) se calcula como la elevación $P.A._{i-1}$ - la lectura hacia adelante i , es decir (Columna 8 - Columna 9, una fila hacia abajo).

La tolerancia para esta nivelación resulta:

$$T = 0.15\sqrt{0.1} = 0.047 \text{ m}$$

El error total calculado se obtiene de:

$$ET = 185.932 - 185.742 = 0.19 \text{ m}$$

Por tanto este valor está por encima de la tolerancia, lo que implica que no es aceptado y se tendrá que repetir el trabajo.

Tabla 1.8 Nivelación por doble punto de liga

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
P.V.	+	P.A.	-	Cota	P.V.	+	P.A.	-	Cota
BN 57	2.564	192.799		190.235	BN 57	2.564	192.799		190.235
PL 14	1.164	191.563	2.400	190.399	PL 12	1.246	191.568	2.477	190.322
PL 24	1.196	190.227	2.532	189.031	PL 22	1.415	190.531	2.452	189.116
PL 34	1.181	188.229	3.179	187.048	PL 32	1.368	188.539	3.360	187.171
BN 58			2.297	185.932	BN 58			2.797	185.742

1.3.3. VOLÚMENES POR SECCIONES TRANSVERSALES Y POR PRISMAS

1.3.3.1. Por secciones transversales

Cuando se realiza una nivelación siguiendo una línea fija con cadenamientos definidos es posible trazar el perfil del terreno, (ver Ilustración 1.33). Si en cada punto de cadenamiento se realiza una nivelación perpendicular a la línea, se hace un seccionamiento determinado elevaciones laterales. Con ello se forman una serie de prismas cuya área es posible conocer en cada corte y con la distancia entre cada cadenamiento es posible calcular el volumen de cada sección, ya sea de corte o terraplén.

Existen diversos métodos para la estimación de volúmenes, los cuales pueden consultarse en la bibliografía presentada en el anexo correspondiente. En este apartado solo se presenta el mé-

todo de áreas media que consiste en determinar las áreas en el corte transversal de una estación y la inmediata siguiente, obtener el promedio; el cuál se multiplica por la distancia entre ambas. De forma algebraica se presenta como:

$$V = \frac{A_1 + A_2}{2} d \quad \text{Ecuación 1.27}$$

Las variables se presentan en la Ilustración 1.34.

Ilustración 1.34 Variables para la Ecuación 1.27

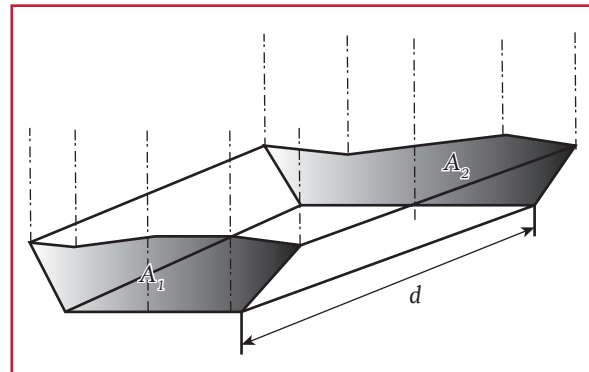
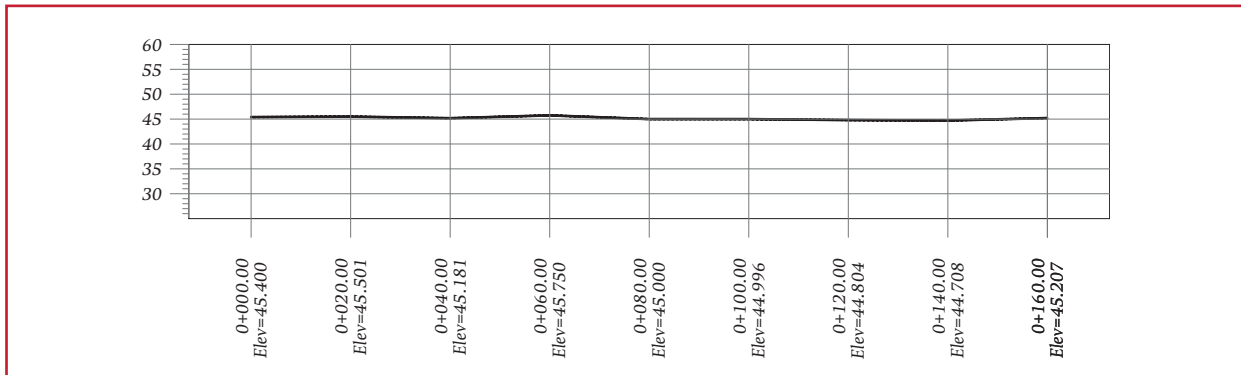


Ilustración 1.33 Perfil de nivelación con cadenamientos a cada 20 metros



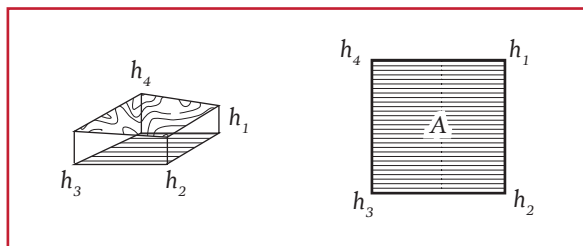
1.3.3.2. Volumen por medio de prisma truncado rectangular

Para calcular el volumen de una figura rectangular que tenga cuatro vértices con alturas h_1 , h_2 , h_3 y h_4 , A es el área horizontal, el volumen será el promedio de las cuatro alturas por el área A , de forma algebraica resulta:

$$V = \frac{h_1 + h_2 + h_3 + h_4}{4} A \quad \text{Ecuación 1.28}$$

Las variables se presentan en la Ilustración 1.35.

Ilustración 1.35 Variables para la Ecuación 1.28



1.4. PLANIMETRÍA Y ALTIMETRÍA SIMULTANEA

La altimetría (también llamada hipsometría) es la rama de la topografía que estudia el conjunto de métodos y procedimientos para determinar y representar la altura o "cota" de cada punto respecto de un plano de referencia. Con la altimetría se consigue representar el relieve del terreno mediante planos de curvas de nivel, perfiles altimétricos u otras técnicas para representar relieves.

Ejemplos de curvas de nivel para una montaña y un valle se muestran en la Ilustración 1.36, de las cuales se puede obtener un perfil altimétrico como se muestra en la Ilustración 1.37.

Ilustración 1.36 Ejemplo de curvas de nivel para montañas y valle

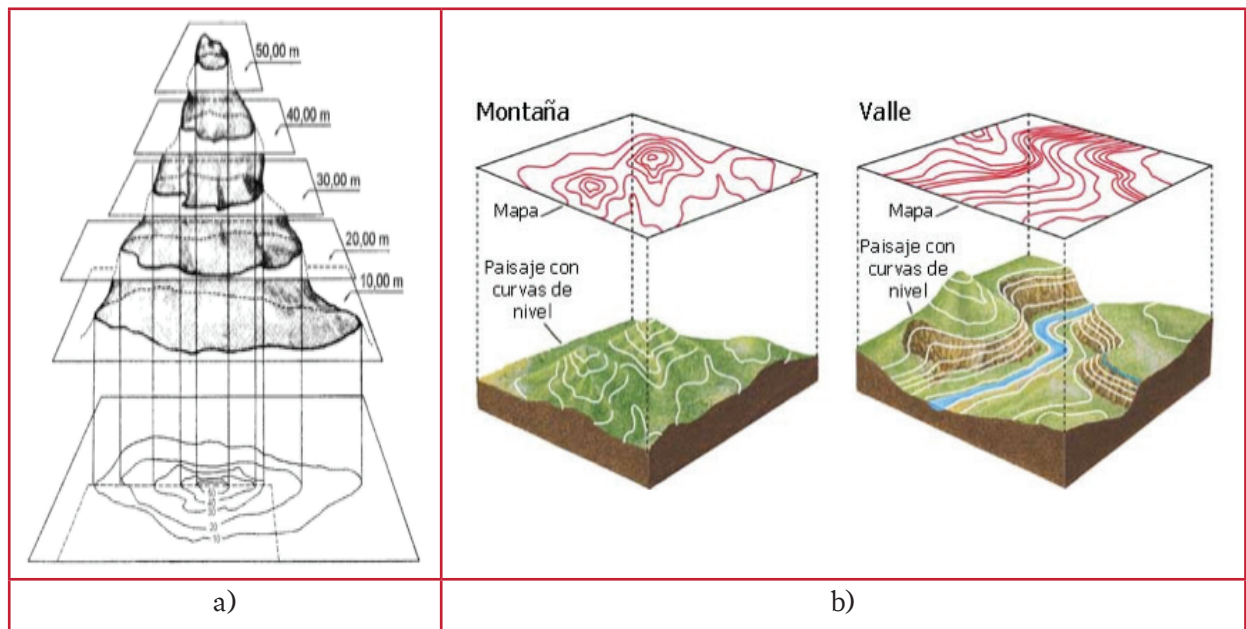
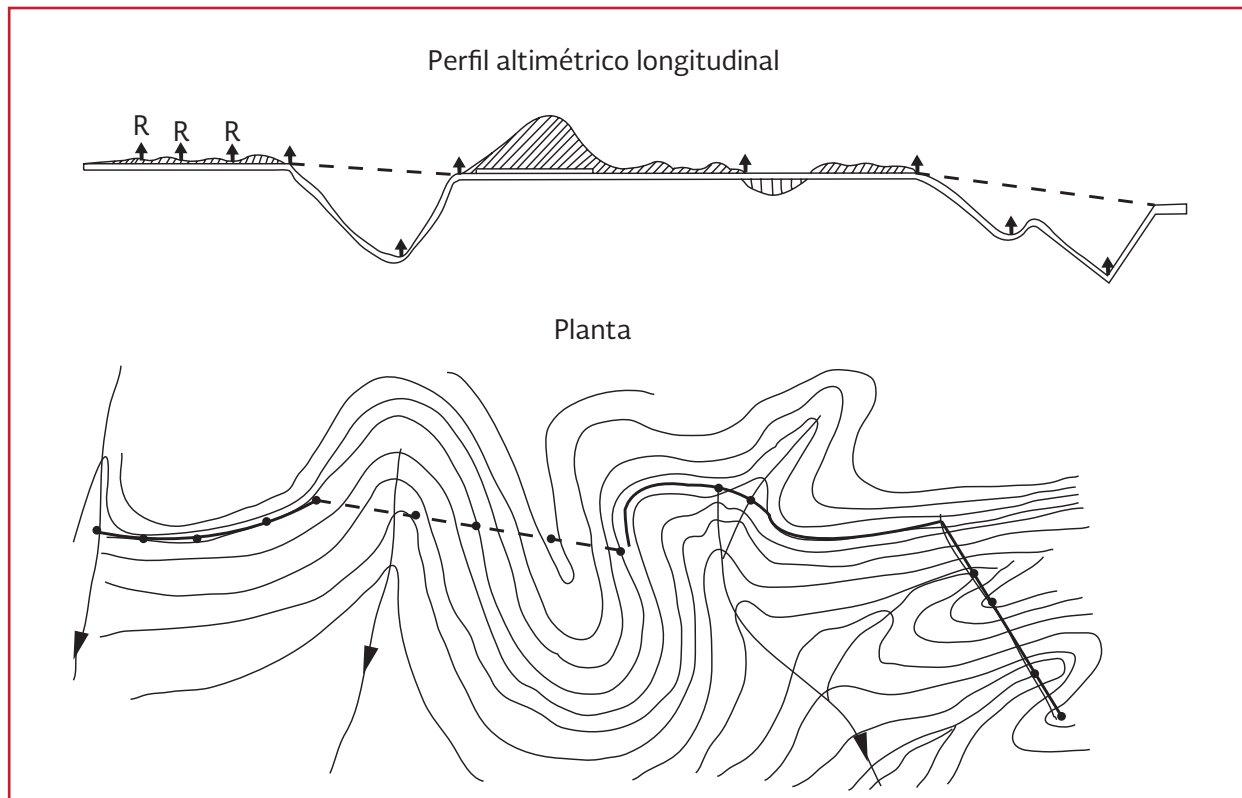


Ilustración 1.37 Ejemplo de obtención de un perfil altimétrico longitudinal a partir de las curvas de nivel



1.4.1. CURVAS DE NIVEL

Es el método más empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, la cota o elevación de cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno.

Una curva de nivel es la traza que la superficie del terreno marca sobre un plano horizontal que la interseca, por lo que podríamos definirla como la línea continua que une puntos de igual cota o elevación.

Si una superficie de terreno es cortada o interceptada por diferentes planos horizontales, a diferentes elevaciones equidistantes entre sí, se obtendrá igual número de curvas de nivel, las cuales al ser proyectadas y superpuestas sobre

un plano común, representarán el relieve del terreno. El concepto de curvas de nivel se muestra en la Ilustración 1.36a.

Las curvas de nivel son líneas que unen los puntos de cotas enteras de igual elevación, y en el trabajo de campo difícilmente se obtienen las cotas enteras, es necesario recurrir a un proceso de interpolación lineal entre puntos consecutivos, para ubicar dentro del plano acotado los puntos de igual elevación.

El proceso consiste en una interpolación lineal, ya que en la determinación de detalles se toman las cotas de los puntos de quiebre del terreno, por lo que la cota o elevación del terreno varía uniformemente entre un punto y otro.

Finalmente, determinada la ubicación de los puntos de igual elevación, se puede unir por

medio de líneas continuas completando de esta manera el plano a curvas de nivel.

Existen diversos métodos para la realización de curvas de nivel las cuales requieren tener una poligonal ajustada, tal como se presentó en el apartado 1.2.3. Además se debe tener una serie de puntos de coordenadas (x, y, z) dentro del área de interés, los cuales se obtienen durante el levantamiento de campo. Los programas de cómputo comerciales realizan este proceso, sin embargo el especialista debe tener precaución al momento de utilizarlos, debido a que pueden presentar dificultades al momento de identificar valles, barrancas o puntos bajos en general.

Al momento de realizar el trazo de curvas de nivel debe tenerse en cuenta lo siguiente:

- Nunca una curva de nivel cruza con otra
- Las curvas de nivel no se bifurcan o ramifican
- Pueden juntarse pero nunca desaparecer
- Dentro del polígono o plano de interés una curva de nivel nunca se corta abruptamente

Ejemplo de trazo de curvas de nivel

En este apartado se presenta exclusivamente un método descriptivo. Para mayor abundamiento se recomienda remitirse a la bibliografía recomendada.

Procedimiento:

Se toma como punto de partida la poligonal ajustada, de acuerdo con el procedimiento descrito

en el apartado 1.2.3, tal como se muestra en la Ilustración 1.38, se debe tener, además de las coordenadas (x, y) la elevación z, de cada uno, tal como se presenta en la Tabla 1.9.

Ilustración 1.38 Poligonal ajustada para ejemplo

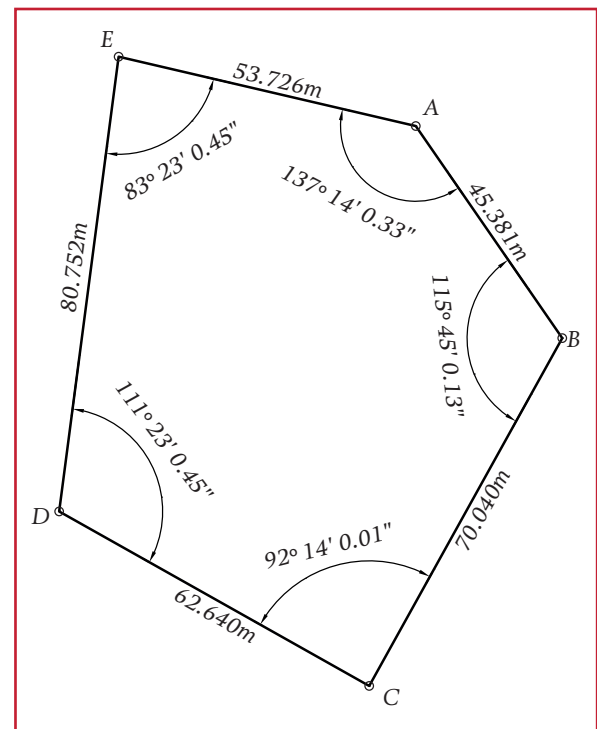


Tabla 1.9 Coordenadas para los puntos de la poligonal de la Ilustración 1.38

Vértice	Coordenadas		
	x	y	z
A	100.00	100.00	88.11
B	125.79	62.66	86.27
C	91.80	1.42	120.06
D	37.21	32.14	116.16
E	47.68	112.21	89.18

Sobre la poligonal se debe realizar una triangulación, es decir, se deberán tantos triángulos como sea posible, tal como se estableció en el apartado 1.2.3.6, ver la Ilustración 1.39.

Ilustración 1.39 Triangulación de la poligonal

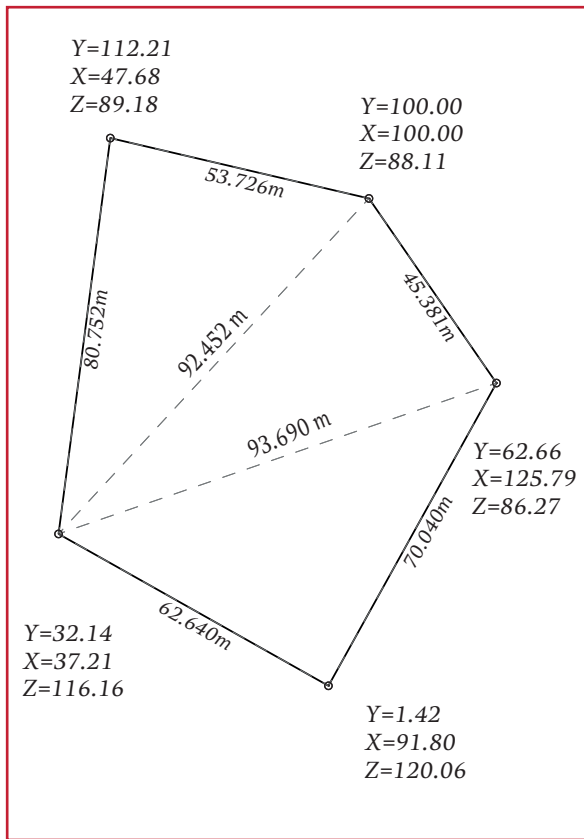
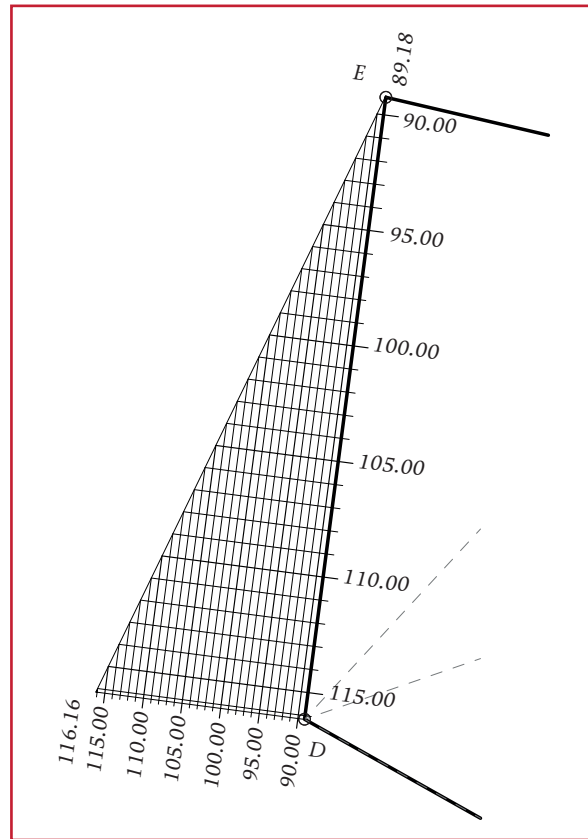


Ilustración 1.40 Definición de elevaciones en la línea DE

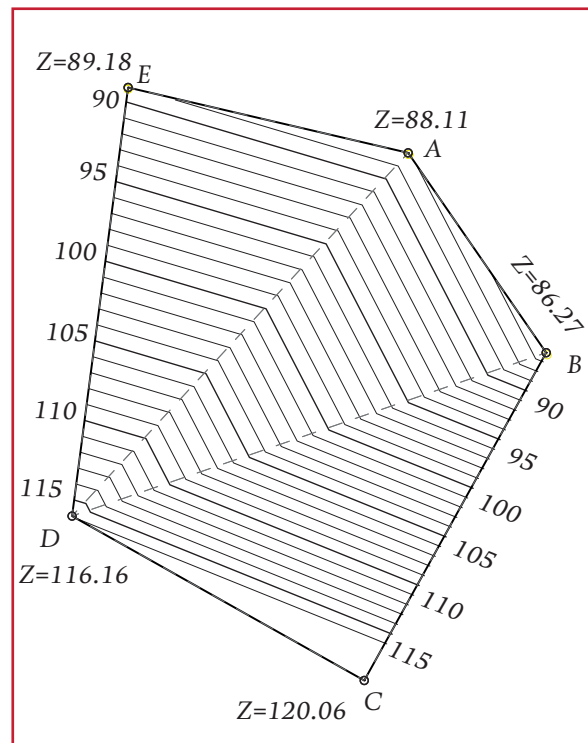


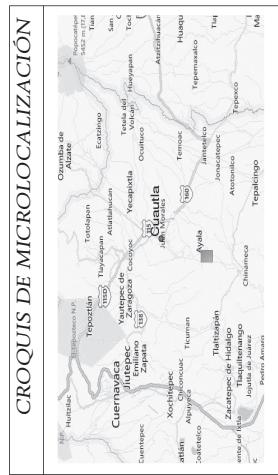
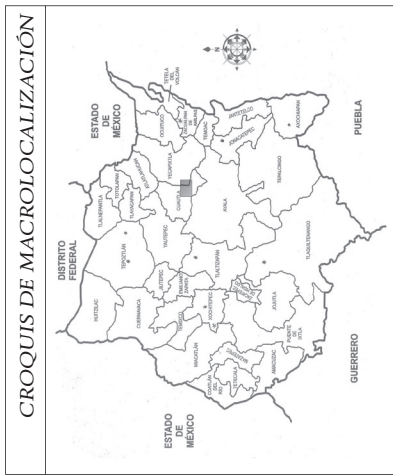
Considerando que se conocen las cotas de cada punto y la longitud de todas las líneas, por medio de reglas de tres es posible conocer en qué punto de cada línea corta cada curva de nivel.

De forma gráfica, entre dos puntos de cota conocida, por ejemplo la línea ED se puede establecer un triángulo que tendrá como base la longitud de la línea; y de altura, la diferencia de cotas entre los puntos. Con apoyo de esta última se puede definir la cantidad de curvas de nivel y la distancia entre ellas y por medio de proyección sobre la hipotenusa del triángulo se define el punto en que cruza esa elevación sobre la línea de trabajo, ver la Ilustración 1.40.

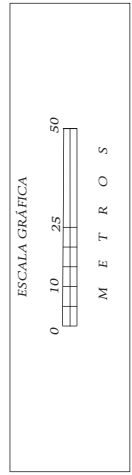
Este proceso se realiza en todas las líneas. Al final se puede establecer cada punto de cruce para cada curva de nivel, ver la Ilustración 1.41.

Ilustración 1.41 Definición de elevaciones en la poligonal





- ### NOTAS
- 1.- Acootaciones y elevaciones en metros, excepto donde se indique otra unidad.
 - 2.- Las elevaciones están referidas al BN. No. 114488 de INEGI con elevación de 137 m.s.n.m.
 - 3.- No tomar medidas a escala.
 - 4.- El norte indicado corresponde al magnético.



MÉXICO
REPUBLICA FEDERAL DE LA HIDROLOGÍA

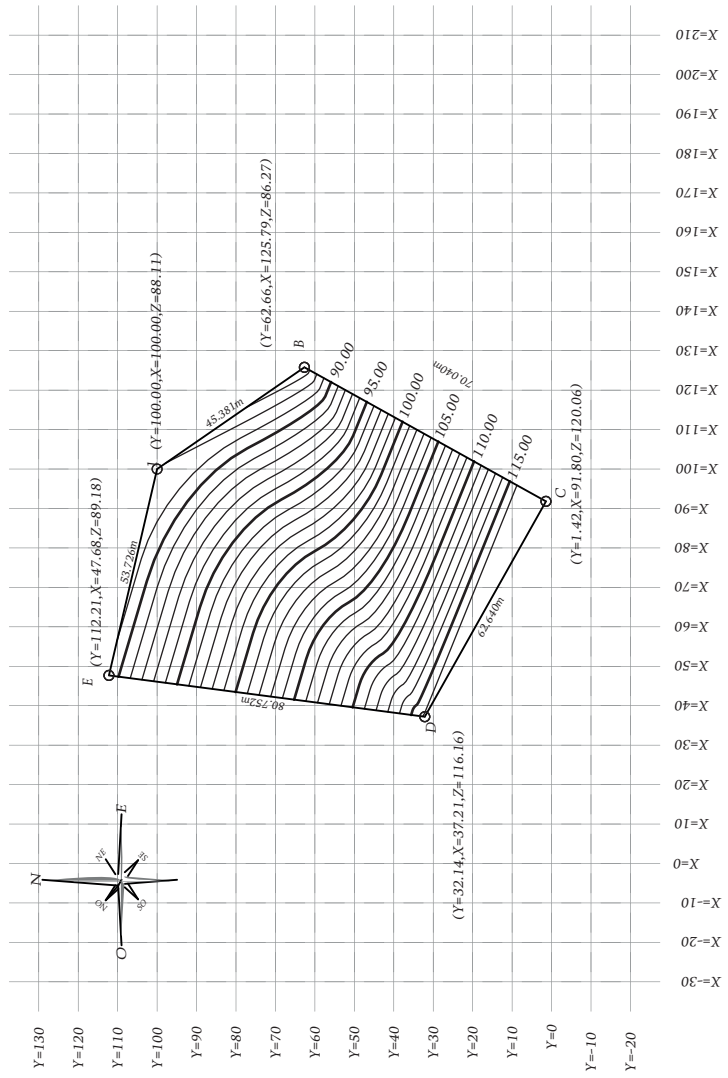
CONAGUA
COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

PROYECTO: _____

Confirmando: _____

Aprobado: _____

ESTADÍSTICO: _____ CALIFICACIONES: _____ ROL: _____ J. 29 000



CUADRO DE CONSTRUCCION

LADO EST. PV	RUMBO	DISTANCIA	COORDENADAS	
			V	X
A	SE 33° 37' 37"	45.381	100.00	100.00
B	SO 30° 37' 00"	70.050	62.66	125.79
C	NO 61° 36' 01"	62.640	1.42	91.80
D	NE 07° 00' 00"	80.752	32.14	37.21
E	SE 76° 22' 01"	53.726	112.21	47.68
SUPERFICIE = 6 399.527 m ²			100.00	100.00

PROYECTO: _____	DIBUJO: _____	FIRMA NOMBRE _____
REVISO: _____	APROBO: _____	FIRMA NOMBRE _____

1.5. CONSIDERACIONES GENERALES

1.5.1. TRAZO DE APOYO

Con objeto de comprobar la alternativa de trazo del eje de un conducto (línea de conducción, colector, emisor, etcétera), que sea seleccionada previamente en gabinete con el apoyo de la información cartográfica existente, se debe llevar a cabo un reconocimiento de campo, haciendo las modificaciones pertinentes de acuerdo con los obstáculos, características del suelo, relieve y tenencia de la tierra en la zona.

El origen de las coordenadas "X, Y" del trazo de apoyo o poligonal auxiliar, que permite definir el eje del conducto, debe referirse a coordenadas cartesianas determinadas por el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI); en casos extraordinarios, cuando lo anterior no sea posible, se pueden utilizar medios gráficos tomados sobre cartas editadas por alguna dependencia oficial, indicándolo en las notas de los planos respectivos.

En general se procura que los trazos se ubiquen por calles, derechos de vía de carreteras, líneas de transmisión eléctricas y ferrocarriles, veredas y límites de predios. El levantamiento topográfico del trazo de apoyo, debe estar referenciado a un plano de comparación único de bancos de nivel.

1.5.2. BRECHEO

Donde sea necesario, se debe ejecutar el brecheo con el ancho necesario, que usualmente

varía entre 1.5 y 2.0 m, con la finalidad de realizar satisfactoriamente el trazo de apoyo.

Para efectos de clasificación de la vegetación del terreno, se debe considerar:

- Monte ligero. Arbustos, pastizales y en general, vegetación con características semejantes
- Monte mediano. Árboles frutales, platanales y en general, árboles entre 3 y 8 m. de altura
- Monte pesado. Bosque cerrado de coníferas, cocotales y todos los árboles de gran altura

1.5.3. MONUMENTACIÓN

La monumentación del punto de inflexión (P.I.), del punto sobre tangente (P.S.T.), y otros puntos importantes del trazo de apoyo debe hacerse con mojoneras de concreto precoladas. En la Ilustración 1.42 y la Ilustración 1.43 se muestran placas de bronce para anclar al concreto hidráulico.

El armado deberá ser con varilla de 3/8" de diámetro, @ 16 cm (Ver Ilustración 1.44). En el centro de la cara superior de la mojonera, debe colocarse una varilla de 1/2" de diámetro, con punta de bala, que defina la línea de trazo; también es necesario que se coloque centrada y fija una placa de aluminio o de lámina galvanizada en la base superior, marcando sobre ella con número de golpe el número de mojonera, (BN).

Al excavar para hincar la mojonera, se debe apisonar el fondo y después el relleno, dejando sobresalir la mojonera sobre el nivel del terreno (nivel de alzado, dependiendo si es un Banco de

Ilustración 1.42 Dimensiones de una placa de bronce para un Banco de nivel Ordinario

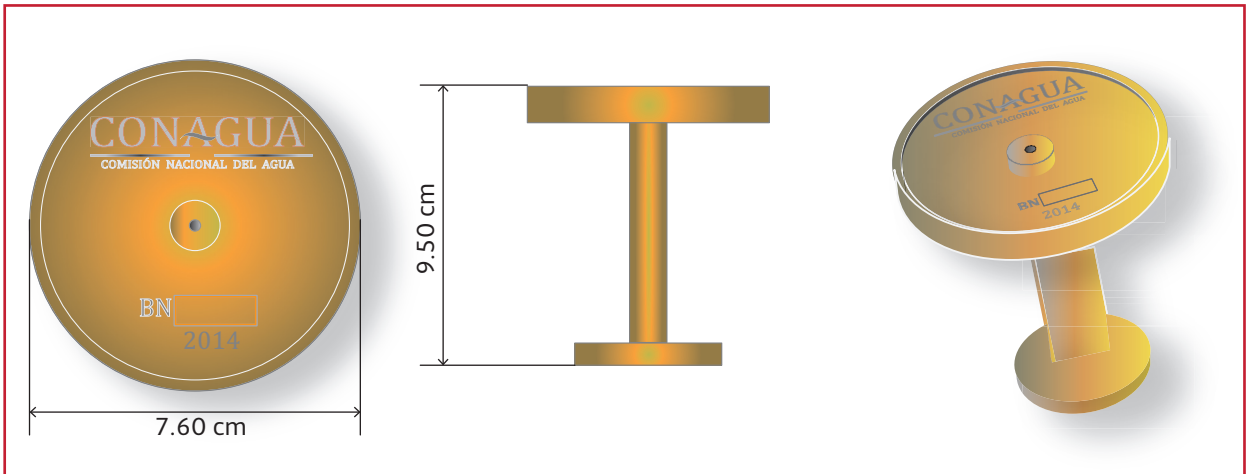


Ilustración 1.43 Diseño de una mojonera de concreto

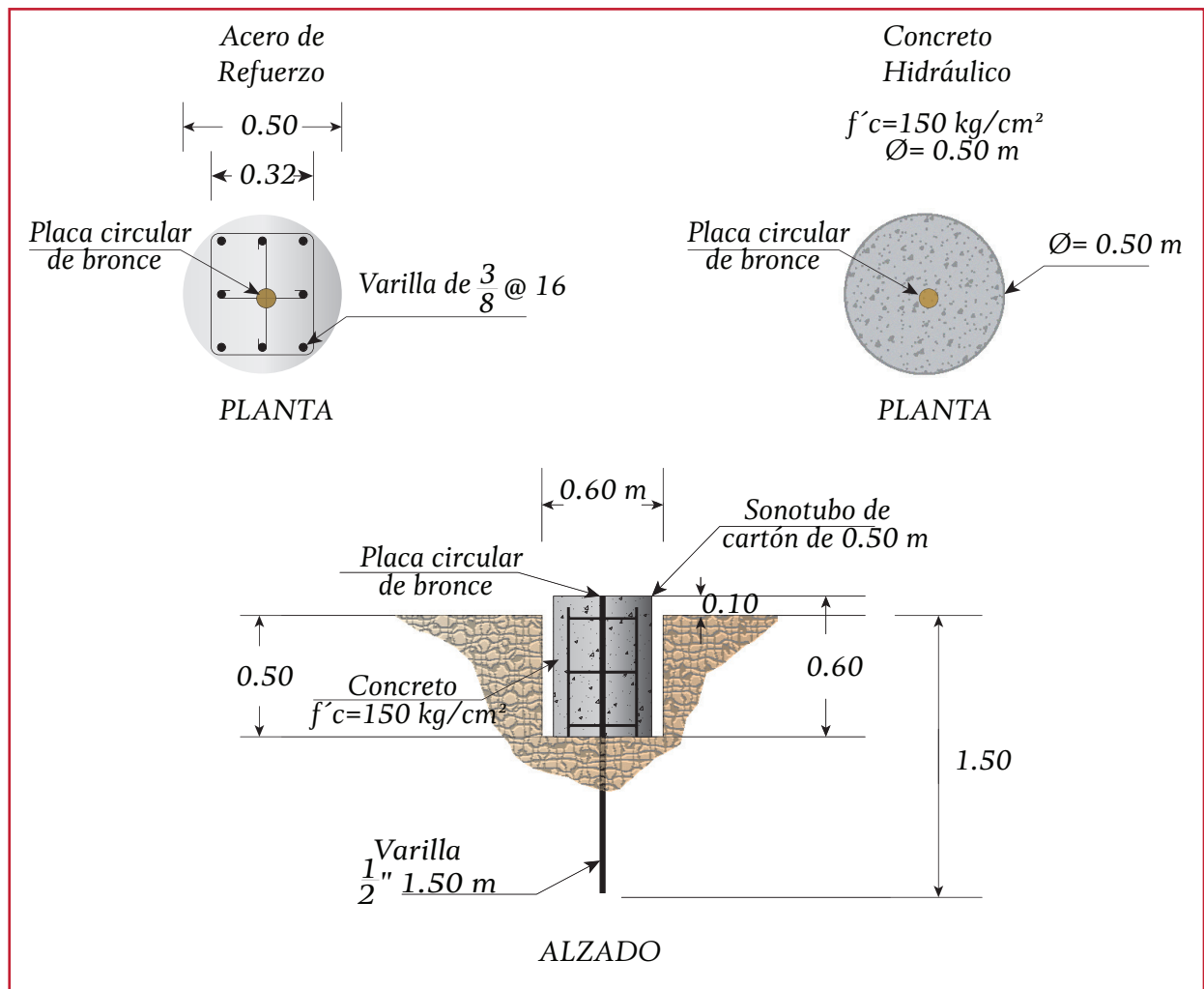
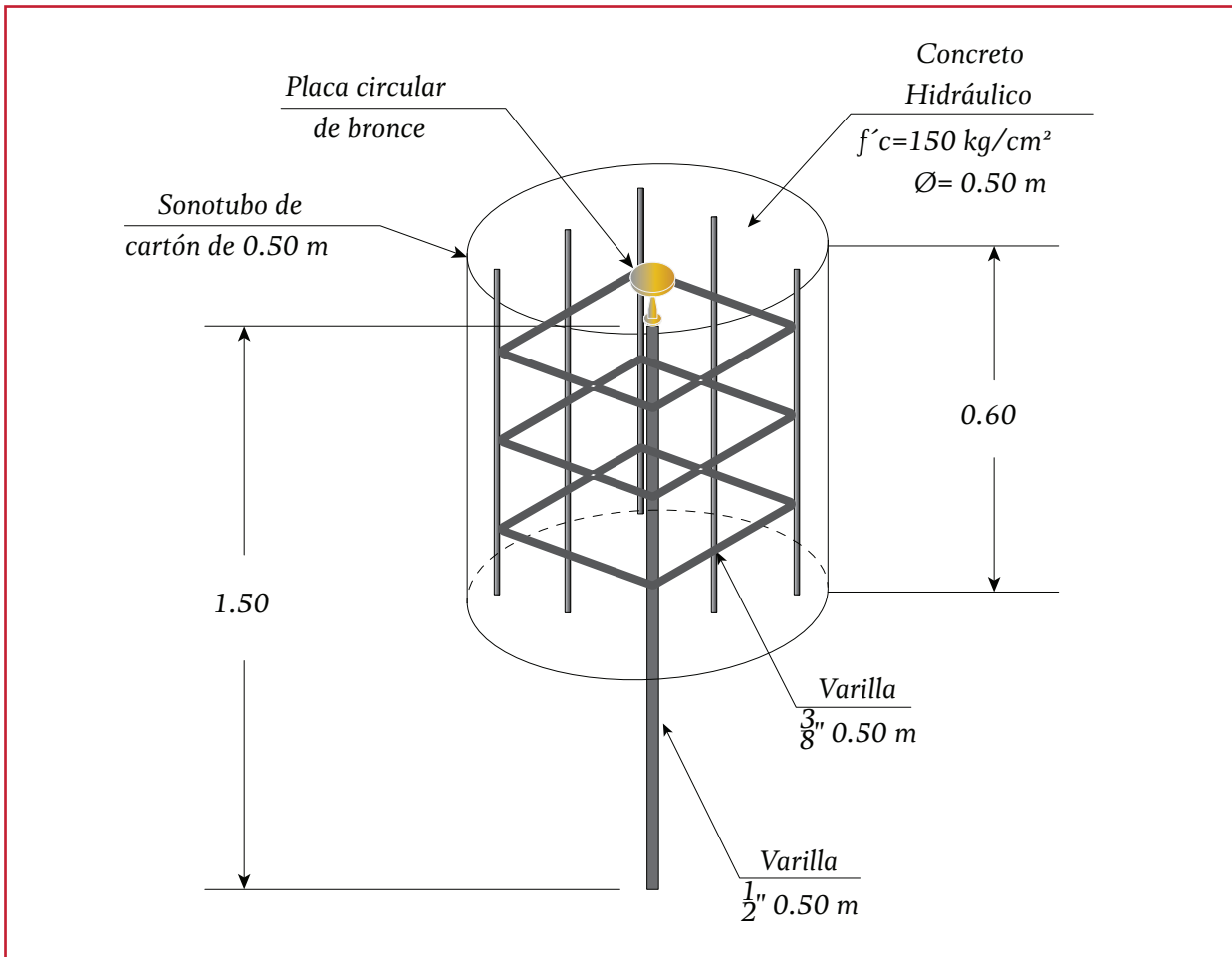


Ilustración 1.44 Diseño de mojonera de concreto (Isométrico)



Nivel Maestro u Ordinario). Se deberá colocar primero las mojoneras y después hacer las mediciones.

El proceso constructivo (ver Ilustración 1.45), se resume en cuatro fases:

1. Excavación
2. Cimbra con sonotubo de cartón de 50 cm
3. Armado de varilla y placa de bronce
4. Colado de mojonera

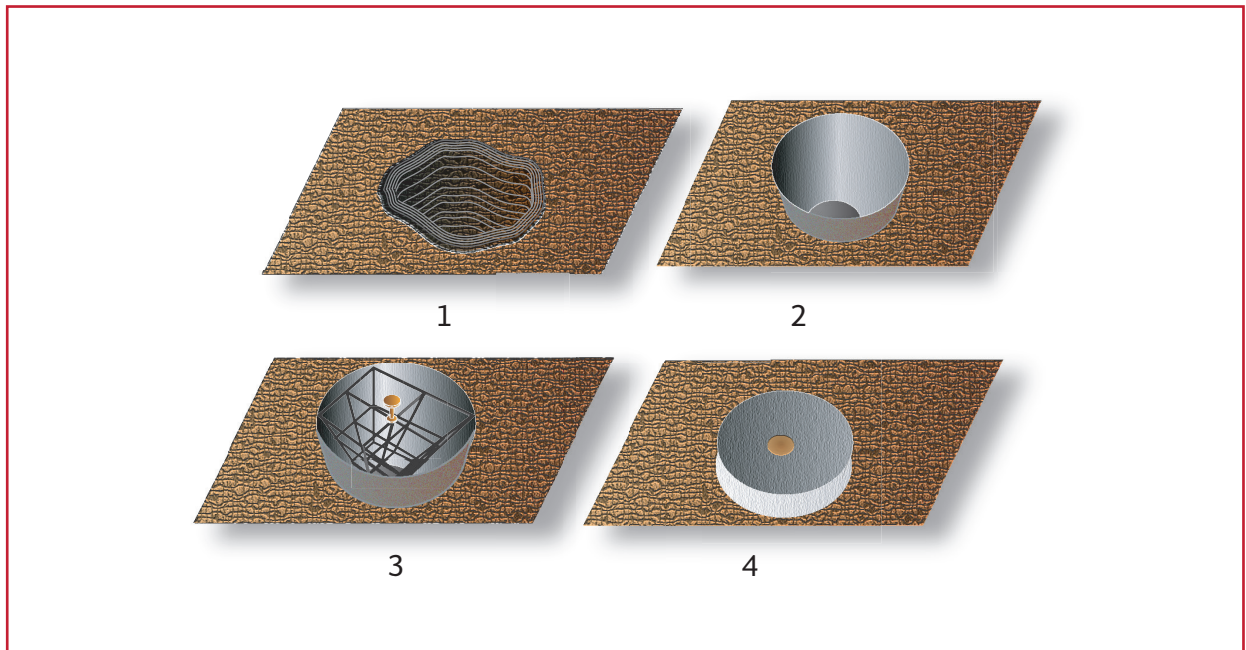
Los P.I., P.S.T. y puntos importantes que correspondan al trazo de apoyo, deben quedar referenciados con dos mojoneras con las caracterís-

ticas antes mencionadas o puntos fijos de la zona como son: bases de torres de transmisión, estribos de puentes, etc. Las mojoneras se sitúan en lugares fijos y seguros, fácilmente identificables fuera del ancho de la franja a seccionar y se determinan con ángulos y distancias. Los ángulos que forma la línea de referencia con respecto al trazo deben ser mayores de 30° y las distancias que se tengan entre el trazo y cada una de las referencias deben ser mayores de 20 metros.

1.5.4. BANCOS DE NIVEL

Con respecto a los bancos de nivel, éstos deben quedar perfectamente localizados e identifi-

Ilustración 1.45 Proceso constructivo de mojonera de concreto armado con placa de bronce



cados. Se debe presentar una relación de ellos donde se indique la siguiente información:

- Número del banco
- Elevación
- Ubicación con respecto a la línea de trazo (kilometraje)
- Distancia al eje del trazo
- Distancia al eje del trazo
- Lado en que se ubica (derecho o izquierdo)
- Tipo de banco establecido (monumento u objeto físico, indicando sus características)

Con objeto de lograr la identificación plena de los bancos de nivel, se deben anexar fotografías y/o videograbación de éstos. Para obtener la elevación de un banco de nivel (B.N.), la nivelación debe de hacerse con alguno de los siguientes métodos:

- Nivelación de ida y vuelta
- Método de doble altura de aparato
- Método de doble o triple punto de liga
- Nivelación diferencial
- Nivelación de perfil
- Nivelación de secciones transversales
- Nivelación trigonométrica o indirecta
- Nivelación barométrica

Debe garantizarse que los bancos de nivel permanezcan fijos. Así, en donde sea posible, se deben, utilizar como bancos de nivel objetos físicos permanentemente fijos (árboles, rocas, etcétera), anotando en lugar visible el número de banco que le corresponda.

Todos los bancos de nivel deben quedar ubicados fuera de la zona futura de trabajo.

1.6. PRESENTACIÓN DE PLANOS E INFORMES

1.6.1. DOCUMENTACIÓN

La topografía de la zona donde se ubica el proyecto deberá documentarse mediante planos con curvas de nivel, fotografías, registros digitales, e informes. Los informes deberán detallar las referencias preliminares consultadas, la descripción y las características técnicas del equipo utilizado para toma de datos, la metodología seguida por el procesamiento de los datos de campo y la obtención de los resultados.

Se deben llevar registros de los levantamientos en libretas de campo específicas para cada clase de trabajo, cuyas hojas deben foliarse. En las páginas del lado derecho se hacen los croquis y dibujos alusivos al levantamiento y en las del lado izquierdo, se hacen los asientos de los levantamientos, los asientos equivocados no deben borrarse, sino tacharse de modo que sigan siendo legibles y debe anotarse a un lado el asiento correcto.

Las anotaciones de campo deben hacerse con lápiz de mina relativamente dura (2H o mediano, por ejemplo), para evitar el manchado de las hojas causado por minas muy blandas; en la medida de lo posible, debe evitarse el uso del bolígrafo ya que la tinta se corre si alguna vez la libreta se llega a mojar.

Se establecerá un control horizontal y otro vertical de los levantamientos que se realicen, como se indica a continuación:

- El control horizontal debe establecerse por la medición de distancias horizontales entre los accidentes topográficos y

la orientación astronómica de la poligonal de apoyo

- Para el control vertical deberá definirse un banco de nivel, referido al nivel medio del mar y cuya localización sea la más próxima a la zona de estudio

Las libretas de campo se deben clasificar según el tema y en el orden en que fueron utilizadas en campo, incluyendo en cada una de ellas el índice de su contenido.

Al terminar la etapa de campo se continúa con la etapa de procesamiento de planos, auxiliándose con las libretas de campo que sirvieron de apoyo en el levantamiento topográfico.

1.6.2. LEVANTAMIENTOS ESPECIALES

Se deben realizar los levantamientos topográficos requeridos para proyectar los arreglos de conjunto y los planos de detalle de las estructuras que se proyecten. Estos levantamientos deben realizarse con una aproximación mínima de de 10" (diez segundos).

El método a utilizar consiste en el trazo de una poligonal cerrada que comprenda al sitio de interés, se estaca a cada 20 m y se nivela. A partir de los puntos anteriores se trazan y nivelan ejes auxiliares para formar una cuadrícula. Con la información anterior se configura la zona de interés, normalmente con curvas de nivel equidistantes a cada 50 centímetros.

En los vértices de la poligonal deben colocarse mojoneras con las características mencionadas en la sección 1.5.3. Dos de los vértices se referencian cada uno de ellos, mediante otras dos mojoneras ubicadas fuera del trazo de la poligonal.

En los vértices de la poligonal deben colocarse mojoneras con las características mencionadas en la sección 1.5.3. Dos de los vértices se referencian cada uno de ellos, mediante otras dos mojoneras ubicadas fuera del trazo de la poligonal.

1.6.3. ELABORACIÓN DE PLANOS TOPOGRÁFICOS

Los planos deberán ser presentados, a una sola tinta, de forma impresa en un tamaño adecuado para el manejo en campo y de forma tal que se pueda revisar a simple vista, con letra legible y evitando saturación de información. Cuando las dimensiones del proyecto hagan indispensable el seccionamiento de la información, los planos deberán identificarse de forma adecuada e indicando en los límites, el plano que continúa y la profundidad de traslape. Complementariamente se deben entregar los planos en formato digital.

Con la información obtenida en campo se procede a calcular las poligonales, así como los niveles obtenidos con las siguientes características:

- El plano topográfico en planta deberá dibujarse con su respectivo sistema de coordenadas X, Y, Z, conteniendo un cuadro de construcción de la poligonal que incluya vértices, ángulos, distancias y rumbos; adicionalmente se debe indicar la leyenda, la escala y el norte astronómico, la declinación magnética y/o el norte magnético
- En el caso de líneas de conducción, el perfil de la poligonal se dibuja con base en el trazo y la nivelación haciendo origen en la fuente de abastecimiento, captación o la planta de bombeo, en la parte

inferior del plano se debe indicar el kilometraje y las elevaciones a cada 20 metros

- En el dibujo de los planos se procurará que tanto en planta como en perfil, el sentido de escurrimiento del agua sea de izquierda a derecha
- En el caso de emisores y colectores de alcantarillado, el origen del cadenamamiento (k 0+000) debe ser la descarga o disposición final (p. ej. planta de tratamiento).
- Para redes de agua potable se consignan cotas al milímetro de cruceros y cambios de pendiente; nombres de calles y cruces importantes con caminos, vías de comunicación, etcétera
- La configuración de la planta se presenta a escala 1:2 000, en tanto para el perfil la escala horizontal es de 1:2 000 y la escala vertical debe ser la más conveniente para el proyecto, de tal forma que se aprecien todos los accidentes topográficos
- En los planos se debe tener un croquis de localización general en el extremo superior derecho y notas aclaratorias que indiquen los sitios donde se hayan establecido los bancos de nivel y las estaciones de observación astronómica para la determinación del azimut, con sus datos respectivos (x, y, z), así como la fuente de los datos cuando se hayan obtenido de algunas de las bases de datos disponibles
- En la parte inferior derecha irá el cuadro de referencia, con el nombre de la dependencia, lugar, Municipio y Estado del sitio levantado, plano de que se trate (planta, perfil, secciones transversales, etc.), el cadenamamiento, escala, fecha de levantamiento (mes, año), nombre del topógrafo y nombre del dibujante

1.6.3.1. Escalas

La escala puede ser definida como el factor de reducción que da la relación existente entre la medida real en el terreno y la medida representada en el plano.

Las escalas pueden ser numéricas o gráficas.

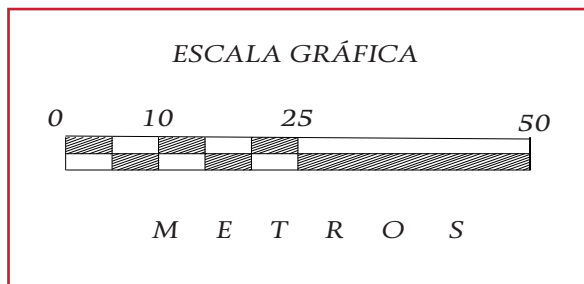
Las escalas numéricas se expresan en forma de fracción como por ejemplo:

Escala 1:200

Indicando que una unidad en el dibujo equivalente a 200 unidades en el terreno. En otras palabras, indicamos con ello que el dibujo es 200 veces más pequeño que el terreno.

La escala gráfica consiste en representar sobre el plano una línea dividida en distancias o unidades en correspondencia con la escala escogida (ver Ilustración 1.46).

Ilustración 1.46 Escala gráfica



La escala gráfica debe ser tan larga como sea posible, y debe estar colocada en un lugar visible, por lo general cerca del recuadro de información del plano.

Las escalas gráficas son indispensables en aquellos planos en donde no se represente el sistema de coordenadas mediante retículas igualmente espaciadas, ya que los planos por lo general son sometidos a procesos de copiado a diversos tamaños, quedando sin valor la escala numérica original, teniendo que recurrirse así a la escala gráfica.

La escala debe guardar relación con la precisión que se desee obtener, recomendándose utilizar la mayor escala posible. Nótese que mientras mayor sea el denominador de la escala, más pequeña será la representación: una escala 1:200 es mayor que una escala 1:1 000.

La Tabla 1.10 presenta las escalas más comunes en ingeniería y la máxima precisión en metros que se puede obtener al medir sobre un plano a una escala dada.

Tabla 1.10 Escalas de uso común en ingeniería y su precisión (Casanova, 2010)

Escalas		Precisión lograda m
Escalas grandes	1:50	0.0125
	1:100	0.0250
	1:200	0.0500
Escalas intermedias	1:500	0.1250
	1:1 000	0.2500
	1:2 000	0.5000
	1:2 500	0.6250
	1:4 000	1.0000
Escalas pequeñas	1:5 000	1.2500
	1:10 000	2.5000
	1:20 000	5.0000
	1:25 000	6.2500

En topografía, las operaciones básicas que se realizan en el manejo de escalas son las siguientes:

- Representar una distancia medida en el terreno, sobre un mapa a escala conocida
- Calcular el valor real representado en un mapa a escala conocida
- Cambiar las escalas
- Calcular el valor de la escala de un mapa cuyas medidas han sido acotadas (calcular el valor de una escala a partir de la escala gráfica)

1.6.3.2. Elementos del plano

Cuadrícula

Es la representación gráfica, a intervalos iguales y enteros, de los ejes de coordenadas utilizados en el plano.

En la mayoría de los casos la representación de la cuadrícula se hace mediante el trazado de líneas finas continuas; sin embargo, en aquellos planos muy densos, y con el objeto de despejar un poco el dibujo, es aconsejable trazar líneas cortas alrededor del marco del dibujo en lugar de las líneas continuas, o marcar cada uno de los vértices de la cuadrícula con una pequeña cruz.

Especial cuidado debe tenerse en el dibujo de la cuadrícula, ya que en la elaboración de un proyecto, algunas medidas son tomadas directamente del plano, pudiendo cometerse errores grandes debido a la imprecisión de la cuadrícula y al espesor del trazo.

Símbolo de Orientación del Norte

Es un importante elemento del plano topográfico, por lo que se recomienda se coloque en un lugar visible indicando si se trata del norte geográfico o del norte magnético.

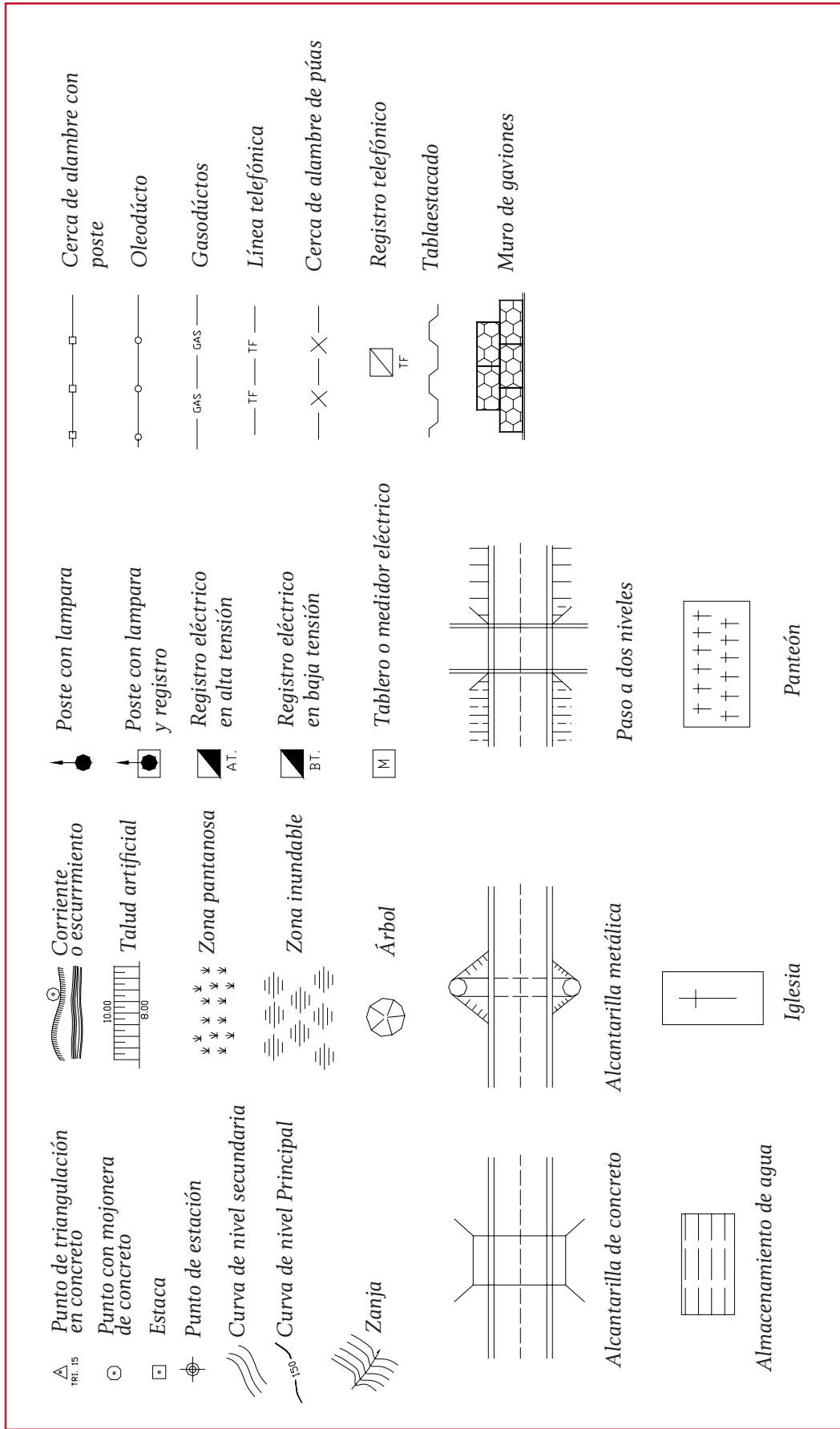
En aquellos planos en donde no se haya representado la cuadrícula, es indispensable el uso del símbolo de orientación del norte.

Símbolos

Debido a que en el mapa topográfico se debe plasmar toda la información posible, debemos recurrir, sobre todo en aquellos elaborados en escalas pequeñas, al uso de símbolos convencionales para representar las características más importantes del terreno. La descripción de los símbolos empleados constituye la leyenda del plano.

En la Ilustración 1.47 se reproducen algunos de los símbolos más utilizados en los planos topográficos.

Ilustración 1.47 Símbolos básicos (Casanova, 2010)



Recuadro de Identificación

Se conoce también como sello, tarjeta o carátula; generalmente colocado en la esquina inferior derecha del plano, y destinado a dar información de la empresa y organismo que realiza el proyecto, y del contenido o identificación del trabajo.

La Ilustración 1.48 muestra un ejemplo de plano topográfico tipo.

1.6.4. DIBUJO DE SECCIONES TRANSVERSALES

Las secciones transversales que se levanten sobre el trazo de apoyo a cada 20 m, se deben dibujar con cuadrícula adecuada, debiendo aparecer su cadenamamiento y elevación en cada sección dibujada.

La escala debe ser 1:100 tanto horizontal como vertical y su dibujo se hará en el sentido del cadenamamiento, en el caso de cauces y/o arroyos éste irá de aguas arriba hacia aguas abajo, de tal forma que a la izquierda quede la margen izquierda y a la derecha la margen derecha.

1.6.5. ELABORACIÓN DE PLANOS PARA LOS SITIOS DE LAS ESTRUCTURAS ESPECIALES

Respecto a levantamientos especiales se dibuja el plano topográfico en planta a una escala reco-

mendada entre 1:100 y 1:500, dependiendo de las necesidades del proyecto. Se deben indicar las coordenadas y elevaciones así como el cuadro de construcción de la poligonal. Las curvas de nivel deben ir equidistantes a cada 50 centímetros.

Tratándose de cruces con arroyos, ríos y vías de comunicación o puntos relevantes se debe dibujar el perfil correspondiente indicando el eje del trazo de apoyo, el kilometraje de orillas y centro de cauce o eje de carreteras, su elevación a cada 20 m, y en cada punto relevante. Estos planos deben tener un croquis general de localización y notas aclaratorias, así como todas las características topográficas en que se basó el levantamiento del sitio, como son su cadenamamiento, vértices, ángulos, distancias, rumbos, bancos de nivel, etcétera.

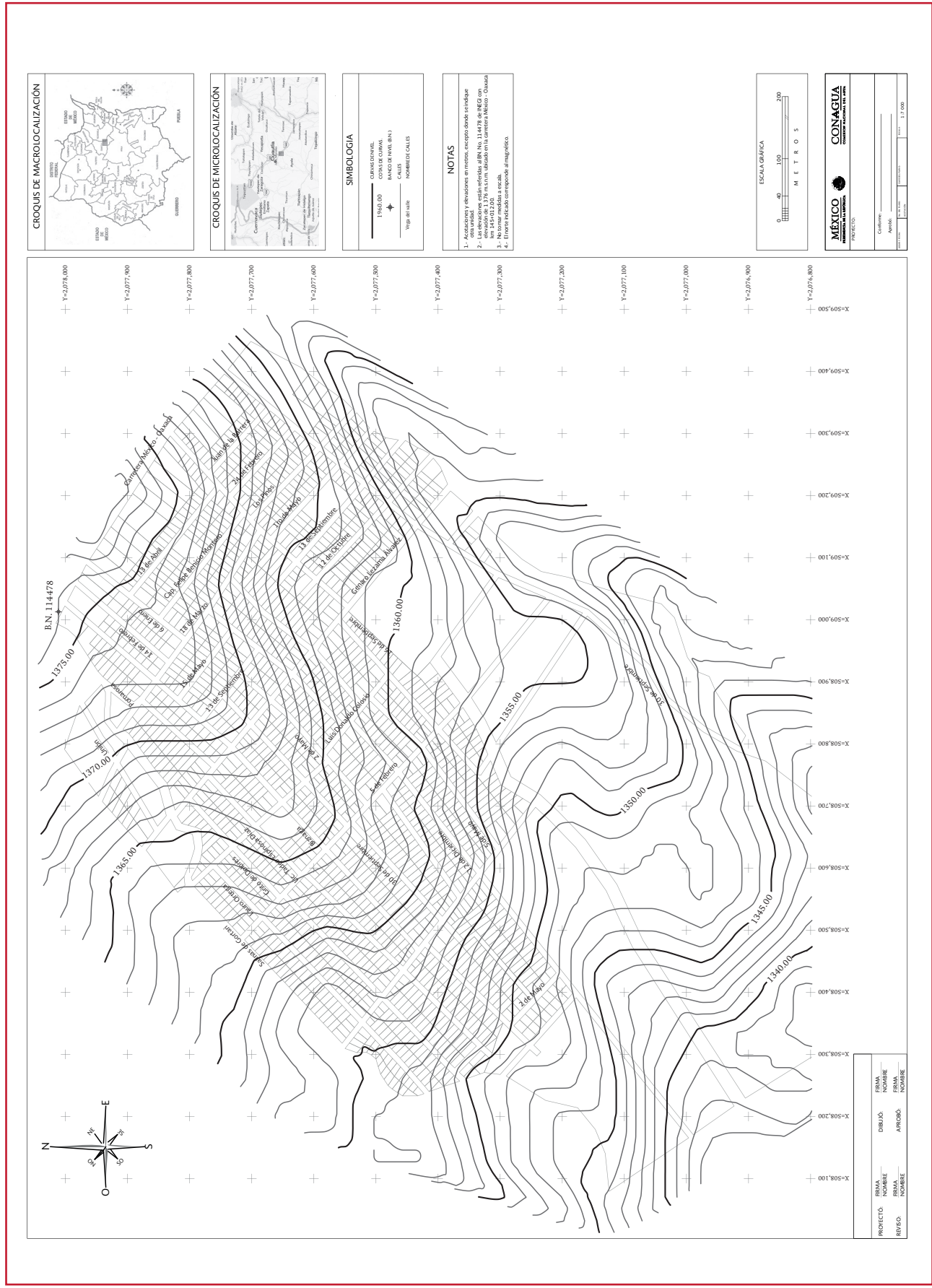
1.6.6. INFORME FINAL, MEMORIA DESCRIPTIVA Y MEMORIA DE CÁLCULO

El informe final se debe integrar con los originales de todos los planos (plantas, perfiles y secciones), libretas de campo, álbum fotográfico, videograbación, etc.

Se debe elaborar la memoria descriptiva de los trabajos, incluyendo el equipo utilizado y la relación de planos, entre otros.

También se debe elaborar una relación de libretas de campo con sus índices respectivos y una relación de los bancos de nivel utilizados.

Ilustración 1.48 Plano topográfico



1.7. MODELOS DIGITALES DEL TERRENO

La topografía tiene una notable influencia sobre numerosas obras de infraestructura del sector hídrico. Sin embargo, además de la configuración física del terreno existen otros factores necesarios en el diseño de éstas, como pueden ser: el clima a escala local, los procesos geomorfológicos y edáficos, el movimiento y la acción de agua y, consecuentemente, los numerosos procesos biológicos condicionados por ellos.

El desarrollo de los equipos de cómputo y de la informática en diversas áreas del conocimiento, ha permitido desarrollar herramientas que, además de describir la altitud de la superficie del terreno o cualquier otra característica del mismo, permiten el análisis simultáneo de otras variables que puedan tener expresión cartográfica.

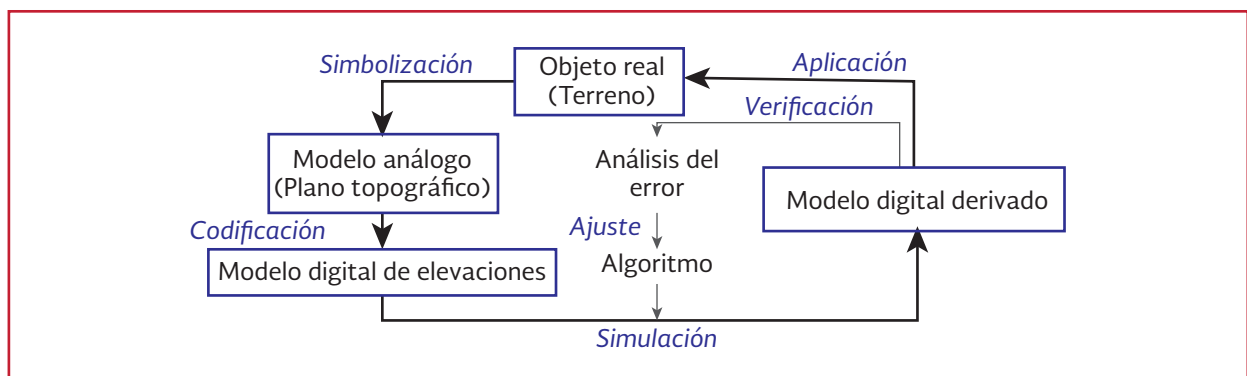
1.7.1. PROCESOS PARA EL DESARROLLO DE UN MODELO DIGITAL DE TERRENO

Los Modelos digitales del terreno (MDT) se definen como un conjunto de datos numéricos que describen la distribución espacial de una característica del territorio (Doyle, 1978).

Los procesos básicos implicados en la creación, manejo y explotación de los MDE (Ilustración 1.49), partiendo de la superficie real del terreno son:

- **La construcción del mapa topográfico (Modelo análogo).** Esto incluye básicamente un proceso de simbolización, mediante el cual las propiedades del terreno se representan sobre un plano usando relaciones de analogía previamente establecidas (de forma similar a los procedimientos presentados en el apartado 1.4)
- **La codificación numérica.** Partiendo del modelo analógico se desarrolla el modelo digital, por medio de tratamientos matemáticos y estadísticos que no se presentan en este libro, pero que pueden ser consultados en la bibliografía recomendada. Ello permite construir modelos digitales derivados y realizar procesos de modelización mediante simulaciones numéricas.
- **Modelo digital derivado.** Los resultados obtenidos son contrastables con la realidad, induciendo correcciones o ajustes del algoritmo de modelización que permitan una mejor correspondencia con el fenómeno real

Ilustración 1.49 Procesos implicados en el desarrollo de un MDE



1.7.2. ESTRUCTURAS DE DATOS EN EL MDE

En forma general, la unidad básica de información en un MDE es un valor de altitud, z , al que acompañan los valores correspondientes de x , así como de y , expresados en un sistema de proyección geográfica para una precisa referencia espacial. Las variantes aparecen cuando se definen las interrelaciones entre estas unidades elementales de información.

El diseño de estas interrelaciones es lo que configura las diferentes opciones en la estructura de datos, cuya elección es trascendental pues condiciona completamente el futuro manejo de la información. Mientras que los mapas convencionales usan casi exclusivamente una única convención (las curvas de nivel) para la representación de la superficie del terreno, los MDE disponen de alternativas más variadas, desde una transposición casi directa de las isohipsas hasta otras menos habituales en la cartografía impresa pero más adaptada al proceso digital.

En todas ellas la altitud se describe básicamente mediante un conjunto finito y explícito de cotas. El valor propio de un punto de localización arbitraria será, en su caso, estimado por interpolación a partir de los datos de su entorno. La Tabla 1.11 muestra un resumen de las estructuras de datos de mayor interés para la gestión de los MDE.

1.7.2.1. Modelo vectorial de contornos

La estructura básica es el vector, compuesto por un conjunto de pares de coordenadas (x, y) que describe la trayectoria de líneas isométricas

Tabla 1.11 Resumen de las estructuras más usuales utilizadas para el almacenamiento de los MDE (Felicimo, 1994)

Vectoriales	Contornos	Secuencial. Las líneas se almacenan como cadenas de cotas
		Análítica. Las líneas se almacenan como segmentos de Bézier, polinómicos, etcétera
	Perfiles	Cadenas paralelas de cotas en línea con altitud variable
	Triángulos	Red de triángulos irregulares (TIN, por sus siglas en inglés)
Raster	Matrices	Regulares. Cotas sobre submatrices jerárquicas y de resolución variable
		Escalables. Cotas sobre submatrices jerárquicas y de resolución variable
	Polígonos	Cotas asignadas a teselas poligonales regulares (triángulos y hexágonos)

(coincidiendo, por tanto, con las curvas de nivel o de un plano topográfico convencional). El número de elementos de cada vector es variable y la reducción de éste a un único elemento permite incorporar cotas puntuales. Una curva de nivel concreta queda definida, por tanto, mediante un vector ordenado de puntos que se sitúan sobre ella a intervalos adecuados (no necesariamente iguales) para garantizar la exactitud necesaria del modelo. La localización espacial de cada elemento es explícita, conservando los valores individuales de coordenadas. En el caso más sencillo, el MDE está constituido por el conjunto de las curvas de nivel que pasan por la zona representada, separadas generalmente por intervalos constantes de altitud.

Algunas opciones más avanzadas introducen nociones nuevas en el tratamiento de los datos, especialmente las líneas de rotura (breaklines), que permiten una mejor adaptación a algunos elementos del relieve (fallas, taludes), y que fa-

cilitan los tratamientos que necesitan asegurar la conectividad hidrológica. Un ejemplo de este modelo se presenta en la Ilustración 1.50.

Ilustración 1.50 Modelo vectorial contornos



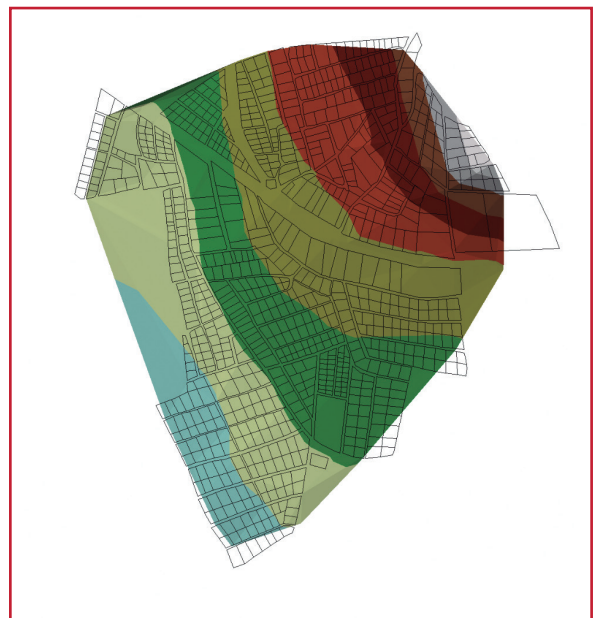
1.7.2.2. Modelo vectorial de redes de triángulos irregulares (TIN)

Esta estructura se compone de un conjunto de triángulos irregulares adosados y que suele identificarse por las siglas de su denominación inglesa: *triangulated irregular network*, TIN (Peucker et al., 1978). Los triángulos se construyen ajustando un plano a tres puntos cercanos no colineales, y se adosan sobre el terreno formando un mosaico que puede adaptarse a la superficie con diferente grado de detalle, en función de la complejidad del relieve. Se trata de una estructura en la que el terreno queda representado por el conjunto de superficies planas que se ajustan a una estructura anterior de puntos.

Los TIN pueden considerarse como una estructura derivada de otra anterior de puntos o líneas. Aunque la distribución original puede

ser cualquiera (incluso puntos distribuidos aleatoriamente), es frecuente partir de una base de isohipsas (modelo vectorial) para generar la red de triángulos. Estos están internamente organizados en función de su vecindad mediante un conjunto de información bastante complejo que hace posible un manejo relativamente ágil y eficaz frente a alternativas menos estructuradas, vea el ejemplo de la (Ilustración 1.51).

Ilustración 1.51 Modelo vectorial de redes de triángulos irregulares

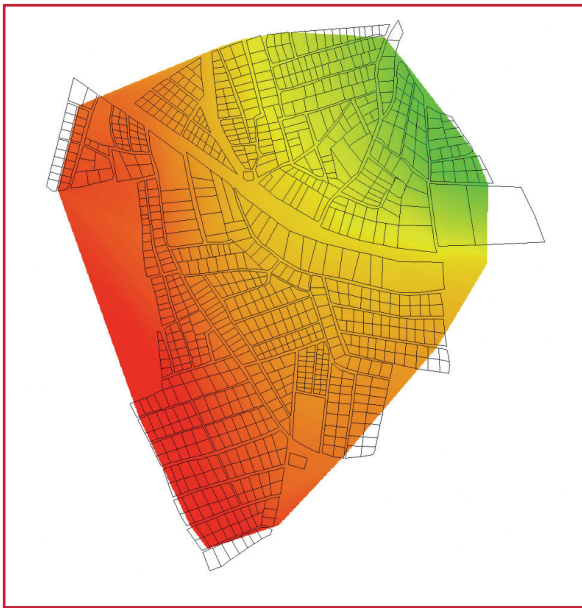


1.7.2.3. Modelo raster de matrices regulares

La estructura matricial tiene antecedentes relativamente remotos: Chapman (1952) propone métodos de análisis topográficos basados en matrices regulares. Esta estructura es el resultado de superponer una retícula sobre el terreno y extraer la altitud media de cada celda (aunque habitualmente se utiliza un valor puntual, asociado a cada nudo de la retícula o punto medio de la celda, con lo que esencialmente se construye un modelo vectorial de puntos). La retícula puede adoptar formas variadas pero la más utilizada es una red regular de malla cuadrada con

filas y columnas equiespaciadas. En esta estructura, la localización espacial de cada dato está implícitamente determinada por su situación en la matriz, una vez definidos su origen y el intervalo entre filas y columnas (Ilustración 1.52). Las matrices de altitudes suelen ser generadas por interpolación a partir de un modelo previo de contornos o por métodos fotogramétricos.

Ilustración 1.52 Modelo raster de matrices regulares



1.7.3. APLICACIÓN DE LOS MDE EN EL SECTOR HÍDRICO

Se han descrito tres variantes y alternativas de MDE, los cuales pueden aplicarse para distintos fines en el sector hídrico.

A través de estos modelos, complementados con bases de datos de sistema de información geográfica (GIS, por sus siglas en inglés) es posible

desarrollar sistemas de administración de las redes de distribución de agua potable, alcantarillado y saneamiento.

Como se mencionó al inicio de este apartado, la mayor aplicación en el sector, es la descripción de la topografía de terreno para el desarrollo de la infraestructura, tal como se utilizaría en un plano topográfico. En la Ilustración 1.53, puede observarse un MDE exclusivamente para descripción de terreno.

Sin embargo, debido a la versatilidad de estas herramientas es posible caracterizar de forma más detallada las características del terreno, inclusive se puede modelar la traza urbana como parte del MDE, tal como se muestra en la Ilustración 1.54.

Este tipo específico de MDE permite realizar modelos de simulación matemática para escurrimiento y drenaje pluvial, tal como puede observarse en la Ilustración 1.55, en la cual, a través del MDE se pueden definir las líneas de corriente, producto de una precipitación pluvial en una zona urbana. Para mayor información, se recomienda referirse al libro de *Drenaje pluvial urbano* del MAPAS.

Además, diversos programas de cómputo son compatibles con los MDE y permiten desarrollar modelos de simulación hidráulica para redes de distribución de forma más eficiente, tal como se muestra en la Ilustración 1.56. Para mayor información, se recomienda referirse al libro de *Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de distribución* del MAPAS.

Ilustración 1.53 Modelo Digital de Elevación (IMTA, 2013)

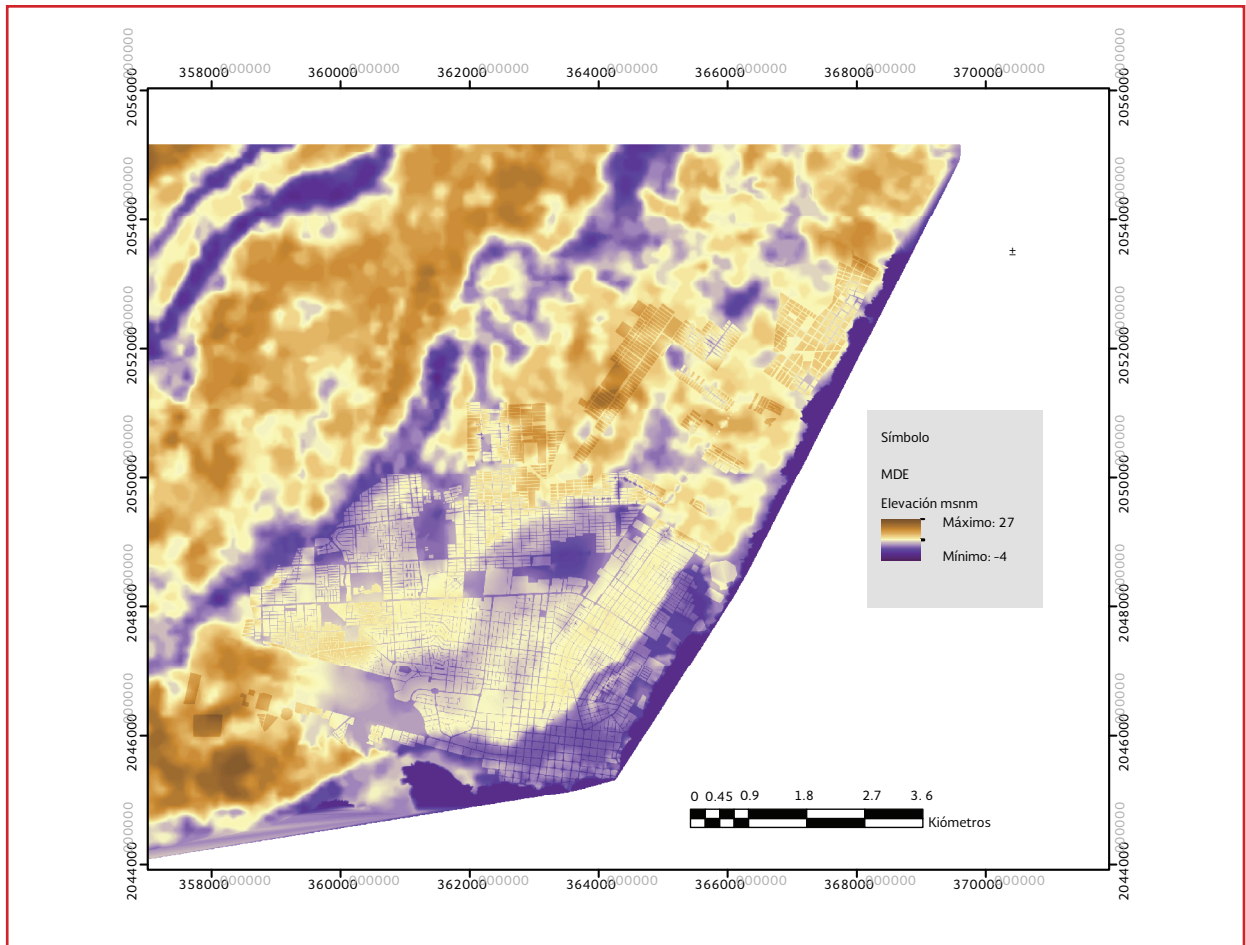


Ilustración 1.54 Modelo Digital de Elevación considerando la traza urbana (IMTA, 2013)

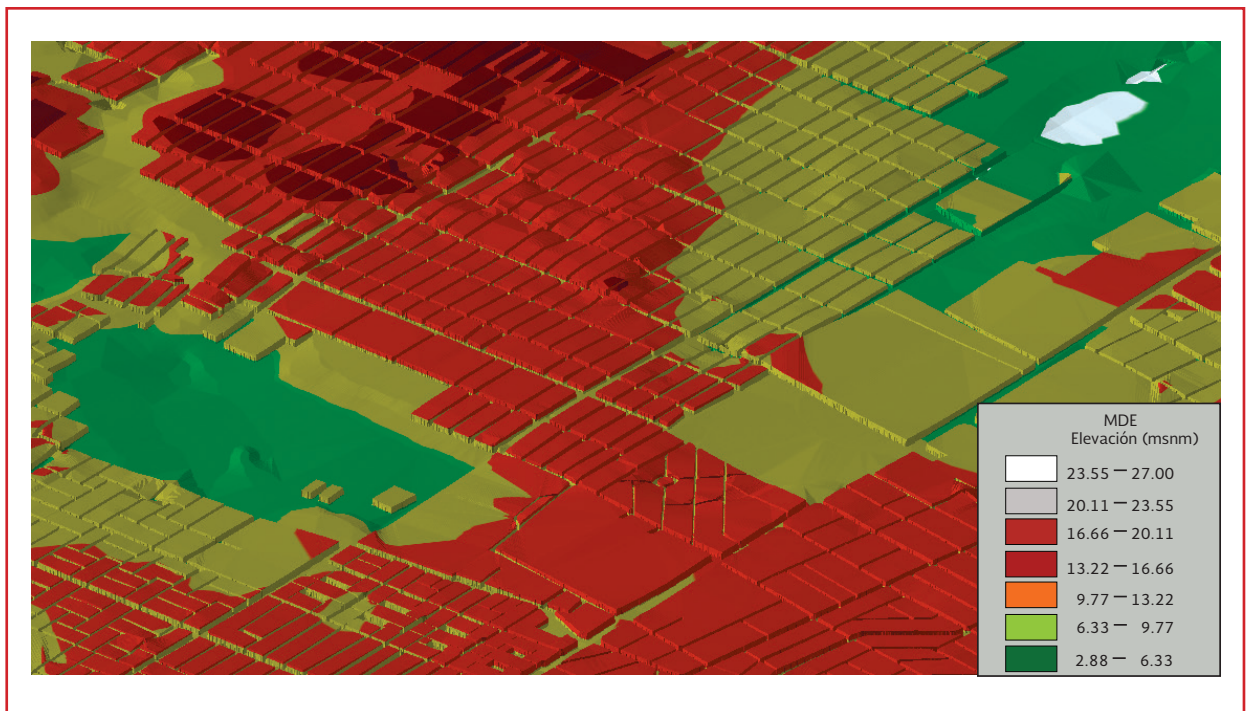


Ilustración 1.55 Delimitación de microcuenca en función de las líneas de corriente

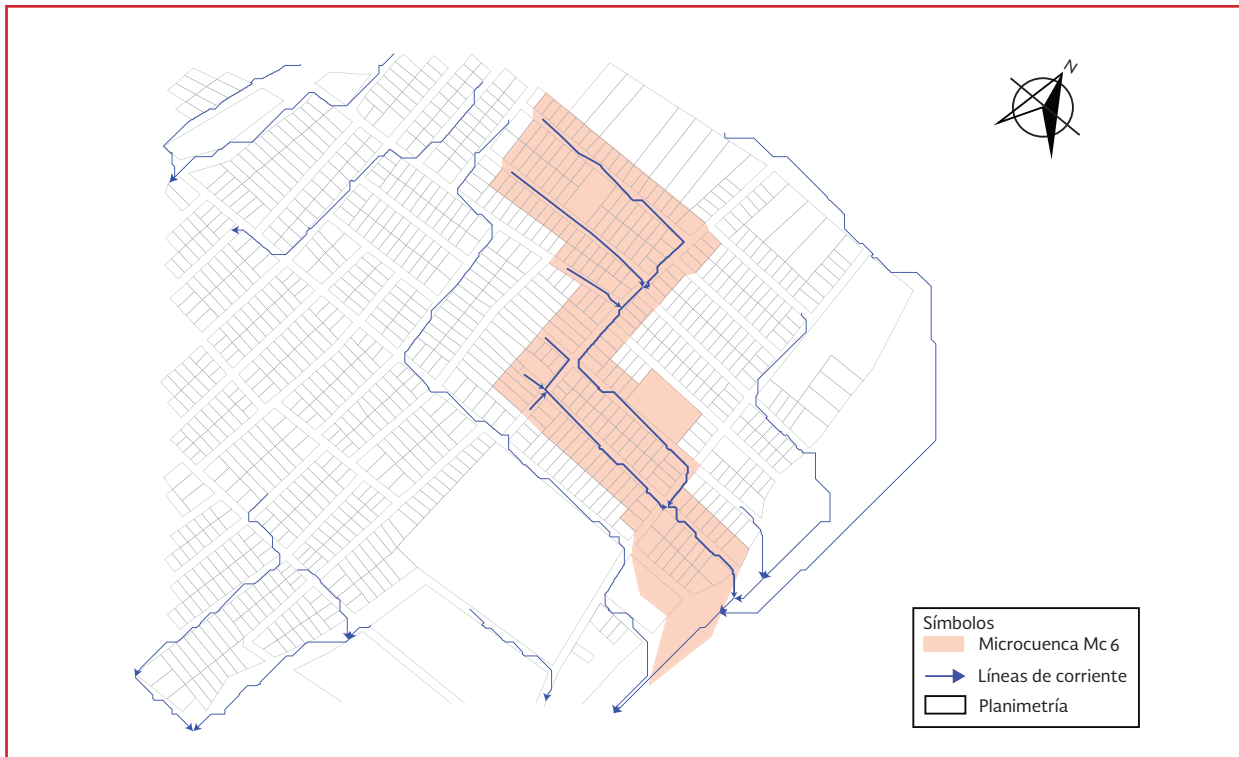


Ilustración 1.56 Modelo Digital de Elevaciones (MDE)



1.7.4. MÓDULO DIGITAL DE ELEVACIONES DE CONAGUA

Los módulos de consulta de mapas (escala 1: 250 000) y mapas topográficos (escala 1: 50 000), son modelos digitales de elevaciones del terreno (MDET) preparados por CONAGUA, los cuales permiten visualizar información geográfica

a partir de cartas topográficas como de información raster y vectorial, de diversos temas asociados al sector hídrico. Cuentan con herramientas básicas de visualización y consulta de las tablas y de atributos de las capas de información. Las bases de datos de éstos dos módulos se pueden consultar en los enlaces indicados en la Ilustración 1.57 y la Ilustración 1.58.

Ilustración 1.57 Módulo de consulta de mapas topográficos (escala 1:50 000) <http://sigaims.conagua.gob.mx/Website/Consulta50K/viewer.htm>

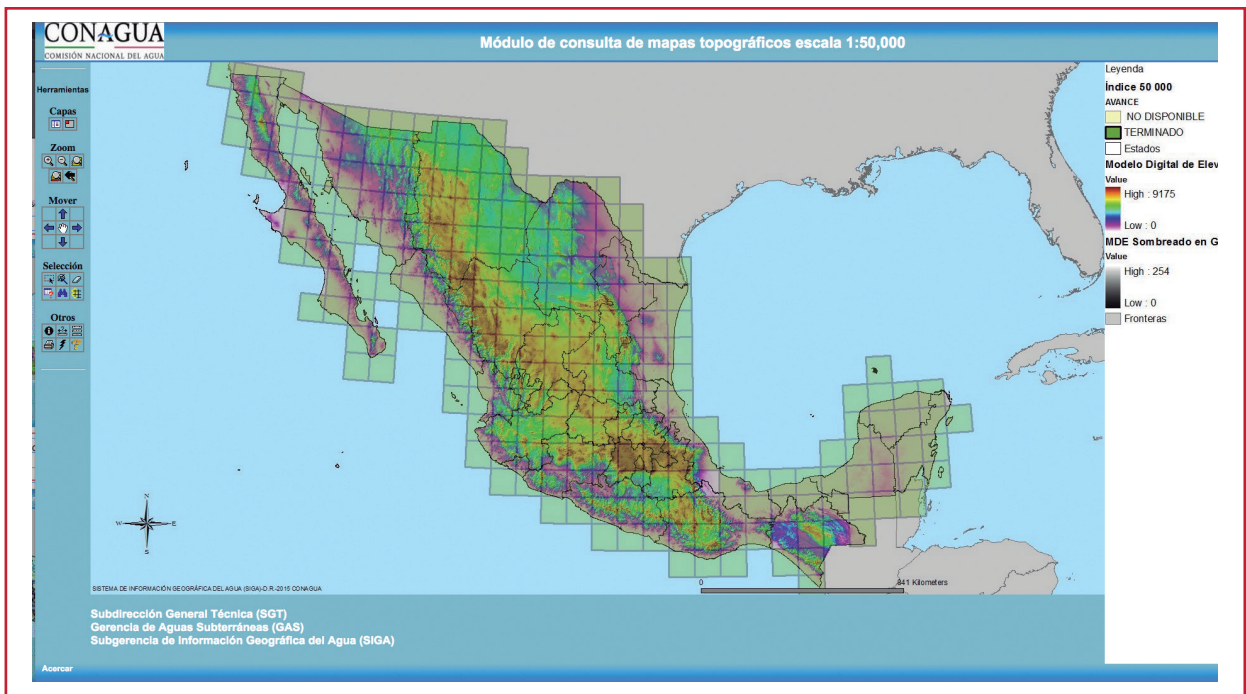
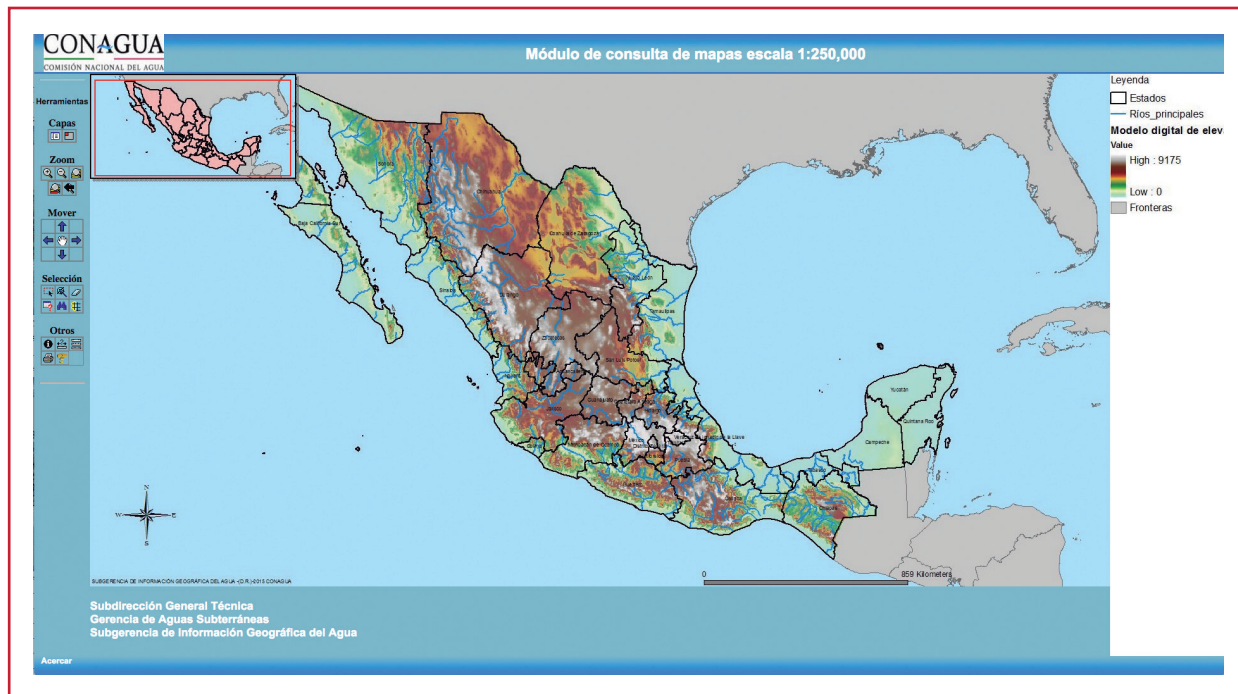


Ilustración 1.58 Módulo de consulta de mapas (escala 1:250 000) http://sigaims.conagua.gob.mx/Website/Escala_250k/viewer.htm



2

ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

2.1. INTRODUCCIÓN

2.1.1. OBJETIVOS Y ALCANCES

La geotecnia es una rama de ingeniería civil que estudia el comportamiento físico y mecánico de suelos y rocas y aplica estos conocimientos en el diseño y construcción de las obras civiles como cimentaciones, muros y presas. Esta disciplina se conoce tradicionalmente como mecánica de suelos, la que ha venido evolucionando para incluir otras especialidades como geología aplicada, mecánica de rocas, ingeniería sísmica, uso de materiales geosintéticos y aplicación de técnicas de mejoramiento de suelos y tratamiento de rocas. La meta de los estudios geotécnicos es construir obras seguras, funcionales, económicas y que no dañen el medio ambiente.

Los proyectos de agua potable y alcantarillado tienen varios aspectos especiales que hacen complejo el estudio de geotecnia. En primer lugar las estructuras que se construyen en los proyectos que nos ocupan tienen características muy variadas, desde estructuras esbeltas y altas como tanques elevados, estructuras de gran longitud como tuberías o bien estructuras de enorme tamaño como obras de captación por almacenamiento. En segundo lugar, muchas de las estructuras se

proyectan en las riberas de ríos, lagos o mares y su interacción con el agua es constante y compleja. Además, se emplean materiales térreos como relleno en muros y tuberías enterradas de manera tal que la selección de dichos materiales y su calidad de compactación inciden directamente en el comportamiento de estas estructuras. Las obras de captación y de tratamiento de aguas residuales suelen ubicarse en terrenos menos rentables para la municipalidad los cuales pueden ser de baja calidad desde el punto de vista de la ingeniería de cimentaciones tales como rellenos de escombros y depósitos de talud. Las difíciles condiciones del subsuelo plantean retos especiales para ingenieros proyectistas. Otro aspecto muy distintivo es el hecho de que por ser obras de contención y conducción del agua, las estructuras deben evitar o minimizar fugas del líquido puesto que estas se traducen en pérdidas económicas en obras de agua potable y contaminación a acuíferos en proyectos de alcantarillado. Por ello, es prioritario evitar agrietamientos en las estructuras proyectadas y movimientos excesivos de las juntas. Las condiciones de servicio o hermeticidad son en muchas ocasiones las que controlan los requerimientos de las obras. Por último, México se encuentra en una región de sismicidad activa y por ello el diseño de obras sísmo resistentes ocupan un lugar preponderante en los proyectos.

Debido a su amplio campo de aplicación en diferentes tipos de obras de infraestructura y edificación, se puede encontrar en la literatura una gran gama de referencias del estudio de geotecnia, algunas de ellas se presentan como bibliografía del presente capítulo. No obstante lo anterior, no es común tener a la mano referencias especializadas de geotecnia en proyectos de agua potable y alcantarillado. El objetivo de este capítulo es proporcionar lineamientos generales del estudio de geotecnia con especial énfasis en los proyectos de agua potable y alcantarillado. No pretende ser un compendio de temas geotécnicos o manual de diseño sino indicar los problemas geotécnicos principales que pueden surgir en estos proyectos, su estudio y solución.

2.1.2. PLANEACIÓN DEL ESTUDIO

Un estudio de geotecnia para una obra determinada se lleva a cabo en tres etapas: estudio preliminar, estudio de detalle y estudio de sitio. En el estudio preliminar, que también se conoce como de factibilidad o de anteproyecto, se efectúa la recopilación de información existente tanto del proyecto como del terreno y se realiza un recorrido de sitio. La segunda etapa en que se desarrolla la ingeniería de detalle tiene por objeto definir los perfiles estratigráficos y los parámetros de suelos concluyendo con las recomendaciones a proyectos de cimentación o mejoramiento de suelo, los procedimientos constructivos así como datos necesarios para el diseño estructural. La tercera y última fase del estudio se lleva a cabo durante la construcción. Dependiendo de la importancia de la obra y la magnitud del proyecto, los alcances de estos estudios varían. El estudio preliminar es in-

dispensable. Para obras pequeñas, los estudios posteriores se pueden simplificar sin que se desatienda el objetivo final de diseñar estructuras seguras y funcionales.

En el apartado 2.2 de este capítulo se abordan los estudios preliminares. En los otros apartados subsecuentes 2.3 a 2.6 se presentan criterios de análisis y diseño para los estudios de detalle. El apartado 2.7 se dedica a cubrir aspectos particulares de diseño para obras específicas de agua potable y saneamiento. Además de la bibliografía y referencias se incluyen dos anexos acerca de la determinación de las aceleraciones máximas del terreno y las capacidades de carga de las cimentaciones.

2.2. ESTUDIOS PRELIMINARES

2.2.1. ASPECTOS GENERALES

Esta etapa de estudio tiene como objetivo principal efectuar una investigación de factibilidad que proporcione la información básica del diseño, a partir de la cual se puede estimar el costo y los planes de construcción. Suelen evaluarse varias alternativas en cuanto a la ubicación del proyecto y tipo de solución geotécnica y estructural. En esta etapa, por lo general no se planea la realización de exploraciones y pruebas, sino la identificación de los problemas geotécnicos potenciales y que se lleva a cabo con base en la recopilación de información existente e investigación visual del sitio. La meta de este estudio preliminar es poder seleccionar el sitio que más ventajas técnicas, económicas y de comportamiento a corto, mediano y largo plazos presenta.

La revisión de la información existente comienza con las cartas geológicas, topográficas e hidrográficas del INEGI (Instituto Nacional de Estadísticas y Geografía). Parte de la información anterior también se puede conseguir, de proyectos realizados previamente en la zona, en las oficinas centrales, regionales o estatales de la CFE (Comisión Federal de Electricidad), PEMEX, CONAGUA, SMN (Servicio Meteorológico Nacional), SCT, SEMARNAT, IMTA u otras dependencias gubernamentales o universidades como Institutos de Geografía y de Geología de la UNAM. Un apoyo adicional a los planos topográficos del INEGI son las fotografías aéreas o imágenes de percepción remota satelital, las cuales se pueden obtener en ocasiones de las oficinas mencionadas. *Google Earth*® es una fuente de información que se consigue por internet.

La Sociedad Mexicana de Geotecnia (SMG) tiene una vasta colección de publicaciones donde se puede encontrar información valiosa acerca de las condiciones del subsuelo, propiedades de los suelos, características de proyectos de infraestructura y edificación así como observaciones del comportamiento de las obras en muchas zonas del país. En las publicaciones de la SMG también se encuentra información acerca de la zonificación geotécnica en muchas ciudades del país. Bajo el concepto de la zonificación geotécnica se identifican zonas cuyas propiedades del subsuelo son similares y en la que también se incluyen mapeos de riesgos geológicos.

El reconocimiento del sitio debe efectuarse después de la revisión de información habiendo obtenido una síntesis geológica y topográfica básica. En el sitio se debe recopilar la siguiente información:

- a) Los datos geológicos tales como litología, estructuras geológicas, formaciones superficiales y morfología
- b) La descripción geotécnica de los suelos como la composición, aspecto físico (color), homogeneidad o estratigrafía, así también la densidad relativa de los suelos granulares
- c) Situación del nivel freático, localización de acuíferos, localización de zonas de recarga y drenaje
- d) Inestabilidad del terreno como indicio de deslizamiento, erosión interna, hundimiento y cavidad
- e) Caminos, vías de acceso, disponibilidad de agua, electricidad, sitios de posibles emplazamientos para realizar estudios de sondeos, pozos y geofísica
- f) Observaciones en el comportamiento de estructuras vecinas del sitio del proyecto. Durante los recorridos de campo deben tomarse muestras de rocas de distintas unidades litológicas y suelos de diferentes tipos, notas descriptivas generales del tipo de materiales encontrados, características geológicas estructurales, así como fotografías. Es preferible que se hagan estos recorridos formando equipos de diferentes especialidades

Cabe mencionar que el objetivo del estudio de geotecnia no es solamente investigar la capacidad de carga y compresibilidad del terreno en el área donde se desplanta la estructura sino abarca una evaluación minuciosa y exhaustiva de todos los riesgos geológicos asociados con el proyecto y las condiciones de estabilidad global del terreno en cuestión. Por ejemplo, si se proyecta un tanque elevado en un predio cuyo terreno es relativamente firme, la estructura no tendrá muchos

problemas ni de capacidad de carga del terreno ni de asentamientos que se pudieran ocasionar. Sin embargo, si este predio se sitúa en la terraza de un paleocauce y existe amenaza de deslizamiento de laderas hacia la misma, dicho terreno se puede juzgar como inadecuado. Resulta mucho más económico reubicar la estructura que construir obras para mitigar el mencionado riesgo de deslizamiento. Como otro ejemplo, si a poca distancia de ese predio hay agrietamientos de terreno los que se pudieran propagar en el futuro hacia el mismo recinto, dicho terreno también debe reevaluarse. Estos ejemplos muestran que el estudio de geotecnia debe tener una visión más amplia y global que las tradicionales investigaciones de mecánica de suelos. Por ello, el proyectista debe conocer, antes de planear programas de exploración y pruebas de campo y laboratorio, las condiciones específicas de diferentes depósitos de suelo o sedimento así como los riesgos geológicos asociados.

A continuación se describen brevemente los principales depósitos de suelo y riesgo geológicos que suelen enfrentarse en proyectos de agua potable y alcantarillado.

2.2.2. DEPÓSITOS DE SUELO

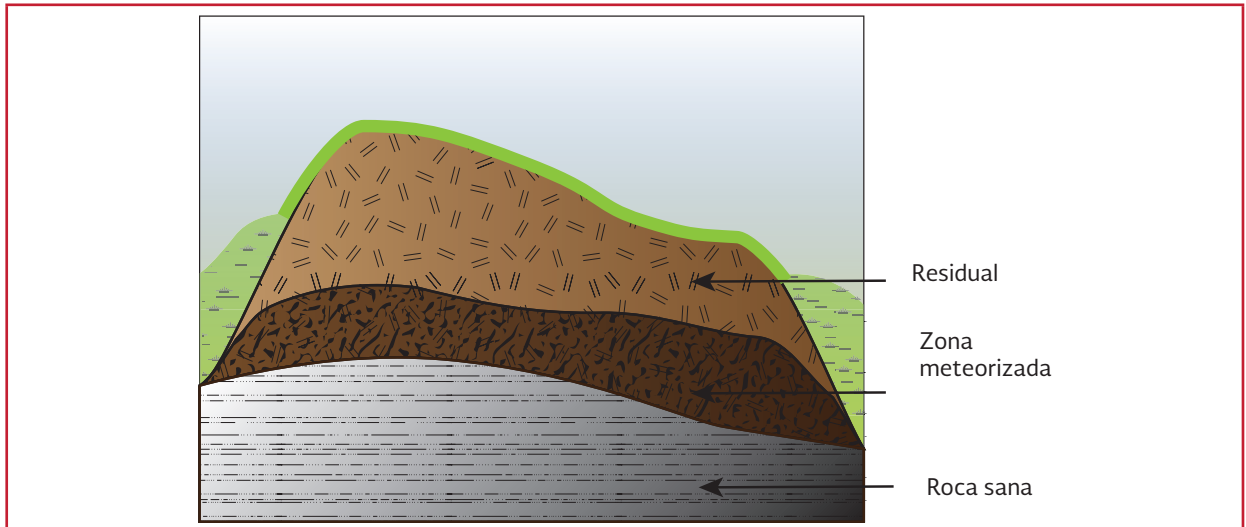
En el estudio preliminar es de primordial importancia conocer el ambiente geológico en que se han formado los sedimentos de suelo puesto que las propiedades de los suelos y las problemáticas particulares de ellos están íntimamente relacionadas con el entorno específico que dio origen al depósito. A continuación se da una descripción breve de los principales depósitos de suelo que se pueden encontrar con mayor frecuencia (Ilustración 2.1). Más detalles se encuentran en Sowers y Sowers (1989) y González de Vallejo (2004).

Depósito residual. Los suelos residuales tienen su origen en la meteorización de la roca cuyo producto no se transporta sino se acumula en el lugar en que se forma. La mayoría de los suelos residuales se encuentran en condiciones tropicales húmedas y de meteorización química intensa. Por la particularidad de las características del clima, la naturaleza de la roca original y condiciones de drenaje que se presentan en cada sitio los suelos de esta clase son extremadamente variables en composición y extensión de un sitio a otro. Es frecuente encontrar depósitos de suelo cuyo espesor cambia en decenas de metros en una distancia menor de cien metros. Además de la heterogeneidad que poseen los suelos residuales están caracterizados por sus microestructuras como vetas de minerales, grumos o juntas por lo que requieren de estudio cuidadoso.

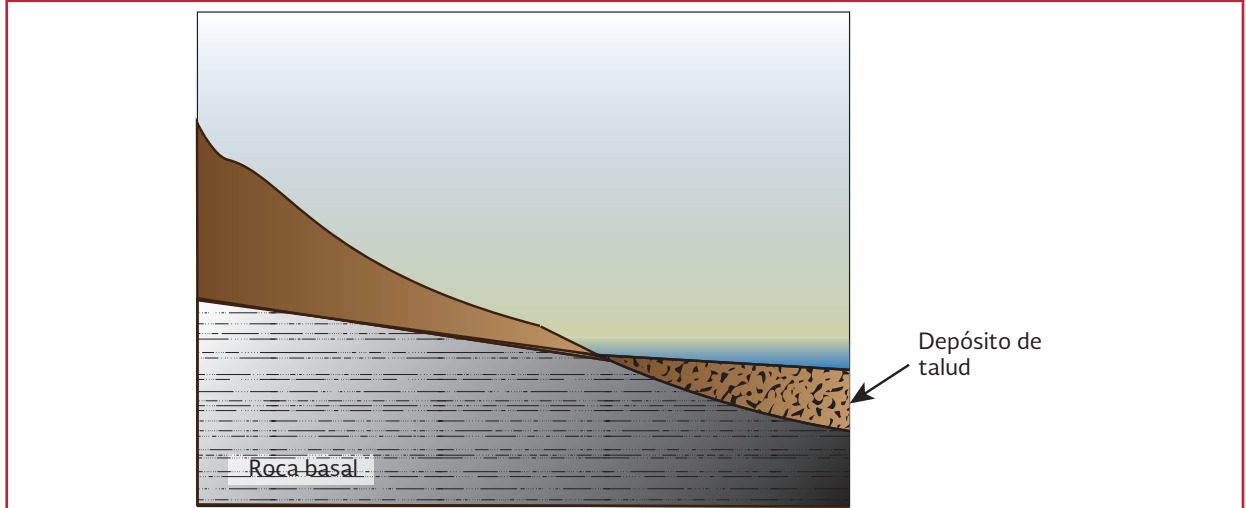
Los suelos expansivos son un tipo de suelos residuales. Son aquellos susceptibles a grandes cambios de volumen debido a la modificación en sus contenidos de agua. Este tipo de comportamiento genera movimientos verticales en las estructuras que pueden llegar a producir daños en las mismas, sean superficiales o subterráneas. Algunos indicadores de la presencia de los suelos expansivos son: grietas de secado, alta plasticidad y espejos de fricción. Así mismo los suelos de ésta clase son resbalosos y tendientes a pegarse a zapatos o llantas de vehículos cuando están húmedos.

Depósito de talud. Los depósitos de talud, que se conoce también como coluvial, de avalancha o de derrumbe, se originan del material suelto en las zonas altas de laderas que a causa de la gravedad se deposita al pie de los taludes que generalmente se presentan con forma en planta de abanicos o bien como cono de deyección. El origen de estos sedimentos suele estar cercano a

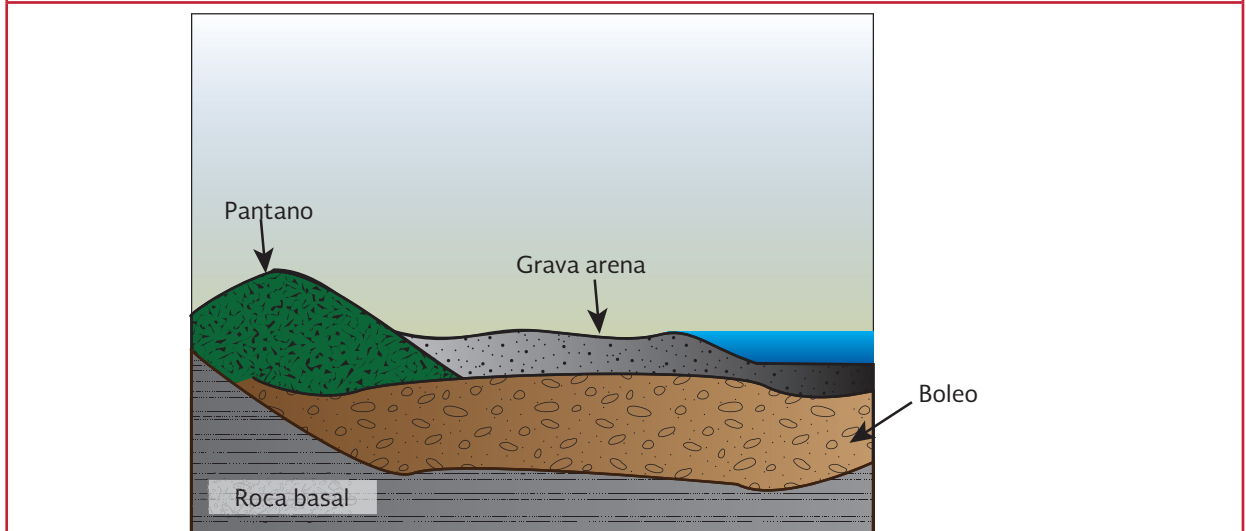
Ilustración 2.1 Esquemas de algunos depósitos de suelo



a) Depósito residual



b) Depósito de talud o coluvial



c) Depósito aluvial

la roca del que provienen los cuales pueden tener restos vegetales mezclados. Su extensión es relativamente pequeña pero a veces se solapan unos sobre otros más antiguos. Son comunes en zonas de fallamiento activo.

Depósito aluvial. Los aluviales son producto de arrastre y deposición de materiales sueltos que provienen desde aguas arriba de una corriente. En las partes altas de la corriente, se presentan terrenos de pendiente fuerte y escarpada, con volcadura de rocas de gran tamaño u socavaciones de paredes y fondo de cauce. En las partes bajas se encuentran suelos de estratigrafía errática, lentos, islote o barras de arena.

Entre los efectos que pueden causar mayor problema a un proyecto de agua potable y alcantarillado es la tubificación, un fenómeno en que se producen flujos de agua a través de la masa de suelo en forma de conductos que pueden generar erosión interna. Este fenómeno es altamente peligroso en estructuras de contención de agua como presas pues la falla de estas puede traer consecuencias catastróficas.

Depósitos lacustre y marino. Muchos de los depósitos aluviales son lacustres o marinos y están caracterizados por su alta compresibilidad pues experimentan grandes deformaciones al someterse a cargas mayores a las que actualmente tienen debido a su peso propio. Este tipo de suelos poseen altos contenidos de agua en su estado natural y valores muy elevados en su relación de vacíos. Casos típicos de esta clase de suelo son la arcilla del Valle de México donde los contenidos de agua son generalmente mayores de 300 por ciento y relación de vacíos superior a 15.

Depósito eólico. Muchos de los depósitos eólicos tienen potencial de ser colapsables. Los suelos

colapsables se definen como aquellos que pueden experimentar reducciones de volumen excesivos deberá hacerse sin la aplicación de cargas externas. Esta reducción se debe a un reacomodo súbito de sus partículas por la saturación. En vista de la gran dependencia de su comportamiento respecto a la presencia de agua, la identificación de este tipo de suelos en obras hidráulicas es de gran importancia. Sin embargo, hay que considerar que si los suelos se identifican oportunamente, los problemas que se presentan se resuelven en forma técnica y económicamente aceptable, tomando en cuenta la colapsabilidad del suelo, las causas que producen saturación y la estimación de asentamientos por colapso. Las cenizas volcánicas son otro de los depósitos eólicos que suelen encontrarse. La toba es la formación rocosa de dicho depósito.

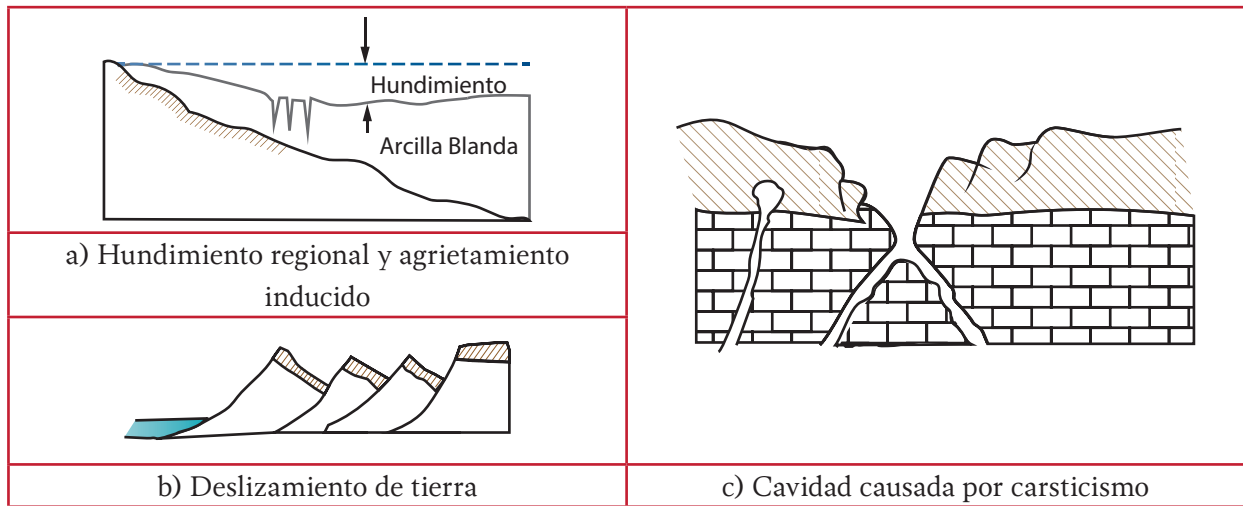
2.2.3. RIESGOS GEOLÓGICOS

Los riesgos geológicos provienen de movimientos del terreno, producto de diferentes características y escalas, ocasionados por procesos geodinámicos. Dichos riesgos afectan las actividades humanas y por supuesto las obras a construir. La evaluación, prevención y mitigación de dichos riesgos son indispensables para minimizar pérdidas materiales y humanas. Resulta indispensable prever las magnitudes y efectos de estos riesgos para diseñar obras seguras y económicas. A continuación se presentan algunos riesgos geológicos más frecuentes (Ilustración 2.2). Más detalles se encuentran en Sowers y Sowers (1989) y González de Vallejo (2004).

Hundimiento regional

En las zonas donde los suelos susceptibles a consolidación están sometidos a un proceso

Ilustración 2.2 Esquema de algunos riesgos geológicos



que reduce progresivamente su contenido de humedad (extracción de agua del subsuelo por bombeo o drenaje, procesos de carga continua, etcétera) se debe de tomar en cuenta la información disponible de la evolución del proceso de hundimiento regional para considerar sus efectos a corto y largo plazo en el comportamiento de las obras del proyecto. Aunque intervienen varios factores, el espesor de estrato de suelo compresible es el que tiene relación directa con la magnitud de los hundimientos. Si se conoce la variación de los espesores de dichos estratos en determinada área será posible estimar los contornos de hundimientos. En el Valle de México se puede consultar los registros de hundimiento regional reportados por CONAGUA para conocer la magnitud, evolución y distribución de los hundimientos del terreno. En estructuras de gran importancia, la investigación del hundimiento regional se debe hacer mediante observación directa de piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos, alejados de cargas, estructuras y excavaciones

que alteren el proceso de consolidación natural del subsuelo. En el caso de los bancos de nivel profundos, es importante garantizar que los efectos de la fricción negativa que actúa sobre ellos no afecten las observaciones.

Entre los principales efectos del hundimiento regional se encuentran, el desarrollo de la fricción negativa sobre los elementos de cimentación embebidos en el suelo, la emersión de estructuras cimentadas sobre elementos descansados en capas profundas incompresibles y la modificación en las características dinámicas del suelo. Si el espesor de los estratos compresibles es variable, los hundimientos de la superficie del terreno no son uniformes, lo que ocasiona asentamientos diferenciales en las estructuras superficiales y someramente embebidas. El hundimiento regional afecta de manera considerable a sistemas de drenaje si las redes están diseñadas para que operen por gravedad pues pierden las pendientes originales del terreno. Aunque el problema del hundimiento regional es más conocido en el Valle de México, en la literatura se ha reportado observación de fenómenos similares en otras

ciudades del país o en zonas de extensión limitada donde están en operación pozos de bombeo.

Agrietamiento

En el Valle de México y otras ciudades del país como Aguascalientes y Querétaro se han observado agrietamientos o fallamientos de suelo. Las grietas que se desarrollan tienen longitudes, profundidades y aberturas variables. Este fenómeno tiene varias causas. Una de ellas es el hundimiento regional que tiene lugar en las orillas de los depósitos lacustres o en la cercanía de los domos volcánicos. Los asentamientos diferenciales traen como consecuencia esfuerzos de tensión en el estrato somero de suelo ocasionando grietas de tensión. Otro efecto que da lugar a grietas de tensión es la precipitación sobre suelo relativamente seco. Se ha atribuido también a fallas geológicas. El agrietamiento se puede observar en los taludes o laderas, que por lo general también es un indicio de la inestabilidad del talud. En zonas donde hay rellenos, los suelos se desecan por diferentes capacidades de retención de agua, los agrietamientos pueden ocurrir en la zona de contacto entre el relleno y el suelo original. El agrietamiento de suelo puede traer consecuencias de importancia a las obras. Si las estructuras son superficiales y someras como cimentaciones superficiales de tanques o tuberías, éstas pierden soporte lateral lo que origina su inestabilidad por volteo o disminución de capacidad de carga. En las cimentaciones profundas, la pérdida de soporte lateral en el estrato somero hace que las fricciones positivas no se desarrollen en toda su longitud haciendo disminuir la capacidad de carga. La infiltración de agua a través de las fisuras o grietas pueden hacer que éstas se propaguen a una mayor profundidad o extensión generando daños aún mayores a las obras.

En las zonas de agrietamiento potencial, es importante identificar la zona de influencia y pronosticar su potencial de desarrollo en el futuro. Habrá que efectuar un levantamiento detallado sobre la presencia de fisuras y grietas en el subsuelo y daños que han ocasionado en las estructuras vecinas. Se debe evaluar la longitud, profundidad, abertura y orientación de todas las grietas observadas, investigando su evolución desde su aparición. Si no se puede evitar proyectar estructuras en esas zonas, hay que considerar este fenómeno en los análisis y soluciones. Entre las medidas de mitigación se puede considerar a) rellenar las grietas con mezclas de limo y arcillas o de cemento y bentonita, b) proyectar estructuras con cimentación rígida como cajón, y c) disponer juntas de asentamiento entre diferentes unidades estructurales. Como la mayoría de las grietas están asociadas con el hundimiento regional, mismo que continuaría en el futuro, es importante implementar observaciones de desplazamientos de las estructuras construidas especialmente después de lluvias intensas.

Deslizamiento

Los deslizamientos son movimientos de una masa de suelo o roca en una ladera cuyo plano de falla es por lo general mayor de 15° de inclinación. Favorecidos por lo general por infiltraciones de aguas superficiales y contactos de roca con inclinación cuesta abajo, los desplazamientos pueden ser lentos o rápidos, de espesor variable hasta decenas de metros y de volúmenes desde muy grandes hasta pequeños. Son propios de las zonas montañosas y riberas de ríos, lagos y mares. Los cortes naturales o artificiales generan problemas de inestabilidad similares a los deslizamientos. Independiente de que sean de roca o suelo se debe identificar los problemas potenciales como deslizamiento, caída, erosión

o socavación, tanto en la corona como en el pie de los cortes.

Cavidad

En zonas donde se encuentran minas que ya no están en funcionamiento, donde se explotaban de manera subterránea materiales para construcción tipo arena, grava, “tepetate”, formándose túneles, galerías y salones en un enjambre subterráneo. En sitios donde predomina la formación geológica de caliza cárstica se generan cavernas y conductos de disolución que también llegan a ser de gran tamaño. En algunos derrames volcánicos, aunque son de roca sumamente resistente, también se presentan discontinuidades como cavidad o agrietamiento. Como el primero de los efectos de estas cavidades, se forman drenes subterráneos por los cuales ocurren socavaciones y erosiones de materiales térreos. Derivado en parte de estas pérdidas de material, el techo de las cavidades se colapsa presentando una amenaza de aún mayor impacto a las estructuras cimentadas sobre el mismo. Aunque se han identificado varias zonas de minas abandonadas o actividad cárstica, no es poco común encontrar problemas similares fuera de estas zonas conocidas y de allí la importancia de un estudio de reconocimiento cuidadoso en el que se plantean investigaciones más detalladas.

Discontinuidades y falla

Las discontinuidades de las rocas y suelos son descripciones genéricas de varias manifestaciones tales como pliegues, fracturas, juntas o diaclasas, discordancias, estratificaciones y fallas. Todas las discontinuidades anteriores, excepto fallas, se presentan en familias o sistemas que son susceptibles

de analizarse estadísticamente. La falla, se presenta en forma individual como un rompimiento o desplazamiento apreciable de las rocas y afectan a las obras de diferentes maneras:

- a) Existen planos débiles o de deslizamiento por donde pueden ocurrir caídas, deslizamientos o creep cuando se ejecutan excavaciones o taludes
- b) Alrededor de las fallas se encuentran depósitos de suelo sumamente no uniformes que por resistencia y deformabilidad contrastantes se generan problemas de seguridad y servicio en las estructuras
- c) Las discontinuidades son en muchas ocasiones conductos preferentes de flujo de agua los que provocan problemas de filtración durante excavaciones. Aunque es recomendable evitar que las estructuras se proyecten sobre o cerca de las fallas, es común que las líneas de conducción atraviesan por ellas

Efectos sísmicos

Los movimientos de vibración del terreno por la propagación de ondas sísmicas pueden generar acciones sísmicas a la infraestructura hidráulica al tiempo de ocasionar efectos sumamente dañinos al subsuelo. Muchas veces, estos efectos negativos al subsuelo tienen consecuencias más severas al proyecto que las acciones de inercia actuantes en las estructuras. Los principales daños sísmicos al subsuelo son asentamiento, licuación, deslizamiento y agrietamiento.

Los asentamientos inducidos por sismo en los depósitos se deben a un proceso de acomodo de partículas de suelo granular que se encuentra en

estado relativamente suelto. La magnitud de los asentamientos depende de la intensidad sísmica, densidad inicial del suelo y estado de esfuerzo antes del sismo. Cuando los suelos granulares estén saturados y posean baja permeabilidad, los asentamientos no ocurren inmediatamente después de estar sujetos a sismos, sin embargo se generan excesos en presión de poro que se pueden traducir en el fenómeno de licuación que es más severo que el mismo asentamiento. Las arcillas también sufren asentamientos sísmicos aunque de magnitud menor.

La licuación se refiere a la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo debida al exceso en la presión de poro que se produce ante cargas cíclicas. Se presenta primordialmente en arenas mal graduadas saturadas con baja permeabilidad. Este fenómeno es uno de los que han causado mayores daños geotécnicos a las obras civiles. Para identificar el potencial de licuación se debe estudiar la posibilidad de presencia de rellenos artificiales, depósitos de materiales granulares y la posición aproximada del nivel freático. Resulta provechoso tener acceso a la información en la literatura especializada o contar con experiencias locales sobre antecedentes de licuación en el área. En México se han reportado casos notorios de licuación en los estados de Veracruz, Chiapas, Guerrero, Michoacán, Colima y Baja California.

Los deslizamientos de suelo o roca inducidos por sismo pueden tener diferentes tipos y magnitudes. Pueden ser deslizamientos en bloques, caídas de bloques, deslizamientos traslacionales o avalanchas. También pueden ser flujos de detritos y extensiones laterales. Al estar saturada la masa de suelo está más susceptible a la falla. Respecto al agrietamiento de tierra, este por lo general tiene dos formas. Una se debe a la falla

geológica estructural. La dislocación de masas de subsuelo es causa de fallas de edificios, caminos, tuberías y presas. El caso más notable es la presa Shihkang en el sismo de Taiwán, 1999. La segunda se da en los taludes y aún en depósitos de suelo horizontales, donde pueden ocurrir grietas de terreno, lo que ocurre con mayor frecuencia en paleocauces o rellenos no uniformes.

2.3. EXPLORACIONES Y MUESTREO

2.3.1. GENERALIDADES

En la etapa de estudios de exploración y muestreo se definen las condiciones estratigráficas del sitio mediante mediciones de campo y sondeos exploratorios con muestreo alterado, que posteriormente permitan reprogramar la exploración con muestreo inalterado. Las muestras de suelo recuperadas, alteradas o inalteradas, se someten a las pruebas de laboratorio en las que se determinan las propiedades físicas y mecánicas de los suelos; algunas de ellas se obtienen a través de las pruebas de campo. El objetivo de los estudios de campo y laboratorio es proporcionar los parámetros de suelo para realizar diseños geotécnicos y estructurales. En ningún proyecto se deben comenzar el diseño y construcción sin que se concluyan antes los estudios de campo y laboratorio con las elaboradas interpretaciones de resultados y recomendaciones. A continuación se describen brevemente las exploraciones directas e indirectas. Las pruebas de campo y laboratorio se tratan en el apartado 2.4. Se encontrarán en el apartado 2.7 más detalles sobre los programas de exploración y pruebas en relación a las obras típicas de agua potable y alcantarillado. Las referencias Sowers y Sowers (1989), IMTA (2004) y Ruiz y González (1999) ofrecen más detalles.

2.3.2. EXPLORACIONES DIRECTAS

En los métodos directos se obtienen muestras representativas, alteradas o inalteradas que sometidas a pruebas de laboratorio sirven para obtener la clasificación de suelos, determinar sus propiedades mecánicas e hidráulicas así como conocer con mayor precisión riesgos geológicos asociados a los proyectos en cuestión.

- **Las muestras representativas alteradas** sirven para clasificar los suelos, determinar sus propiedades índices y preparar especímenes compactados, mismos que son sometidos a pruebas mecánicas en laboratorio. Estas muestras se obtienen por medio de excavación de pozos a cielo abierto y la realización de sondeos de exploración
- **Las muestras inalteradas** son aquellas cuya estructura no es afectada por el muestreo y se utilizan para clasificar los suelos y determinar, además de las propiedades índice, las características mecánicas e hidráulicas. Estas muestras se obtienen en pozos a cielo abierto y en los sondeos con tubo de pared delgada (tubo Shelby), con el muestreo Denison o con el Pitcher

Las exploraciones directas son especialmente útiles para localizar rellenos artificiales, galerías de minas y otras quedades.

Las exploraciones se planean sobre líneas o en puntos aislados y deben alinearse a lo largo de los lados o esquinas de las estructuras. En los sitios donde se identifican problemas geotécnicos complejos, las distancias entre las exploraciones planeadas sobre líneas deben ser entre 50 y 100 metros.

Las exploraciones puntuales pueden tener distancias entre sí de 30 a 50 m. Para terrenos sensiblemente homogéneos como depósitos aluviales y llanuras extensas las distancias entre las exploraciones pueden incrementarse; en caso contrario, dichas distancias se deben disminuir si se presentan suelos altamente heterogéneos como lechos de lagos, laderas y faldas de lomeríos o de volcanes, contactos entre roca y suelo, estratos de suelo con propiedades muy contrastantes, o cambios bruscos del techo de roca.

La profundidad de las exploraciones depende de la importancia del proyecto, tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo. Por lo general, la profundidad de exploración no debe ser menor de 20 metros, ni debe ser inferior a dos metros por debajo del nivel de desplante. Como criterio general, los sondeos deben ser suficientemente profundos que permitan conocer el techo de la roca. Si el depósito de suelo es muy profundo los sondeos deben llegar a tal profundidad en que la compresibilidad de los estratos subyacentes tenga influencia insignificante sobre las estructuras a proyectar. Aún en suelos relativamente poco compresibles, los sondeos deben penetrar al menos 3 metros. Si se planean excavaciones o remplazos de materiales en el sitio del proyecto se debe descontar el espesor del estrato a remover para estimar la profundidad de exploraciones.

Los sondeos con recuperación continua de muestras alteradas, mediante la herramienta de penetración estándar, son útiles para evaluar la consistencia o compacidad de los materiales granulares. También se pueden emplear en arcillas blandas con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua y otras propiedades índice. No se deben realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.

En suelos cohesivos se realizan sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas. Sólo las muestras inalteradas son confiables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definen a partir de perfiles de contenido de agua, los cuales se determinan previamente, mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.

Los sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril son recomendables para materiales firmes y rocas a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.

En los sondeos de percusión o de avance con equipo tricónico se deben registrar variables de perforación como registros continuos de la presión en las tuberías o mangueras de la máquina de perforar, de la velocidad de avance, de la torsión aplicada, etc. Estos métodos son útiles en la identificación de tipos de material o para descubrir oquedades.

De forma resumida, la Tabla 2.1 muestra los métodos explicados, el suelo en los que son aplicables y su objetivo.

En suelos expansivos la profundidad de exploración debe ser mayor que la profundidad activa siendo definida como la zona donde se presenta la variación de la humedad en el terreno. Debido a que el potencial de expansión del suelo depende de su humedad natural y ésta es cambiante durante el año, las muestras que serán utilizadas para la determinación del potencial de expansión deben obtenerse al final de verano o comienzo de otoño, tiempo en que se espera un máximo potencial de expansión. Se debe conservar el contenido de agua natural de las muestras de suelo al tiempo de minimizar los efectos de remoción. El empacado de las muestras debe ser inmediato, evitando su exposición al aire de las mismas.

La dificultad de muestreo en suelos colapsables es mucho mayor que en suelos estables ya que la estructura de suelo determina esencialmente su comportamiento inestable y se debe conservar por lo que es preferible realizar muestreos en suelos excavando pozos a cielo abierto en estratos superficiales. Por su origen, los suelos colapsables son altamente heterogéneos y por lo tanto el muestreo debe efectuarse en varios lugares que son cercanos entre sí para conocer la variación espacial del suelo. Si se emplean sondeos para muestreo, los muestreadores deben tener una relación mayor de 56 por ciento.

Tabla 2.1 Resumen de métodos de exploración directa

Método	Suelo	Objetivo
Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril	Materiales firmes y rocas	Recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos
Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas, mediante la herramienta de penetración estándar	Materiales granulares Arcillas blandas	Evaluar la consistencia o compacidad Obtener un perfil continuo del contenido de agua y otras propiedades índice
Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras alteradas	Suelos cohesivos	Determinar propiedades mecánicas
Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas	Suelos cohesivos	Definir perfiles de contenido de agua
Sondeos de percusión o de avance con equipo tricónico	General	Identificación de tipos de material o para descubrir oquedades

2.3.3. MÉTODOS GEOFÍSICOS

Los métodos de exploración geofísica se emplean en los estudios previos a la construcción representando una economía en tiempo y costo siendo su finalidad la extrapolación de los resultados obtenidos de los estudios directos a un área mayor o a mayor profundidad. Sin embargo, nunca sustituyen los últimos sino más bien son complemento de ellos. Los métodos geofísicos solamente se recomiendan como apoyo de las investigaciones directas. Sus resultados también deben interpretarse a través de una calibración precisa y reciente del dispositivo usado además de disponerse de correlaciones confiables con resultados de pruebas de laboratorio establecidas o verificadas localmente. Los métodos geofísicos de tipo eléctrico y sísmico son los más usados para obras de ingeniería civil.

El método geoelectrico permite realizar mediciones de la resistividad, a partir de la inducción de una corriente eléctrica. Se utiliza para detectar indirectamente características de los materiales del subsuelo tales como: tipos de material, profundidad del nivel freático, espesor de los estratos, profundidad de los contactos y estructuras geológicas, entre otros. Por ejemplo, las calicatas eléctricas pueden detectar anomalías laterales, accidentes de geología estructural y cavidades en el subsuelo.

Con el método geo sísmico, mediante la interpretación de resultados, se pueden deducir propie-

dades mecánicas y distribución de los materiales en el subsuelo, empleando las velocidades de las ondas de compresión y de corte que se transmiten a través de los materiales que constituyen el subsuelo, por efecto de las vibraciones producidas por la detonación de una carga de explosivos. El método geosísmico se utiliza principalmente para deducir: compacidad de los materiales, profundidad de los contactos, espesor de los estratos, módulo dinámico de rigidez al cortante, módulo dinámico de elasticidad, relación de Poisson de los materiales, entre otros. Los métodos geosísmicos que se emplean con mayor frecuencia son de refracción y de pozos.

El método de refracción sísmica tradicional se ha extendido a la técnica de tomografía de refracción sísmica que permite conocer los estratos de subsuelo cuya velocidad de propagación de ondas no necesariamente sea ascendente con la profundidad. Los resultados obtenidos de la tomografía no se presentan en perfiles individuales sino en mapeos completos de secciones transversales.

Los métodos de pozos pueden realizarse de diferentes formas como Crosshole, Downhole y Uphole, siendo el primero el que puede aportar con mayor precisión los perfiles de propiedades elásticas en los estratos del subsuelo.

De forma resumida, la Tabla 2.2 muestra los métodos explicados y su objetivo.

Tabla 2.2 Resumen de métodos de exploración geofísico

Método	Objetivo
Método geoelectrico	Detectar indirectamente tipos de material, profundidad del nivel freático, espesor de los estratos, profundidad de los contactos y estructuras geológicas
Método geosísmico	Se utiliza principalmente para deducir: compacidad de los materiales, profundidad de los contactos, espesor de los estratos, módulo dinámico de rigidez al cortante, módulo dinámico de elasticidad, relación de Poisson de los materiales, entre otros
Tomografía de refracción sísmica	Permite conocer los estratos de subsuelo
Métodos de pozos: Crosshole, Downhole y Uphole	Perfiles de propiedades elásticas en los estratos del subsuelo

2.3.4. MUESTREO

Para conocer las propiedades índice, mecánicas e hidráulicas de los materiales del subsuelo, es necesario obtener muestras durante los trabajos de exploración, estas pueden ser alteradas e inalteradas o en algunos casos integrales.

2.3.4.1. Muestras representativas alteradas

Son aquellas cuya estructura es afectada por el muestreo; sirven para clasificar los suelos, hacer determinaciones de propiedades índice y para preparar especímenes compactados, en los cuales se realizarán pruebas de laboratorio cuyo objetivo es el de encontrar las propiedades hidráulicas y mecánicas del subsuelo.

En pozos a cielo abierto las muestras se pueden tomar a medida que progresa la excavación o bien una vez terminada ésta. Para realizar el muestreo se abre una ranura vertical de sección uniforme, de 20 cm de ancho por 15 cm de profundidad y se extrae el material representativo de cada estrato (aproximadamente 2 kg). Paralelamente a la toma de muestras, se efectúa la clasificación del estrato, según lo especifica el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). En función de esta clasificación, se determina el peso de la muestra a tomar, de tal manera que el material sea suficiente para efectuar las pruebas descritas en el concepto de trabajos de laboratorio.

A partir del conocimiento de la estratigrafía y con la información de las propiedades índice, se debe programar el muestreo inalterado, que sea representativo de cada uno de los estratos de suelo cohesivo que se detecte. Estas muestras inalteradas se obtienen con muestreador de pared

delgada, hincado a presión o labradas manualmente (muestras cúbicas).

Las muestras alteradas también se pueden obtener a partir de la prueba de penetración estándar. Durante la realización de esta prueba, el tubo partido permite recuperar muestras del material explorado, que se ha alterado por la forma de hincado del muestreador; este material generalmente se recupera en tramos de 60 cm.

Para efectuar muestreo integral en pozos a cielo abierto o en frentes abiertos, una vez excavado el pozo a cielo abierto o removido el material alterado en el frente abierto, se procede a realizar ranuras recogiendo el material representativo de todos los estratos en un costal de tejido cerrado, para evitar pérdida de finos.

2.3.4.2. Muestras inalteradas

Son aquellas cuya estructura no es afectada significativamente por el muestreo; se utilizan para clasificar los suelos y hacer determinaciones de propiedades índice, mecánicas e hidráulicas.

El muestreo en pozo a cielo abierto se hace, preparando muestras de tipo cúbicas, de 20 cm de arista, cuidadosamente labradas, a la profundidad requerida y en las cuales se deben determinar las propiedades mecánicas e hidráulicas de los materiales.

Para recuperar muestras inalteradas de las perforaciones en suelos blandos, es necesario utilizar muestreadores que causen la menor alteración posible. Esto se logra con muestreadores de pared delgada, constituidos por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreado-

ra, la que a su vez está montada en el extremo inferior de la columna de barras de perforación, con las cuales se hinca el muestreador desde la superficie. Los diámetros más comunes de este muestreador son 7.5 y 10 cm. El muestreador Shelby se debe hincar en una longitud de 75 cm, con una velocidad constante entre 15 y 30 cm/s; se debe permitir que una longitud de 15 cm quede sin muestra, que es donde se alojaron los azolves. Después del hincado, se deja reposar la muestra durante tres minutos, para generar mayor adherencia entre tubo y suelo.

En suelos duros y compactos se utiliza el tubo dentado, para obtener muestras con un mínimo de alteración. El tubo muestreador es similar al tubo de pared delgada, excepto que la parte inferior tiene 8 dientes de corte, dispuestos simétricamente, que midan entre 0.8 y 1.0 cm de altura y 3cm de base. La velocidad de hincado, que debe ser constante (1.0 cm/s).

El muestreador con barril Denison opera a rotación y presión, permite recuperar muestras con poca alteración, en arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, abajo del nivel freático; las muestras recuperadas son de 7.5 y 10 cm de diámetro. El barril Denison es el mejor muestreado para las tobas duras, si se muestrea arriba del nivel freático, se debe utilizar aire como fluido de perforación. En ambos extremos de cada muestra inalterada se deben realizar pruebas de resistencia con torcómetro y penetrómetro de bolsillo. Esta doble determinación de resistencia se efectúa inmediatamente antes de proceder a sellar las muestras, ya que se deben proteger contra las vibraciones y

la pérdida de contenido natural de agua, usando para ello papel de estaño y una mezcla de brea y parafina.

El muestreo en suelos muy duros y rocas se realiza con barriles muestreadores, cuyos diámetros varían entre 22 y 54 mm. Las brocas tienen insertos de carburo de tungsteno o diamante. Estos barriles pueden ser sencillos, rígidos o doble giratorio.

2.4. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

2.4.1. PRUEBAS DE CAMPO

Se realizan pruebas en el campo para estimar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos mediante correlaciones empíricas previamente establecidas. Se dispone de varios tipos de pruebas de campo diseñados para diferentes fines. Se pueden realizar pruebas de permeabilidad de campo para determinar las características de permeabilidad del subsuelo. Las pruebas más comunes son Leugeon en macizos rocosos, Lefranc y ensayos de bombeo en suelos. Para determinar la deformabilidad de macizos rocosos se realizan pruebas de dilatómetro, de carga y de gato plano; en suelos se efectúan pruebas de presiómetro y de placa. Las resistencias al corte se pueden determinar mediante pruebas de penetración y de veleta en suelos y de carga puntual en macizos rocosos. Las pruebas de penetración con cono y penetración estándar son las más usadas para deducir una serie de propiedades de los suelos.

2.4.1.1. Prueba de penetración con cono

El penetrómetro se hinca a presión y a velocidad constante en el terreno. Las celdas instrumentadas con deformómetros eléctricos de este dispositivo permiten medir simultáneamente las fuerzas necesarias para hincar la punta cónica y vencer la fricción que se desarrolla sobre la funda cilíndrica en otros equipos solo se mide la fuerza para hincar la punta. Interpretando el registro continuo que se obtiene con este aparato, es posible clasificar los suelos atravesados y estimar sus propiedades. Los parámetros que se puede correlacionar a través de esta prueba son: estratigrafía, densidad relativa, ángulo de fricción, módulo de deformación, resistencia no confinada, presión de preconsolidación, coeficiente de consolidación y coeficiente de permeabilidad, y resistencia a la licuación. Las principales desventajas de esta técnica consisten en que no permite recuperar muestras para identificación y que es difícil hincar el cono en depósitos densos y duros; sin embargo, puede ser útil para extender los resultados de un muestreo inalterado a un área mayor.

2.4.1.2. Prueba de penetración estándar

Este dispositivo está formado por un tubo muestreador de pared gruesa, generalmente de 5 cm de diámetro exterior y partido longitudinalmente, que se hinca a percusión con un martinete de 64 kg de peso que se deja caer libremente de una altura de 75 cm. Se cuenta el número de golpes para hincar cada tramo de 15 cm de una penetración total de 45 cm y se define como resisten-

cia a la penetración estándar el número de golpes para hincar el penetrómetro en los últimos dos tramos de 15 cm. Después del hincado, se saca el penetrómetro a la superficie para extraer la muestra alterada representativa recuperada. La muestra se coloca en un frasco hermético y se registra la información de hincado y la clasificación visual del suelo. En algunos muestreadores, se coloca dentro del tubo partido una bolsa tubular de polietileno para recibir directamente la muestra. A partir de los resultados obtenidos con este penetrómetro, se podrá:

- a) Definir la estratigrafía del sitio
- b) Determinar la compacidad relativa de los suelos granulares tomando en cuenta la profundidad a la cual fue realizada la prueba y la posición del nivel freático
- c) Estimar la consistencia relativa de los suelos cohesivos; sin embargo se tomará en cuenta que la correlación entre consistencia y número 35 de golpes presenta una gran dispersión y que esta estimación es poco confiable
- d) Estimar el ángulo de fricción interna de los suelos granulares
- e) Resistencia a la licuación en suelos granulares. Son muchos los factores que afectan los resultados de esta prueba y las correlaciones anteriores sólo deberán usarse para fines estimativos

Se han acumulado experiencias confiables para correlacionar el número de golpes o resistencia de penetración con varias propiedades mecánicas del suelo, aunque es importante tener cuidado en que las correlaciones utilizadas sean

aplicables para el sitio de exploración y no extrapolar correlaciones definidas para otras condiciones geotécnicas y geológicas. Esta prueba es particularmente aplicable en suelos granulares considerando que no se pueden obtener muestras inalteradas. Su limitación se encuentra en suelos blandos como la arcilla del Valle de México. La resistencia al esfuerzo cortante del suelo deducida de la prueba de veleta o similar se considera sobre todo aplicable a los suelos blandos.

2.4.2. PRUEBAS ÍNDICE

Las pruebas índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se deben determinar siguiendo procedimientos aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados debe ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos, es recomendable realizar por lo menos dos clasificaciones y determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

2.4.2.1. Propiedades físicas y clasificación

Las propiedades físicas básicas de todo tipo de suelo, permiten clasificar los suelos de acuerdo con el SUCS y abarcan:

- Contenido de agua
- Relación de vacíos
- Porosidad
- Densidad de sólidos
- Peso volumétrico, peso volumétrico seco y grado de saturación

Las propiedades de plasticidad en suelos finos incluyen:

- Límite líquido
- Límite plástico
- Índice de plasticidad

En los suelos granulares, se determinan curvas granulométricas y los parámetros derivados de ellas como coeficiente de uniformidad, así mismo densidades máximas y mínimas.

2.4.2.2. Permeabilidad y compactación

El coeficiente de permeabilidad de un suelo se determina por procedimientos directos e indirectos. Las pruebas directas de laboratorio comunes se ejecutan en permeámetros de carga constante y de carga variable. Estos últimos son más apropiados para suelos menos permeables. Para el segundo grupo, se calculan el coeficiente por medio del uso de las curvas granulométricas y curvas de consolidación.

El coeficiente de permeabilidad se ocupa en las obras de contención y para la captación de aguas superficiales. Sin embargo, para otras obras, este parámetro sigue siendo útil porque puede servir para interpretar los perfiles de suelo y obtener otras propiedades de éste a través de correlaciones empíricas. En este sentido, los coeficientes de permeabilidad se presentan en muchas ocasiones como una propiedad índice.

Las pruebas de compactación, generalmente Proctor modificado, arrojan curvas de parámetros de compactación:

- Peso volumétrico seco máximo
- Humedad óptima

El control de compactación de suelos durante la construcción se realiza a través del grado de compactación en suelos finos que se define como cociente entre peso volumétrico seco y peso volumétrico seco máximo.

2.4.2.3. Suelos inestables

La identificación de suelos expansivos puede realizarse mediante correlaciones de las propiedades índice, en particular, límite de contracción, límite líquido e índice de plasticidad. También se recurre a métodos mineralógicos y método de actividad. Los suelos colapsables se pueden identificar mediante las correlaciones empíricas entre el peso específico seco y el límite líquido, o entre el índice de plasticidad, límite de plasticidad, o contenido de finos.

Los suelos arcillosos susceptibles a la tubificación también se conocen como suelos dispersivos. La deportividad de suelo se puede determinar en prueba de terrón sumergido, prueba doble de hidrómetro o prueba química. Las pruebas químicas aportan resultados más confiables. La susceptibilidad a la tubificación se observa en casi todos los suelos granulares finos como arena fina uniforme, gravas arenosas, arenas con gravas, arenas medias y gruesas, arenas limosas o hasta limos o suelos poco plásticos en general. Los detalles sobre los métodos de identificación de los suelos inestables se encuentran en CONAGUA (2008).

2.4.3. PRUEBAS MECÁNICAS

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad a esfuerzo cortante y compresibilidad) de los suelos se debe determinar en su caso, mediante procedimientos de laboratorio aceptados.

Las muestras de materiales cohesivos ensayadas deben ser siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se podrá recurrir así a las pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje. En suelos gruesos los ensayos se realizan controlando la densidad relativa de las probetas. A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se puede utilizar la prueba Proctor estándar.

2.4.3.1. Compresibilidades

La compresibilidad se refiere a la reducción de volumen de los suelos cuando estén sujetos a cargas externas. En cambio, la expansión de los suelos expansivos y colapso de los suelos colapsables son producto de la aplicación de carga externa y cambio de humedad.

La compresibilidad se determina comúnmente en pruebas de consolidación unidimensional. Estas pruebas se realizan en la condición de confinamiento lateral cuyos resultados son apropiados para casos de gran área de carga en un estrato de suelo de pequeño espesor. Su aplicación en

otros casos se debe evaluar con precaución. De las curvas de compresibilidad que se obtienen de estas pruebas (ver Ilustración 2.3a) se pueden calcular varios parámetros de suelo como coeficiente de compresibilidad y módulo de compresibilidad volumétrica. La presión de preconsolidación define el nivel de esfuerzo máximo que se ha alcanzado durante el proceso de deposición. Los parámetros de compresibilidad dependen del nivel de esfuerzo y su valor relativo a la presión de preconsolidación. Por ello, se debe reportar los parámetros de compresibilidad y los niveles de esfuerzos que les correspondan. En el cálculo del levantamiento del fondo de excavación en suelos blandos, es necesario conocer la magnitud de expansión por descarga si se prevén excavaciones de gran extensión o profundidad en los proyectos.

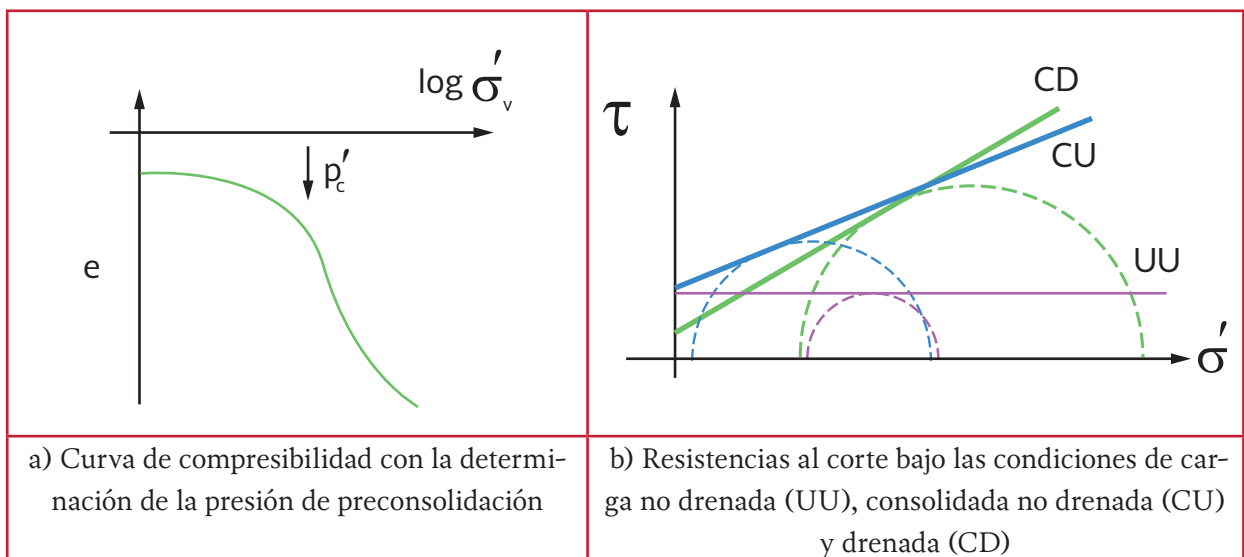
En suelos finos saturados el cambio de volumen no ocurre inmediatamente después de la aplicación de las cargas externas sino toma un periodo, a veces prolongado, en que el agua en los poros de suelo se expulsa hacia la superficies de drenaje. La rapidez en que ocurra este

proceso conocido como consolidación se puede determinar en las pruebas de consolidación. El parámetro correspondiente es coeficiente de consolidación que depende, al igual de los parámetros de compresibilidad, del nivel de esfuerzo aplicado. Así mismo, el efecto de creep o compresión secundaria, por el que el cambio de volumen sigue con el tiempo después de que se finalice la consolidación que se refiere como primaria también puede ser importante en suelos finos saturados. El parámetro de compresión secundaria también se puede definir en las pruebas de consolidación.

En suelos expansivos, se emplean los aparatos con que se efectúan las pruebas de compresibilidad y consolidación para determinar el potencial de expansión. Existen diferentes modales de prueba tales como expansión libre, expansión bajo presión confinante y volumen constante.

En suelos colapsables, se efectúan pruebas de potencial de colapso o prueba doble de consolidación, prueba de una muestra, prueba de varias muestras, prueba de succión controlada.

Ilustración 2.3 Curva de compresibilidad y círculo de Mohr-Coulomb



2.4.3.2. Resistencia al corte y deformabilidad a esfuerzo cortante

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se determina por medio de las pruebas de compresión triaxial y de corte directo o por medio de la prueba de campo de la veleta. La prueba de corte directo no se emplea con frecuencia al menos que sea de interés principal la determinación de resistencia residual o de deformación y desplazamiento grande. También se emplea para determinar los parámetros de resistencia en el contacto entre dos materiales distintos, sean de suelo, roca o concreto. En las pruebas se determinan dos componentes de la resistencia, cohesión y ángulo de fricción. Los suelos finos se describen como suelos cohesivos porque predomina la componente de cohesión mientras que los suelos granulares como suelos friccionantes.

Las pruebas de compresión triaxial están caracterizadas por su capacidad de controlar el esfuerzo confinante y condición de drenaje. Ésta última capacidad es esencial para definir la magnitud de resistencia al corte en suelos cohesivos. Se clasifican tres tipos de prueba, no consolidada no drenada (UU), consolidada no drenada (CU) y drenada (CD) (ver Ilustración 2.3b). Estas tres pruebas son significativas para el diseño de las obras porque las condiciones de drenaje que se establecen en laboratorio representan con fidelidad las condiciones de campo. Las pruebas UU corresponden a la condición en que la carga se aplica con rapidez y el estrato de suelo es arcilla saturada de gran espesor. Caso típico es la estabilidad de talud durante la excavación. Las pruebas

CD representan mejor la situación en que la rapidez de carga es baja, el drenaje es bueno y el periodo de construcción es prolongado cuyo ejemplo es la construcción controlada de un terraplén sobre un estrato de limo. Para muchos proyectos, las pruebas de CU son las más convenientes aportando parámetros para la verificación de capacidad de carga. Por su alta permeabilidad las tres resistencias anteriores de los suelos granulares tienen valores muy similares.

La razón entre la resistencia UU de la muestra inalterada y remoldeada se define como la sensibilidad. Este parámetro mide la pérdida de resistencia a grandes deformaciones en arcillas muy flocculentas y marinas. Las arcillas de media plasticidad o normalmente consolidadas también alcanzan cierto nivel de sensibilidad.

En suelos no saturados es indispensable cerciorarse que las condiciones de saturación y drenaje en que se ejecuten las pruebas sean correspondientes a las más críticas del campo. Por lo general se recomienda saturar las probetas de suelo antes de realizar la prueba CU.

En las pruebas triaxiales también se pueden obtener las curvas esfuerzo de deformación, de las cuales es posible calcular los módulos de deformación de los suelo para diferentes niveles de esfuerzo confinante y cortante. Estos datos también se pueden aprovechar para estimar los parámetros que se requieren en los modelos elásticos no lineales o elastoplásticos. Estos parámetros pueden alimentar los análisis de elemento finito.

2.4.3.3. Propiedades dinámicas

El comportamiento dinámico o sísmico de los suelos se describe por una serie de propiedades dinámicas, las cuales se pueden dividir en dos grupos: rigidez y amortiguamiento, y resistencia al corte, resistencia a la licuación y compactación dinámica. La magnitud de los parámetros dinámicos se determina en el campo y/o en el laboratorio. El comportamiento de los suelos bajo cargas dinámicas depende en gran medida del nivel de deformación cortante. Por ello, las técnicas de medición de las propiedades se dividen en dos categorías: deformación pequeña y deformación grande. El límite entre los dos rangos de deformación está entre 10^{-5} y 10^{-6} de la deformación cortante. Las pruebas de campo del tipo geofísico son para determinar las propiedades de deformación pequeña como módulos elásticos. Las pruebas de campo como penetración estándar y penetración de cono se emplean para determinar las propiedades de deformación grande como resistencia al corte y a la licuación. En el laboratorio, la prueba de deformación pequeña más común es columna resonante. Las de deformación grande típicas son prueba triaxial cíclica, pruebas cíclicas de corte simple directo o de corte de torsión.

El módulo de corte o rigidez cortante y amortiguamiento son dos de las propiedades más importantes de los suelos. Cuando las ondas sísmicas llegan a la base de roca de un depósito de suelo, estas pueden incrementarse en la superficie del depósito. Este efecto de amplificación dinámica depende esencialmente de la rigidez y amortiguamiento. Los dos parámetros

dependen del nivel de deformación de corte. Cuanto mayor intensidad sísmica sea, menor será el módulo y mayor será el amortiguamiento. Aunque para obras de importancia y complejidad estos parámetros se determinan en pruebas, para proyectos de menor importancia o en etapas de estudio preliminar, se pueden obtener a través de las correlaciones empíricas existentes.

Si el suelo no se identifica como licuable, las resistencias al corte dinámicas de los suelos por lo general se consideran sin cambio con respecto a sus valores estáticos. La compactación dinámica de los suelos que se traduce en asentamientos inducidos por sismo en las obras se puede obtener de varias correlaciones empíricas para obras de menor importancia. Si el suelo se considera potencialmente licuable, se debe determinar su resistencia a la licuación. Las pruebas de penetración estándar son las más empleadas para deducir este parámetro el que también se puede determinar de las pruebas triaxiales cíclicas en laboratorio.

2.5. FUNDAMENTOS DE DISEÑO

2.5.1. FLUJO DE AGUA

2.5.1.1. Consideraciones generales

En proyectos de agua potable y saneamiento se pueden encontrar muchos problemas de inestabilidad o asentamiento de la masa de suelo,

la mayoría de ellos están asociados con la presencia nociva del flujo de agua. Este puede encontrarse en taludes, excavaciones, terrenos de cimentación o cuerpos térreos como terraplenes o rellenos detrás de muros, cada uno de los casos tiene sus características propias con sus respectivos daños potenciales a las obras. El flujo de agua se genera por el desequilibrio de las cargas hidráulicas dentro de la masa de suelo. Por lo general, en el estudio de dicho flujo se excluye otro fenómeno relacionado con el agua que es la generación y disipación del exceso en presión de poro el que se induce por la deformabilidad del subsuelo. El problema del flujo de agua tiene varias manifestaciones siendo la más crítica la inestabilidad hidráulica interna o susceptibilidad a la tubificación de los materiales, particularmente de suelos granulares finos.

Para poder analizar el potencial de problemas del flujo de agua que se presentan en las obras el primer paso es determinar las propiedades hidráulicas o permeabilidades del subsuelo (sección 2.4.2.2) y llevar a cabo el análisis del flujo de agua. El análisis nos permite determinar la superficie de flujo libre cuando el flujo no es confinado como lo que ocurre en terraplenes o bombeos. También se conocerán las cargas hidráulicas y gradientes hidráulicos en la masa de suelo así como caudal de filtración. Los métodos del análisis se pueden catalogar como analíticos, gráficos de redes de flujo de agua y numéricos, siendo estos últimos los más usados en la actualidad. Obteniendo estas variables del flujo de agua se verificará la inestabilidad hidráulica interna del suelo, caudal admisible así como inestabilidad hidráulica externa del suelo. Las mismas variables se emplearán en los estudios de estabilidad de talud, excavación y ocasionalmente en capacidad de carga, asentamiento y muros de retención.

A continuación se describen brevemente los problemas principales asociados con el flujo de agua.

2.5.1.2. Abatimiento de agua

El abatimiento de agua durante la construcción de las obras tiene varios objetivos (Cedergren, 1977):

- Interceptar filtraciones que pudieran ingresar al recinto de construcción e interferir con los procedimientos de la misma
- Mejorar la estabilidad de taludes; prevenir levantamiento del fondo de excavación debido a la subpresión
- Mejorar el grado de compactación de los suelos en el fondo de excavación o caminos
- Mantener secos a los bancos de material para que pudieran usar como material de relleno en terraplenes y reducir los empujes de tierra en soportes y tablas-tacados temporales

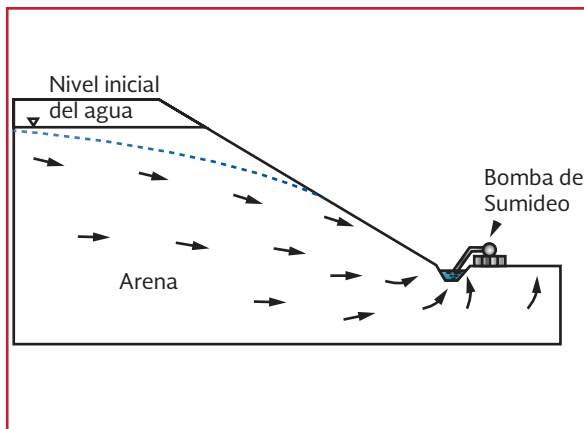
En la práctica se seleccionan los métodos de abatimiento de agua más convenientes de acuerdo con sus ventajas y desventajas; los más comunes de ellos se mencionan a continuación.

Zanjas y cunetas

Cuando se tienen pequeñas excavaciones y en algunos tipos de suelos (densos, bien graduados o cementados), es posible permitir la infiltración de agua por las paredes y el fondo de la excavación y recolectarla en cunetas y zanjas, de las cuales puede ser bombeada posteriormente (Ilustración 2.4). Existen serias desventajas cuando el agua infiltrada es recolectada en

cunetas abiertas y posteriormente bombeada sin tener la precaución de utilizar filtros. Asimismo, en aquellas zonas donde el suelo contiene lentes de arena fina o limo, el agua puede ocasionar la erosión del subsuelo y asentamientos de la superficie adyacente del terreno o desprendimiento de los taludes.

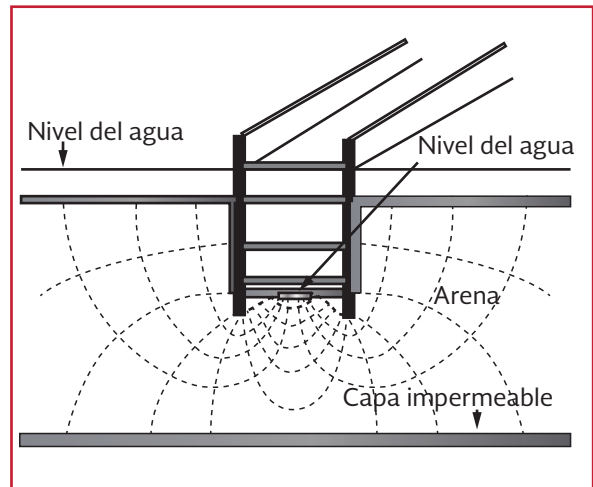
Ilustración 2.4 Captación del agua de filtración en cunetas abiertas y zanjas



Tablestacado y bombeo abierto

En este método de bombeo, el agua de infiltración es forzada a entrar por el fondo de la excavación en el área encerrada por el tablestacado (Ilustración 2.5). De esta forma, el nivel del agua baja mucho más rápido adentro que afuera de la excavación. Si la pérdida de carga es grande, las fuerzas de infiltración en el fondo de la excavación pueden ocasionar que el suelo pierda su resistencia al esfuerzo cortante. El suelo también puede quedar mojado y su manejo se torna difícil. Si se cubre de manera apropiada el fondo de la excavación con una capa-filtro de arena y grava graduadas, se facilita la construcción y el bombeo al exterior del agua de infiltración.

Ilustración 2.5 Desagüe por bombeo de una excavación tablestacada



Zanjas y pozos profundos

Son ineficientes y costosas de excavar. Funcionan satisfactoriamente sólo en materiales relativamente gruesos. En sustitución de las zanjas tablestacadas es preferible utilizar pozos profundos, con o sin filtros de grava.

Sistema de pozos-punta

Los pozos-punta son pequeños pozos con pantallas. Son fabricados de láminas de latón o de acero inoxidable, con cada uno de los extremos cerrados o con su propio sistema de inyección de agua a presión (*self-jetting*). Un sistema de pozos-punta es un conjunto de líneas o círculos de este tipo de pozos. El uso de pozos-punta constituye uno de los métodos más comunes para abatir el nivel del agua durante la construcción de una estructura. Los sistemas de pozos-punta son adecuados cuando el sitio donde se va a construir es accesible y el estrato saturado que se pretende drenar no es muy profundo.

Los pozos-punta son prácticos y económicos para desaguar pequeñas excavaciones. Por esto, se utilizan con frecuencia en aquellos suelos donde no es necesario abatir demasiado el nivel del agua y para trabajos de cortes abiertos en suelos saturados. Asimismo, los pozos punta pueden usarse para desaguar excavaciones profundas con cortes abiertos, instalando filas de pozos como se muestra en la Ilustración 2.6.

Drenaje con pozos profundos

Su uso es conveniente para abatir el nivel del agua del terreno en suelos donde se presenten las siguientes características (Ilustración 2.7):

- a) La formación se vuelve más permeable con la profundidad, o la excavación está delimitada por arena o suelos granulares más gruesos

Ilustración 2.6 Drenaje de un corte abierto profundo por medio de un sistema de pozos-punta

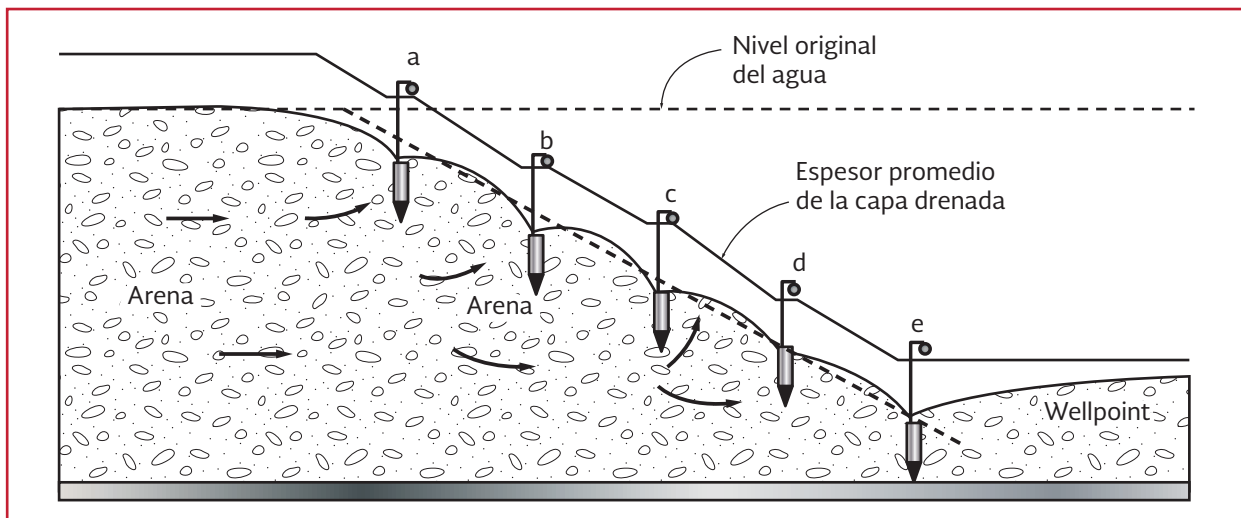
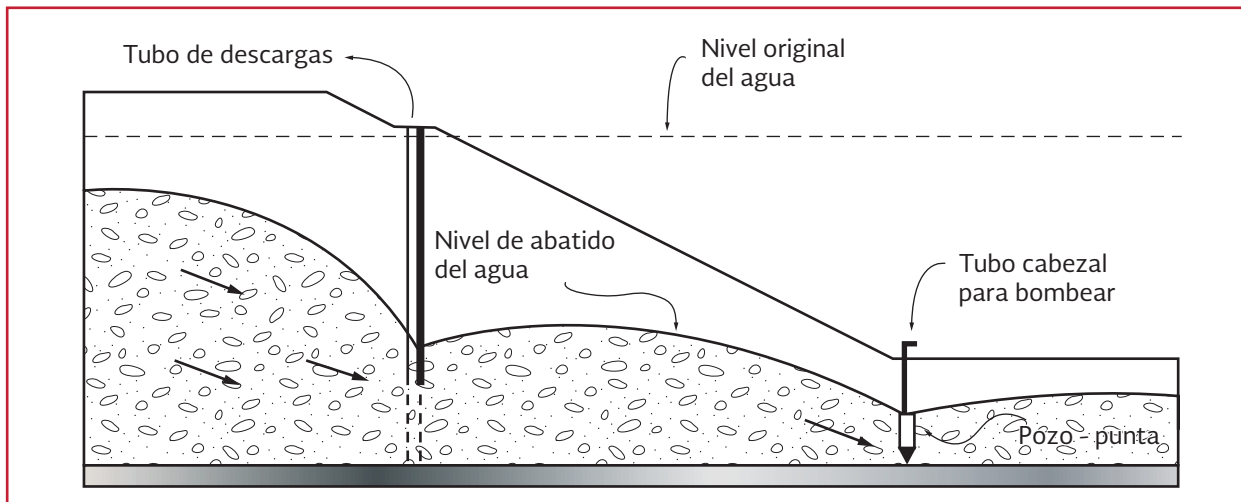


Ilustración 2.7 Desagüe de una excavación profunda por medio de pozos profundos y pozos-punta



b) Se tiene un espesor suficiente de materiales permeables abajo del nivel al que el agua debe abatirse, para una adecuada instalación de pozos y bombas. En contraste con los pozos-punta, este sistema de abatimiento consiste de pozos profundos y bombas sumergibles o de turbina que pueden instalarse fuera de la zona de construcción

dos es inadecuado, el nivel del agua puede abatirse utilizando un sistema de drenaje *Ranney*.

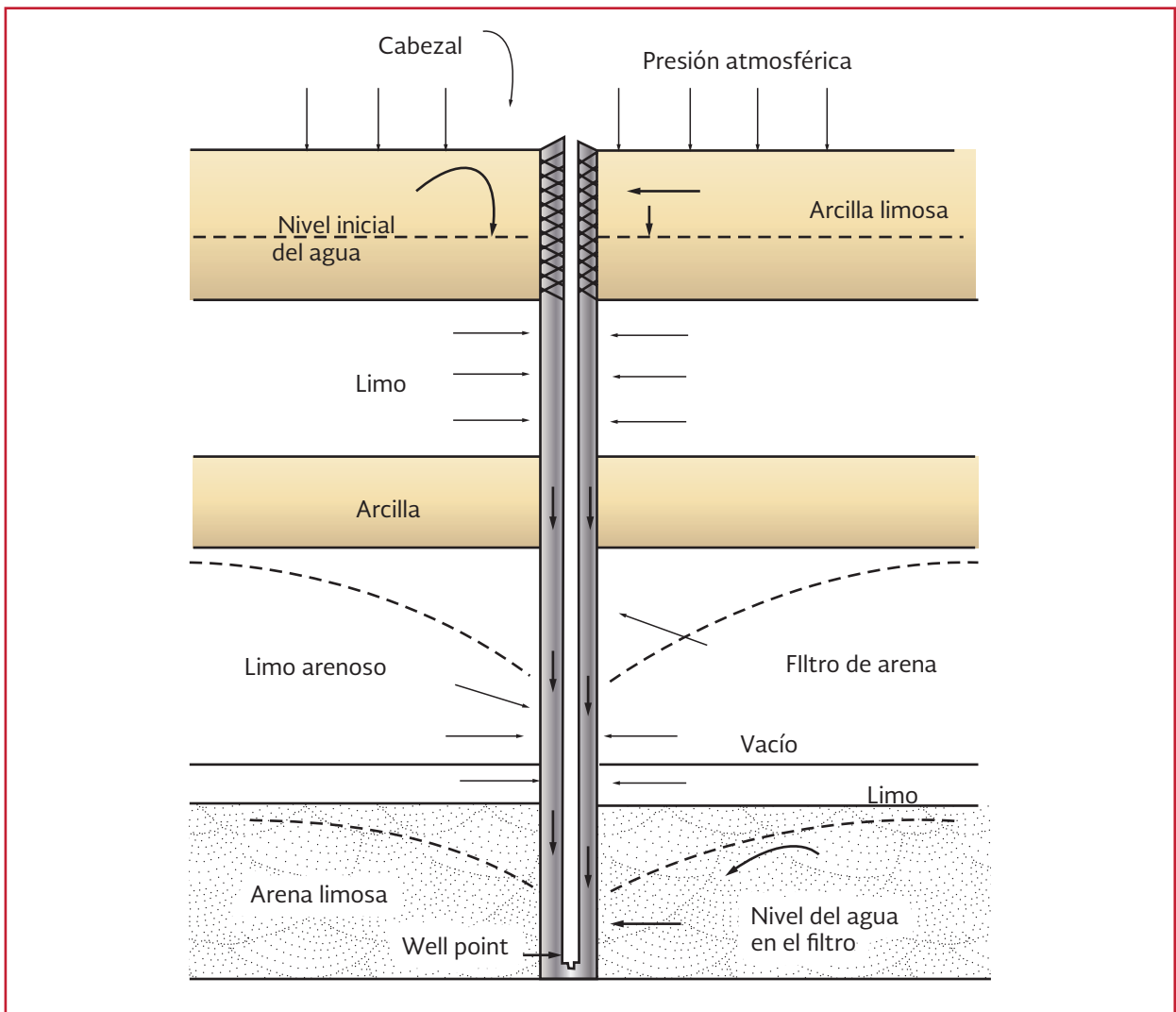
Este sistema consiste de diversos tubos perforados horizontales, proyectados de uno o más pozos de concreto reforzado. Generalmente, el agua del terreno que fluye dentro del pozo se bombea hacia fuera por medio de una bomba de turbina. Este sistema no es recomendable para abatir el nivel del agua en suelos estratificados.

Drenaje horizontal

En aquellos suelos en los que no se quiere utilizar cortes abiertos y el empleo de pozos profun-

Sistemas de abatimiento por vacío. Aquellos suelos, como los limos finos no pueden ser drenados exitosamente por métodos de gravedad, debido

Ilustración 2.8 Sistema de drenaje por vacío



a que las fuerzas de capilaridad ocasionan que el agua quede atrapada en los poros del suelo. En estos casos, el suelo puede ser estabilizado mediante un pozo de vacío o un sistema de pozos-punta. El sistema de abatimiento por vacío consiste de pozos o pozos-punta y un tubo más elevado rodeado con un filtro de arena (Ilustración 2.8).

Drenaje por electro-ósmosis

Existen algunos limos, limos arcillosos y arenas limo-arcillosas finas que no pueden ser drenados de manera exitosa por alguno de los métodos anteriores pero que si pueden ser drenados por pozos o pozos punta en combinación con un flujo electro-osmótico. Este método de drenaje es conocido como electro-osmótico o método de drenaje eléctrico.

2.5.1.3. Gradiente hidráulico crítico y diseño de filtros

El suelo puede volverse inestable por la presencia del flujo de agua. Esta inestabilidad es diferente de la que se hace referencia generalmente en problemas de capacidad de carga o estabilidad de taludes. Esta última se conoce como inestabilidad global o externa mientras la primera se denomina interna. Hay tres tipos de manifestación por dicha inestabilidad interna: tubificación, levantamiento y erosión por contacto.

Tubificación o sifonamiento

El suelo, previo estado de agitación, es arrastrado por la corriente de agua y forma un hoyo. Bajo efectos de concentración de flujo de agua y aumento en su velocidad, el hoyo se hace cada vez más profundo, produciéndose en la masa de suelo un conducto. El conducto se desarrolla en

dirección opuesta al flujo de agua. Un caso típico se presenta al pie de una cortina rígida cimentada sobre un estrato permeable. El problema se agrava cuando el flujo de agua se alinea con la dirección de la fuerza de gravedad.

Flotación o levantamiento

El fenómeno de flotación o levantamiento tiene su origen en la subpresión por la cual el exceso en presión de poro forzará la masa superyacente de suelo y agua a levantar o flotarse. El flujo de agua actúa en contra de la dirección de la gravedad. Los arrastres de partículas se manifiestan en bloques levantados, agitaciones o hervores. Los suelos levantados o arrastrados pueden ser arenas o arcillas, estando éstas superyacentes a capas de arena. Los casos típicos de flotación se encuentran en la superficie de la cimentación aguas debajo de una cortina o en el fondo de una excavación ademada.

Erosión por contacto

La erosión por contacto sucede cuando las partículas de suelo de menor tamaño migren a la oquedad de un medio circundante de suelo más grueso. La pérdida de suelo provocaría huecos o colapsos. El contacto de dos tipos de suelo con tamaños de partículas contrastantes es el requisito para que se presente el fenómeno. El contacto puede ser entre arcilla y arena, o arena y concreto o roca. En rellenos de zanjas de tuberías, suele ocurrir la erosión de este tipo.

Para evitar problemas asociados con la inestabilidad hidráulica interna de suelos se requiere determinar la capacidad de estabilidad interna de suelo bajo el flujo de agua. En la actualidad se cuenta con dos tipos de criterio para tal fin: hidráulico y geométrico. Por el criterio hidráulico se emplea el concepto de gradiente hidráulico crí-

tico y por el procedimiento geométrico se recurre a los criterios establecidos para diseñar filtros.

El gradiente crítico mide la capacidad del suelo frente a cualquier fenómeno de inestabilidad hidráulica interna, entre mayor sea su valor, mayor será la resistencia a la erosión interna. En suelos cohesivos donde la inestabilidad interna se presenta con mayor frecuencia por levantamiento, el gradiente hidráulico crítico se calcula como cociente entre el peso volumétrico sumergido y el del agua. En suelos granulares, este parámetro es menor que en suelos cohesivos. En estos suelos, se distinguen gradientes hidráulicos críticos contra levantamiento o tubificación. Los primeros son del orden de entre 0.5 y 0.8 y los segundos se encuentran en el intervalo de 0.1 y 0.25. Para calcular el factor de seguridad se divide el gradiente crítico por el gradiente hidráulica determinado en el estudio del flujo de agua. Por lo general, el factor de seguridad admisible es del orden de 3 a 4. En la actualidad, se conoce poco acerca de los valores empíricos de este parámetro y no es común efectuar pruebas de laboratorio para determinarlo. Es por ello que no es frecuente llevar a cabo un análisis de factores de seguridad por inestabilidad interna en suelos granulares. En cambio, se prefiere diseñar filtros para evitar problemas de dicha inestabilidad.

La colocación de filtros constituye una de las medidas de defensas más eficientes contra la tubificación. Los filtros son materiales granulares más permeables que los materiales por proteger debiendo tener la capacidad de retener los granos finos, permitir buen drenaje y la condición de auto sello o auto estabilidad. Este último garantiza que el filtro sea estable por sí. En los puntos donde el flujo de agua tenga salida como el pie del talud aguas debajo de las cortinas o el fondo de excavación, se pueden colocar capas de

material permeable que sirven como sobrecarga para estabilizar posible levantamiento de suelo por flujo de agua ascendente.

El filtro debe ser más permeable que el suelo por proteger (requisito de drenaje) y al mismo tiempo debe impedir el movimiento de granos del suelo a través de los poros del filtro (requisito de retención). Ambos criterios pueden expresarse en una desigualdad:

$$\chi D_{15(S)} \leq D_{15(F)} \leq \chi D_{85(S)} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

donde:

- $D_{15(F)}$ = Diámetro de partículas del filtro correspondiente al 15% en peso de la curva granulométrica
- $D_{15(S)}$ = Diámetro de partículas del suelo por proteger correspondientes al 15% en peso de la curva granulométrica
- $D_{85(S)}$ = Diámetro de partículas del suelo por proteger correspondientes al 85% en peso de la curva granulométrica

El valor de χ se selecciona entre 4 y 5. En la práctica, dada la curva granulométrica de un suelo por proteger se definen de acuerdo con el criterio anterior dos curvas granulométricas que delimitan los rangos granulométricos del posible filtro. Los criterios de Terzaghi han sido aplicados ampliamente y se han propuesto modificaciones para mejorarlos en situaciones específicas. ICOLD (1994) dio algunas recomendaciones adicionales en el uso de los criterios de Terzaghi.

- a) Evitar la segregación durante el proceso, manejo, colocación, tendido y compactación del filtro. La granulometría del filtro debe ser lo suficientemente uniforme

- b) Evitar el cambio en la granulometría (rompimiento de granos o degradación) durante el proceso, manejo, colocación, tendido y compactación; o evitar la degradación con el tiempo
- c) No debe tener cohesión real o aparente, o la posibilidad de cementación como consecuencia de acciones físico químicas o biológicas
- d) Debe ser internamente estable, es decir, la fracción fina del filtro no debe migrar dentro del filtro taponeando consecuentemente la sección aguas abajo del filtro

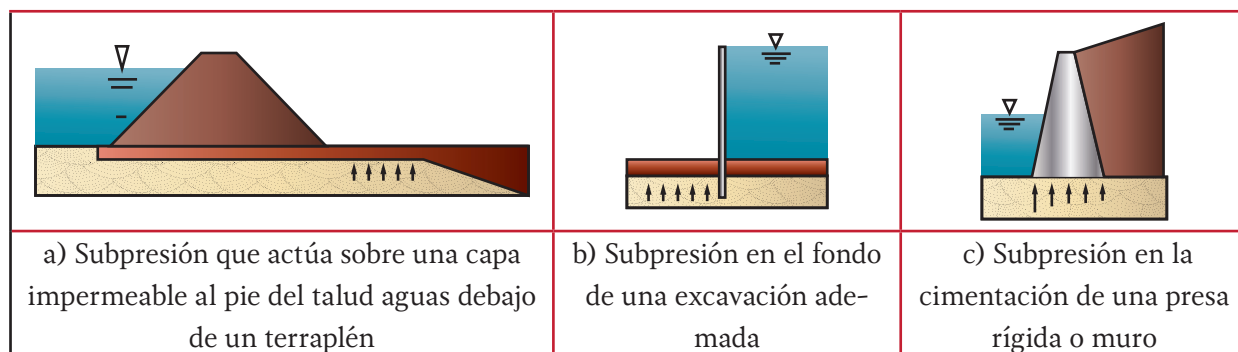
Otras recomendaciones como las NAVFAC (1986) también se pueden consultar.

Cuando se tienen materiales gruesos (enrocamientos o boleos) sobre finos erosionables (limos y arenas finas), resulta conveniente colocar más de una capa de filtros de manera que entre cada dos materiales adyacentes se cumplen los criterios de filtro evitando la tubificación interna. Las curvas granulométricas de las capas de suelo son preferiblemente paralelas.

2.5.1.4. Subpresión y drenaje

La subpresión se presenta cuando un estrato de suelo de baja permeabilidad o una estructura impermeable descansa sobre un estrato subyacente permeable que esté sujeto a la presión del agua. En la Ilustración 2.9 se muestran tres casos típicos. El primer de ellos (Ilustración 2.9a) se encuentra al pie aguas abajo de un terraplén. La subpresión actuante tiende a levantar el estrato impermeable. Si la subpresión es suficientemente alta para romper el estrato de suelo se puede presentar una erosión interna causando la inestabilidad de la cimentación. Otro caso se halla en el fondo de excavación ademada (Ilustración 2.9b) cuando el estrato subyacente es permeable. En muros o presas de gravedad (Ilustración 2.9c), la subpresión reduce la estabilidad por deslizamiento de las estructuras. Cuando se detecta el riesgo de alta subpresión se debe implementar medidas como colocar bermas en terraplenes, incrementar la penetración de muros en las excavaciones e implementar drenaje en los muros.

Ilustración 2.9 Presencia de subpresiones en las estructura

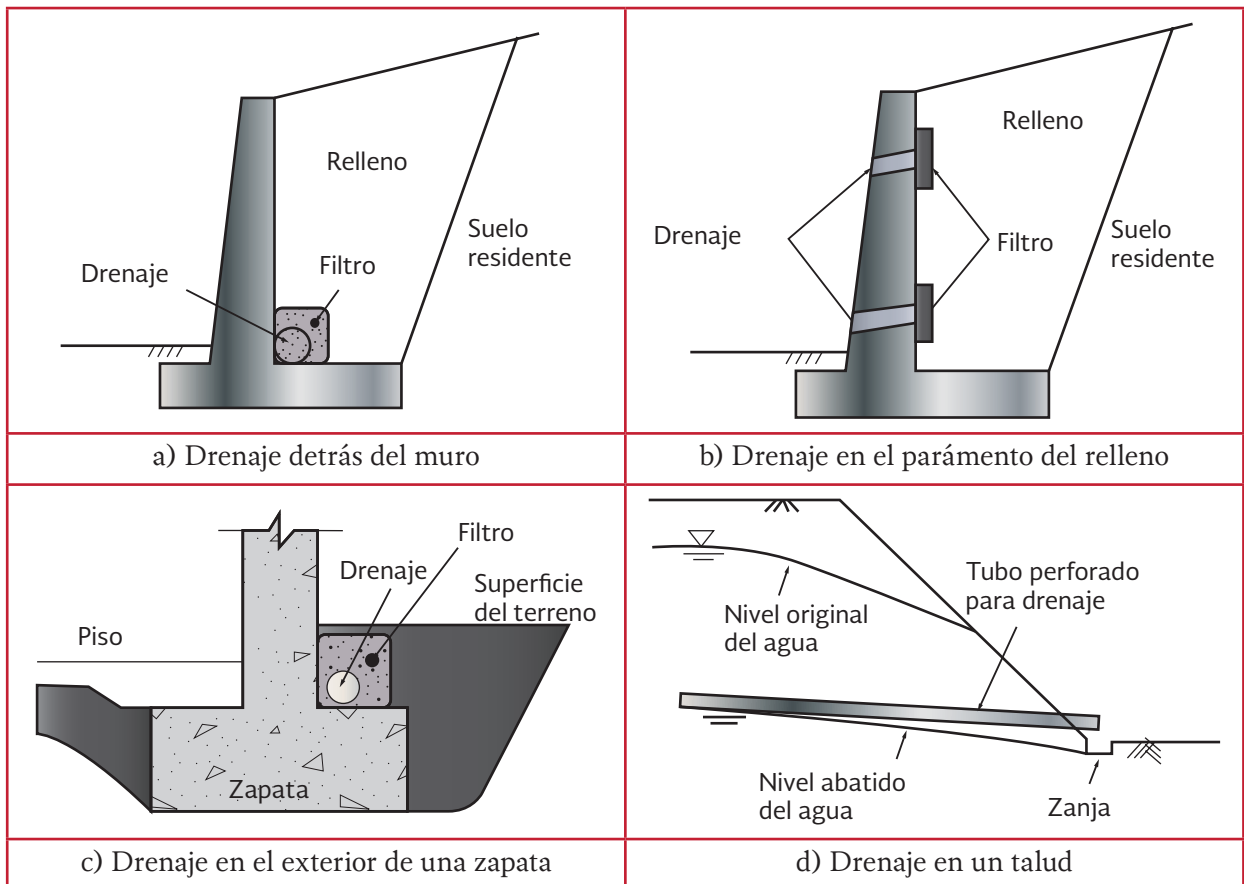


En la Ilustración 2.10 se muestran algunos drenajes que se requieren en las situaciones que comúnmente se encuentran. La función de un buen drenaje es reducir la subpresión, abatir la superficie de corriente superior, y proteger la superficie de terreno frente a la erosión externa. El diseño de drenaje está muy relacionado con la instalación de filtros; los materiales empleados para la construcción del drenaje deben cumplir con los criterios de filtro (sección 2.5.1.3). Los materiales de grava arena son los más comunes para la instalación de filtros. Los tubos de drenaje y materiales sintéticos también se usan en la práctica.

2.5.1.5. Erosión de superficie y control

La erosión superficial de suelo es el proceso de desagregación y transporte de partículas de suelo como causa de acciones de agua, viento u otros agentes físicos. Este fenómeno causa daños a la productividad de tierras de cultivo, genera pérdidas de suelo y provoca arrastre de sedimentos que azolvan ríos, lagos y embalses. La erosión es progresiva de manera tal que la velocidad de arrastre de agua se vuelve más fuerte en un terreno ya erosionado produciendo una erosión todavía mayor. Generalmente la rapidez de erosión es lenta en taludes o terrenos

Ilustración 2.10 Drenajes



naturales. En las excavaciones y los taludes producto de construcción, la erosión de suelo puede acelerarse considerablemente. La erosión puede llegar a generar condiciones de riesgo para la estabilidad y servicio de las obras. La erosión de suelo se puede cuantificar de acuerdo con las metodologías formuladas por USDA (1996). Si la erosión llega a un nivel no admisible o se requiere proteger las obras construidas se deben implementar medidas de control que pueden ser mecánicas (enrocamientos, material geosintético, etc.) o biológicas. Algunas de estas últimas se describen a continuación.

Vegetación

La plantación de vegetación es un método preventivo y correctivo para la protección de taludes contra la erosión. Cumple dos funciones principalmente; disminuye el contenido de agua en la parte superficial del talud y da consistencia a esta parte por el entramado mecánico de las raíces. Este tipo de protección consiste en la plantación continua de pastos y plantas herbáceas. Es necesario un estudio detallado de las especies vegetales utilizables en cada lugar y región.

Hidrosiembra

La hidrosiembra es un sistema patentado para la protección de taludes contra la erosión, que consiste en lanzar sobre los taludes una mezcla de fibras orgánicas finamente divididas, fertilizante, semillas y agua. Este sistema permite el control de la erosión, la regeneración del ecosistema y el mejoramiento del paisaje; mediante la revegetación de taludes en rocas blandas y suelos finos con taludes inferiores a 1 (horizontal): 1(vertical), en climas calurosos y secos.

Mantas compuestas

La manta compuesta es un sistema patentado de protección contra la erosión de taludes, compuesto de materiales sintéticos y vegetales. Existe una gran diversidad de mantas compuestas que pueden emplearse dependiendo de las condiciones naturales que se presentan en los taludes y del tipo de tratamiento que cada caso en particular requiere.

Mallas compuestas

Existen en el mercado varios tipos de mallas compuestas patentadas. En general, este sistema de estabilización de taludes contra la erosión consiste en la combinación de la hidrosiembra con una malla de alta resistencia (ciclónica o de triple torsión), en algunos casos forrada de PVC y anclas de fricción que se fijan al sistema por medio de placas metálicas. Las mallas compuestas representan una solución adecuada para taludes formados por rocas blandas, tobas volcánicas y conglomerados, con ángulos mayores de 60° y problemas de caída de bloques o estabilidad superficial.

2.5.2. CAPACIDAD DE CARGA

2.5.2.1. Consideraciones generales

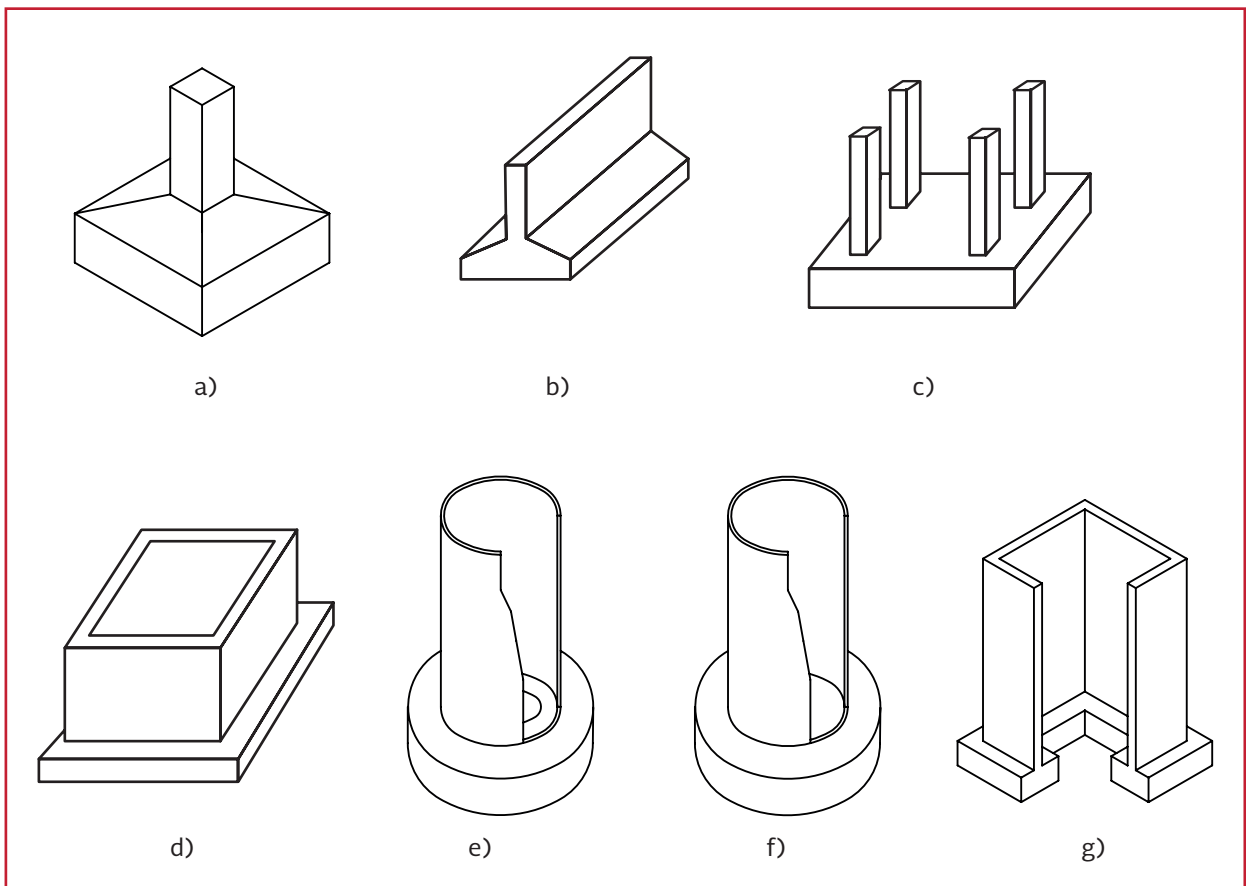
Todas las obras de proyectos de agua potable y saneamiento, sean tanques elevados, depósitos, muros, obras de captación o atraques y silletas de tuberías, tienen que apoyarse en cimentaciones. Independiente de que sean someras o profundas las cimentaciones deberán tener suficiente margen de estabilidad frente a las combinaciones de carga más desfavorables y deben

cumplir que las deformaciones del terreno estén dentro de las permitidas por un buen desempeño de las estructuras durante su vida útil. No deben afectar a las estructuras vecinas, sean superficiales o subterráneas como tuberías o túneles. Las cimentaciones someras pueden tener varias formas, dependiendo de las configuraciones de las estructuras, niveles de carga y las condiciones del subsuelo: zapata aislada, zapata corrida, losa o cajón. En referencia a la Ilustración 2.11 donde se presentan las cimentaciones someras típicas en los proyectos de agua potable y saneamiento se encuentran:

- a) Zapatas aisladas que pueden ser para atraques de tuberías y soportes para obras de captación de agua superficial
- b) Zapatas corridas que se emplean en los muros de retención
- c) Losa para depósito cuando el área de la cimentación requerida es mayor de 50% del área total de carga
- d) Losa para tanque elevado apoyado en los muros
- e) Losa anual para depósito circular
- f) Losa completa para depósito circular
- g) Cajón que es una estructura compuesta por losa completa y muros que se emplea en estaciones de bombeo o depósito

Mientras las cimentaciones someras pueden satisfacer en muchas ocasiones los requerimientos de seguridad y servicio de las obras, en las otras son necesarias las más costosas cimentaciones

Ilustración 2.11 Cimentaciones someras

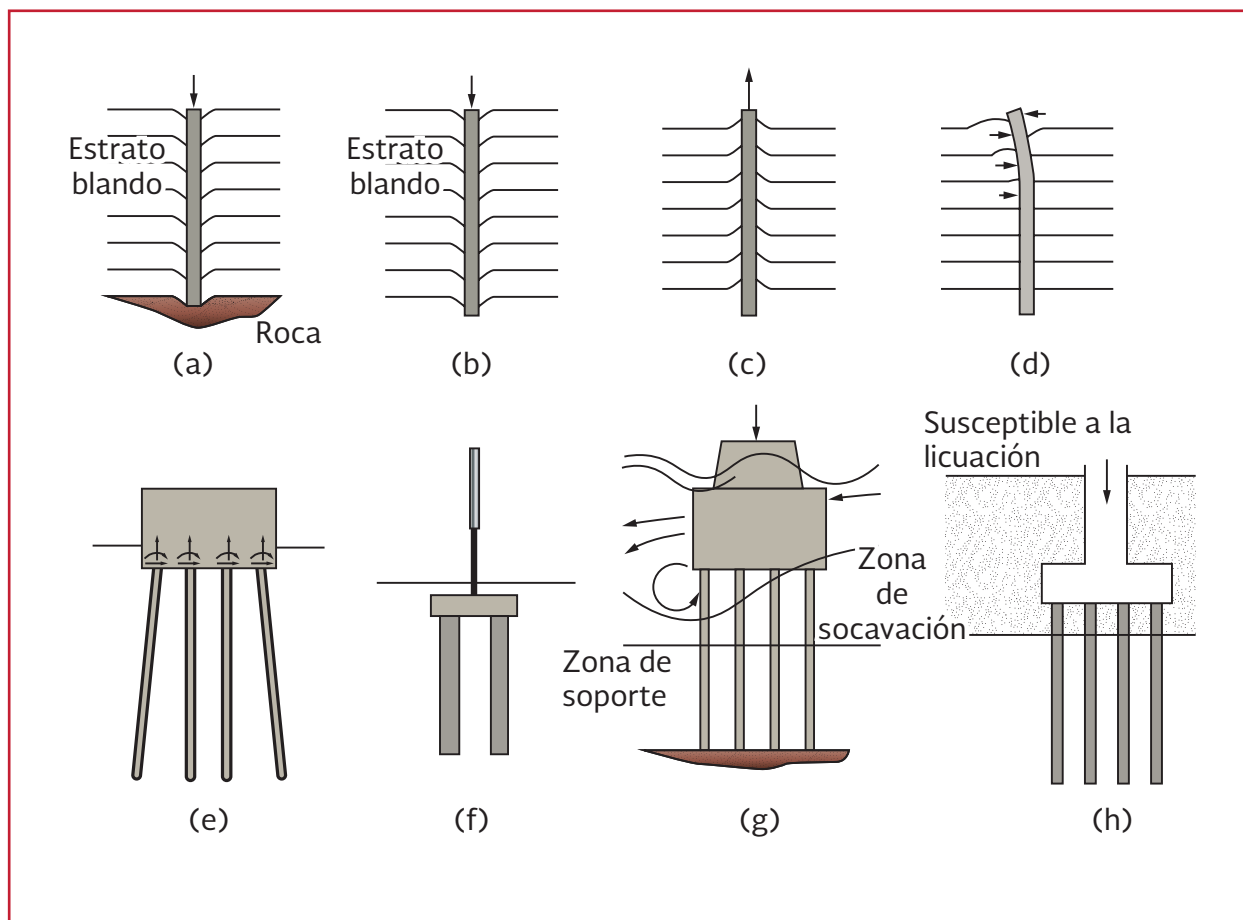


profundas por las condiciones del subsuelo más desfavorables, cargas mayores, estándares de desempeños estructurales más exigentes, altos valores de cargas horizontales o momentos de volteo o presencia de suelos inestables. En la Ilustración 2.12 se muestran las condiciones típicas donde se requiere evaluar la necesidad del uso de cimentaciones profundas. Las condiciones pueden ser:

- a) Estrato de suelo blando descansado sobre estrato firme
- b) Estrato de suelo blando extendido a gran profundidad sin alcanzar un estrato firme

- c) Cimentaciones sujetas a fuerzas de levantamiento debidas a la fluctuación del nivel freático
- d) Cimentación sujeta a carga horizontal
- e) Estrato superficial de suelo expansivo o colapsable
- f) Cimentación para señalamientos de carretera o muros de aislamiento de ruido sujetos a cargas horizontales de viento y sismo
- g) Cimentación sujeta a grandes cargas vertical y horizontal
- h) Cimentación de puentes en la zona de socavación y estrato superficial de suelo susceptible a la licuación

Ilustración 2.12 Cimentaciones profundas



Las cimentaciones profundas pueden catalogarse de diferentes maneras. Desde el punto de vista de diseño geotécnico los métodos de instalación y mecanismos de transferencia de carga son de mayor relevancia. Por la forma de construcción los pilotes pueden ser prefabricados, colados *in situ*, hincados o hincados en terreno previamente perforados. Las cargas de la estructura se transmiten al terreno mediante fricción lateral, capacidad de punta o una combinación de ambas. Los pilotes por lo general están ligados a una losa que sirve como transición entre las cargas provenientes de la súper estructura y los pilotes. Recientemente se han desarrollado sistemas de transferencia de carga tales que los pilotes no se conecten necesariamente a la losa. En estos últimos casos, el área de carga resulta grande de tal manera que sean las deformaciones más que la capacidad de carga las que controlen el diseño.

Las cimentaciones profundas pueden ser pilotes hincados o pilas coladas *in situ*. Los pilotes son alargados que se hincan al subsuelo a través de

diferentes tipos de martillo. Los pilotes desplazan suelos afectando significativamente a las condiciones de suelo circundantes al pilote hincado. En cambio, las pilas por lo general son de diámetros grandes y se vuelan con concreto en perforaciones previamente formadas en el terreno.

Las capacidades de carga de suelos se determinan por medio del uso de métodos analíticos comprobados, resultados de pruebas de carga o correlaciones empíricas que se han establecido con pruebas de campo como penetración estándar. En la práctica actual se emplean dos procedimientos de diseño, por esfuerzo admisible y por estado límite. Las normas propuestas por el *US Army Corps of Engineers (USACE)* aplican los primeros; los códigos de Europa y los reglamentos de México usan los segundos. En el diseño por esfuerzo admisible se verifica que el factor de seguridad proporcionado por la cimentación sea mayor del valor admisible (FS). En la Tabla 2.3 se presentan los valores de factor de seguridad recomendados por USACE (1992).

Tabla 2.3 Valores de factor de seguridad admisible

Estructura	Tipo	Factor de seguridad admisible (FS)
Cimentaciones someras		3
Losas		Mayor de 3
Cimentaciones profundas	Con pruebas de carga	2
	Pilotes hincados con análisis de ecuación de ondas calibrado a los resultados de pruebas dinámicas de pilote	2.5
	Sin pruebas de carga	3
	Suelos estratificados	4
	Grupos	3
Edificación	Silos	2.5
	Almacén	2.5 o mayor de 3
	Departamentos, oficinas	3
	Industrial ligero, público	3.5
Puentes	Vía ferrocarrilera	4
	Autopista	3.5
Contención	Muros	3
	Excavaciones ademadas temporales	Mayor de 2

En el diseño por estado límite se verifica que la suma de acciones sea menor que la suma de fuerzas resistentes. Se aplican factores parciales por separado a las cargas y resistencias.

El diseño para estructuras hidráulicas se debe realizar de acuerdo con el método expresado en el Anexo B.

También es necesario verificar el requerimiento por flotación si el nivel del agua es más elevado que la superficie de terreno. El factor de seguridad admisible por flotación es igual a 1.2.

2.5.2.2. Cimentación somera en estratos uniformes

En la verificación de la capacidad de carga de suelo resulta necesario estimar la capacidad de carga última (Ilustración 2.13a):

$$q_{ult} = cN_c f_c + qN_q f_q + 0.5\gamma B N_\gamma f_\gamma \quad \text{Ecuación 2.2}$$

donde:

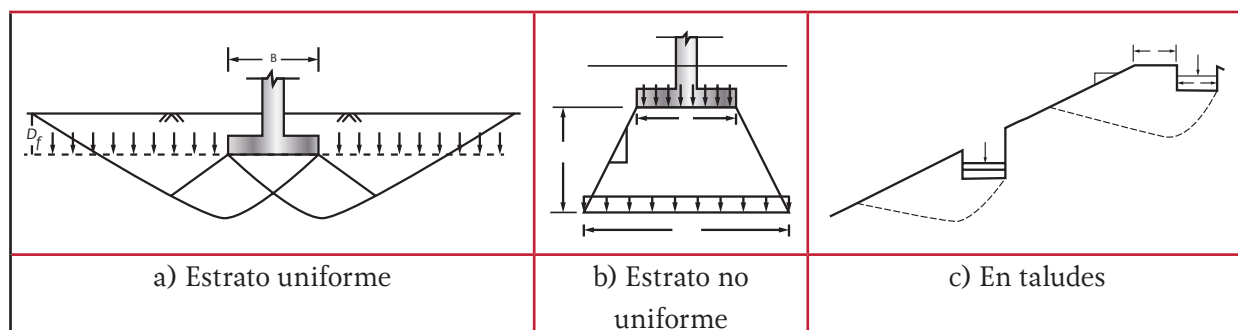
q = Presión vertical efectiva a la profundidad desplante

- γ = Peso volumétrico de la masa del suelo por debajo del nivel de desplante
- c = Cohesión
- B = Ancho de la cimentación
- N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna
- f_c, f_q, f_γ = Factores de corrección

Los detalles de la selección de los factores de capacidad de carga y de corrección se dan en el Anexo B. Un aspecto importante es la capacidad de carga relativa a la posición del nivel freático o tirante del agua. Los pormenores también se proporcionan en el Anexo B. Los parámetros de resistencia al corte de suelo se incluyen en la fórmula general de manera genérica. Se debe seleccionar las resistencias correspondientes a las condiciones UU, CU y CD de acuerdo con las situaciones de carga en estudio.

Las estructuras están sujetas a la excentricidad de las cargas producto de las acciones de viento y sismo. Se admite que las presiones de contacto del cimiento siguen una variación lineal con sus valores máximo y mínimo. Si la capacidad de carga última es igual a la capacidad de carga total efectiva está afectada por el ancho y longitud efectivos tal como:

Ilustración 2.13 Cimentaciones someras desplantadas en tres condiciones



$$Q_{ult} = q_{ult}A' \quad \text{Ecuación 2.3}$$

donde:

A' = Área de contacto efectivo cuya determinación se describe en el Anexo B

Por el método de diseño por esfuerzo admisible se debe cumplir los siguientes tres criterios:

$$\frac{Q_{ult} - p_v A'}{Q - p_v A'} \geq F_{sa} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

$$\frac{q_{ult} - p_v}{q_{max} - q} \geq F_{sa} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

$$q_{max} - q \geq 0 \quad \text{Ecuación 2.6}$$

donde:

Q = Carga vertical total
 p_v = Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo
 F_{sa} = Factor de seguridad admisible

El primer criterio se refiere a la capacidad de carga promedio global. El segundo controla la capacidad de carga local y el tercero indica que el contacto del cimientto con el terreno no puede estar sujeto a la tensión. Cuando uno de los tres criterios no se cumple, se debe modificar las dimensiones del cimientto.

Si el diseño se realiza por el concepto del estado límite se verifica la siguiente desigualdad que se expresa en forma general como:

$$\frac{\sum QF_c}{A} < (q_{ult} - p_v)F_R + p_v \quad \text{Ecuación 2.7}$$

donde:

$\sum QF_c$ = Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga

A = Área efectiva del cimientto

Los detalles del uso de estas expresiones se describen en el Anexo B.

2.5.2.3. Cimentación somera en estratos no uniformes

En la práctica, las condiciones de terreno en muchas ocasiones no son uniformes y homogéneas como las que se consideran en las fórmulas clásicas. Se han desarrollado varias formulaciones para calcular las condiciones típicas de estrato no uniforme. Algunos ejemplos son: estratos cohesivos de diferentes resistencias (Vesic, 1975), estratos cohesivos y friccionante intercalados (Meyerhof, 1974; Hanna y Meyerhof, 1980; Michalowski y Shi, 1995; y Burd y Frydman, 1997), estrato de resistencias crecientes con la profundidad (Davis y Booker, 1973), estrato firme subyacente sobre un estrato blando (Matar y Salecon, 1977). Este último caso se puede analizar de manera simplificada (Ilustración 2.13b) considerando un ángulo de disipación de esfuerzos para obtener los esfuerzos transmitidos en el techo del estrato subyacente y empleando las expresiones clásicas en el cálculo de capacidad de carga. Si el estrato blando está acotado por un estrato firme, se puede consultar las cartas de Vesic (1975). Sin embargo, para condiciones de terreno más complejas que no se consideran en estas referencias se recurre al análisis de elemento finito o método de estado límite o de análisis límite.

2.5.2.4. Cimentación somera en taludes

Los atraques para tubería y obras de captación de aguas superficiales en ocasiones se desplantan sobre taludes o terrenos cercanos a taludes (Ilustración 2.13c). La capacidad de carga se ve reducida por la presencia de taludes porque carece la masa de falla al lado del talud. Varias fórmulas se han propuesto para estimar la capacidad de carga de cimentaciones en taludes. Bowles (1988) ha sugerido nuevos valores de factores de capacidad N_c y N_q para tomar en cuenta el efecto del talud. Dichos factores se expresan en función del ángulo de fricción interna, inclinación del talud, distancia de la cimentación respecto a la arista del talud y la profundidad de desplante. Shield y otros (1990) presentan otras cartas

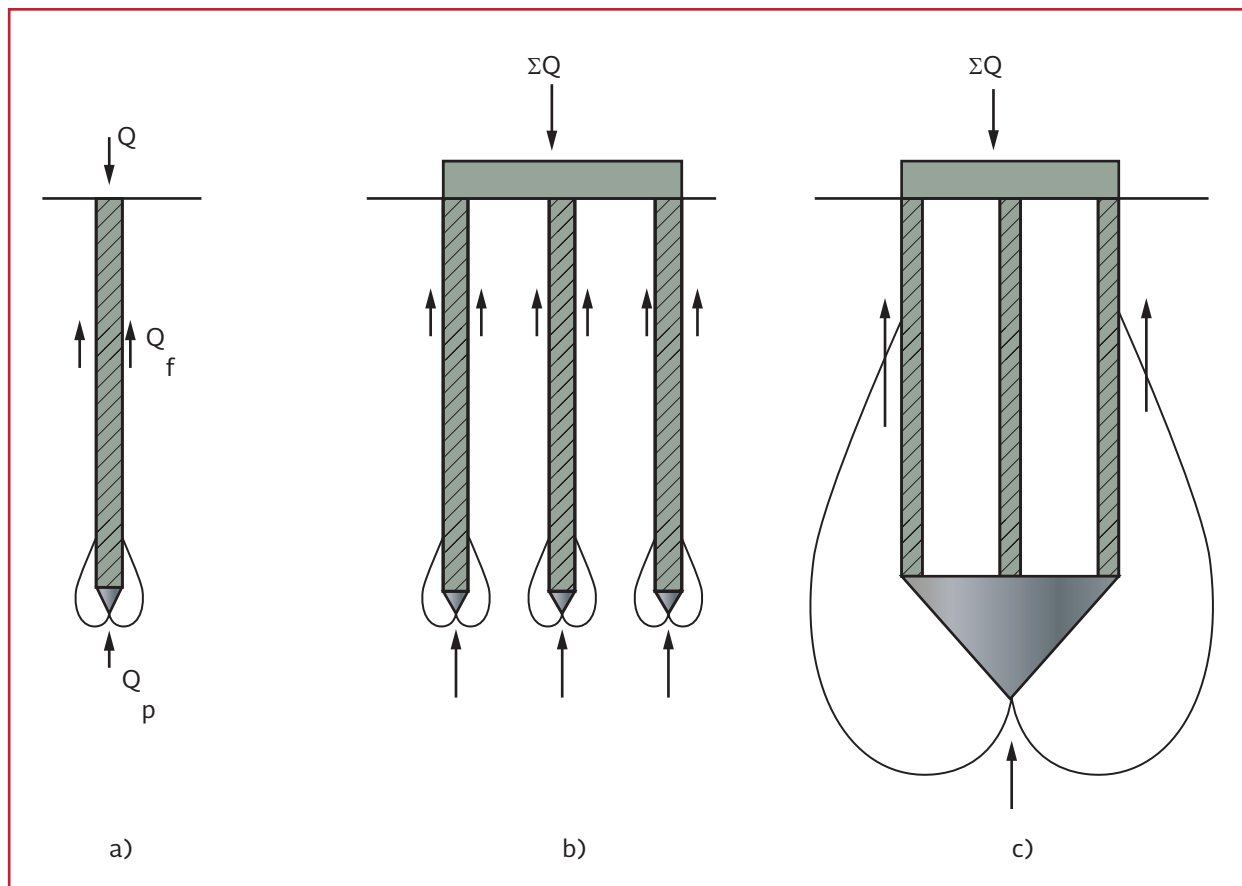
que facilitan la estimación de la capacidad de carga. Sin embargo, para condiciones de terreno más complejas que no se consideran en estas referencias se debe emplear el análisis de elemento finito o método de estado límite o análisis límite.

2.5.2.5. Cimentaciones profundas

Una cimentación profunda casi siempre consiste en un grupo de pilotes o pilas. La capacidad de carga vertical de la cimentación se debe verificar en los siguientes aspectos (Ilustración 2.14):

- a) Capacidad de carga de pilote individual
- b) Capacidad de carga del grupo de pilotes
- c) Capacidad de carga del bloque de pilotes

Ilustración 2.14 Capacidad de carga en cimentaciones profundas



Para pilote individual y por el concepto del diseño por estado límite se debe verificar el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\frac{Q_{ult} - p_v A_p}{Q - p_v A_p} \geq F_{sa} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

donde:

- Q_{ult} = Capacidad de carga vertical del pilote individual
- Q = Carga vertical del pilote
- A_p = Área transversal del pilote
- p_v = Presión vertical total a la profundidad de la punta del pilote
- F_{sa} = Factor de seguridad admisible

La capacidad de carga vertical se expresa como:

$$Q_{ult} = A_L f + (c N_c + \bar{p}_v N_q) A_p \quad \text{Ecuación 2.9}$$

donde:

- Q_{ult} = Capacidad de carga vertical del pilote individual
- A_L = Área perimetral del contacto entre suelo y fuste del pilote
- f = Adherencia en el fuste
- \bar{p}_v = Presión vertical total a la profundidad de la punta del pilote
- c = Cohesión del suelo subyacente de la punta del pilote
- N_c, N_q = Factores de capacidad de carga de suelo subyacente a la punta del pilote
- A_p = Área transversal de la punta del pilote

Por la revisión de la capacidad de carga del grupo se verifica que:

$$\frac{Q_{ult,g} - p_v A_{p,g}}{Q_g - p_v A_{p,g}} \geq F_{sa} \quad \text{Ecuación 2.10}$$

Siendo

$$\begin{aligned} Q_{ult,g} &= n Q_{ult} E \\ Q_g &= n Q \\ A_{p,g} &= n A_p \end{aligned} \quad \text{Ecuación 2.11}$$

donde:

- $Q_{ult,g}$ = Capacidad de carga vertical del grupo de pilotes
- Q_g = Carga vertical del grupo
- $A_{p,g}$ = Suma de áreas transversales de los pilotes del grupo
- n = Número de la suma de áreas transversales de los pilotes del grupo
- E = Eficiencia del grupo de pilotes

Para suelos friccionates, $E = 1.0$. Para suelos cohesivos, E es menor de 1.0.

Por otro lado, se considera que los pilotes forman un bloque que es equivalente a una pila aislada. La revisión de la seguridad del bloque se realiza a través de la verificación de la desigualdad.

$$\frac{Q_{ult,b} - p_v A_{b,b}}{Q_g - p_v A_{b,b}} \geq F_{sa} \quad \text{Ecuación 2.12}$$

$$Q_{ult,b} = A_b f + A_{b,b} (c N_c + \bar{p}_v N_q) \quad \text{Ecuación 2.13}$$

donde:

- $Q_{ult,b}$ = Capacidad de carga vertical del bloque
- Q_g = Carga vertical del grupo

$$A_b = \text{Área lateral del bloque}$$

$$A_{b,b} = \text{Área de la base del bloque}$$

Los detalles del uso de las fórmulas anteriores están descritos en el Anexo B.

Para la seguridad del grupo y bloque de pilotes una condición crítica es aquella en que se encuentra un estrato subyacente blando al grupo de pilotes. Para ello se puede aplicar un concepto de disipación de esfuerzos, similar al que se emplea en el cálculo de capacidad de carga de cimentación somera en un estrato uniforme.

Las cargas laterales debidas a viento y sismo que actúan sobre la estructura provocan momentos de volteo y cargas laterales. En una situación similar a la cimentación somera en que se redistribuyen los esfuerzos de contacto suelo losa por las excentricidades de las cargas verticales, los pilotes ubicados en una esquina del grupo de pilotes reciben mayores cargas de compresión o de tensión que los localizados en el centro. Se puede suponer una variación lineal o bilineal de las cargas aplicadas a los pilotes individuales. Después, se debe verificar la capacidad de carga de estos pilotes individuales considerando las cargas adicionales por excentricidad. Adicionalmente las cargas laterales aplicadas a la losa generan esfuerzos de corte en los cabezales de los pilotes y provocan falla del suelo ubicado en la vecindad de la parte superior de los pilotes. Es necesario revisar la capacidad de carga lateral. Esta revisión de seguridad se debe efectuar tanto para pilotes individuales como grupos. Las cargas excéntricas pueden provocar extracciones en los pilotes individuales y para estos casos se debe considerar la capacidad de carga de extracción.

Además de las cargas verticales y laterales arriba mencionadas, en casos especiales, se debe re-

visar otros aspectos del comportamiento de las cimentaciones profundas como:

- a) Fricción negativa
- b) Capacidad de carga de arrastre debido a movimiento del terreno
- c) Empuje lateral a los pilotes debido a sobrecarga superficial

Los detalles del análisis de estos aspectos se pueden consultar en HSFF, Bowles, Zeevaert, USACE.

2.5.2.6. Capacidad de carga de cimentación somera en roca

Es frecuente ubicar los tanques elevados en terrenos de mayor elevación que regulariza y suministra el agua potable a una población y de allí la necesidad de desplantar la estructura en una colina o macizo rocoso en general. Si el macizo rocoso es sano con pocas discontinuidades prominentes la capacidad de carga de la cimentación somera debe ser bastante alta en la mayoría de los casos. Sin embargo, cuando el macizo rocoso está fracturado o posee discontinuidades como planos de falla o de contacto, la capacidad de carga está siendo controlada no por la resistencia de la roca intacta sino por las características de las discontinuidades presentes. Aún más si la estructura se localiza cerca de un talud, la capacidad de carga puede verse sumamente reducida por la presencia de planos de falla orientados al pie del talud.

Para determinar la capacidad de carga en roca, los métodos de cálculo desarrollados para suelos son muchas veces de poca utilidad o deben complementarse con la metodología de la mecánica de rocas. Para mayores detalles se deben consultar Rowe, y González de Vallejo.

2.5.2.7. Consideraciones sísmicas

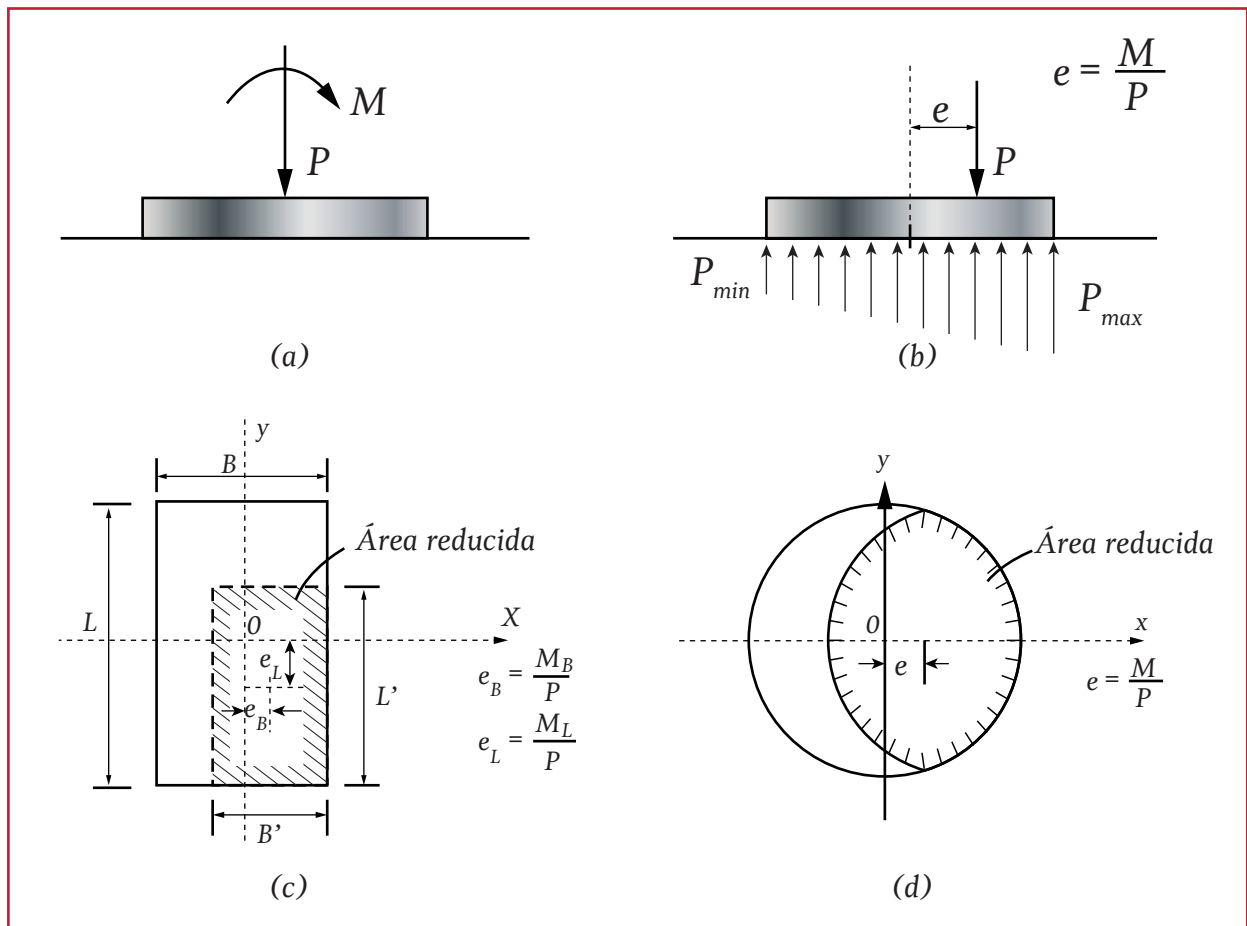
Las cargas sísmicas sobre las cimentaciones, someras y profundas, provienen primordialmente de las fuerzas de inercia que actúan sobre las superestructuras. La fuerza de corte basal debida al sismo se calcula como el peso de la estructura multiplicada por la ordenada espectral de aceleración correspondiente al periodo natural de vibración de la estructura. Esta fuerza actúa en la estructura a su altura efectiva la cual genera momento de volteo que se manifiesta como una carga vertical con excentricidad. La capacidad de carga de la cimentación debe incluir la fuerza horizontal y la fuerza vertical excéntrica. Estos dos últimos efectos hacen reducir a la capacidad

de carga vertical calculada sin contar con ellos, ver la Ilustración 2.15.

La fuerza basal y momento de volteo son proporcionados por ingenieros estructuralistas. Para mayor abundamiento puede consultarse el libro de *Estudios técnicos para proyectos de agua potable y alcantarillado: Diseño estructural*, del MAPAS

En cimentaciones profundas, además de las fuerzas basales y momentos de volteo, surge el efecto sísmico llamado cinemático. Los movimientos de los estratos de suelo ejercen fuerzas adicionales sobre los pilotes o pilas. Adicionalmente si el depósito de suelo es potencialmente

Ilustración 2.15 Excentricidades por efectos de cargas laterales



licuable, se debe considerar la degradación de rigidez y reducción de resistencia al corte de los depósitos de suelo.

2.5.3. ASENTAMIENTOS Y EXPANSIONES

2.5.3.1. Consideraciones generales

Las condiciones de servicio de las estructuras se evalúan por lo general en términos de movimientos y agrietamientos. Los movimientos verticales o asentamientos son indicador directo de los daños que pudieran sufrir y se deben estimar en el diseño. Dependiendo del tipo de estructura se han establecido los valores admisibles de los asentamientos totales, asentamientos diferenciales e inclinaciones (USACE, 1990). Los valores admisibles de asentamiento total se presentan en la Tabla 2.4. Los asentamientos diferenciales deben limitarse a 1.3 cm. Los bloques de presas de gravedad pueden tener asentamientos diferenciales del orden de 5.1 cm. Las inclinaciones admisibles se presentan en la Tabla 2.5. Además de las variables anteriores se deben limitar inclinaciones visibles y distorsiones angulares.

Tabla 2.4 Asentamientos totales admisibles

Tipo de estructura	Longitud/Altura	Asentamiento (cm)
Muro de tabique simple	≥ 2.5	7.6
	≤ 1.5	10.1
Marco		10.1
Muro de tabique reforzado o de concreto reforzado		15.2
Cimentación masiva de concreto reforzado para chimeneas, silos o torres		30.4

Tabla 2.5 Deflexiones admisibles

Estructura	Arena y arcilla dura	Arcilla plástica
Edificación con muros de tabique no reforzado (Longitud/Altura ≥ 3)	1/3 333	1/2 500
Edificación con muros de tabique no reforzado (Longitud/Altura ≥ 5)	1/2 000	1/1 500
Edificación de un piso	1/1 000	1/1 000
Marco de acero y concreto	1/500	1/500

Para estimar los movimientos de las cimentaciones se requiere conocer en primer lugar los esfuerzos que se generan por las cargas o cambios de humedad si de los suelos expansivos o colapsables se trata. La distribución de esfuerzos en la masa de suelo se determina por lo general empleando la teoría de elasticidad, la que permite determinar el incremento de esfuerzos verticales en un determinado punto de la masa de suelo producidos por la aplicación de sobrecarga en un área de forma arbitraria en la superficie del terreno. A continuación se describen brevemente los procedimientos a seguir en el cálculo de los asentamientos por la sobrecarga, o expansiones y colapsos de los suelos.

2.5.3.2. Asentamiento por sobrecarga

El asentamiento debido a una sobrecarga aplicada en el nivel de desplante de una cimentación somera comprende tres componentes:

- Asentamiento inmediato
- Consolidación primaria
- Compresión secundaria

El asentamiento inmediato, éste se debe a la deformación elástica del subsuelo y ocurre dentro

de un periodo muy corto de tiempo después de la aplicación de la carga. El cálculo del asentamiento inmediato se efectúa por lo general en el modelo de la masa elástica. Una expresión propuesta por Mayne y Poulos (1999) se puede emplear para estimar dicho asentamiento en zapatas y losas, tomando en cuenta varios factores como masa homogénea o masa con módulos de elasticidad crecientes con la profundidad, estrato de suelo compresible finito o infinito, flexibilidad de la cimentación, condiciones de carga drenada o no drenada, así como la profundidad de enterramiento de la cimentación.

La consolidación primaria, El asentamiento debido a ésta se puede estimar con datos obtenidos de curvas de compresibilidad. Para ello se divide el estrato compresible en varias subcapas de pequeño espesor, se estima el esfuerzo vertical efectivo inicial en el centro de cada una de las subcapas y se estima el incremento de esfuerzo vertical en dichos puntos. El asentamiento total se expresa entonces como:

$$\Delta H = \sum_i \frac{(\Delta e)_i}{1 + e_i} (\Delta z)_i \quad \text{Ecuación 2.14}$$

donde:

- ΔH = Suma de los asentamientos calculados en cada subcapa
- $(\Delta e)_i$ = Cambio de relación de vacíos debido al incremento de esfuerzo vertical en el centro de la subcapa tomando el esfuerzo vertical efectivo inicial como punto de partida
- e_i = Relación de vacíos correspondiente al esfuerzo vertical efectivo inicial
- $(\Delta z)_i$ = Espesor de la subcapa

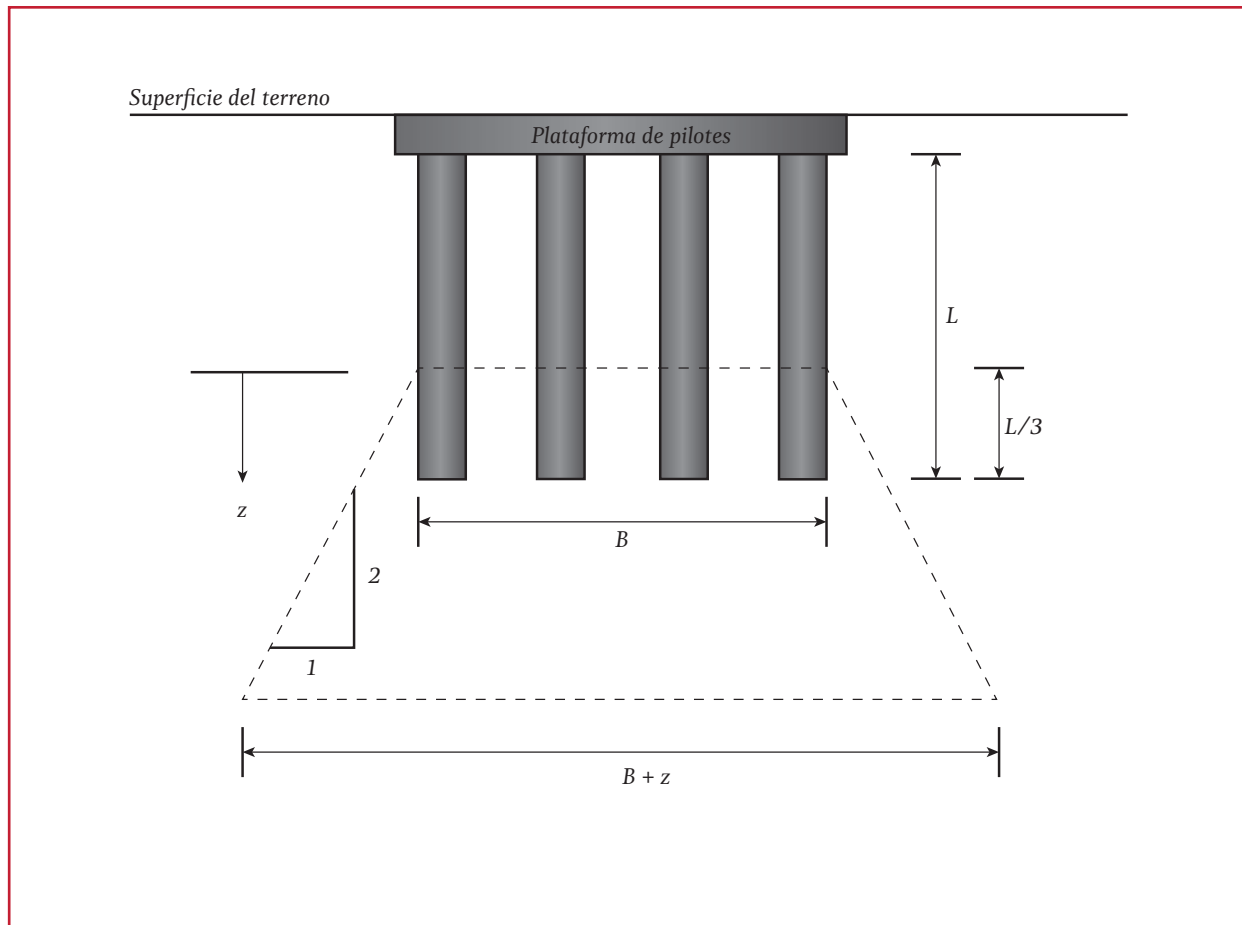
En una cimentación somera flexible, de acuerdo con el procedimiento expuesto es posible calcular los asentamientos en diferentes puntos de la cimentación (centro, esquina, etc.). Como la cimentación en realidad posee cierta rigidez, los asentamientos así calculados se redistribuyen de manera tal que los asentamientos se uniformicen y los valores diferenciales disminuyan. Sin embargo, la evaluación de este efecto de interacción suelo estructura requiere de análisis más elaborado. En la práctica de diseño se emplean de manera conservadora los asentamientos totales y diferenciales calculados suponiendo cimentación flexible.

La compresión secundaria o efecto creep. El último componente de asentamiento se debe a éste efecto (Compresión secundaria), el cual es significativo en suelos altamente compresibles.

2.5.3.3. Asentamiento de cimentaciones profundas

Los asentamientos de cimentaciones profundas bajo cargas verticales tienen dos componentes: por la elasticidad de los pilotes y por la deformabilidad del manto subyacente del grupo de pilotes. Por lo general, los asentamientos debidos a la elasticidad son pequeños. Los asentamientos causados por el manto subyacente se pueden estimar de acuerdo con el procedimiento similar a una cimentación somera en estratos no uniformes. Se emplea un ángulo de disipación de esfuerzo para calcular éstos esfuerzos transmitidos al manto subyacente (Ilustración 2.16).

Ilustración 2.16 Asentamiento de cimentación profunda debido a estrato de suelo subyacente



2.5.3.4. Expansión

La expansión de los suelos depende principalmente de la profundidad de la zona activa. Esta área es la parte del estrato de suelo donde ocurre el cambio de volumen de suelo en un periodo anual. Dicho cambio depende de la modificación de las condiciones climáticas y otros factores de contorno después de haber efectuado la construcción como drenaje. La profundidad de la zona activa es la mayor que se puede esperar en dicha zona. Las distribuciones originales de humedad y las de equilibrio son diferentes dentro de la zona pero coinciden por debajo de dicha profundidad.

Para fines de la estimación de expansión del suelo, deberá determinarse la profundidad de la zona activa y la distribución de succión mátrica final y de equilibrio en dicha zona. Por lo general, si el nivel freático se ubica a más de 6 metros de profundidad, la profundidad de la zona activa es menor de 6 metros. En caso contrario, el nivel freático determina la profundidad de la zona activa.

Para el cálculo de la expansión de suelo se requiere realizar las pruebas de laboratorio indicadas en la sección 2.4.2. El procedimiento de cálculo es similar al descrito para estimar asentamientos debidos a la sobrecarga.

2.5.3.5. Colapso

En el cálculo de asentamientos debidos a colapso de suelos, está basado en la determinación de zonas de saturación. Las fuentes de saturación pueden ser local y somera como fugas de agua provenientes de tuberías rotas, acumulación de agua debida a un drenaje superficial defectuoso. Como las redes de alcantarillado, generalmente se construyen con especificaciones menos estrictas que las redes de agua potable, tienen más fugas produciendo mayor daño a las estructuras. Otra fuente de saturación es local y profunda, que es causada por la descarga de derrames industriales o riego. En este caso, la rapidez del flujo es tan alta que puede propiciar un ascenso del nivel freático y un colapso de todo un estrato de suelo. El colapso de suelo puede ocurrir sólo por peso propio del suelo sin sobrecarga superficial alguna. La saturación general debida a la presencia de embalse, laguna o canal provoca asentamiento de suelo aunque cuya manifestación es gradual y lenta.

Para una evaluación apropiada de la magnitud de asentamientos por colapso es esencial estimar, de manera adecuada, la extensión e intensidad de saturación en la masa de suelo. Conociendo además las propiedades de los suelos se puede recurrir a los modelos numéricos como el desarrollado por Richards. Sin embargo, la confiabilidad de los resultados que se obtendrían de estos modelos depende de la asignación de las condiciones inicial y de frontera. Por la incertidumbre asociada al uso de estos modelos, es más práctico hacer hipótesis conservadoras considerando que todo el estrato de suelo colapsable se sature por completo. Existen evidencias de

que estas suposiciones son demasiado conservadoras. El ingeniero proyectista debe buscar un balance económico entre invertir en una investigación de terreno más exhaustiva o proponer soluciones conservadoras.

El cálculo de asentamientos por colapso es similar al desarrollado para la aplicación de sobrecargas. La gran diferencia radica en que el colapso puede ocurrir aún sin sobrecarga superficial. Los parámetros requeridos se deben determinar en laboratorio, tal como se presentó en el apartado 2.4.2.2.

2.5.3.6. Asentamiento inducido por sismo

Los asentamientos inducidos por sismo o por densificación dinámica pueden presentarse en arenas secas, arenas saturadas o arcillas. Aunque se puede realizar pruebas de laboratorio para determinar los parámetros de cambios volumétricos sísmicos, en la práctica es común emplear las correlaciones empíricas. A partir de estas correlaciones empíricas se pueden determinar las deformaciones volumétricas en los estratos de suelo subyacentes al cimiento. La integración de estas deformaciones en todos los estratos compresibles da como resultado asentamientos en la superficie del terreno o a la elevación del nivel de desplante del cimiento. Algunas de las correlaciones empíricas se deben a Tokimatsu y Seed (1987) para arenas no saturadas o secas o arenas saturadas, Stewart y otros (2004) en arenas limpias y suelos con finos no plásticos o plásticos variables hasta de alta plasticidad, Ishihara y Yoshimine (1992), Shamoto y otros (1998) o Wu y otros (2003) en arenas saturadas.

2.5.3.7. Interacción suelo-estructura

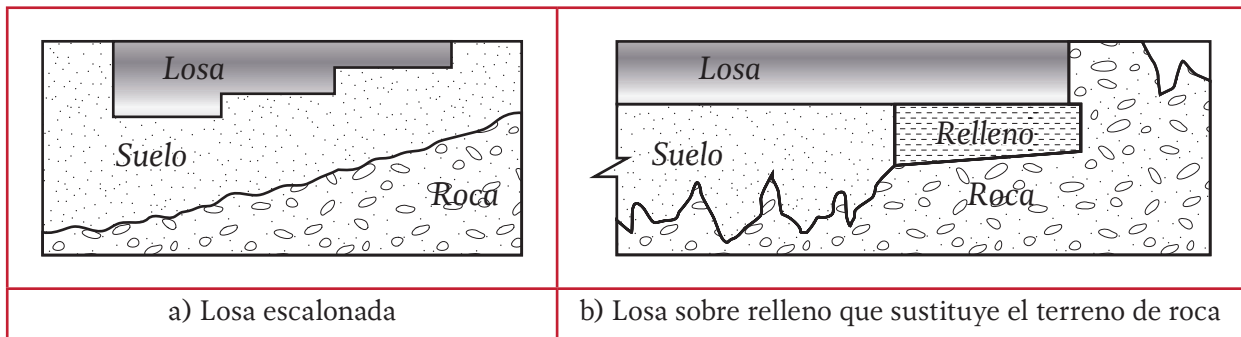
En el diseño estructural de las cimentaciones tales como retículas, losas y cajones, se requiere conocer las reacciones del subsuelo en el contacto suelo-estructura. La magnitud y distribución de las presiones de suelo en dicho contacto depende de la rigidez y forma de las cimentaciones; a su vez, las presiones de suelo influyen directamente en los esfuerzos que se ocasionan en los elementos estructurales. Este efecto mutuo se conoce también como interacción suelo-estructura. Para cimentaciones muy rígidas como zapas aisladas, las presiones de suelo pueden suponer que sigan una variación lineal. Para cimentaciones más flexibles como losas de gran extensión, las presiones de suelo difieren mucho de la variación lineal. En cimentaciones rígidas, las presiones de contacto en los lados y las esquinas suelen ser mayores que en el centro; en cimentaciones flexibles, el patrón del comportamiento es reverso.

El análisis geotécnico de las cimentaciones debe proporcionar la flexibilidad del subsuelo para su estudio estructural. Por lo general, esta se expresa en tres formas. La primera de ellas es mediante el coeficiente de resorte de Winkler. La cimentación está conectada al suelo mediante una serie de resortes independientes y a cada resorte se le asigna un coeficiente de reacción. Estos coeficientes dependen especialmente del tipo de suelo (arcilla, arena, etcétera). La segunda forma de presentar la fle-

xibilidad del subsuelo es a través del módulo de deformación. Estos módulos representan la deformabilidad de un medio elástico homogéneo de gran extensión. Estas dos primeras alternativas tienen limitación de poder representar de manera correcta el comportamiento de suelo y las condiciones estratigráficas del terreno de cimentación pero son más frecuentemente usadas por su sencillez de uso y porque los valores aportados en el estudio de geotecnia se pueden emplear directamente en el diseño estructural. Finalmente la tercera opción de representar la flexibilidad del subsuelo es emplear las fórmulas de cálculo de asentamientos con base en los datos de pruebas de compresibilidad de diferentes estratos de suelo. Este último método es el que mejor representa las condiciones del terreno. No obstante, se requiere que los diseños de geotecnia y estructural se lleven a cabo simultáneamente. En México, esta última alternativa es ampliamente empleada por los pioneros trabajos de Zeevaert (1986).

En ocasiones se requiere desplantar cimentaciones someras sobre un terreno de transición ya que una parte es roca y la otra es suelo. El contraste de rigidez de ambas zonas producen esfuerzos de magnitud considerable en la losa. Entre las soluciones se encuentra proyectar una losa escalonada (Ilustración 2.17a) o sustituir una parte de roca por relleno de suelo. El análisis de interacción suelo estructura es útil para evaluar la eficacia de la solución.

Ilustración 2.17 Cimentaciones someras en zona de transición



2.5.4. TALUDES

2.5.4.1. Consideraciones generales

Los taludes de suelo o roca, sean artificiales o contruidos, intervienen en muchas formas en las obras de agua potable y saneamiento. Son usados para formar recinto de excavación. Muchas de las obras de captación de agua superficial se construyen sobre los taludes. Los terraplenes están formados por taludes. Uno de los mayores riesgos geológicos es el deslizamiento, causado por la inestabilidad de taludes. La inestabilidad de taludes tiene varias manifestaciones algunas de las cuales se muestra en en la Ilustración 2.18. Puede ser superficial o somero, rotacional, traslacional, caída, cuña o extensión lateral.

Los taludes pueden fallar por diferentes causas. Las fuerzas destabilizadoras principales son peso propio, fuerzas de filtración, sobrecargas y fuerzas sísmicas, no obstante de que otros mecanismos o condiciones pueden ser determinantes en muchas ocasiones. Estos mecanismos son erosión por flujo superficial, erosión y socavación por oleaje, filtración de agua de lluvia, vaciado rápido del vaso, subpresión proveniente de estratos subyacentes permeables, excavación al pie de talud, sobrecarga en la corona o talud, vibración de máquinas o vehículos en la corona o talud y presencia de estratos de baja resistencia.

Dentro del contexto del diseño por esfuerzo admisible, los factores de seguridad admisibles se establecen para diferentes condiciones de carga para las que se deben seleccionar los parámetros de resistencia al corte correspondientes. Los factores de seguridad admisibles están asociados con las condiciones de campo, tipos de análisis y selección de parámetro como se muestran en la Tabla 2.6.

2.5.4.2. Análisis de taludes

Los procedimientos del análisis de estabilidad de taludes, por lo general, requieren de los siguientes datos: a) geometría y zonificación de estructuras térreas como muros o presas, b) estratigrafía del terreno, c) condiciones geohidrológicas y superficies de corriente superior en estructuras térreas, d) peso volumétrico para el cálculo de cargas por peso propio e) condiciones de carga externa como sobrecarga en la corona, talud o al pie del talud o sismo, f) parámetros de resistencia como cohesión y ángulo de fricción. Los parámetros de resistencia al corte deben corresponder a las condiciones de drenaje para las que el análisis se lleva a cabo. En suelos saturados estas pueden ser no consolidada no drenada (UU), consolidada no drenada (CU) y drenada (CD). En suelos no saturados, las resistencias al corte se deben determinar para la condición de

Ilustración 2.18 Tipos de fallas de talud

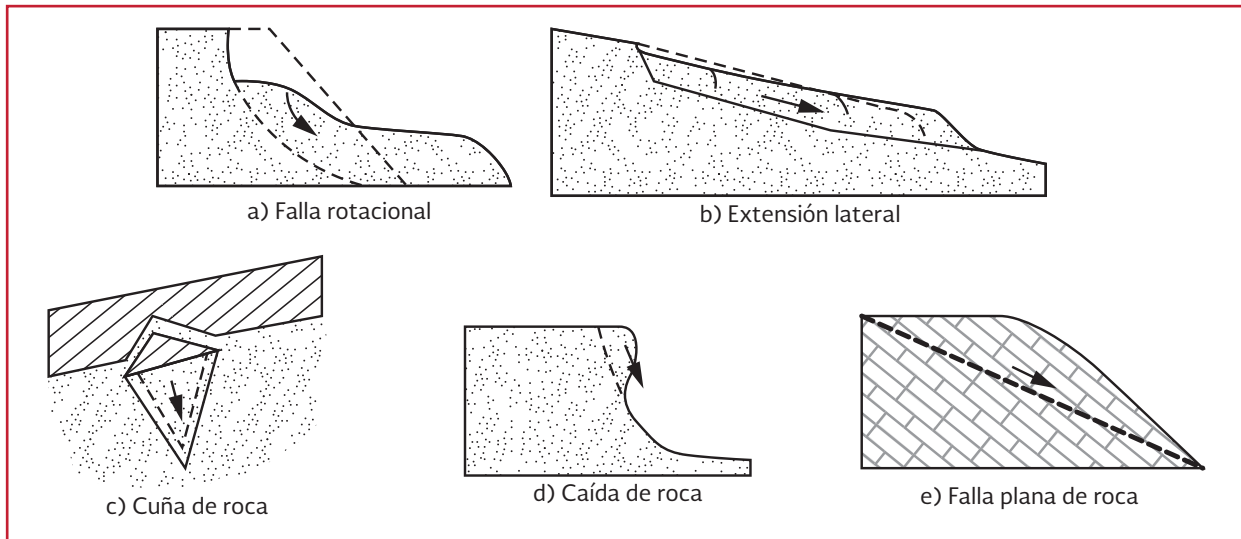


Tabla 2.6 Factores de seguridad permisibles

Condición	Análisis	Prueba	Factor de seguridad permisible
Final de construcción	Esfuerzo total	UU	1.25
Flujo establecido para el diferentes niveles de agua	Esfuerzo efectivo	CD	1.5
Vaciado rápido	Esfuerzo efectivo / total	CD	1.5
Final de construcción y sismo base operación	Esfuerzo efectivo	CD o CU	1.25
Flujo establecido para el máximo nivel de agua y el sismo máximo creíble	Esfuerzo efectivo	CD	1.05
Flujo establecido para el máximo nivel de agua y por efecto post sísmico	Esfuerzo efectivo	CD con efecto post sísmico	1.20

saturación a fin de garantizar la estabilidad de los taludes aún para las condiciones de drenaje más desfavorables.

Con base en estos datos de entrada se determinan los factores de seguridad utilizando uno o varios métodos de análisis disponibles siendo los más usados los de equilibrio límite y de reducción de resistencia. En los primeros se suponen a priori las superficies de falla. La masa potencialmente deslizante se subdivide en dovelas verticales. Bajo ciertas hipótesis sobre la distribución de las fuerzas se establecen condiciones de equilibrio entre fuerzas actuantes y resistentes a lo largo de la superficie de falla potencial. De esta manera, se

obtiene finalmente los factores de seguridad para las superficies de falla supuestas. Se debe realizar una búsqueda exhaustiva en un gran número de superficies de falla potenciales para encontrar la superficie de falla más crítica que es la que produzca el menor factor de seguridad. Hoy en día los análisis de estabilidad de taludes se efectúan casi siempre mediante programas de cómputo que pueden ser comerciales, académicos o elaborados por los mismos ingenieros proyectistas. Sin embargo, el uso de los programas de cómputo no garantiza automáticamente la obtención de resultados de análisis correctos. De acuerdo con Duncan y Wright (2005) se debe tomar en cuenta varios detalles en los análisis.

Además de una adecuada selección de los parámetros de los suelos, una de las consideraciones que más influyen en los resultados de análisis es una atinada suposición de superficies de falla. Tradicionalmente se suponían fallas circulares. Pero estas no siempre resultan las que generan menores factores de seguridad. Son más apropiadas las fallas generalizadas para las que las superficies son formadas por una serie de segmentos rectos. De hecho las fallas circulares son casos particulares de las generalizadas. En la Ilustración 2.19 se muestra un ejemplo en que la falla circular tiene factor de seguridad menos desfavorable que la generalizada. En muchas ocasiones existen varios mecanismos de falla cuyos factores de seguridad mínimos son cercanos tal como el caso mostrado en la Ilustración 2.20 donde existen fallas superficial y profunda. La superficial se puede tratar con un talud infinito y la profunda se analiza como una falla circular. Resulta importante detectar ambas fallas ya que la falla superficial es la que tiene menor factor de seguridad y la falla profunda es la que generaría mayor impacto al talud por el gran volumen de masa deslizante potencial. Por otro lado, si la cara del talud está protegida por capas de enrocamiento y filtro, la falla superficial está

siendo controlada por las resistencias al corte de estos materiales y contacto entre ellos. Se debe refinar la representación estratigráfica que sea capaz de capturar estos detalles. Además de los aspectos anteriores se debe poner debida atención a la presencia de grietas de tensión y la zona de fuerza pasiva, entre otros.

El método por reducción de resistencia emplea el método de elemento finito para determinar factores de seguridad. A pesar de su ventaja de que no se supone a priori superficies de falla, su uso debe ser cauteloso y siempre como complemento a los métodos de equilibrio límite tradicionales.

Para análisis preliminar, se puede recurrir a los procedimientos analíticos o las cartas de diseño previamente preparadas. Los procedimientos analíticos con soluciones explícitas existen para talud infinito con suelo cohesivo friccionante y nivel freático, para falla plana de suelo cohesivo friccionante y presencia de grieta, para falla por cuña de material cohesivo friccionante con dos planos de falla. Las cartas de diseño más empleadas son: Taylor para suelo cohesivo y suelo cohesivo friccionante, Janbu para suelo cohesivo

Ilustración 2.19 Comparación de fallas circular y generalizada

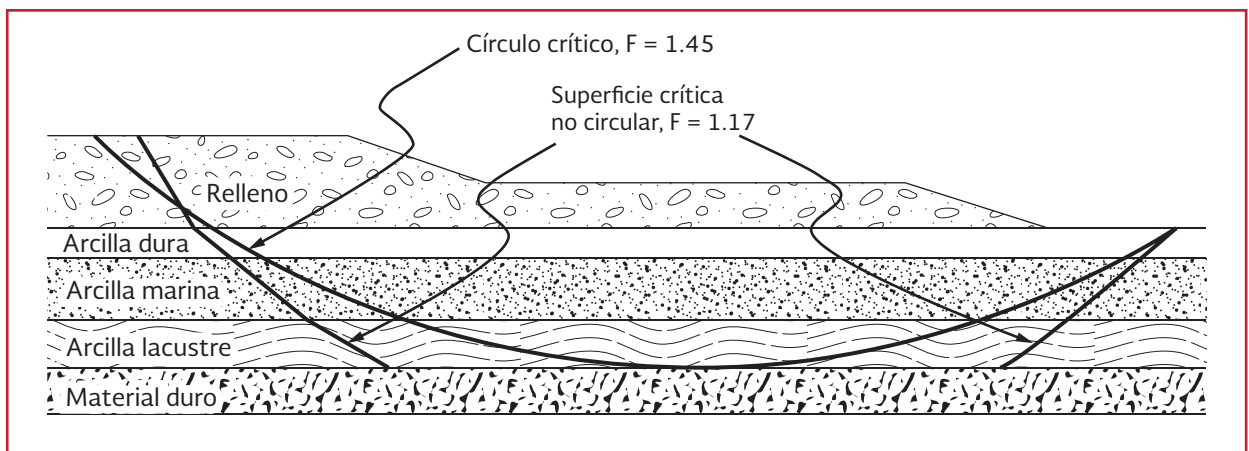
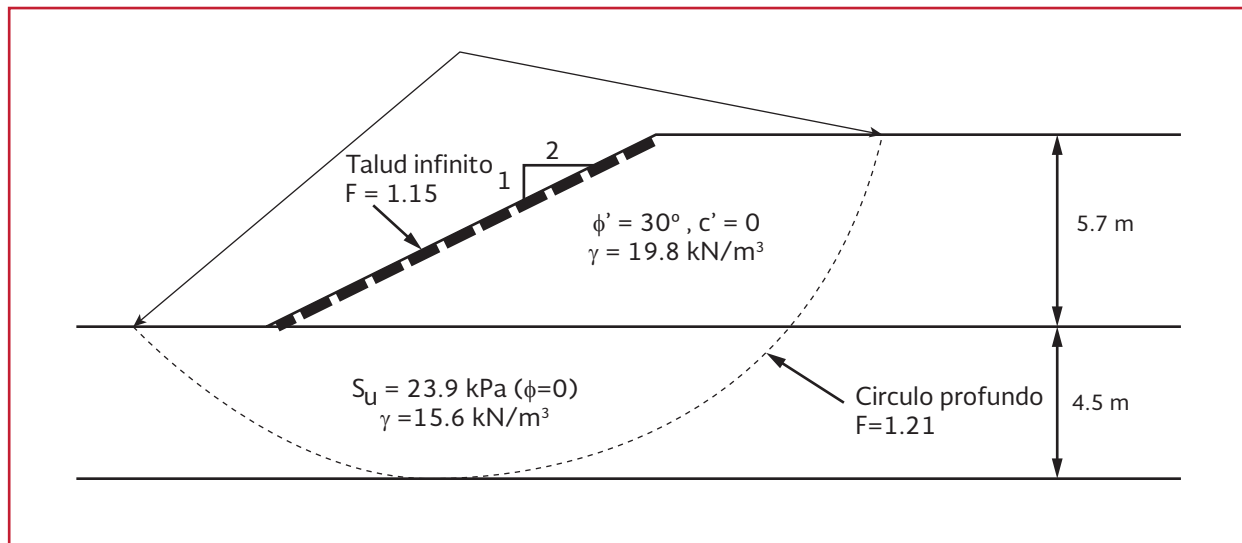


Ilustración 2.20 Mecanismos de falla múltiples



friccionante con presencia de grieta, diferencial entre niveles de agua interior y exterior del talud y cimentación, Morgenstern para las condiciones de vaciado rápido. Puede consultarse en Juárez y Rico (2005).

2.5.4.3. Acciones sísmicas

La excitación sísmica tiene dos efectos principales a un talud, reducción de la resistencia al corte y acumulación de deformación inducida. Si los materiales que forman el talud son suelos finos o granulares no licuables, las resistencias al esfuerzo de corte se mantienen sin cambio respecto de las estáticas. Si dichos materiales son licuables, las resistencias se pueden ver seriamente reducidas. La identificación del peligro de ocurrencia del fenómeno de licuación es de mayor relevancia para asegurar buen comportamiento sísmico de los taludes.

Las excitaciones sísmicas son de naturaleza oscilatoria con cambios constantes de dirección de las cargas. Los taludes sujetos a este tipo de fuerzas,

si estas no fueran demasiado grandes, no fallan como lo que ocurre bajo cargas estáticas sino acumulan deformaciones durante el periodo de excitación. La magnitud de las deformaciones acumuladas es indicio de los daños causados por el sismo. Limitar dicha magnitud es el objetivo del análisis sísmico de los taludes. De manera simplificada, la deformación acumulada se calcula por el método de doble integración de Newmark. Para ello se requiere conocer la historia de aceleración en el centro de masa del bloque deslizante del talud y la aceleración de fluencia. Esta última se obtiene del análisis pseudo estático del talud.

En el sentido de limitar la magnitud de deformación acumulada y emplear el método pseudo estático de talud para cerciorar el buen comportamiento de talud, se ha propuesto que el talud es estable si el coeficiente sísmico es igual a la mitad de la aceleración máxima del terreno y el factor de seguridad es mayor de 1.0 o 1.1. Esto es, los coeficientes sísmicos k_h y k_v horizontal y vertical están relacionados con la aceleración horizontal máxima del terreno a_{max} como:

$$k_h = \frac{0.5a_{\max}}{g}$$

Ecuación 2.15

$$k_v = \frac{2}{3}k_h$$

donde:

g = Aceleración de la gravedad

Este criterio se emplea con frecuencia para estudios preliminares o cuando las consecuencias de falla del talud no sean grandes.

2.5.4.4. Medidas preventivas y correctivas

Si con los métodos descritos en la sección anterior se define que la propuesta de taludes inestables, es necesario utilizar algún método específico para la mejora de las condiciones del mismo y su estabilización. A continuación se presentan algunas posibilidades de estabilización.

Reducción de la altura del talud

Este método permite dar soluciones permanentes. Cuando se tiene cuidado en los aspectos de drenaje en la excavación. Se puede utilizar prácticamente en toda clase de deslizamientos, pero es eficiente sobre todo en los de tipo rotacional.

Disminución de la pendiente

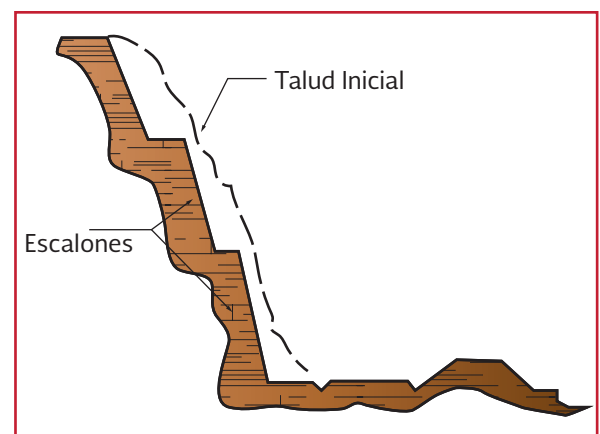
Es uno de los métodos más utilizados para el mejoramiento de la estabilidad de los taludes. Es un método correctivo de deslizamientos originados

en el cuerpo de talud. En suelos en los que la componente friccionante tiene más importancia que la cohesiva, la estabilidad está más ligada a la inclinación del talud mientras que para suelos cohesivos, la estabilidad depende principalmente de la altura.

Escalonamiento

En el caso de escalonamientos en arcillas lo que se busca es transformar el talud en una combinación de varios taludes de menor altura ya que en este tipo de suelos, la altura es el factor determinante de la estabilidad. Por ello los escalones deben tener un ancho suficiente para poder funcionar como taludes independientes (Ilustración 2.21). Para suelos con resistencia friccionante, el escalonamiento se hace comúnmente para disminuir la pendiente, detener pequeños derrumbes y caídas y coleccionar agua. También es importante la función que pueden tener los escalones para proteger el corte contra la erosión del agua superficial, pues reducen la velocidad ladera abajo y el gasto de escurrimiento.

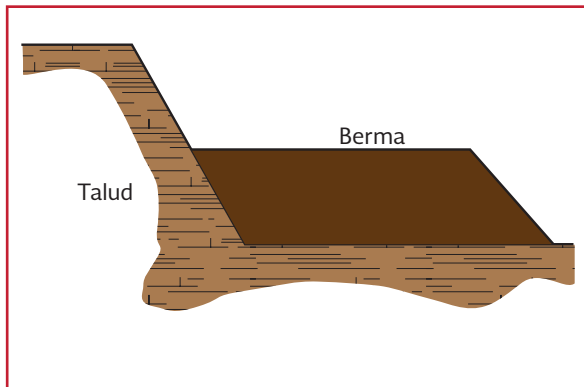
Ilustración 2.21 Escalonamiento en suelos friccionantes



Bermas y contrafuertes

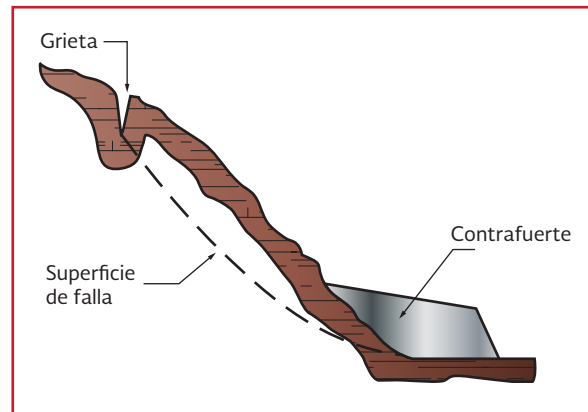
Las bermas y contrafuertes son elementos que permiten aumentar las fuerzas resistentes. Se denominan bermas a masas generalmente constituidas del material del propio talud o de uno similar que se le adosan para darle estabilidad (Ilustración 2.22). La berma tiende a hacer que la superficie de falla se desarrolle a mayor profundidad y con una mayor longitud. La sección de la berma debe calcularse por aproximaciones sucesivas en el análisis de la estabilidad del talud. Para el caso de terraplenes, en el inicio de los tanteos se le puede dar la mitad de la altura del terraplén y un ancho igual al de la corona del mismo.

Ilustración 2.22 Uso de bermas



Por su parte, los contrafuertes son estructuras masivas de concreto o mampostería que se colocan en la base de taludes en macizos rocosos y que proporcionan fuerzas resistentes adicionales, como se muestra en la Ilustración 2.23.

Ilustración 2.23 Contrafuerte



Empleo de materiales estabilizantes

Este método consiste en añadir al suelo alguna sustancia que mejore sus características de resistencia. Los estabilizadores más comúnmente empleados son el cemento y la cal, siendo sus mecanismos de estabilización similares. Estos productos son silicatos de calcio hidratados (SCH). La cal toma la sílice de las arcillas u otras puzolanas existentes en el suelo para formar un gel de SCH, mientras que el cemento ya contiene esta sílice. El factor más importante para una buena calidad en los resultados es la realización de un buen mezclado de los estabilizadores con el suelo. En la práctica los procedimientos de estabilización son costosos, por lo que su uso es limitado. Una de las técnicas utilizadas con mayor frecuencia es la inyección de lechada de cemento. Esta técnica permite dar tratamiento a superficies de fallas previamente formadas y relativamente superficiales en materiales duros, tales como latitas, argelitas y arcillas rígidas y fisuradas.

Empleo de estructuras de retención

El uso de muros de contención es muy común para corregir deslizamientos después de que han ocurrido o para prevenirlos en zonas inestables del talud (Ilustración 2.24). Los muros de retención para estabilizar taludes se usan comúnmente cuando no hay espacio suficiente para cambiar la pendiente del mismo. También se utilizan para confinar el pie de fallas. En arcillas o latitas, impidiendo la abertura de grietas y fisuras por expansión libre.

Empleo de pilotes

El empleo de pilotes o pilas para la estabilización de taludes es más eficaz en deslizamientos superficiales ya que en los deslizamientos profundos se generan fuerzas muy grandes que con dificultad resisten los pilotes; además, tales fuerzas hacen que el suelo deslice entre los pilotes. Este método es aplicable en taludes en roca o materiales duros, cuando la fricción a lo largo de la superficie de falla es un factor importante de la estabilidad. En la Ilustración 2.25 se muestra un esquema de este método.

Ilustración 2.24 Estructura de retención

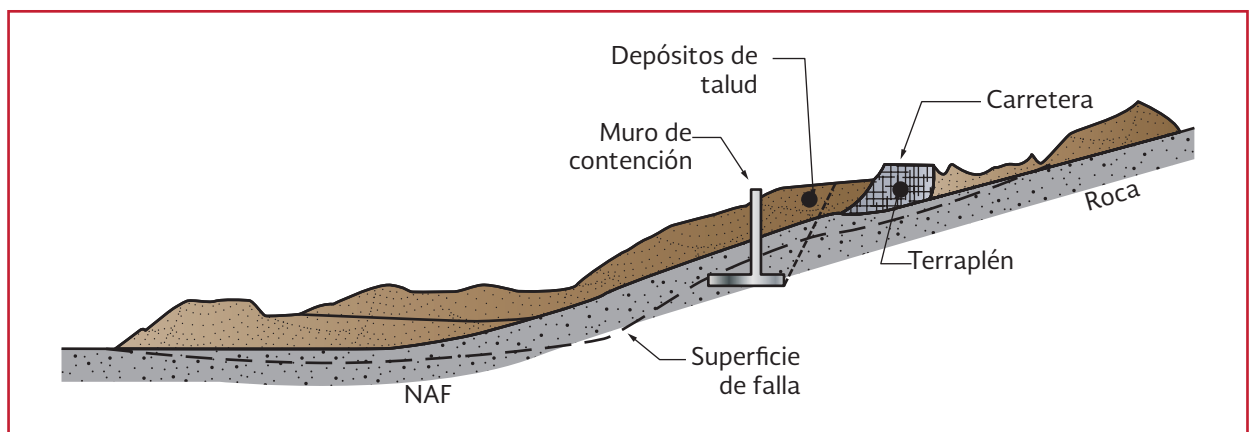
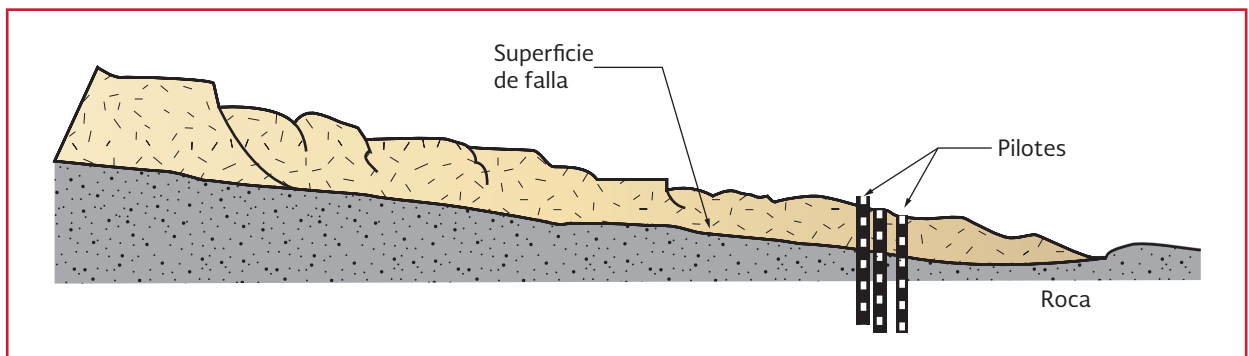


Ilustración 2.25 Pilotes de corte



Anclajes

La estabilidad de los taludes puede mejorarse empleando anclas cuya dirección y diseño dependerán de las condiciones de cada caso que se analice. Las anclas desempeñan básicamente dos funciones: la de proporcionar resistencia al corte y a la tensión en taludes inestables que la requieran y la de soportar en forma directa el peso de la cuna deslizante. Existen básicamente dos tipos de anclas para la estabilización de taludes: las de tensión y las de fricción. Las anclas tensadas ayudan a incrementar el esfuerzo normal en las fallas o discontinuidades, aumentando su resistencia al corte. Cuando el esfuerzo normal es pequeño, su función principal es la de absorber esfuerzos de tensión. La función de las anclas de fricción es la de soportar los esfuerzos de tensión que el talud es incapaz de resistir. Generalmente, las anclas pretensadas no se utilizan en los suelos arcillosos debido a su baja resistencia. En cambio se les utiliza mucho en los suelos firmes. Algunos de los tipos de anclajes de tensión y fricción existentes en el mercado (la mayoría de ellos patentados), que pueden ser utilizados en la estabilización de taludes son varilla inyectada sin tensar o ancla mecánicamente fijada, tensada e inyectada; barra con rosca, tensada y fijada en resina; y anclas de barra y de cables o torones.

Soil nailing

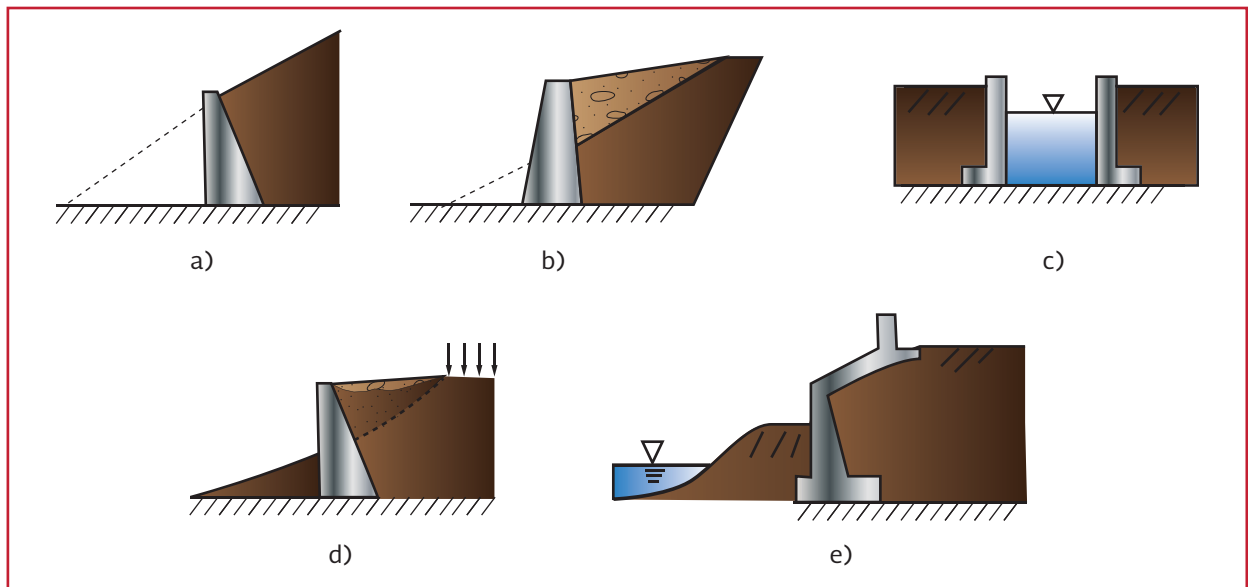
Es un método que permite reforzar taludes in situ (Rowe, 2000). Consiste de “clavos” (barras de acero, varillas, cables o tubos) colocados dentro de un talud o embebidos dentro de agujeros perforados con anterioridad, una malla de alambres soldados unida a los clavos con placas de anclas y una capa de 75-150 mm de concreto lanzado. Estos tres componentes más el suelo del talud, constituyen una estructura de suelo reforzado capaz de estabilizar taludes naturales y excavaciones temporales. El soil nailing difiere del sistema de soporte de anclas pretensadas en que los clavos son elementos pasivos y no post-tensionados, asimismo, los clavos se colocan más juntos que las anclas soldadas.

2.5.5. MUROS DE CONTENCIÓN

2.5.5.1. Consideraciones generales

Los muros de contención son ampliamente empleados en las obras de agua potable y saneamiento. Su finalidad es básicamente mantener un desnivel del terreno, sea por corte o por relleno o por ambos (Ilustración 2.26a y b). También se usa para contener el agua (Ilustración 2.26c), sostener un talud por fallar (Ilustración 2.26d) o proteger talud contra erosión (Ilustración 2.26e).

Ilustración 2.26 Muros de contención en obras de agua potable y saneamiento



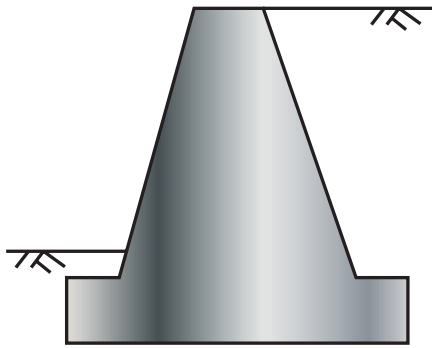
Los muros pueden ser rígidos o flexibles. Los muros flexibles son esencialmente tablestacas o muros colados *in situ*. Los muros rígidos pueden tomar varias formas (Das, 2001) como las siguientes (Ilustración 2.27).

- a) **Muros de gravedad.** Se construyen normalmente de mampostería o de concreto simple. Están sometidos únicamente a esfuerzos de compresión ya que su peso propio se utiliza para contrarrestar las fuerzas horizontales producidas por el empuje. Estos muros resultan económicos cuando tienen una altura máxima de cinco metros
- b) **Muros de semigravedad.** Se construyen normalmente de concreto con un refuerzo muy pequeño de acero. Utilizando el refuerzo se puede minimizar el tamaño de las secciones de los muros
- c) **Muros en voladizo.** Son de concreto reforzado y se utilizan cuando no se desea tener grandes volúmenes de muro y para evitar con esto, la transmisión de mayores esfuerzos a la cimentación. Su condición de equilibrio depende fundamentalmente

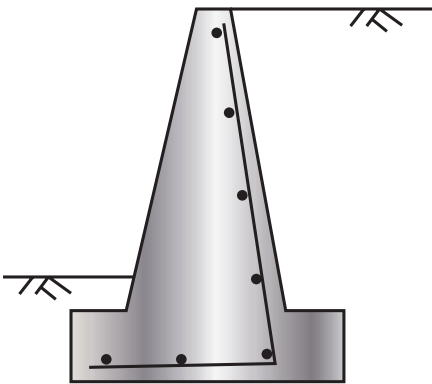
de la losa de cimentación del muro, la cual, deberá tener las dimensiones necesarias para evitar los efectos de deslizamiento y volteo. Estos muros son funcionales para alturas entre tres y ocho metros

- d) **Muros de retención con contrafuertes.** Son muy similares a los que están en voladizo y se utilizan cuando la longitud del material por contener es grande, o bien cuando las presiones de tierra son altas. Estos muros se forman a base de tableros de losas apoyadas en los contrafuertes, donde estos últimos se colocan con la finalidad de rigidizar al muro y reducir los elementos mecánicos que actúan sobre los tableros. Estos muros son adecuados para alturas mayores a ocho metros
- e) **Muros de entramado.** Es una técnica compuesta por piezas longitudinales dispuestas en planos horizontales. Se utilizan para frenar procesos erosivos y en la estabilización de taludes frente a procesos de deslizamientos. Muchas veces esta técnica se realiza con materiales disponibles en la zona

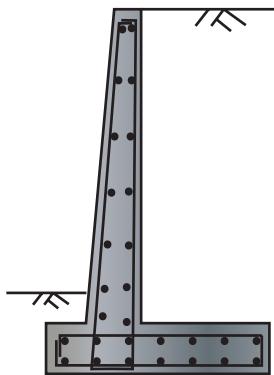
Ilustración 2.27 Muros rígidos típicos



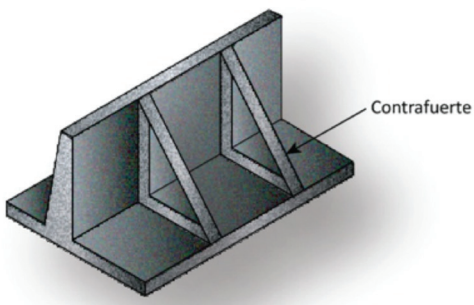
a) Muro de gravedad



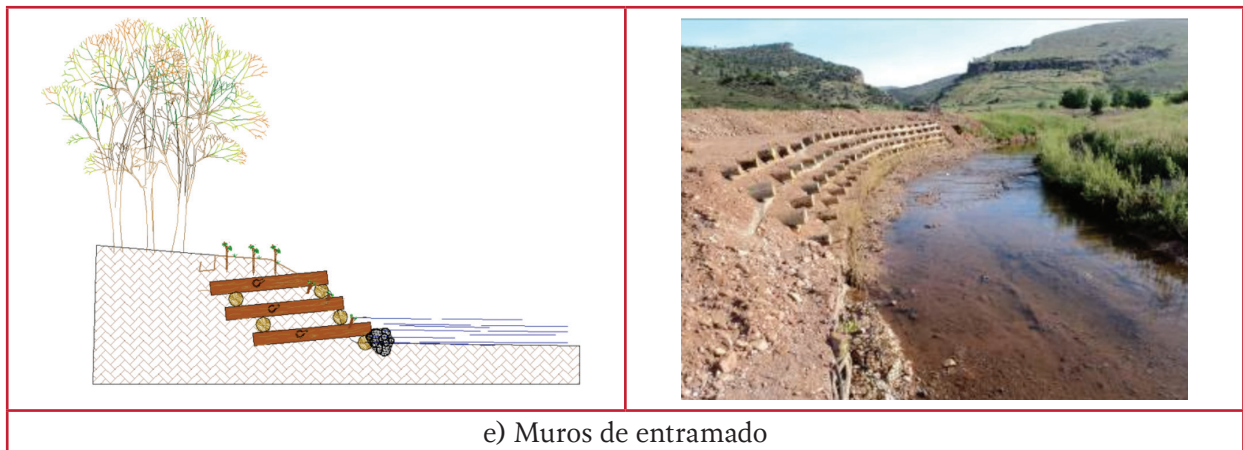
b) Muro de semi-gravedad



c) Muro en voladizo



d) Muro retención con contrafuertes



La elección del tipo de muro depende de diversos factores, tales como: la extensión de la superficie disponible, los precios de los materiales de construcción, la posibilidad de utilizar el terreno colindante, la altura y longitud de la masa de material por contener, etcétera. Generalmente, los muros de retención deben diseñarse para soportar la presión del terreno. Usualmente no se diseñan para resistir la presión hidrostática y por lo tanto deben estar provistos de sistemas para drenar el agua. Estos drenes deben estar colocados aproximadamente a cada 3 m tanto en dirección horizontal como vertical. En los muros con contrafuertes, se debe colocar cuando menos un dren por cada uno de los espacios entre ellos. No obstante, cuando se prevean altos niveles de agua en el relleno como muros costeros, se deben considerar las presiones hidrostáticas.

En muros de gran longitud, se deberán colocar juntas para que no se produzcan grietas o fallas debidas a las dilataciones o contracciones de los bloques por las variaciones térmicas y retracción del fraguado del concreto. En general, se recomienda que se dispongan juntas de dilatación a distancias que no excedan de 25 m y juntas de contracción a distancias que no sean mayores de 9 metros.

El diseño de los muros requiere determinar los empujes de tierra y revisar su seguridad por varios mecanismos de falla y ante diferentes combinaciones de carga.

2.5.5.2. Muros rígidos

Típicamente los empujes de tierra se determinan para una de las tres condiciones: en reposo, activa y pasiva, dependiendo de la dirección del movimiento del muro respecto al relleno. Cuando el movimiento es prácticamente nulo cuando ocurre por ejemplo en el relleno de un cajo de cimentación, los empujes de tierra son del tipo en reposo. Si el muro se mueve alejándose del relleno o se mueve hacia el relleno, los empujes de tierra son activos o pasivos respectivamente. La mayoría de los muros están sujetos a empujes activos. Aquellos que sirven como soporte de cimentación de puntos suelen estar sometidos a empujes pasivos.

Los tres tipos de empuje de tierra se estiman en términos de las resistencias al corte del relleno expresadas en esfuerzos efectivos. Si el relleno está saturado, se debe calcular por separado los empujes de tierra usando los pesos volumétricos sumergidos y los empujes de agua y posterior-

mente se superponen ambos efectos. Para un muro que se encuentra vertical y sin fricción con el relleno cuya superficie superior es horizontal, se emplea la teoría de Rankine para calcular los empujes activo y pasivo. Para las condiciones más complejas en que la pared del muro no es vertical, existe la fricción entre el muro y el relleno y la superficie del relleno no es horizontal, se debe emplear la teoría de Coulomb para realizar dichos cálculos. Para los tres tipos de empuje de tierra, se supone que es lineal la variación del empuje con la profundidad.

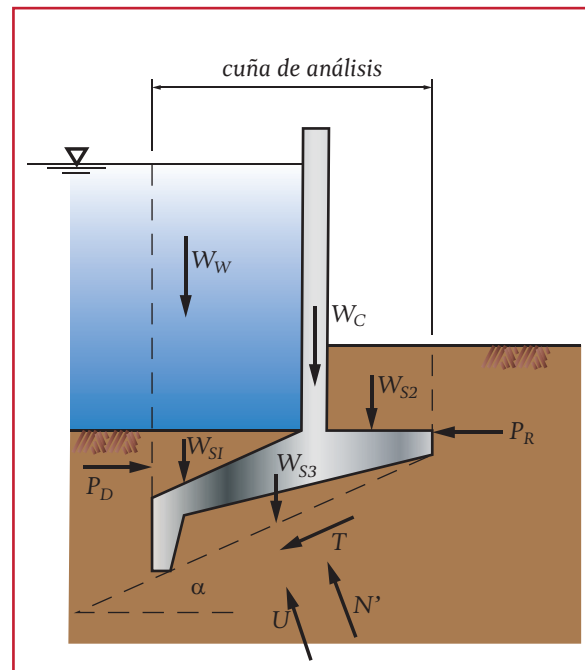
Cuando existen cargas adicionales en la superficie del terreno contenido y estas son originadas por losas de concreto, vías de ferrocarril, carreteras, estructuras, maquinaria, etc., el empuje se incrementa produciendo el mismo efecto que si se aumentara la altura del terreno por contener. Esta sobrecarga está dada generalmente en términos de una altura equivalente del suelo, es decir, se divide a la carga adicional entre el peso volumétrico del suelo. Existen también otros factores que pueden incrementar la magnitud de los empujes, tales como las heladas, la expansión de los materiales de relleno, las vibraciones, los procesos de compactación, etcétera. Los detalles de su consideración se pueden consultar en USACE. Las acciones sísmicas sobre los muros se describen en la sección 2.5.5.3.

Los empujes de tierra estimados se emplean en el análisis estructural y geotécnico del muro. Para la finalidad del segundo análisis se debe verificar:

- a) Capacidad de carga del muro
- b) Estabilidad por deslizamiento
- c) Estabilidad por volteo
- d) Estabilidad por flotación
- e) Estabilidad del muro

Para la verificación de los incisos a) hasta d), se considera una cuña de falla formada por el muro, su base y su relleno como se muestra en la Ilustración 2.28. Se deben tomar en cuenta todas las fuerzas involucradas en la cuña mencionada incluyendo empujes de tierra, sobrecargas, peso propio del muro y peso propio del relleno, entre otros. Cuando la base incluye dientes los cuales proporcionan mayor estabilidad por deslizamiento, se debe analizar varios mecanismos de falla para encontrar el escenario más desfavorable. La capacidad de carga de la base del muro se analiza de acuerdo con los lineamientos expuestos en la sección 2.5.2.2 para cimentaciones someras. Los factores de seguridad por deslizamiento se calculan sumando todas las fuerzas resistentes y actuantes en el plano de falla. El factor de seguridad admisible por este mecanismo de falla no debe ser menor de 1.5. Los factores de seguridad por volteo se calculan usando los momentos resistente y actuante con valor admisible de 2.0.

Ilustración 2.28 Cuña estructural de un muro con dientes en el cimiento



Si el análisis indica que la estructura no es satisfactoria, se ajustan las dimensiones y se efectúan nuevos tanteos hasta lograr que la estructura sea capaz de resistir los momentos y fuerzas a los que se encuentra sometida. El factor de seguridad admisible por flotación no debe ser menor de 1.5. Finalmente el análisis de la estabilidad de talud para el muro se debe efectuar siguiendo los lineamientos descritos en la sección 2.5.4.

Los asentamientos excesivos de los muros rígidos pueden ser generados por empujes laterales (Ilustración 2.29a) o por la falla potencial del relleno (Ilustración 2.29b). En ambos casos se pueden emplear los procedimientos básicos descritos en la sección 2.5.3 para calcular los asentamientos totales y diferenciales por convertir los empujes o pesos propios del relleno en sobrecargas que actúan sobre el cimiento del muro.

Resulta igualmente importante revisar la estabilidad global del muro como si fuera un problema de estabilidad de talud. En la Ilustración 2.30 se muestra un muro cimentado sobre un terreno en que se encuentra una capa subyacente de baja

resistencia. La superficie de falla global puede tener una mayor extensión dando como resultado menor factor de seguridad que la inestabilidad por deslizamiento del cimiento del muro o falla estructural del mismo.

2.5.5.3. Tablestacado

En excavaciones ademadas que se realizan con frecuencia en proyectos de alcantarillado, los empujes de tierra que actúan sobre tablestacas o muros colados *in situ* son diferentes de los determinados por las teorías de Rankine y Coulomb. Los empujes no dependen sólo de las propiedades del relleno sino también de las características de la excavación, profundidad, longitud y ancho así como el sistema de puntales. Las reglas semi empíricas propuestas por Peck (Peck et al. 1982) son adecuadas. En la Ilustración 2.31 se muestran los diagramas de empujes de tierra en tablestacas.

La estabilidad global del tablestacado se debe revisar siguiendo los lineamientos sugeridos por USACE (1994).

Ilustración 2.29 Asentamientos excesivos en muros de voladizo

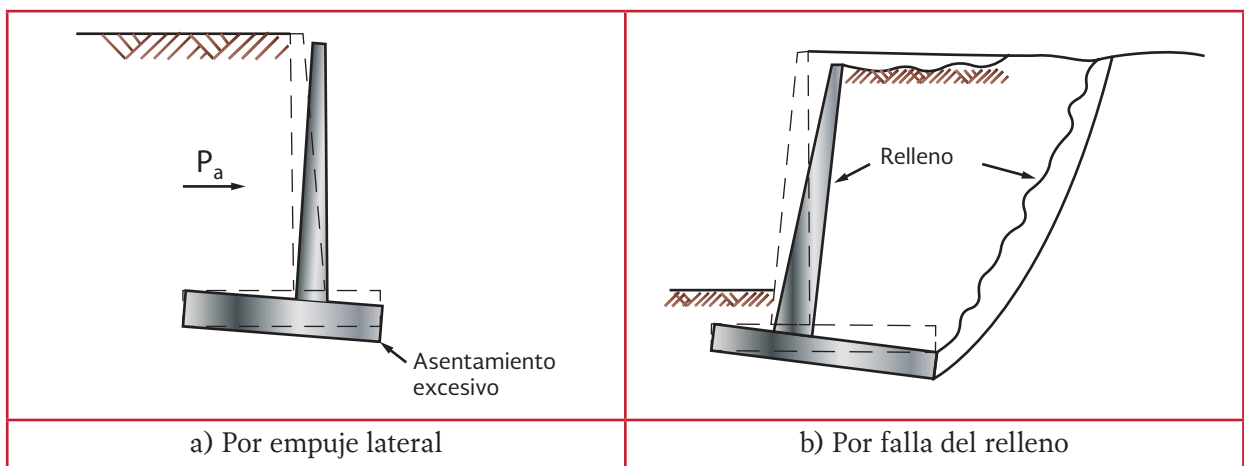


Ilustración 2.30 Inestabilidad global de un muro cimentado en terreno de baja resistencia

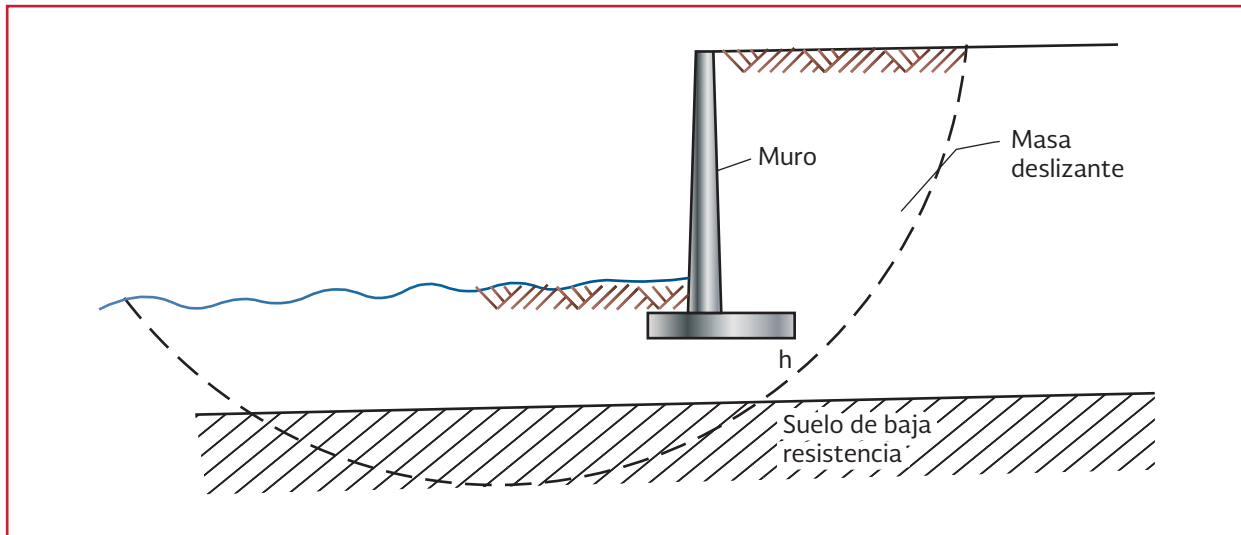
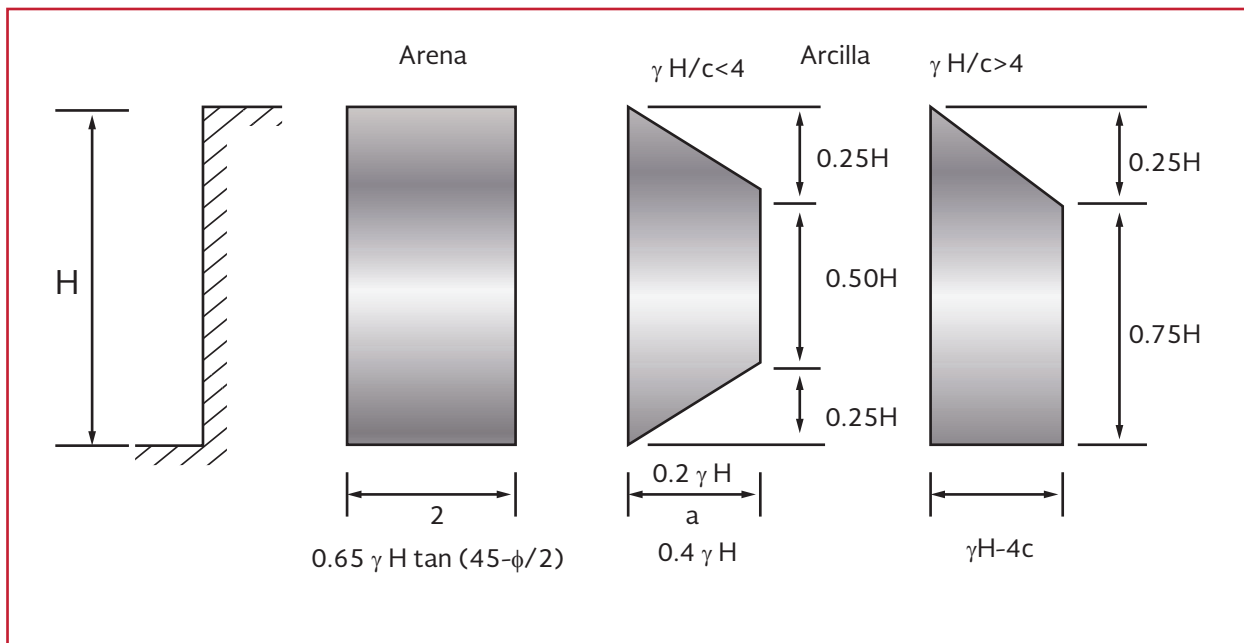


Ilustración 2.31 Distribución de empujes de tierra sobre tablestacas



2.5.5.4. Acciones sísmicas

Las acciones sísmicas sobre los muros se pueden tomar en cuenta en el diseño a través de las consideraciones pseudo estáticas empleando los coeficientes sísmicos horizontal y vertical. El método de Mononobe-Okabe es una extensión de la teoría de Coulomb proporcionando los empujes activo y pasivo sobre muros rígidos bajo acciones sísmicas. Seed y Whitman ha reinterpretado los resultados de Mononobe-Okabe para empujes activos dando como resultado una expresión sencilla para tal fin. Para muros que forman cajones, el movimiento lateral del muro está restringido y el empuje sísmico se puede estimar a través de modelos elásticos (Veletsos y Younan, 1999).

Para aplicación de los métodos arriba mencionados, se requiere conocer los coeficientes sísmicos. Según los valores sugeridos por Finn (1999), los coeficientes sísmicos k_h y k_v horizontal y vertical están relacionados con la aceleración horizontal máxima del terreno a_{max} como:

$$k_v = \frac{0.65a_{max}}{g} \quad \text{Ecuación 2.16}$$
$$k_v = 0.6k_h$$

donde:

$$g = \text{Aceleración de la gravedad}$$

Cuando el relleno está saturado se requiere separar el empuje de tierra del empuje hidrodinámico. Para este último se emplea el modelo de Westergaard. Si el muro tiene el lado mojado, también se debe incluir el empuje hidrodinámico del agua.

2.5.6. EXCAVACIÓN

2.5.6.1. Consideraciones generales

La cimentación de la mayor parte de las estructuras se desplanta a cierta profundidad debajo de la superficie del terreno y es común que se requiera la excavación del suelo o roca hasta el nivel de desplante. En suelos permeables ubicados abajo del nivel freático, es necesario desaguar el lugar para proceder a la construcción. Las excavaciones profundas en suelos arcillosos blandos presentan por otra parte un difícil reto para los ingenieros (Auvinet y Romo, 1998). Se han desarrollado una gran variedad de técnicas de construcción y de sistemas de soporte para las excavaciones las cuales pueden ser a cielo abierto y ademadas.

Las excavaciones poco profundas pueden hacerse sin sostener el material circunvecino y dejando simplemente taludes adecuados, siempre que exista el espacio suficiente para ello. La inclinación de los taludes es función del tipo de suelo o roca, de la homogeneidad de las capas y su competencia, del flujo de agua, de las vibraciones, de las condiciones climáticas, de la profundidad de la excavación y del tiempo que ésta vaya a permanecer abierta. El talud máximo que un suelo puede presentar depende de la resistencia al esfuerzo cortante del mismo. Si existe arcilla blanda debajo del nivel de la base de la excavación, es necesario tomar las precauciones necesarias para evitar el bufamiento o expansión del fondo. Las arcillas duras desarrollan comúnmente grietas cerca de la superficie del terreno, las cuales, si se llenan de agua, pueden ocasionar fallas en los taludes, debido a que la presión hidrostática reduce el factor de seguridad de los mismos.

Las excavaciones a cielo abierto se analizan como taludes siguiendo los procedimientos descritos en el apartado 2.5.4. El control de flujo de agua en este tipo de excavación se ha expuesto en el apartado 2.5.1.

Es común que las excavaciones por ejecutar se extiendan hasta los linderos del sitio o sean adyacentes a predios en los que ya existen estructuras. Bajo estas circunstancias, las paredes de las excavaciones deben hacerse verticales. Para estos fines, se han desarrollado diversos tipos de ademes, tales como los muros tipo Berlín, muros colados *in situ* (muros Milán), pilotes secantes, muros prefabricados, tablestacas, ataguías, pantallas plásticas, etcétera, los cuales se combinan con algún sistema de apuntalamiento o anclaje.

El control del flujo de agua en excavaciones ademas se puede estudiar siguiendo los métodos expuestos en el apartado 2.5.1. Algunos otros aspectos que se deben investigar en este tipo de excavaciones se describen a continuación.

Cuando se diseñen excavaciones profundas en suelos blandos, deben tomarse en cuenta ciertos estados límite, que corresponden a la aparición de fenómenos inaceptables, tales como la posibilidad de falla de corte y de supresión del fondo de la misma o la expansión elástica excesiva del suelo durante el proceso de excavación, entre otros. El control de supresión se presenta en el apartado 2.5.2.

Por medio de la instrumentación y de la observación ha sido posible ponderar la influencia de diversos factores en la estabilidad de cortes profundos y en los movimientos inducidos en las construcciones vecinas y perfeccionar los métodos de análisis y de diseño.

2.5.6.2. Análisis de estabilidad

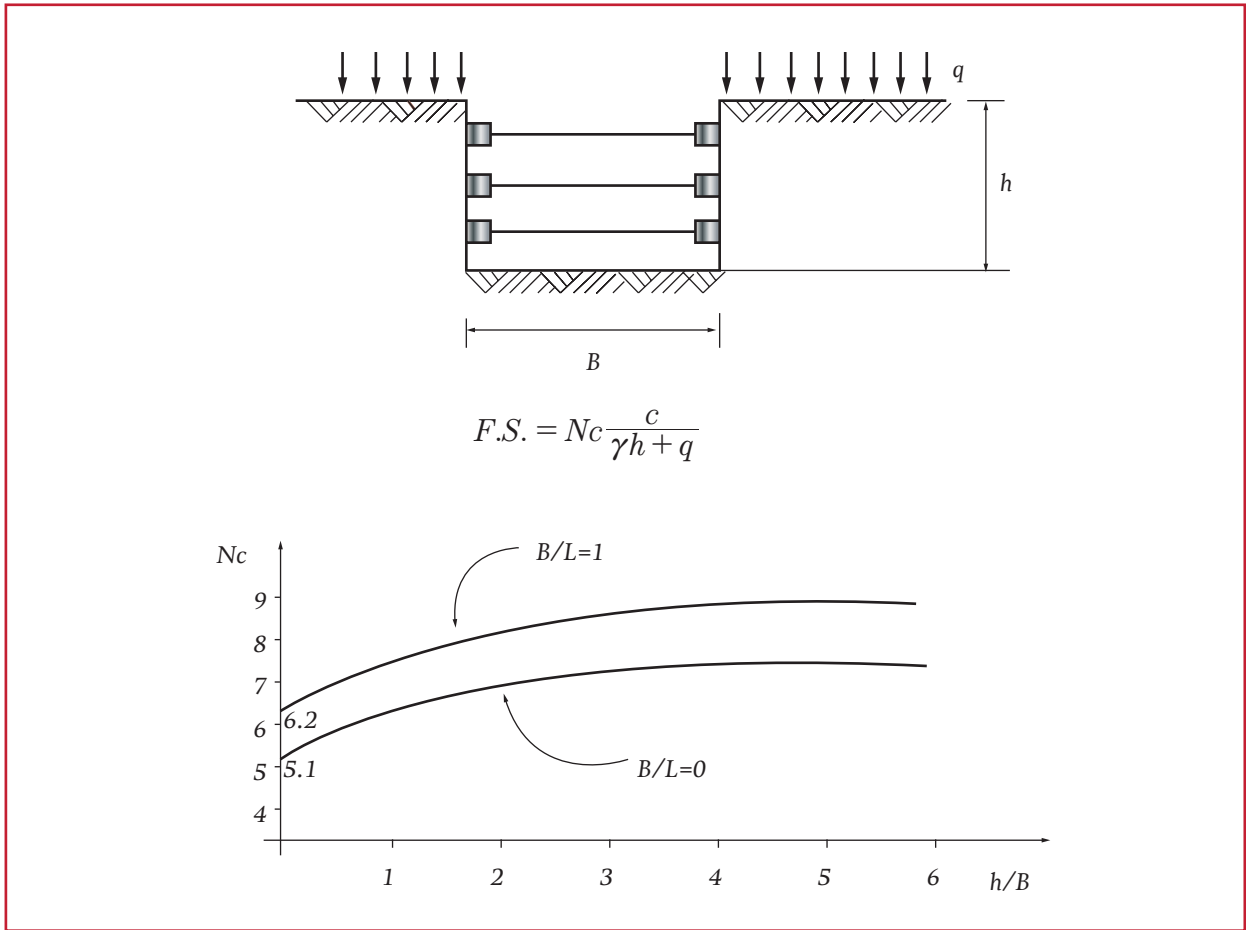
Los principales modos de falla en una excavación ademas son: falla de fondo, falla por falta de penetración de la tablestaca y falla estructural.

Los requerimientos de resistencia conducen a verificar que no se presente falla por cortante en el fondo de la excavación, es decir que los esfuerzos inducidos por el proceso de excavación no sean mayores que la resistencia al corte del suelo. Esto se puede relacionar con la precarga que se aplica por medio de los puntales así como la profundidad de excavación; si la precarga es pequeña, los desplazamientos laterales son grandes y en consecuencia se generan zonas de plastificación amplias, las cuales pueden generar un mecanismo de falla generalizado.

El análisis de la estabilidad del fondo de excavaciones apuntaladas en suelos blandos, se hace con base en una regla semiempírica en la que se proporcionan valores del coeficiente de estabilidad N_c para diferentes valores de las relaciones de profundidad/ancho (H/B) y ancho/largo (B/L) (Ilustración 2.32). La variación de N_c con respecto a H/B es discutible y las discrepancias teóricas al respecto entre Terzaghi, Tshebota-rioff y otros, son significativas. El factor fundamental de variación de N_c , para problemas bidimensionales, es el estado de esfuerzos creado en el contorno de la excavación por las precargas en los puntales y las descargas generadas por la excavación.

La falla por falta de penetración de la tablestaca ocurre de manera rotacional.

Ilustración 2.32 Falla de fondo y coeficiente de estabilidad



La falla estructural de la tablestaca se revisa en el análisis estructural tomando en cuenta los empujes de tierra estimados para la condición en que se encuentra.

2.5.6.3. Movimientos del terreno inducidos

La descarga a que están sujetos los suelos subyacentes al fondo de excavación produce la expansión del mismo al retirar el peso de la tierra excavada. La magnitud de la expansión depende de la profundidad de excavación, la expansibilidad elástica del suelo y las dimensiones de la excavación. En la Ciudad de México se han observado expansiones del fondo del orden de 660 a 140 cm en excavaciones realizadas a profun-

didades de 6 a 9 m. Sin contar con la expansión se puede practicar una sobre excavación la que causa asentamientos de la estructura cuando su peso recomprime el suelo. Se puede reducir la magnitud de expansión elástica por medio del abatimiento del nivel freático o planear excavaciones y recargas en áreas pequeñas.

Por otro lado, de manera general, puede decirse que un proceso de excavación en suelos blandos provoca movimientos en el terreno circundante, tanto verticales como horizontales, que inducen distorsiones angulares y movimientos diferenciales en las estructuras vecinas. Es por tanto necesario realizar predicciones confiables de la magnitud, distancia y profundidad en la que se presentaran estos movimientos a fin de estimar

los daños que potencialmente se les inducirá a las estructuras adyacentes.

Clough y O'Rourke (1990) establecen el patrón general del movimiento del terreno en una excavación, como se muestra en la Ilustración 2.33. En las primeras etapas de la excavación, el movimiento del muro es en voladizo el desplazamiento lateral máximo ocurren la cabeza del muro. El asentamiento en la vecindad de la excavación adopta una forma triangular el valor máximo se presenta en el muro.

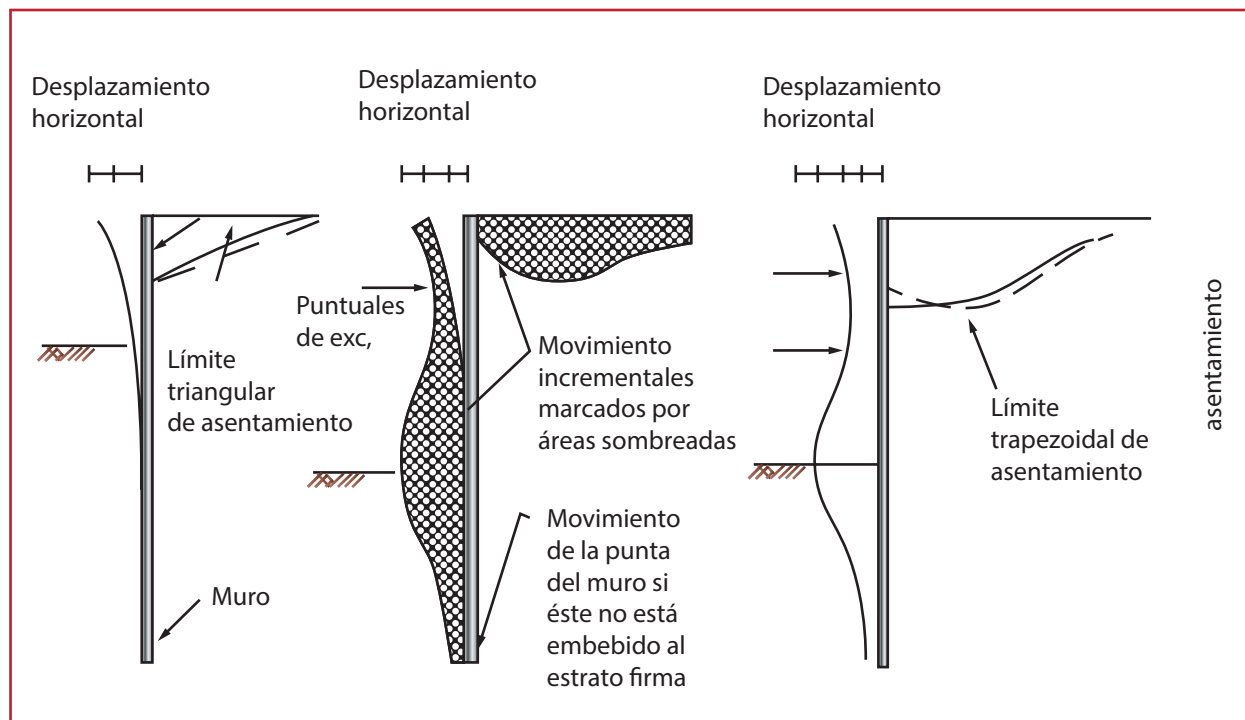
Cuando la excavación avanza, se incrementa el desplazamiento lateral del muro presentándose el máximo valor en el fondo de la excavación, mientras que la cabeza del muro

sufre un ligero incremento. En esta etapa, el asentamiento en la vecindad toma una forma cóncava y el valor máximo ocurre en un punto distante del muro.

Finalmente, el desplazamiento lateral del muro se acumula y sigue una distribución irregular con la ubicación del valor máximo en el fondo de la excavación. El asentamiento final en la vecindad adquiere una forma trapezoidal.

Algunos estudios presentan análisis paramétricos, mediante el método de elementos finitos bi y tridimensionales, de este tipo de obras geotécnicas, para la Zona del lago del Valle de México (Rodríguez, 1995; Monterroso, 1995; Rodríguez, 1998).

Ilustración 2.33 Patrón general del movimiento del terreno en las excavaciones ademadas



Hay tres aspectos fundamentales del comportamiento de una excavación profunda sobre suelos blandos cuya predicción tiene importancia práctica: La magnitud y distancia en la que se presentan los valores máximos de los movimientos superficiales del terreno (asentamiento y desplazamiento horizontal en la vecindad). La magnitud y profundidad del desplazamiento final del muro de contención, La magnitud del desplazamiento inmediato debido a remoción del suelo (levantamiento del fondo de excavación). En la práctica, la evaluación de los desplazamientos inducidos por excavación, se efectúa de manera empírica.

Uno de los movimientos que se estima razonablemente bien es el levantamiento del fondo. Limitando este movimiento a un cierto valor, se espera que el asentamiento y el desplazamiento lateral del muro se encuentren dentro de límites tolerables establecidos por los reglamentos de construcción.

2.6. CONSIDERACIONES FINALES DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

2.6.1. INFORME DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

Después de efectuar los trabajos y estudios mencionados en los capítulos 2 a 5 se prepara un informe de estudio genético. Es un documento que describe de manera exhaustiva las condiciones del subsuelo y proporciona diseños de detalle y recomendaciones para la construcción. Aunque el contenido y formato varía dependiendo del proyecto, los informes de estudio geotécnico deben incluir cierta información esencial. A continuación se presenta un formato general tentativo del informe.

1. Reconocimiento del sitio y descripción

- Introducción: Ubicación del sitio, descripción del proyecto e información del contratante
- Construcción propuesta incluyendo tipo, dimensión y uso de la estructura
- Ubicación del sitio y descripción, incluyendo uso actual del sitio, topografía actual y configuración de superficie, presencia de corrientes y estanques de agua, caminos de accesos al sitio, ubicación de instalaciones subterráneas como líneas eléctricas, cables, tuberías de suministro de agua y drenaje
- Modelo geológico y riesgos geológicos, tales como deslizamiento, sismo, inundación, expansión, colapso y erosión de suelo
- Disponibilidad y calidad de materiales de construcción (grava arena, piedra, fuente de agua)
- Aspectos sísmicos (fallas activas, zonificación sísmica, depósito de arena susceptible a licuación)
- Revisión de documentos. Información de diseño preliminar de las estructuras, informe de observaciones del desempeño de las estructuras existentes, mapas geológicos, mapas topográficos, fotos aéreas, normas de construcción y otras especificaciones, condiciones del nivel freático, registros de niveles de agua en las corrientes de agua cercanas, registros de sondeos de roca y suelo previos

2. Exploraciones directas

- Sondeos
- Muestreos
- Pruebas de campo
- Perfiles de sondeos y otras representaciones gráficas del subsuelo

3. Pruebas de laboratorio

- Pruebas índice
- Pruebas mecánicas

4. Recomendaciones de ingeniería geotécnica

- Preparación del terreno para la construcción
- Rellenos compactados y cortes en el terreno
- Terraplenes compactados
- Soluciones relativas a flujo de agua
- Cimentaciones: tipo, dimensiones, capacidad de carga y asentamientos
- Empujes de tierra y muros de contención
- Estabilidad de excavación
- Estabilidad de taludes
- Recomendaciones para diseño de pavimentos

5. Anexos

- Mapas
- Plano general del sitio
- Perfiles de sondeos
- Datos de laboratorio y campo
- Figuras y diagramas
- Memorias de cálculo
- Especificaciones

La representación gráfica e interpretación de los registros de los sondeos suelen presentarse en forma de dibujos bidimensionales para cada sondeo donde se indican las clasificaciones y parámetros de los suelos para diferentes profundidades. No obstante, estas gráficas deben ser acompañadas por perfiles del suelo o sección transversal geológica o geotécnica correlacionando los suelos encontrados en cada uno de los sondeos (Ilustración 2.34a). Mejor aún, las secciones transversales preparadas a lo largo de los ejes esencialmente ortogonales permiten tener

una interpretación tridimensional (Ilustración 2.34b) de las condiciones estratigráficas de subsuelo.

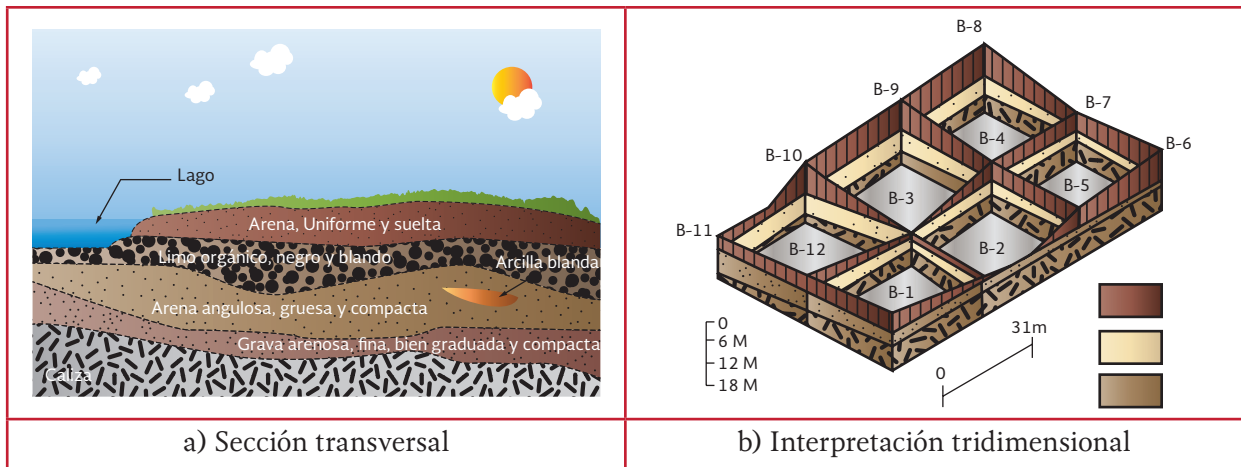
En la interpretación de los resultados de las exploraciones efectuadas, de los ensayos de laboratorio ejecutados así como de los análisis teóricos correspondientes, y en la preparación del informe de estudio geotécnico se deben considerar las características propias de cada tipo de estructura propuesta en el proyecto. A continuación se presentan los parámetros geotécnicos que deben definirse en un estudio de los tipos de estructura típicos.

En cimentaciones superficiales, se incluyen como mínimo: tipo de suelo, tipo de cimentación, profundidad de desplante, capacidad de carga admisible, asentamientos diferenciales, análisis de deformaciones, esfuerzos de contacto estático y sísmico para el sistema de cimentación propuesto, proceso constructivo recomendable, y nivel freático o presencia de agua.

En cimentaciones profundas, se incluyen como mínimo: tipo de suelo, tipo de cimentación, profundidad de desplante, capacidad de carga axial admisible, capacidad de carga lateral, análisis de deformaciones, proceso constructivo recomendable, nivel freático o presencia de agua.

En estructuras de retención se incluyen como mínimo: tipo de material de relleno, consideraciones de empujes de tierra, diagramas de empuje de tierras, considerando en su caso efectos hidrodinámicos y sísmicos, condiciones de drenaje de las estructuras de retención y recomendaciones constructivas correspondientes, recomendaciones de compactación de los rellenos por utilizar, y proceso constructivo recomendable.

Ilustración 2.34 Representación gráfica de las condiciones del subsuelo (Sowers y Sowers, 1998)



En excavaciones en suelo o roca se incluyen como mínimo: análisis de estabilidad, recomendación de taludes estables, proceso constructivo recomendable, y control de voladuras y explosivos.

En los caminos, se incluyen como mínimo: estratigrafía a lo largo del camino indicando espesor de los estratos, clasificación según la SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transporte), tratamiento, coeficiente de variación volumétrica, clasificación para presupuesto y su utilización en la sección estructural del camino, tipo de material por excavar, en el caso de cortes, utilización del material de excavación para terraplenes, y determinar el grado de compactación actual.

2.6.2. USO DE PROGRAMAS DE CÓMPUTO

Los alcances de los métodos de análisis geotécnicos descritos en este Manual están básicamente limitados a los procedimientos convencionales que se emplean en los diseños de rutina. En

muchas ocasiones, como se ha mencionado en algunas partes de los capítulos anteriores estos métodos convencionales no son suficientes para poder analizar condiciones de subsuelo complejas y plantear soluciones de ingeniería segura y eficiente. Para ello se requiere, en muchas situaciones obligatoriamente, recurrir a procedimientos numéricos sofisticados y el uso de programas de cómputo por lo tanto es cada vez más común.

Los programas de cómputo son una herramienta sumamente poderosa ya que permite analizar problemas de muy alta complejidad y ahorrar cantidades de tiempo considerables tanto en el análisis como en el diseño.

Existen en el mercado una gran variedad de programas de cómputo para el análisis de distintos fenómenos geotécnicos. Estos programas se pueden dividir en dos grandes grupos. Al primero pertenecen los programas diseñados para realizar análisis de problemas específicos como estabilidad de talud, flujo de agua, muro de contención, capacidad de carga, respuesta sísmica, licuación, entre otros. En el otro grupo están los programas de propósito general y la mayo-

ría de ellos están basados en métodos numéricos como los elementos finitos, que permiten utilizar modelos constitutivos para los materiales de distintas características materiales visco elasto-plásticos, con degradación de resistencia y degradación de rigidez, materiales con comportamiento no lineal en su intervalo de comportamiento elástico, etcétera) En dos o tres dimensiones. Los programas de cómputo pueden ser comerciales, gratuitos o de código abierto. Independientemente del programa de cómputo que se decida utilizar se debe tener cuidado en los siguientes puntos.

- **Identificar las hipótesis implícitas en el programa.** Es importante conocer qué tipo de modelos y qué consideraciones están implícitas en la metodología utilizada dentro del programa, para poder definir si son las adecuadas para el problema que se requiere resolver
- **Calibración con soluciones analíticas.** Siempre que se vaya a utilizar un programa por primera vez es importante que se verifique el correcto entendimiento de su uso mediante la comparación de la solución de problemas simples que tengan una solución analítica
- **Definición de las acciones.** Se debe tener especial cuidado en la magnitud y los modelos que se utilizaran para incluir las acciones de diseño en el modelo. Es importante revisar cuál es el esquema que representa de mejor forma la acción que se desea analizar, así como si el programa utiliza filosofías de diseño basadas en factores globales de seguridad o en factores de carga y resistencia.
- **Definición de las propiedades de los materiales.** Los suelos son materiales altamente no lineales, por lo que es

sumamente importante ser consistente en que los valores de las propiedades del suelo que reutilicen sean las correspondientes a las condiciones del fenómeno que se quiere analizar. Además, se debe ser sumamente cuidadoso en los modelos constitutivos del suelo que se utilizan ya que para análisis no lineales, los resultados son altamente sensibles a estos modelos. En casos en que no se tenga certeza de las propiedades no lineales del suelo, se recomienda utilizar análisis elásticos equivalentes, que suelen ser conservadores, aun cuando el programa permita realizar análisis no lineales

- **Comprobación de resultados con métodos simplificados.** En muchas ocasiones los métodos numéricos detrás de los programas de cómputo pueden llevar a soluciones inexactas debidas a problemas de convergencia numérica o de modelado. Para poder establecer un marco de referencia y un intervalo “lógico” de los resultados esperados, es recomendable comparar los resultados obtenidos del programa con aquellos obtenidos de metodologías simplificadas, con el fin de observar si los resultados obtenidos con los programas de cómputo son razonables
- **Juicio ingenieril.** El uso indiscriminado de programas de cómputo ha producido de manera creciente una creencia “ciega” en los resultados que arrojan. Existen muchas fuentes de incertidumbre en los fenómenos envueltos en los suelos, por lo que es necesario observar críticamente, con base en la experiencia, los resultados y las soluciones obtenidas con los programas de cómputo

2.7. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS EN OBRAS

2.7.1. PROGRAMAS DE EXPLORACIÓN Y PRUEBAS

Las consideraciones generales de exploración, muestreo y pruebas se han descrito en los apartados 2.3 y 2.4. A continuación se presentan algunos aspectos particulares por las obras típicas que se realizan en proyectos de agua potable y saneamiento.

2.7.1.1. Estructuras en obra de toma

En las estructuras para obra de toma, la exploración se inicia excavando y muestreando como mínimo cuatro pozos a cielo abierto y dependiendo de los resultados se programará, si se considera necesario, una batería de sondeos con máquina, con muestreo alterado e inalterado o recuperando núcleos, según sea el material existente (suelo y roca respectivamente). En algunos casos es recomendable realizar exploración con métodos geofísicos.

2.7.1.2. Línea de conducción, colector, interceptor, emisor y redes de distribución de agua potable o de alcantarillado

Durante la exploración de los trazos proyectados se excavan pozos a cielo abierto, a lo largo de la línea de conducción y de sus estructuras de protección, red de distribución, colector, interceptor, emisor y red de alcantarillado con el objeto de tomar muestras de los estratos.

Para la línea de conducción, colector, interceptor y emisor, los pozos a cielo abierto (PCA) se excavan cada 1 000 m de distancia como mínimo. En redes de distribución o de alcantarillado, los PCAs se realizan cada 500 m de distancia como mínimo; en ambos casos donde los suelos se presenten con propiedades, físicas y mecánicas desfavorables, los PCAs se programan a menor distancia o se realiza una exploración geofísica, empleando el método de sísmica de refracción.

Con el fin de elaborar el perfil estratigráfico a lo largo de la línea de conducción, colector, interceptor y emisor, se determina en el laboratorio las propiedades índices de los suelos encontrados, para su clasificación, según el SUCS. Para determinar la agresividad potencial de los suelos, desde el punto de vista de la corrosión, se utilizan los PCAs excavados para la toma de muestras alteradas.

2.7.1.3. Plantas de bombeo, tanques de almacenamiento y torres de oscilación

Como investigación inicial se excavan por lo menos cuatro pozos a cielo abierto, hasta una profundidad máxima de 4 m o hasta donde se pueda excavar con pico y pala o donde aparezca el nivel de aguas freáticas (NAF). En estos pozos se recuperan muestras alteradas e inalteradas y se practican los ensayos necesarios. Con base en esta información se programa el número de sondeos con máquina, su profundidad, y la intensidad del muestreo por realizar. La exploración está condicionada a las características de las estructuras por cimentar y las del propio subsuelo. La práctica común indica que se programe un muestreo alterado con penetración estándar, alternando el muestreo inalterado con tubo de

pared delgada, tubo dentado o barril Denison, según el material que se encuentre. Si se tienen rocas, se utiliza barril doble giratorio.

2.7.1.4. Cruces con vías de comunicación, ríos y canales

Se debe seleccionar el sitio apropiado para ejecutar los sondeos, tomando en cuenta la información geotécnica recopilada y el trazo del proyecto. En el muestreo se consideran muestras alteradas e inalteradas. Las primeras son por estratos y las segundas de tipo cúbicas, recuperadas a la profundidad a la cual se estima que se desplantarán las estructuras de cruce.

Si la importancia o dificultad del cruce lo requiere, se programa exploración profunda, ya sea en suelos o en rocas. Para salvar los cruces y diseñar la cimentación de las estructuras requeridas, se excavan como mínimo dos pozos a cielo abierto, aumentándose dicho número o realizando sondeos profundos si así se requiere.

2.7.1.5. Plantas potabilizadoras, de tratamiento y estructuras complementarias

En el estudio preliminar, se debe seleccionar dentro del sitio propuesto, la distribución apropiada para ejecutar los pozos a cielo abierto y sondeos, dependiendo de la superficie de la zona por explorar y tomando en cuenta la información recopilada.

Con objeto de elaborar perfiles estratigráficos dentro de la zona considerada, se determinan las propiedades índices de los suelos encontrados, para su posterior clasificación, de acuerdo

al sistema SUCS. Para evaluar la agresividad potencial de los suelos, desde el punto de vista de la corrosión, se toman muestras alteradas en cada cambio de estrato y en cada uno de los pozos excavados.

Durante la exploración geotécnica se realizan como mínimo cinco pozos a cielo abierto, espaciados convenientemente en el área por explorar y de los cuales se recuperan muestras alteradas, que se someten a pruebas de laboratorio.

Si el material encontrado es roca, se considera que presenta buenas propiedades mecánicas y se verifica por medio de pruebas de laboratorio. Si el material encontrado es suelo y al analizar los resultados de laboratorio se deduce que se pueden presentar problemas de capacidad de carga, baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad, se debe programar un muestreo inalterado, incluyendo pruebas de laboratorio, para obtener propiedades mecánicas congruentes con los problemas que se puedan presentar. Ya establecida la factibilidad del sitio, la exploración se complementa con pozos a cielo abierto y sondeos, a profundidades que dependerán del material encontrado en el estudio preliminar, así como de las dimensiones y descargas aproximadas de las estructuras constitutivas de la planta. Los pozos a cielo abierto se distribuyen convenientemente en la zona por explorar, para trazar perfiles estratigráficos que resulten adecuados para representar el modelo geotécnico del subsuelo; los sondeos deben programarse en un número tal que el área tributaria de cada uno, sea de una hectárea aproximadamente. El número de pozos a cielo abierto será, dos veces el número de sondeos con máquina.

El número de sondeos mencionado en párrafos anteriores, de ninguna manera es fijo, ya que

puede variar en función de la geología y criterios de exploración.

Una vez conocido el sitio definitivo para el emplazamiento de la planta, las características estratigráficas del predio y con la ubicación precisa de cada estructura, si las condiciones geotécnicas son desfavorables, se procede a realizar estudios geotécnicos complementarios; se programan sondeos exploratorios que reubiquen en el lugar exacto de las estructuras importantes y se realizan más pruebas de laboratorio. El estudio complementario se lleva a cabo siempre y cuando se observen variaciones importantes en la estratigrafía o se anticipen problemas especiales de geotecnia.

2.7.1.6. Plantas de tratamiento (lagunas)

Dentro del sitio propuesto se debe seleccionar la distribución apropiada de los pozos a cielo abierto y sondeos, tomando en cuenta la información recopilada y los estudios preliminares. Con objeto de elaborar perfiles estratigráficos dentro de la zona considerada, los pozos a cielo abierto y sondeos de exploración se ubican de manera apropiada para conocer la información geotécnica obtenida de los ensayos de laboratorio.

Durante esta etapa de estudios es conveniente realizar ensayos a las muestras de los primeros sondeos, particularmente ensayos de permeabilidad, con el propósito de definir si es necesario llevar a cabo pruebas de permeabilidad en campo. En lagunas y estructuras especiales se realizan por lo menos dos sondeos, a base de penetración estándar y muestreo con tubo de pared delgada (Tipo Shelby) o con barril doble giratorio, llevados hasta una profundidad máxima de 15 metros.

En cada sitio propuesto se complementa la exploración geotécnica, excavando por lo menos diez pozos a cielo abierto, llevados a 4.0 m de profundidad como mínimo. Sin embargo, si los sondeos profundos no se requieren, se incrementa a 15 el número de pozos a cielo abierto, con el fin de determinar con precisión la configuración geotécnica del subsuelo. De los pozos a cielo abierto se toman muestras alteradas e inalteradas, a los niveles donde se estime que se desplantarán las estructuras y bordos que constituyen el sistema, o en los niveles donde se requiera conocer los parámetros de resistencia al corte y/o compresibilidad. De ser necesario, se efectúan pruebas de permeabilidad tipo Lefranc y tipo Nasberg.

2.7.2. OBRAS DE CAPTACIÓN DE AGUAS SUPERFICIALES Y ESTACIONES DE BOMBEO

2.7.2.1. Obras de toma directa

Existen varias formas de captar el agua desde fuentes de aguas superficiales como ríos, lagunas y embalses. En el libro *Obras de captaciones superficiales*, del MAPAS se describen en detalles estas obras. En este apartado se proporciona información adicional en lo referente al diseño geotécnico de dichas obras.

En términos generales las obras de captación de aguas superficiales están caracterizadas por su gran variedad de arreglos puesto que las condiciones topográficas, hidráulicas y geotécnicas de un sitio rara vez se repiten en otros y el diseño de las obras en un sitio tiene aspectos únicos que son apropiados sólo para dicho sitio. Los factores de entorno, particularmente los relativos a la hidráulica, son

complejos y tienen influencia no sólo sobre el diseño estructura y geotécnico sino también a los procedimientos constructivos de las obras. Por lo anterior, el diseño debe tomar en cuenta cuidadosamente las condiciones particulares del sitio y consideraciones conservadoras en varios aspectos de diseño a fin de garantizar el buen comportamiento de las obras a largo plazo.

De la gran variedad de arreglos para las obras de captaciones superficiales, se muestran 6 arreglos del tipo de obra de toma directa y otros 2 del tipo de toma flotante. De estos casos se puede sintetizar los principales esquemas estructurales:

- a) Soporte masivo como losa, atraque y dado (Ilustración 2.35, Ilustración 2.38 a Ilustración 2.42)
- b) Cajón (Ilustración 2.37 a Ilustración 2.40)
- c) Conducto (Ilustración 2.37, Ilustración 2.39 e Ilustración 2.40)
- d) Marco-pilote (Ilustración 2.36)
- e) Soporte en voladizo (Ilustración 2.35)

Además de los esquemas anteriores se emplea en ocasiones tunel de conducción. Para la selección del esquema más apropiado se debe evaluar una serie de factores siendo uno de mayor relevancia la ubicación de la bocatoma que debe ser adecuada por los aspectos de hidráulica fluvial.

Ilustración 2.35 Obra de toma directa I

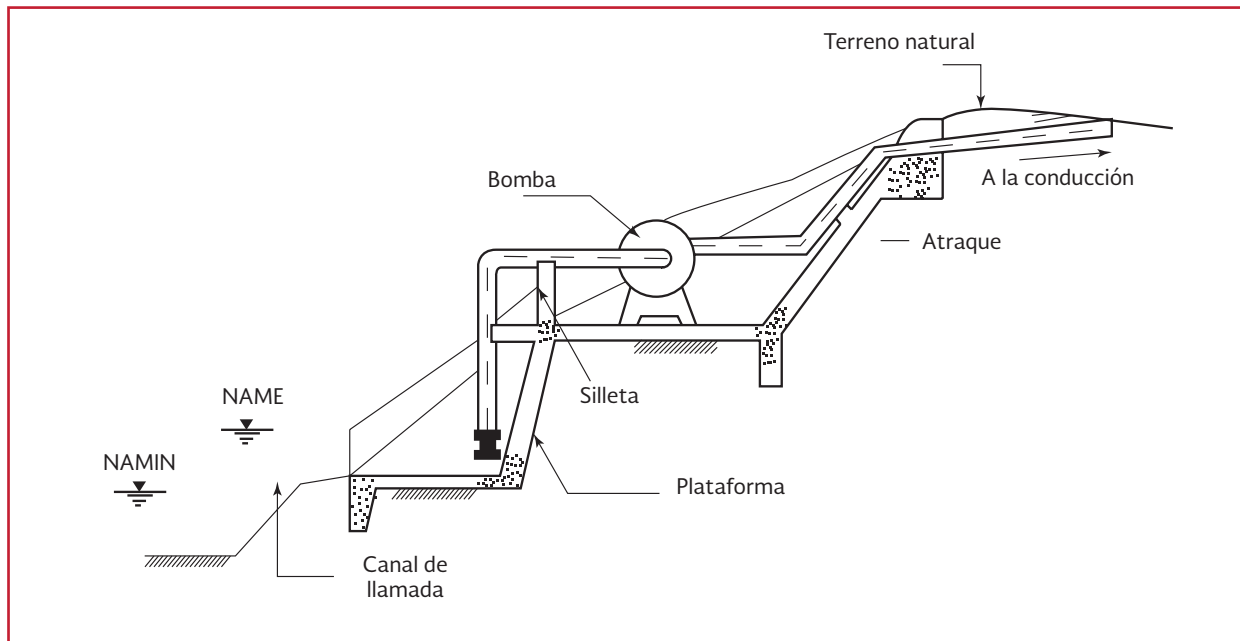


Ilustración 2.36 Obra de toma directa II

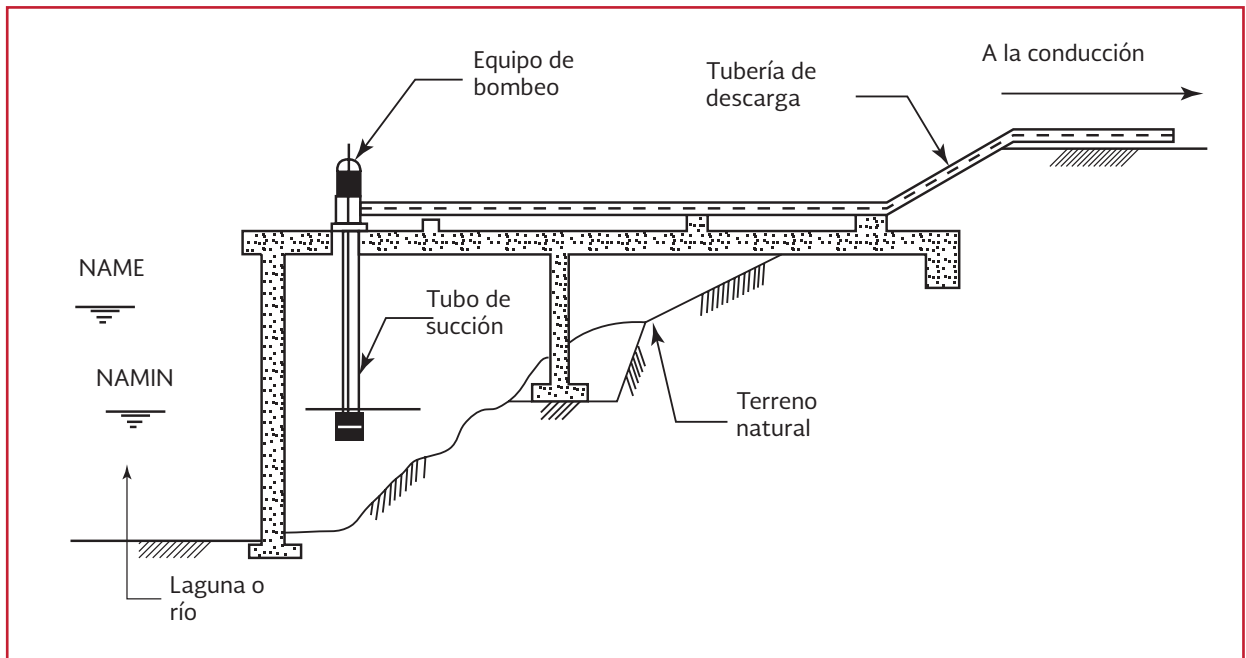


Ilustración 2.37 Obra de toma directa III

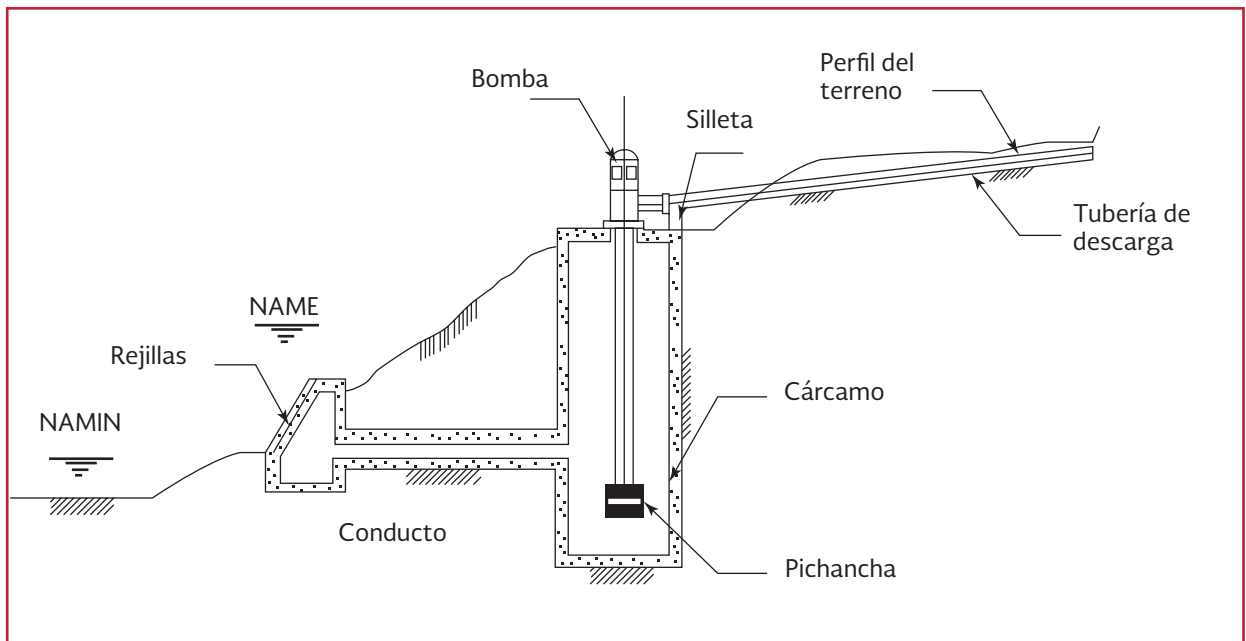


Ilustración 2.38 Obra de toma directa IV

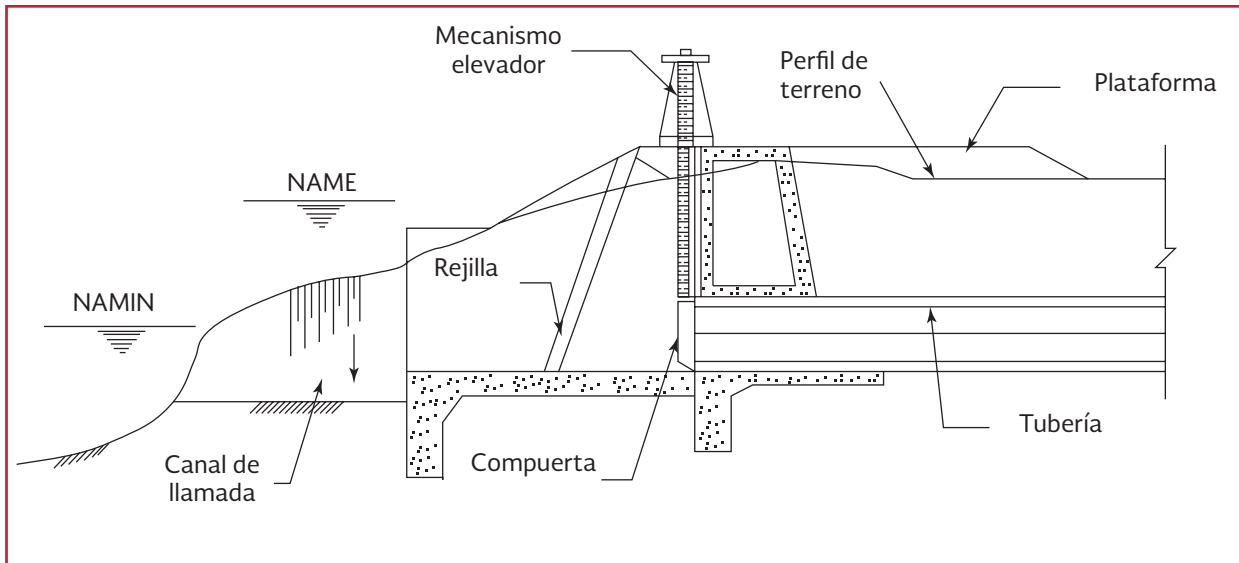


Ilustración 2.39 Obra de toma directa V

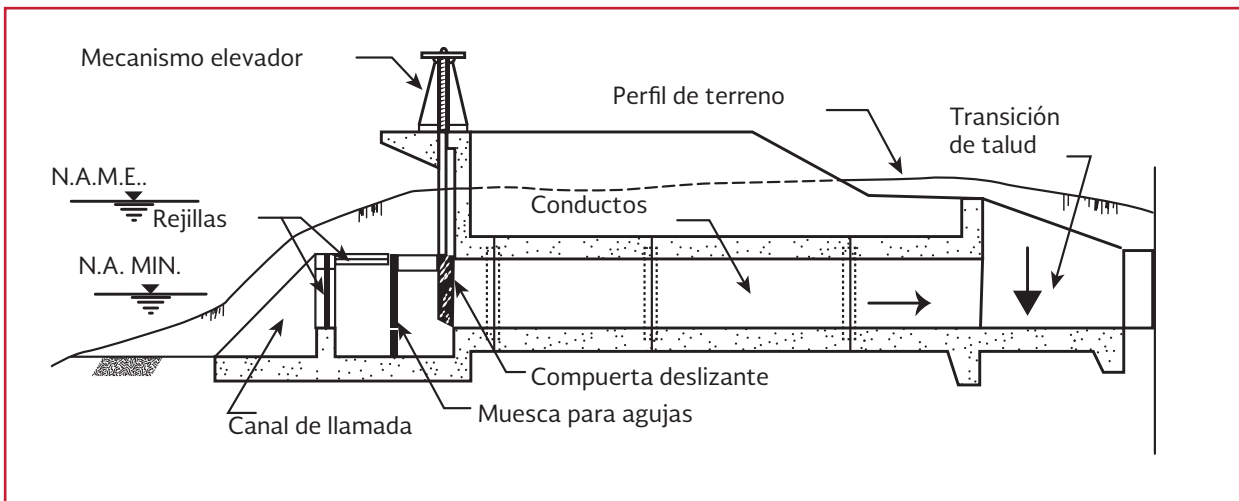


Ilustración 2.40 Obra de toma directa VI

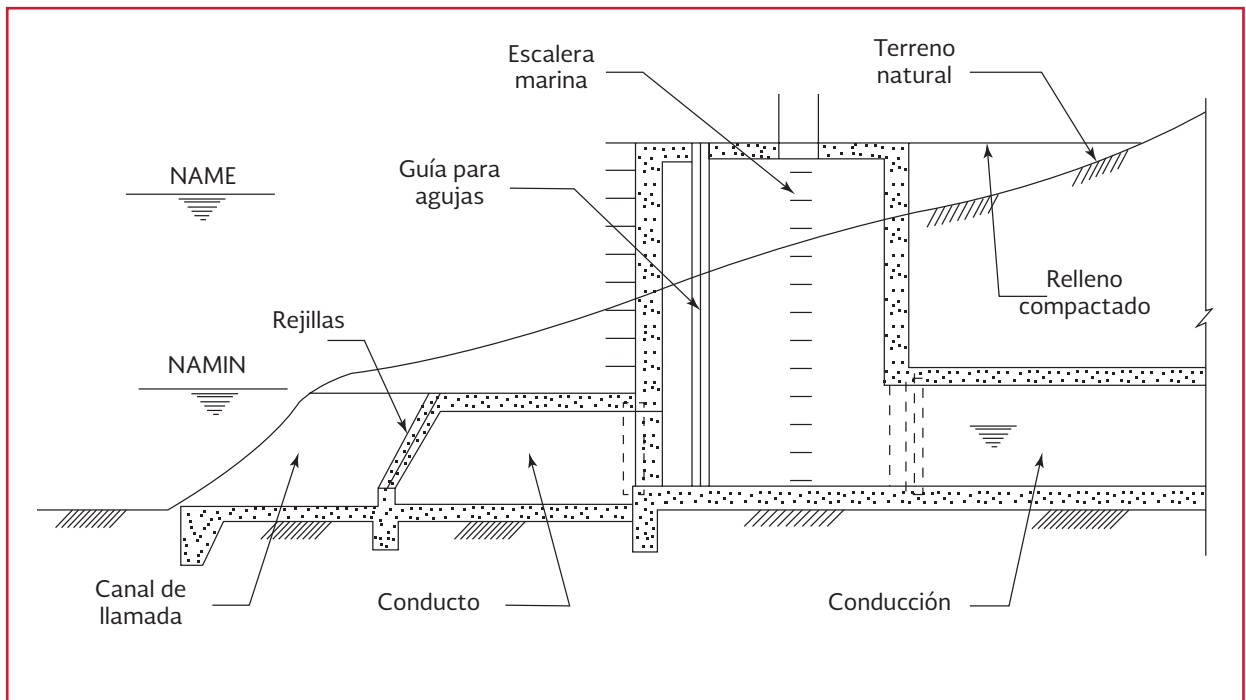


Ilustración 2.41 Obra de toma flotante

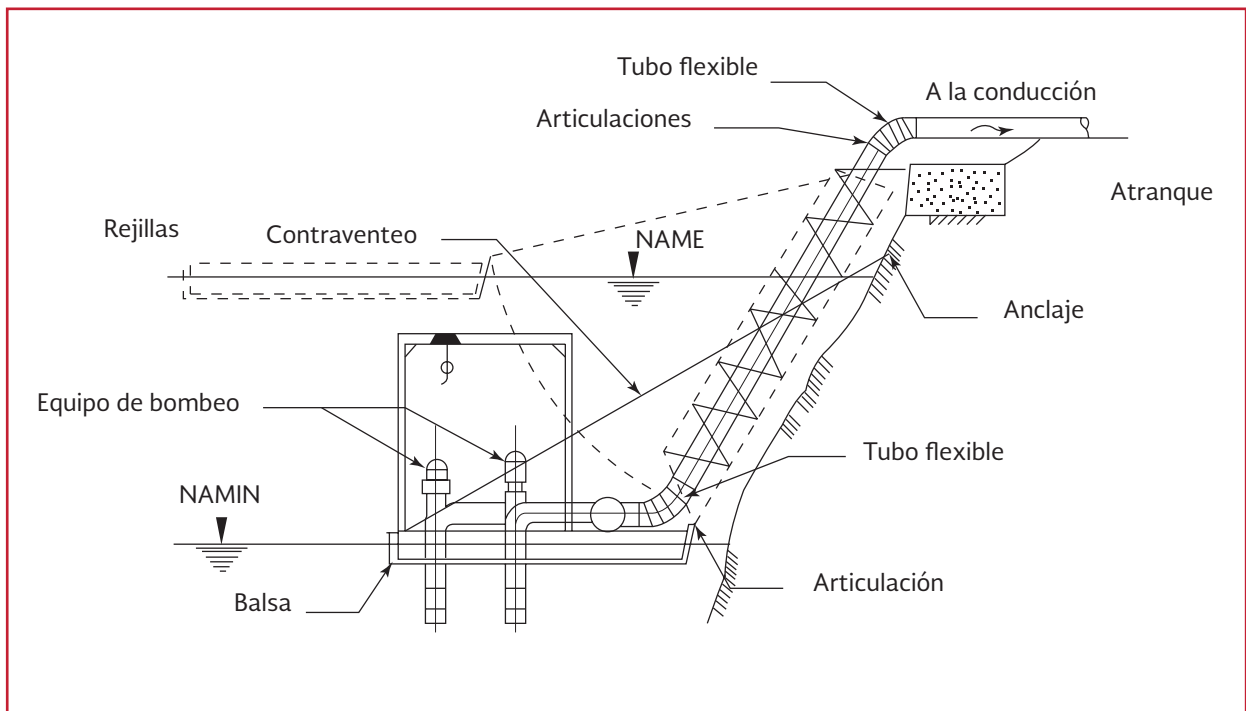
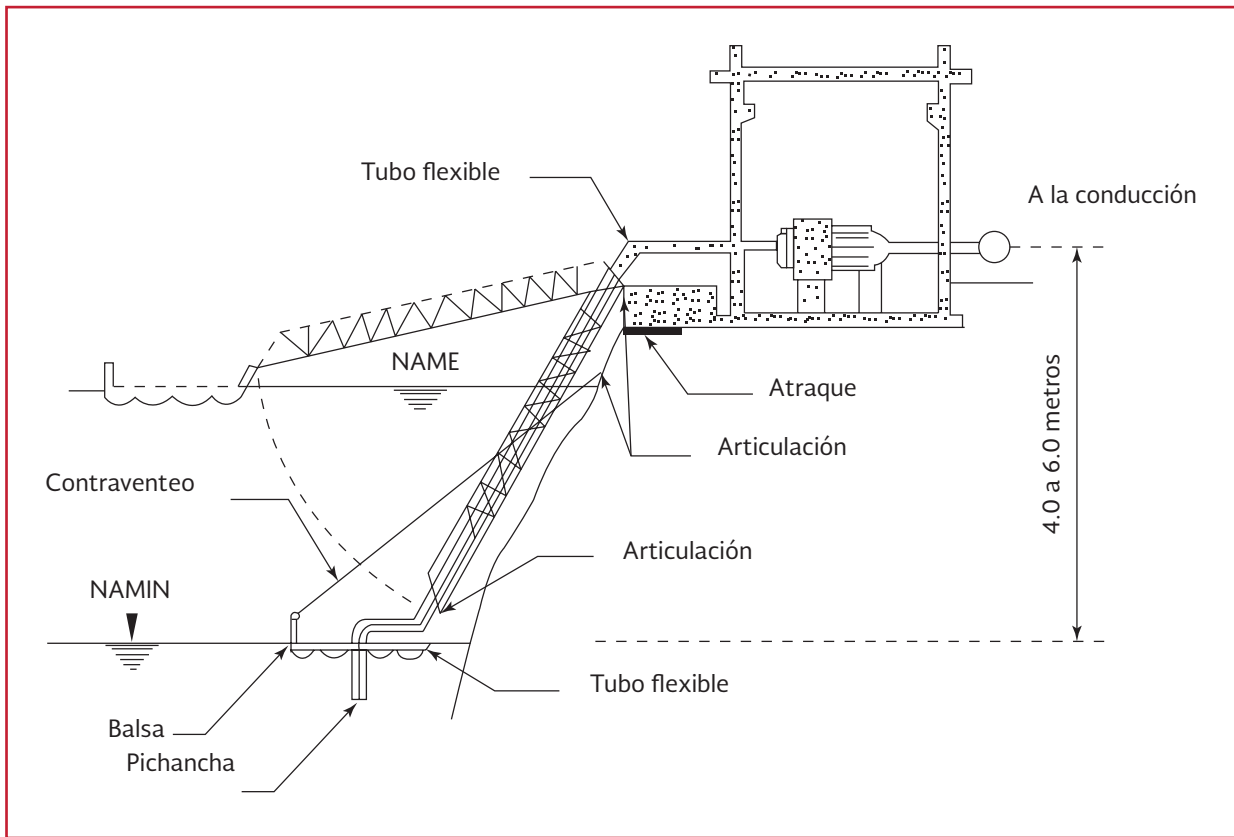


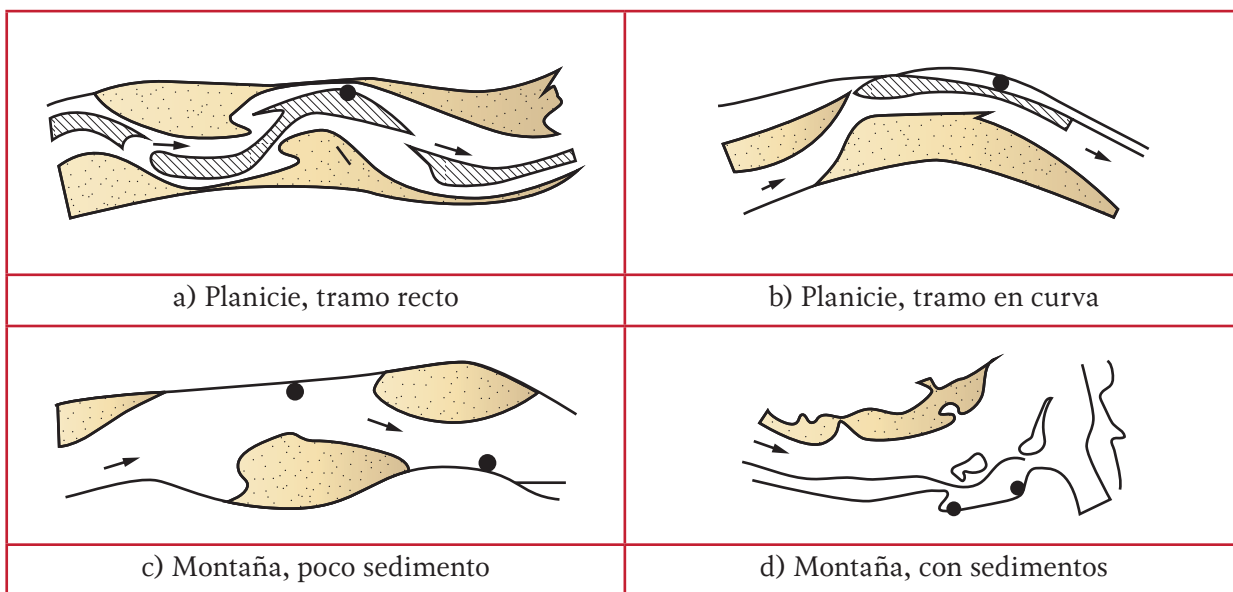
Ilustración 2.42 Obra de toma flotante



Las tomas directas deben localizarse en las márgenes de río o dentro de los cauces en los tramos de río donde debe ser buena la estabilidad del fondo y margen. En la Ilustración 2.43 se presenta a manera de ejemplos los sitios preferentes para ubicar las bocatomas. Para sitios de planicie los tramos de río de interés pueden ser: rectos (a) y curvos (b) y para sitios de zona montañosas los tramos pueden no contar con sedimentos (c) o contar con sedimentos (d). Además de una adecuada selección de sitio también se debe planear obras de protección y encauzamiento en tramos adyacentes a las obras a construir.

La socavación es un fenómeno que puede causar severos problemas a las obras de toma directa. Se debe por lo tanto profundizar el nivel de desplante de las cimentaciones someras por debajo de la profundidad de socavación. En la Tabla 2.7 se presentan los niveles de desplante para una evaluación preliminar (ver Ilustración 2.44a). Para las cimentaciones profundas desplantadas en la roca basal es igualmente necesario estimar la profundidad de socavación para que sea tomada en cuenta en el cálculo estructural y geotécnico de los pilotes. La estimación de la profundidad de socavación es un tema propio de la hidráulica fluvial que no se

Ilustración 2.43 Sitios apropiados para construir obras de toma



aborda en este libro. El nivel de desplante también se debe evaluar con base en consideraciones de capacidad de carga y asentamientos. Cuando las cimentaciones se desplanten al pie de las márgenes del río, ellas se deben mantener cierta distancia y cierta elevación al pie de las márgenes para evitar erosiones del terreno de la cimentación. En la Tabla 2.8 se presentan las distancias y elevaciones mínimas para una evaluación preliminar (ver Ilustración 2.44b). A fin de hacer un análisis más detallado, se debe estudiar la capacidad de carga de cimentaciones desplantadas sobre taludes.

Las acciones de diseño que se deben tomar en cuenta son permanentes, variables y eventuales. Las acciones permanentes incluyen peso de la estructura y equipo, así como empuje de tierra. Las acciones variables son presión hidrostática del agua (exterior o interior de la estación, cargas variables de diferentes componentes estructurales y las provenientes de grúa, vehículo o mecanismo de izaje, presiones de corriente de agua, oleaje e impacto de objetos. Las acciones eventuales son básicamente por sismo.

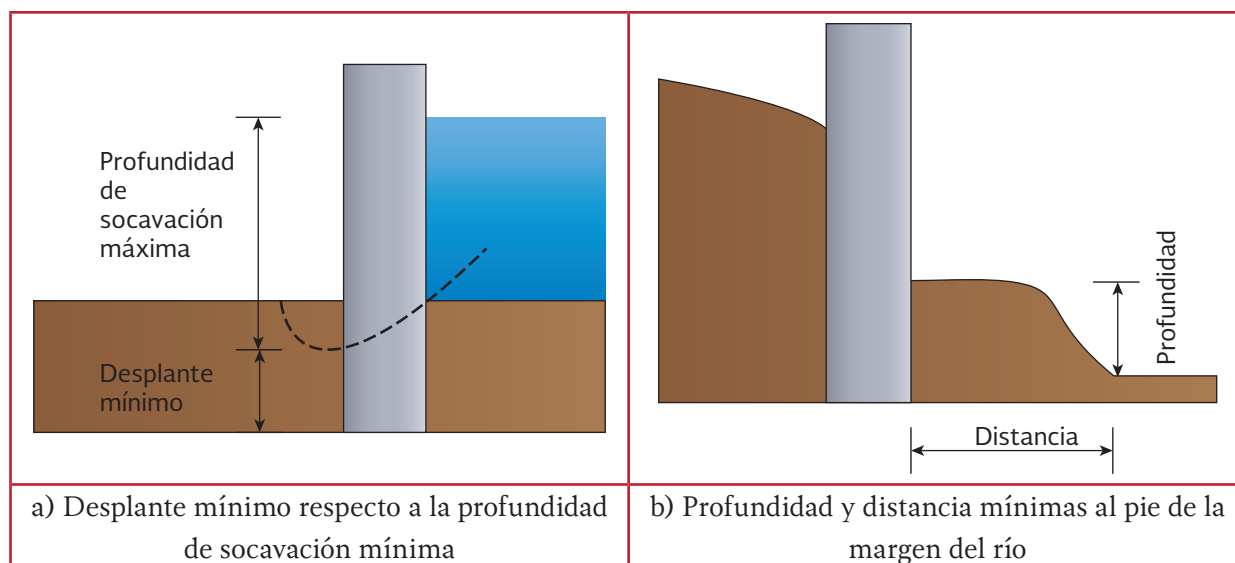
Tabla 2.7 Desplante mínimo de cimentación somera desde el nivel de profundidad máxima de socavación

Profundidad máxima de socavación	Cimentación rocosa	Cimentación de suelo
0	0.2 – 0.5 m	1.0 m
< 5m	0.2 – 0.5 m	1.0 – 1.5 m
> 5m	0.5 – 1.0 m	1.5 – 2.0 m

Tabla 2.8 Distancia y elevación mínimas al pie de la margen del río

Material de subsuelo	Distancia (m)	Elevación (m)
Roca sana	0.2 – 0.5	0.2
Roca fracturada	0.6 – 1.5	0.6
Roca muy fracturada	1.0 – 2.0	1.0
Suelo	1.5 – 2.5	> 1.0

Ilustración 2.44 Algunos requerimientos para ubicar las cimentaciones someras



Se debe revisar la estabilidad por flotación, deslizamiento y volteo, así como la estabilidad global (incluyendo talud). En la Tabla 2.9 se presentan los factores de seguridad admisibles para los cuatro aspectos a revisar.

Tabla 2.9 Factores de seguridad admisibles para obras de toma

Aspecto a revisar	Factor de seguridad admisible
Flotación	1.05
Deslizamiento	1.30
Volteo	1.50
Estabilidad global	1.20

La capacidad de carga de las estructuras se debe verificar de acuerdo con los lineamientos descritos en la sección 2.5.2. Es frecuente desplantar soportes masivos como dado y atraque en taludes. Se debe considerar los factores de capacidad de carga para cimentaciones desplantadas en taludes. Los asentamientos se deben evaluar de conformidad con la metodología mencionada en la sección 2.5.2.

Se debe incluir el análisis de flujo de agua por el fondo, para evaluar las filtraciones que puedan presentarse a través del mismo y en el caso de que estas filtraciones se consideren excesivas, proponer la solución más adecuada para minimizarlas o eliminarlas.

2.7.2.2. Obras de contención

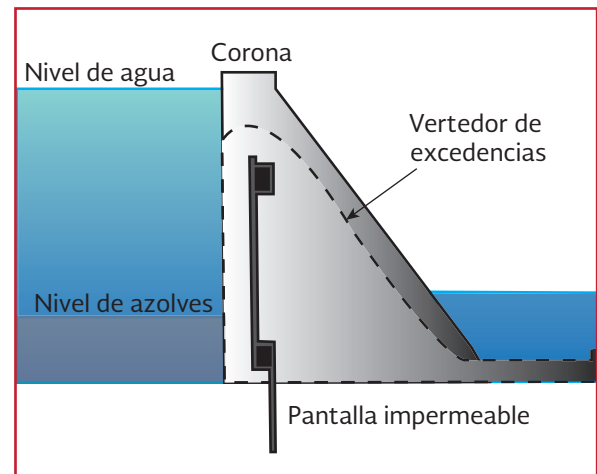
En las obras de toma que se ubican dentro de los embalses estos deben estar formados por estructuras de contención que se conocen como cortinas. El diseño y análisis de las cortinas son un tema especializado que se cubre en muchos textos, normas y libros, algunos de ellos son IMTA, USACE, etc. No obstante, se describen a continuación las estructuras de contención principales, sus ventajas y desventajas, y criterios que sirven para la selección de las obras más apropiadas (IMTA, 2001). Las cortinas se dividen en dos grupos, de concreto y mampostería, y de tierra y enrocamiento. Las cortinas del primer grupo

pueden ser de gravedad, arco, arcos múltiples y con contrafuertes. Las cortinas el segundo grupo son de tierra, enrocamiento (sección homogénea), de núcleo y de materiales graduados.

Cortina de gravedad

Las cortinas de gravedad (Ilustración 2.45) se utilizan ampliamente porque su estabilidad global por lo general no presenta mayor riesgo si el terreno de cimentación es apropiado y el material de la cortina posee buena resistencia a diferentes agentes externos tales como filtración, desbordamiento, sismo e intemperie. El diseño y construcción son relativamente sencillos; la construcción se puede llevar cabo de manera automatizada y continua, particularmente si se emplea el concreto compactado por rodillo. Se puede adaptar a diferentes condiciones geológicas y geotécnicas de la boquilla. Aunque no es común desplantar cortinas de gravedad altas en terrenos no rocosos se puede proyectar cortinas de baja o media altura que se desplantan en terrenos aluviales siempre y cuando que las secciones transversales de la cortina tienen que ajustarse a las nuevas condiciones de esfuerzos que le impone la deformabilidad del terreno. Dentro del cuerpo de la cortina se puede distribuir obras de toma, de excedencia, desagüe y desvío; sin embargo, el esfuerzo promedio que se genera en la cortina es bajo por lo que no se aprovecha plenamente la resistencia de los materiales. A pesar de que el volumen de la obra es pequeña respecto a las cortinas térreas, el uso de cementos eleva el costo total de la construcción.

Ilustración 2.45 Cortina de gravedad

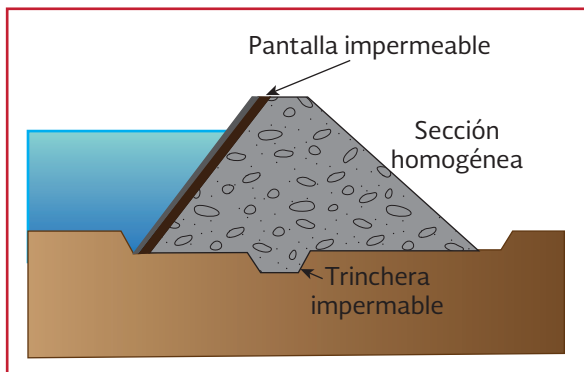


Sección homogénea

Este tipo de cortina se emplea cuando en el sitio se dispone de un solo material, generalmente cohesivo. El cuerpo de la cortina funciona como impermeabilizante y resistente a la vez. Es adecuado para cortinas de baja o media altura debido a que los taludes son tendidos y el volumen de materiales de construcción es cuantioso. La construcción es sencilla al no existir interferencia entre diferentes etapas de construcción como suele ocurrir en otras cortinas de tierra. La trayectoria del flujo de agua es larga por lo que se simplifican procesos de impermeabilización que se efectuarán en el terreno de la cimentación, así como se facilitan tratamientos de las laderas y contactos con estructuras de concreto. Si la cortina está cimentada sobre terrenos de baja permeabilidad y si no se introducen drenes adecuadamente dentro de la cortina, es posible que la línea de saturación sea elevada, afectando así la estabilidad interna de suelos en la salida

de flujo de la cimentación o en la cara de talud aguas abajo. Durante la construcción del terraplén o cuando se presenta un vaciado rápido del embalse, se genera exceso en presión de poro por la baja permeabilidad que tiene el material, la disipación de dicho exceso en presión de poro es lenta causando reducción en la resistencia al esfuerzo cortante y debilitando la estabilidad de la cortina.

Ilustración 2.46 Cortinas de tierra y enrocamiento de sección homogénea



Cortina con núcleo

Las cortinas con núcleo se construyen principalmente con materiales permeables como cuerpo resistente. La impermeabilización se resuelve por uso de núcleos que son elementos insertados dentro del cuerpo de la cortina. Los núcleos pueden ser rígidos si son de mampostería, concreto ciclópeo, concreto reforzado o concreto asfáltico. Los núcleos flexibles son arcillosos que pueden ser centrales o inclinados, siendo colocados éstos al lado aguas arriba. Los respaldos se forman con enrocamientos, gravas y arenas, proporcionado sostenimiento lateral al núcleo y garantizando la estabilidad global de la cortina. El ancho del núcleo debe cumplir con el requisito de impermeabilización; el núcleo no debe estar en contacto directo con los respaldos sino a través una franja

de filtros. En conveniente este tipo de cortina si se dispone de materiales granulares. La construcción es rápida al poder programar simultáneamente las partes de aguas arriba y abajo.

Con respecto al núcleo central, al quedarse el núcleo en el centro y protegido simétricamente por los respaldos, los esfuerzos verticales generados por el peso propio del núcleo se transmiten al terreno de la cimentación independientemente de los asentamientos que pueden sufrir los respaldos. Por la alta presión de contacto que existe entre el núcleo y el terreno de la cimentación, la adherencia entre ambos propicia una buena resistencia contra filtración a lo largo de su área de contacto.

El volumen de materiales de construcción que se emplean en la cortina con núcleo central es bajo. Para lograr a obtener el mismo efecto de impermeabilización, el volumen de material impermeable que se usaría en cortinas con núcleo inclinado o en sección homogénea es mucho mayor que en cortinas con núcleo central. Es por ello que la construcción de estas cortinas depende en menor medida de las condiciones climatológicas. Sin embargo, como la sección transversal de la cortina tiene tres zonas (respaldo aguas arriba, núcleo y respaldo aguas abajo), la construcción es más complicada que en la de núcleo inclinado. El núcleo deberá construirse simultáneamente con los respaldos procurando que la altura del terraplén sea la misma en todos los materiales, lo que trae como consecuencia la desventaja de que no se puede adelantar la construcción de respaldos en el periodo de lluvias. Como el núcleo está colocado en el centro de la cortina se tornan difíciles los trabajos de inspección y mantenimiento.

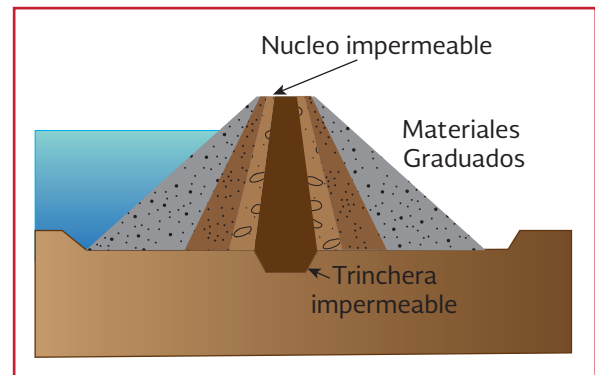
Cortina de materiales graduados

El respaldo de las cortinas con núcleo puede estar zonificado por varios materiales. Estas cortinas suelen llamarse materiales graduados aunque son una variante de cortinas con núcleo. Las tres zonas básicas de las cortinas de materiales graduados son núcleo arcilloso, transmisión y respaldo. Puede haber incluso varias zonas de transición. Los materiales graduados pueden ser simétricos o asimétricos. En los primeros, el cuerpo impermeable se ubica sobre el eje longitudinal de la cortina mientras otros materiales se distribuyen hacia ambos taludes. La permeabilidad de estos materiales debe incrementarse gradualmente desde el núcleo impermeable hacia las caras de talud. En los materiales graduados asimétricos los materiales se distribuyen desde la cara aguas arriba hacia la cara aguas abajo incrementándose su permeabilidad.

Si bien existen coincidencias en la configuración de las secciones de núcleo flexible central y de materiales graduados simétricos, la diferencia entre ellos radica en que en estas últimas se cuenta con una sección de transición amplia además de la presencia obligatoria de respaldo de enrocamiento. Es por ello que el diseño de la sección transversal y la selección de los materiales en cortinas de materiales graduados son más rigurosos. Es conveniente este tipo de cortina si se dispone de una variedad de materiales, finos y granulares, de manera que se pueden aprovechar mejor los bancos de préstamo, sobre todo materiales rezaga producto de excavación que resultan de la construcción de otras obras como vertedor. En vista de que el volumen de material utilizado es menor que en la sección homogénea, la construcción depende menos de las condiciones climatológicas. Como los materiales granulares se colocan de tal manera que

la permeabilidad se incrementa desde el núcleo impermeable hasta los taludes, las condiciones de drenaje son buenas, simplificando el sistema de drenaje y manteniendo baja la línea de saturación en la parte aguas abajo. Cuando se presente el vaciado rápido, el exceso en presión de poro presentado en la parte aguas arriba se disipa con rapidez, razón por la cual que el talud aguas arriba puede diseñarse con una pendiente no muy tendida. Obviamente, por utilizar varios tipos de material, las etapas de construcción son complicadas e interfieren entre sí.

Ilustración 2.47 Cortina de materiales graduados y núcleo impermeable



Obras conexas

Para lograr su funcionamiento hidráulico eficiente y seguridad hidrológica con la que se elimine o minimice el riesgo de desbordamiento, se adicionan a la estructura de contención una serie de obras conexas. En primera instancia, se deben construir obras de descarga que pueden ser de superficie o de fondo. Las primeras se conocen como vertedor u obra de toma. La función del vertedor es desalojar con seguridad las avenidas extraordinarias y la obra de toma sirve para controlar niveles del embalse para fines de operación de acuerdo con el plan de manejo del mismo. Los descargaderos de fondo están destinados a proporcionar medidas adicionales para vaciar el embalse y lavar sedimentos.

En cortinas térreas las estructuras de descarga deben estar localizadas fuera del cuerpo de las cortinas evitando de esta forma el riesgo de erosión interna de los materiales térreos. Por otro lado resulta necesario diseñar galerías, lumbreras o cámaras, particularmente en cortinas de gravedad, para tener acceso a la inspección, instrumentación y monitoreo, realizar trabajos de drenaje o impermeabilización y alojar equipos como compuertas y válvulas.

2.7.2.3. Estaciones de bombeo

Las estaciones de bombeo son estructuras subterráneas que tienen la finalidad de crear espacios para instalar equipos electromecánicos como motor eléctrico, subestación eléctrica, cárcamo de bombeo, equipo de bombeo, etcétera. Desde el punto de vista de estudio geotécnico las estaciones de bombeo tienen mucha similitud con depósitos parcialmente enterrados. Están formadas por losa de cimentación, muros laterales y estructuras superficiales. Si el terreno es rocoso, la losa puede omitirse. Los muros laterales suelen reforzarse por vigas y muros interiores divisorios.

Las acciones que deben tomar en cuenta son similares a las mencionadas en la sección 2.7.2.2.

Se debe revisar la estabilidad por flotación, deslizamiento y volteo, así como la estabilidad global (incluyendo talud). De varias combinaciones de carga que se requieren verificar las más críticas suelen ser los casos de final de construcción y de nivel de agua a su máxima elevación. La flotación es un aspecto crítico en el análisis de estabilidad estaciones de bombeo. En muchas ocasiones se deben diseñar medidas adicionales para incrementar la estabilidad contra flotación. Las acciones que contribuyen a la estabilidad son peso pro-

pio y de equipo, peso adicional, peso del bloque de roca, anclaje de existir y muros colado *in situ*.

La capacidad de carga de las estaciones de bombeo se debe verificar de acuerdo con los lineamientos descritos en la sección 2.5.2. Los asentamientos se deben evaluar de conformidad con la metodología mencionada en la sección 2.5.2.

2.7.3. OBRAS DE CONDUCCIÓN

2.7.3.1. Conceptos básicos

En las obras de conducción las tuberías, superficial o enterrada, y elementos de soporte como atraque y silleta son estructuras que interactúan directamente con el suelo. Los estudios geotécnicos son importantes para que estas estructuras cumplan con los requerimientos de seguridad y funcionamiento. En términos generales, el diseño geotécnico debe incluir los siguientes aspectos.

- a) Asegurar que los soportes de las tuberías sean estables contra deslizamiento, volteo o flotación
- b) Cerciorar que los asentamientos diferenciales a lo largo del eje de la tubería o movimientos del terreno transversales se encuentren dentro del intervalo de tolerancia para las juntas
- c) Proporcionar los datos de cargas y empujes de tierra para el diseño estructural de las tuberías
- d) Revisar el comportamiento de las tuberías bajo cargas sísmicas

Desde el punto de vista de su funcionamiento estructural las tuberías pueden ser flexibles o rígidas. Las rigideces de las tuberías se manifiestan en dos aspectos, por flexión o por compresión

sión de anillo. Las tuberías rígidas son las que tienen altas rigideces en flexión y compresión de anillo con respecto al suelo que las rodea. En cambio, las tuberías flexibles son las que tienen menor rigidez en flexión respecto al suelo.

Aunque existen varios sistemas de clasificación en cuanto a la rigidez de las tuberías, estas pueden catalogarse simplemente por su tipo de material. Las tuberías de concreto son rígidas y las de acero y materiales plásticos son flexibles. Por el tipo de enterramiento las tuberías subterráneas se distinguen por su instalación en zanja o en terraplén.

Los atraques y silletas son elementos de apoyo de las tuberías superficiales, por lo general son fabricados de concreto simple o reforzado. Para los cuales se deberá:

- a) Revisar la estabilidad contra deslizamiento, volteo y flotación
- b) La capacidad de carga del terreno
- c) En caso de que estos elementos de apoyo se sitúen en taludes, se requiere revisar la estabilidad de taludes y la capacidad de carga considerando la presencia de dichos taludes
- d) Cuando los atraques se diseñen para el cambio de dirección de tuberías, es necesario considerar las cargas con sus respectivas direcciones de aplicación en la revisión de la capacidad de carga del terreno

Los asentamientos o movimientos laterales del terreno son una de las causas principales de que las tuberías tengan rupturas por excesivo movimiento de las juntas. Por lo general, dichos movimientos del terreno no son inducidos por las cargas provenientes del interior de las tuberías sino por acciones externas. Estas pueden ser deslizamientos de laderas, excavaciones, bom-

beos o sobrecargas superficiales en terrenos circundantes o sobrecargas sobre las tuberías que no hayan sido consideradas en el diseño.

En el libro *Estudios técnicos para proyectos de agua potable, alcantarillado y saneamiento: Diseño estructural*, del MAPAS se describen en detalles varios aspectos en el diseño de obras de conducción en los que se incluye el tema de diseño estructural de tuberías.

2.7.3.2. Cargas verticales y empujes de tierra

En las tuberías rígidas y enterradas en zanja la carga vertical sobre el techo de la tubería se calcula con la expresión (Ilustración 2.48a):

$$\sigma_v = C_t \gamma B \quad \text{Ecuación 2.17}$$

$$C_t = \frac{1 - e^{-2\frac{K\mu H}{B}}}{2K\mu} \quad \text{Ecuación 2.18}$$

donde:

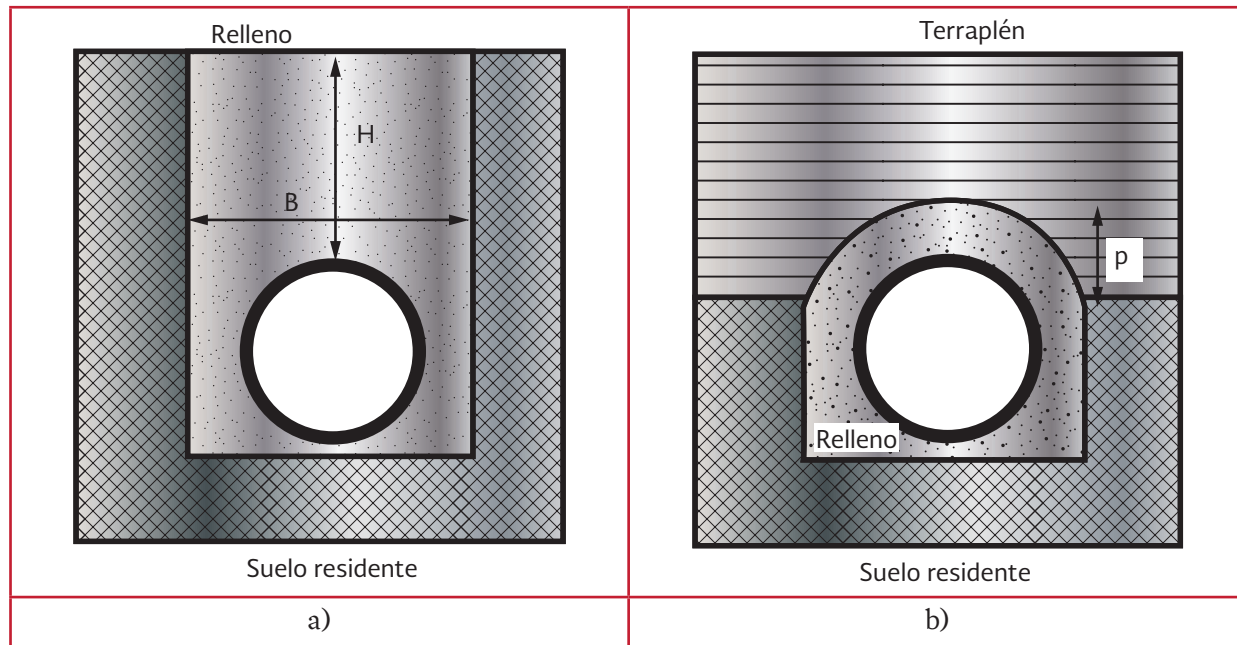
- σ_v = Esfuerzo vertical promedio en el relleno
- γ = Peso volumétrico del relleno
- B = Ancho de la zanja
- K = Coeficiente de empuje de tierra lateral
- μ = Coeficiente de fricción entre relleno y suelo del sitio
- H = Espesor del relleno

Los valores de $K\mu$ para suelos típicos se presentan en la Tabla 2.10.

Tabla 2.10 Valores de $K\mu$ para el cálculo de carga vertical de relleno en zanjas de tubería

Tipo de suelo	$K\mu$
Granular, no cohesivo	0.19
Valor máximo para arena y grava	0.165
Valor máximo para suelo saturado	0.15
Valor máximo para la mayoría de suelo	0.13
Valor máximo para arcilla saturada	0.11

Ilustración 2.48 Tuberías en zanja y terraplén



En las tuberías enterradas en terraplén la carga vertical sobre el techo de la tubería se calcula con la expresión (Ilustración 2.48b):

$$\sigma_v = \gamma H \quad \text{Ecuación 2.19}$$

donde:

H = Altura del terraplén medida desde el lomo de la tubería

Esta consideración también es válida para tuberías rígidas y enterradas en zanjas.

Los empujes laterales sobre las tuberías son del tipo activo (Ilustración 2.49). Por lo general no se consideran condiciones en reposo. Los empujes se consideran constantes con la profundidad para tubos circulares (Ilustración 2.49a) y variables en cajones rectangulares (Ilustración 2.49b). En este último caso, los

empujes se incrementan linealmente con la profundidad. En los atraques los empujes del lado resistente son del tipo pasivo. Los empujes activos y pasivos se calculan de acuerdo con la teoría de Rankine.

Cuando las tuberías estén sujetas a movimientos del terreno, se producen empujes de anclaje los cuales se calculan como (Ilustración 2.50).

$$\sigma_s = N_s \gamma H \quad \text{Ecuación 2.20}$$

donde:

N_s = Factor de capacidad de anclaje (Rowe y Davis, 1982)

Cuando la tubería esté sumergida, se considera también la fuerza de flotación. La fuerza de flotación a que está sujeto el tubo causa esfuerzos adicionales a este (Ilustración 2.51).

Ilustración 2.49 Empujes laterales activos

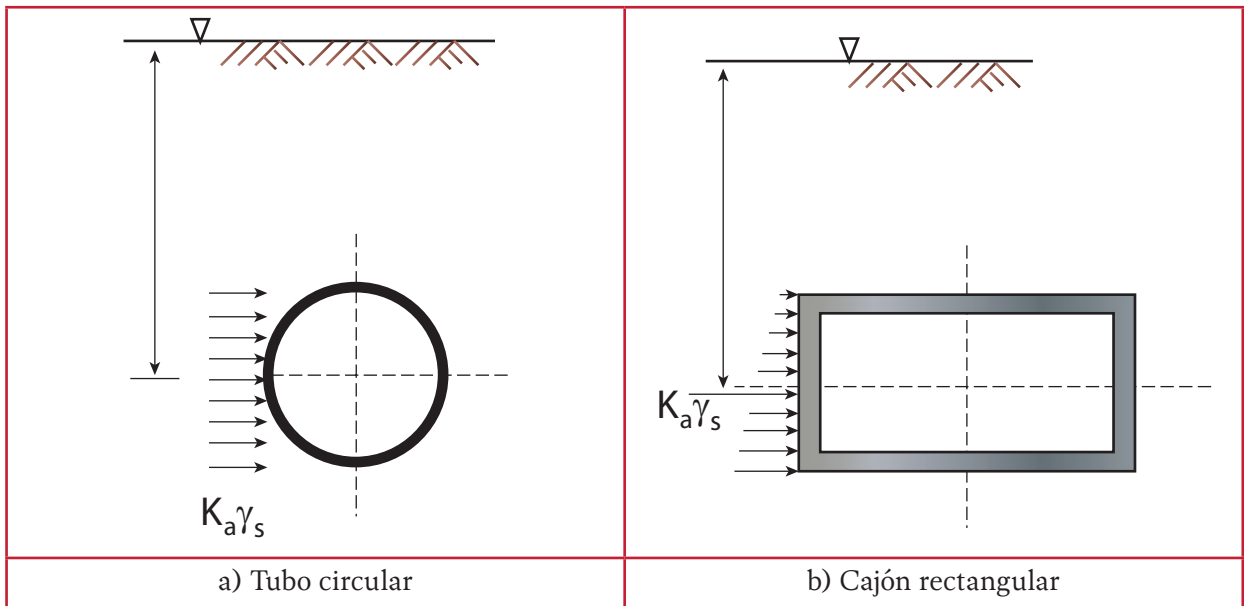


Ilustración 2.50 Empujes laterales debidos a movimientos de terreno

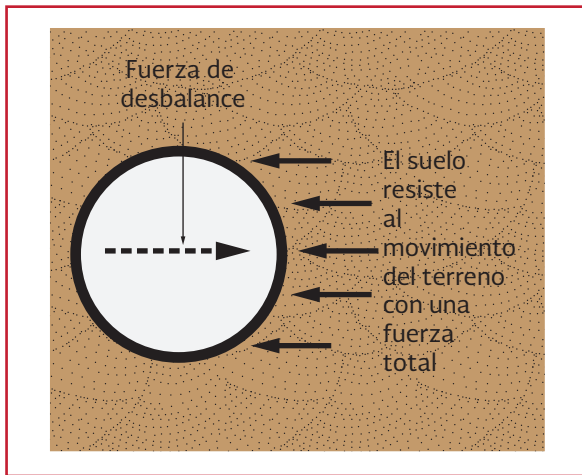
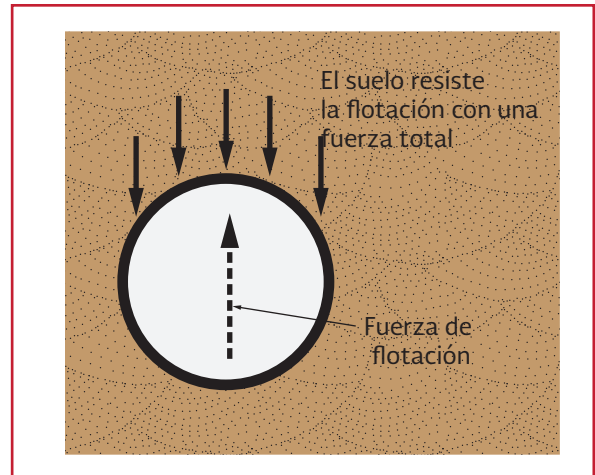


Ilustración 2.51 Empujes debidos a fuerza de flotación

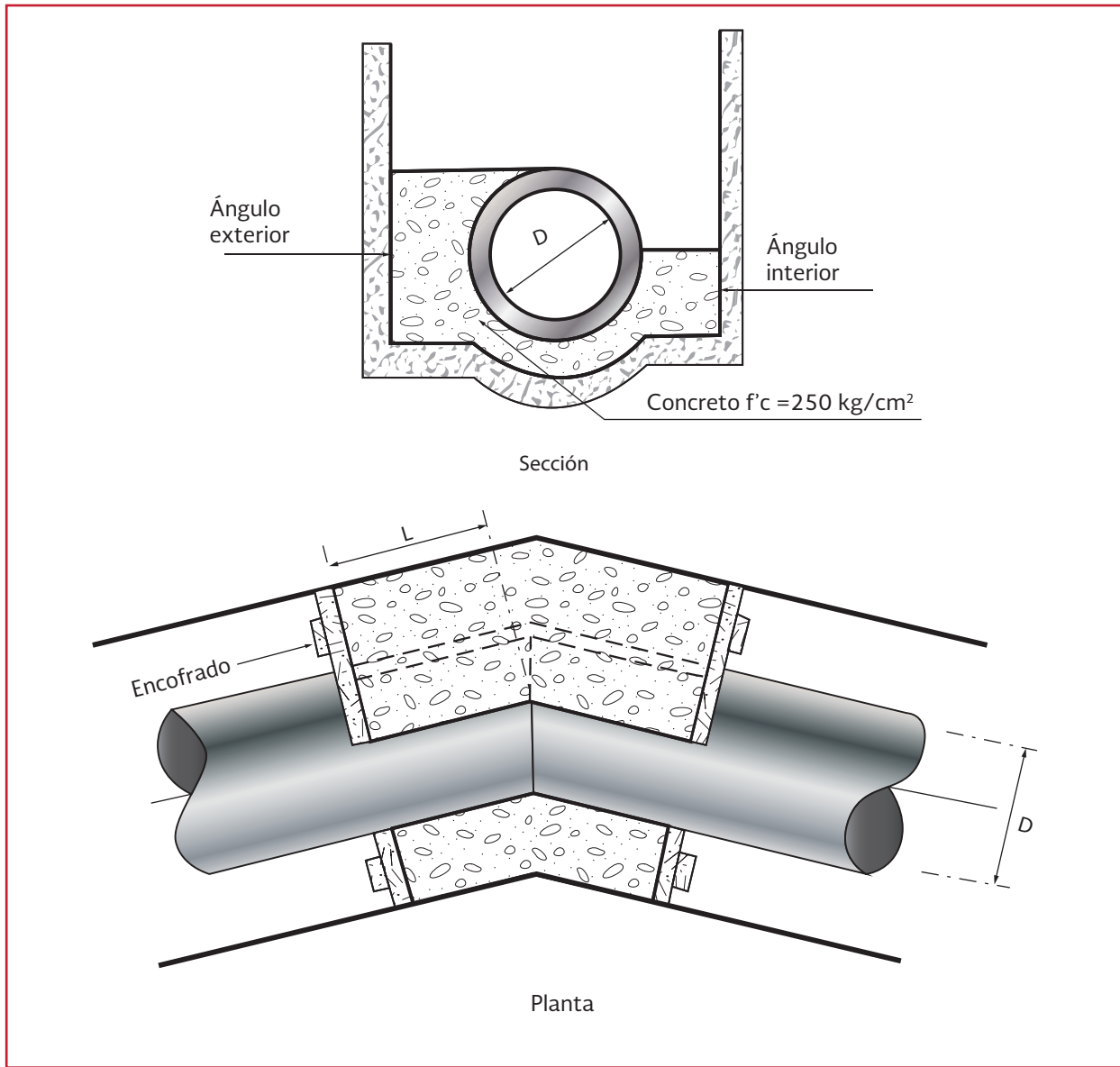


2.7.3.3. Atraques

En el cambio de dirección de las tuberías surgen fuerzas de desequilibrio debidas a la presión interna, las que se deben compensar a través de atraques. En la Ilustración 2.52 se muestra arreglo general de un atraque para el cual las fuerzas que intervienen son: fuerza de presión, empujes

pasivos y activo, peso propio y fuerza de fricción en la base. Los empujes pasivo y activo se presentan en el lado exterior e interior del atraque. Se debe revisar la seguridad por deslizamiento. Cuando el nivel del agua subterránea o de agua exterior es alto también se debe contar con sus efectos en la verificación además de considerar la seguridad por flotación.

Ilustración 2.52 Arreglo de un atraque



2.7.3.4. Recomendaciones para la selección del relleno e instalación de tuberías

Moore (1990) ha seguido una serie de recomendaciones que a continuación se describen para la selección del relleno e instalación de tuberías.

- Se debe tener cuidado cuando el suelo nativo de la cimentación de la tubería es expansivo, blando o inestable. Se requiere tratamiento especial en tales condiciones

a fin de estabilizar el material y evitar deformaciones excesivas

- Se debe controlar sobre excavación debajo de la tubería porque la flexión longitudinal ocurre con mayor posibilidad cuando los asentamientos diferenciales de la plantilla se desarrollen a lo largo de la tubería
- Se deben imponer restricciones en los tipos de materiales de relleno con preferencia a materiales granulares. En general los rellenos arcillosos se deben

- evitar en tuberías flexibles. El contenido de finos no debe exceder a 5% en los materiales granulares. El diseño de tuberías debe incluir especificaciones sobre pinzamientos de piedras cuando los granos de mayor tamaño se emplean para fines de drenaje
- Se debe especificar anchos mínimos de zanjas que permitan la colocación y compactación efectiva de los materiales de relleno en los lados de la tubería. La colocación y compactación de este relleno es mucho más importante que trabajos que minimicen cargas por mantener estrecho ancho de la zanja. Se requiere por lo general un espacio con ancho de 500 mm entre la tubería y las paredes de la zanja. Este ancho requerido será aún mayor para tuberías con diámetros mayores de 1 m. El espacio debe también ser más grande que el equipo de compactación en uso
 - Se deben especificar los anchos máximos de las zanjas porque si el ancho de la zanja en construcción es mayor que el especificado en el diseño, se incrementan las cargas verticales sobre el techo de la tubería
 - Se debe colocar suelo de plantilla uniforme en el fondo de la zanja y debajo de la tubería. La compactación de la plantilla directamente por debajo de la tubería genera cargas lineales en el piso de la tubería haciendo probablemente daños al piso y hombros inferiores. Se pueden hacer reducir momentos de flexión si la plantilla no se compacta directamente por debajo de la tubería sino a través de la parte de la plantilla que queda fuera de la tubería
 - La colocación de suelo bajo las ancas de la tubería y compactación del mismo reduce flexión local en la tubería. El material en esa área se debe colocar en rebanadas con pala o pisón
 - Los pisones por lo general son mejor método de compactación en la vecindad de la tubería siendo considerablemente más efectivo que equipo vibratorio
 - La plantilla granular es permeable y puede servir como dren de aguas subterráneas. Tapones de zanja o drenes laterales pueden ser necesarios para controlar el flujo subterráneo
 - Se requiere un espacio mínimo de un diámetro o 600 mm entre tuberías paralelas que permita la colocación de rellenos laterales
 - Se debe imponer restricciones en el uso de equipos de compactación de gran tamaño en la vecindad de la tubería, en función de la masa estática del equipo de compactación y la energía dinámica del mismo
 - Los suelos de relleno se colocan más de 300 mm o un diámetro de la tubería sobre la misma; pueden ser materiales nativos, pero cuidando que los granos grandes siempre queden lo más alejado de la tubería y sean correctamente compactados
 - Los suelos de relleno y nativos deben tener granulometrías compatibles para evitar migración de finos. Como una alternativa, se pueden emplear membranas geotextiles para separar diferentes zonas de suelo, cuidando la selección adecuada y un apropiado control de construcción
 - Se debe tener cuidado en la remoción de cajas de zanja u otros soportes temporales para la excavación de la zanja como tablestaca. El objetivo es evitar pérdida de soporte lateral a la tubería. Las paredes de la zanja deben tener adecuada resistencia

particularmente cuando de tuberías flexibles se trate

- Se debe tener precaución con las juntas para evitar flujo del agua subterránea hacia el interior de la tubería y subsecuente pérdida del relleno
- Por lo general no se permiten grandes variaciones en la colocación de la tubería, excavación de la zanja o selección del relleno. Por ello se requiere una adecuada supervisión de los trabajos de construcción

2.7.3.5. Diseño sísmico

En los diferentes tipos de estructuras las tuberías son las que sufren severos daños durante eventos sísmicos por lo que el diseño es un aspecto importante a considerar si las tuberías se sitúan en zonas de mayor riesgo sísmico. En el Manual de diseño de obras civiles. Diseño por Sísmico (CFE, 2008) se han establecido criterios y procedimientos de cálculo para el diseño sísmico. De acuerdo con el tipo de método que se selecciona se determina las respuestas dinámicas de las tuberías como por ejemplo esfuerzos, fuerzas, momentos, desplazamientos, deflexiones o rotaciones, todos ellos en diferentes direcciones. En las tuberías rígidas conectadas por medio de juntas se pueden determinar también desplazamientos relativos y rotaciones relativas. Estas respuestas servirán para la verificación de los requerimientos de las condiciones de seguridad y de servicio.

Para las tuberías superficiales, las respuestas se pueden determinar de acuerdo con métodos simplificado, pseudo estático y dinámico, mismos que se asemejan a los que usualmente se emplean para otros tipos de estructuras.

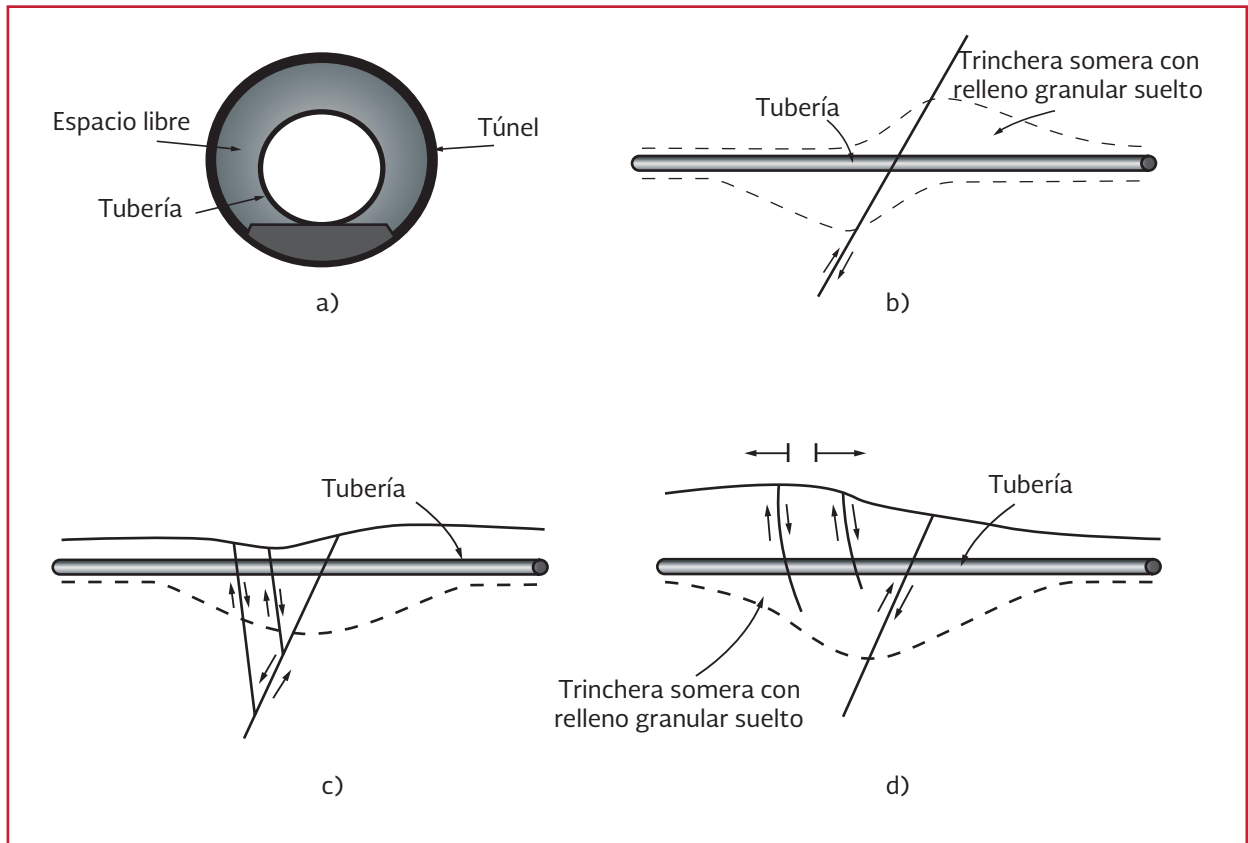
Para las tuberías enterradas, los procedimientos de cálculo son más específicos ya que las respuestas dependen en gran medida de las propiedades del suelo. Estas propiedades incluyen velocidad de propagación de ondas del suelo, resistencia no drenada al esfuerzo de corte, espesor de la capa superficial del suelo y el periodo natural de vibración de dicha capa. Estos parámetros se deben proporcionar para el diseño sísmico estructural de las tuberías.

Cuando las tuberías cruzan las fallas geológicas activas se deben llevar a cabo una serie de cálculos adicionales.

Además de las consideraciones anteriores, el diseño sísmico de las tuberías debe tomar en cuenta otras precauciones para que el diseño sea efectivo y económico.

En las tuberías enterradas que cruzan las fallas geológicas activas se debe tomar en cuenta medidas necesarias para que las tuberías se acoplen con los movimientos relativos de las fallas. Por ejemplo, se puede construir un túnel (Ilustración 2.53a) dentro del cual hay suficiente espacio para que la tubería se mueva sin sufrir daños. Los segmentos del túnel se pueden conectar por medio de juntas transversales flexibles o juntas deslizantes. También es posible construir trincheras rellenas de material granular en planta (Ver Ilustración 2.53b) y en perfil (Ver Ilustración 2.53c e Ilustración 2.53d). Todas estas medidas tienen por objeto hacer disminuir los esfuerzos adicionales que causen los movimientos relativos del terreno alrededor de las fallas.

Ilustración 2.53 Medidas preventivas en las tuberías enterradas sujetas a fallas activas



En las tuberías superficiales que se atraviesan por fallas activas (Ilustración 2.54) se pueden adoptar algunas medidas de diseño tales como:

- a) Colocación de un recubrimiento de relleno de materiales granulares
- b) Construir una losa de cimentación
- c) Apoyar la tubería en pilas de gran tamaño
- d) Puentear la tubería por la forma del sifón

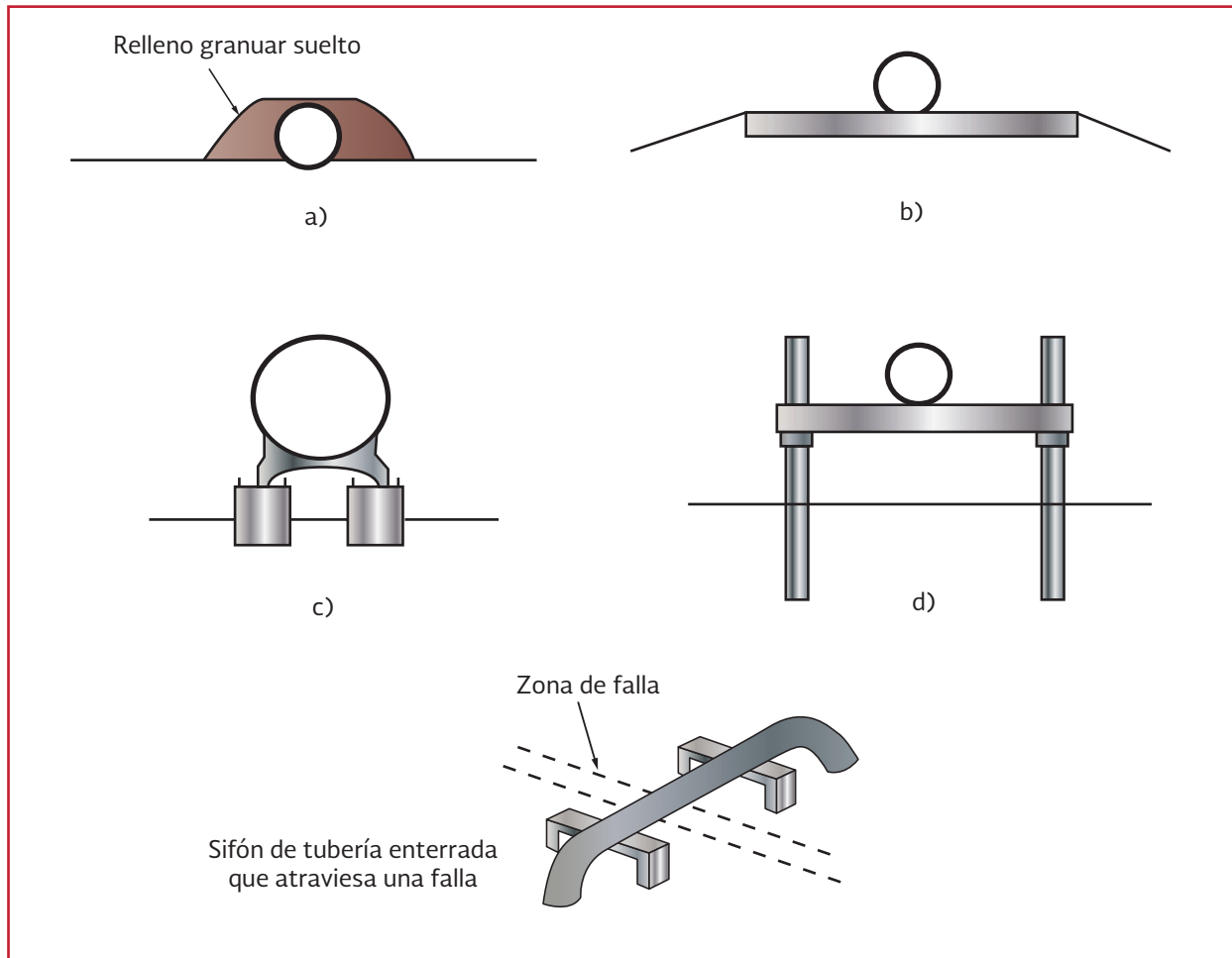
Todas estas medidas con excepción de (a) tienen la ventaja de facilitar trabajos de inspección y mantenimiento después de los sismos.

2.7.4. TANQUES

2.7.4.1. Lineamientos generales

Los tanques se emplean ampliamente en los proyectos de agua potable y saneamiento. En proyectos de agua potable se construyen tanques de regulación y almacenamiento. En plantas de tratamiento de aguas residuales, los tanques son recipientes que cumplen diferentes funciones específicas como sedimentación, digestación, reacción, entre otras. Los tanques pueden clasificarse de diferentes formas. Pueden ser cubier-

Ilustración 2.54 Medidas preventivas en las tuberías superficiales sujetas a diferentes tipos de falla



tos (con tapa) o abiertos (sin cubierta); por su altura pueden ser elevado, superficial, parcialmente enterrado y enterrado; por el material de construcción que se emplea pueden ser de piedra brasa, concreto reforzado y acero; por su forma en planta, pueden ser circular, rectangular, poligonal o anular; por el procedimiento de construcción, pueden ser integral o modular.

2.7.4.2. Tanque superficial

En los tanques superficiales se deben verificar las siguientes condiciones de carga:

- Prueba de hermeticidad (tanque lleno de agua y sin relleno de tierra alrededor del cimientto)

- Mantenimiento (tanque vacío con relleno de tierra alrededor del cimiento)
- Operación normal (tanque lleno de agua y con relleno de tierra alrededor del cimiento)
- Operación normal más sismo de verificación

Se deben revisar las siguientes condiciones límite:

- Capacidad de carga
- Volteo
- Deslizamiento
- Flotación
- Excavación
- Estabilidad global del terreno como si fuera un talud
- Otros aspectos geotécnicos relacionados con los riesgos geológicos

Las condiciones de servicio se deben revisar considerando:

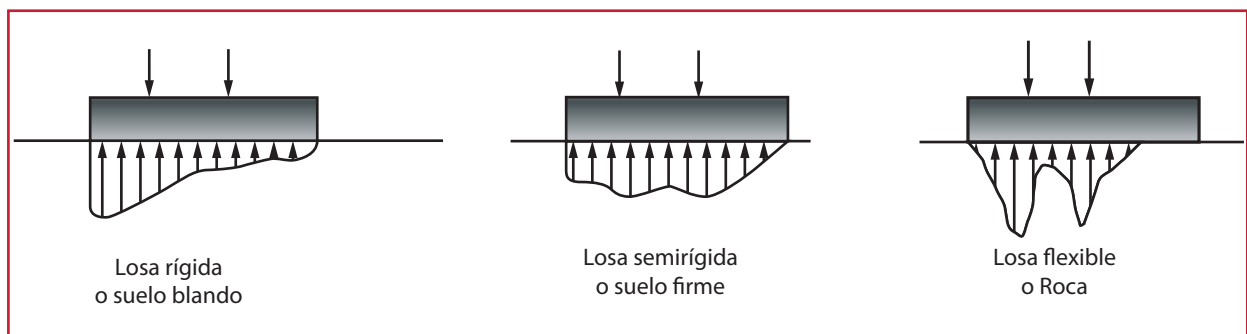
- Asentamiento o expansión del terreno
- Otros aspectos geotécnicos relacionados con los riesgos geológicos

Las acciones que se deben considerar son:

- Peso propio
- Peso del agua
- Excentricidad de las cargas por acciones sísmicas
- Empuje de tierra estático y dinámico
- Otras acciones como sobrecarga en el terreno circunvecino, excavación, bombeo, inundación, entre otras.

Las cimentaciones de algunos tanques como sedimentador tienen forma cónica. En otros, se adopta la forma de cascarón cónico o piramidal (Ilustración 2.55). Los estudios teóricos y experimentales muestran que la capacidad de carga de estas cimentaciones es mayor que aquellas que cuentan con fondo plano si se considera que el nivel de desplante es el nivel de las esquinas de dichas cimentaciones. Por ello, resulta conservador el uso de las fórmulas de capacidad de carga como las descritas en el Anexo B que no consideran efectos benéficos de una superficie de contacto no plana del cimiento. Los asentamientos de las cimentaciones cónicas también se pueden estimar como si el fondo del cimiento fuera plano.

Ilustración 2.55 Cimentaciones con fondos no planos



La flotación en muchas ocasiones es un factor que controla el diseño. Esto no es solamente por la inestabilidad global sino también porque la flotación puede causar agrietamientos a los componentes estructurales.

2.7.4.3. Tanque enterrado

Por lo general el cimiento es del tipo cajón. En terrenos de baja compresibilidad y buena capacidad de carga, los muros laterales pueden separarse de la losa. En casos contrarios, los muros y la losa se deben integrar a un cajón completo. Si los muros se separan de la losa, se deben disponer sellos en las juntas. Los cimientos de los muros pueden ser de zapata corrida.

Los criterios de análisis geotécnico en tanques enterrados son similares a los de tanques superficiales. Todas las acciones consideradas en el tanque superficial se deben tomar en cuenta. Adicionalmente se deben considerar las acciones provenientes del subsuelo las cuales incluyen: empujes de tierra estáticos, empujes de tierra dinámicos y empujes de agua cuando el nivel freático está más elevado que el nivel de desplante del cimiento.

La capacidad de carga y asentamiento se verifica suponiendo una superficie de desplante plana y se debe contar con las cargas generadas por todos los componentes de la estructura más los materiales de relleno o suelo residente por debajo de la estructura de cascarón.

Si la pared tiene zapata corrida independiente, la pared se diseña como muro de retención, se revisa el volteo. Revisar la presión de contacto. Si la zapata está separada de la losa por junta de

asentamiento, se debe revisar estabilidad contra deslizamiento.

La flotación se debe revisar sin contar con las contribuciones de fricción que pudiera generar el contacto pared-suelo.

2.7.4.4. Tanque elevado

Los tanques elevados son recipientes apoyados sobre una estructura de soporte o plataforma. Los tanques pueden ser rectangulares, poligonales, cilíndricos o esféricos siendo los primeros tres tipos de concreto reforzado y los últimos dos de acero. Las estructuras de soporte pueden ser de columnas con trabes rigidizantes, con contraventeadas, muros o columna hueca. Los tanques elevados son estructuras esbeltas y por lo tanto vulnerables a acciones sísmicas y de viento por el movimiento de volteo que les causan. Son sensibles por la misma razón a las condiciones del subsuelo en cuanto a la capacidad de carga y deformación bajo las cargas sostenidas y dinámicas.

Los asentamientos diferenciales se deben estimar con precisión, los cuales generan esfuerzos adicionales a la superestructura que se deben tomar en cuenta en el diseño estructural. Los asentamientos inmediato, final y creep se deben estimar de acuerdo con los procedimientos descritos en la sección 5.4. Pueden ser varias las causantes de asentamientos diferenciales: condiciones estratigráficas no uniformes en el área de influencia de la cimentación, excentricidades de las cargas en la súper estructura, sobrecargas superficiales localizadas en el terreno circunvecino, excavaciones o cortes artificiales ejecutados en el mismo así como todas

aquellas cargas que generan movimientos no uniformes del terreno.

Las acciones sísmicas generan asentamientos (totales y diferenciales) adicionales en el terreno. Los suelos especiales como; suelos licuables, suelos colapsables y suelos expansivos, generalmente también producen asentamientos adicionales. En estos últimos dos tipos de suelo especial, se debe prestar especial atención a la infiltración localizada que se puede presentar por la fuga de agua en el tanque. Si el área de desplante de la estructura se encuentra dentro del área de influencia de pozos de captación de agua, se debe evaluar la estabilidad de los estratos de subsuelo por efectos de bombeo.

El tipo de cimentación se seleccionará de acuerdo con las condiciones del subsuelo, requerimientos de la estructura, disponibilidad de material de construcción, condiciones de construcción y otros factores técnicos y económicos. Las cimentaciones para los tanques

elevados se pueden clasificar en los siguientes 4 tipos:

- a) Zapatas aisladas y corridas
- b) Zapatas anulares
- c) Losas circulares
- d) Cascarones y losas circulares con pilotes

Para cada uno de los tipos de cimentación se debe contar con estudios geotécnicos específicos para el sitio de la cimentación. En suelos expansivos la profundidad de la cimentación debe tomar en cuenta la zona activa. Para proteger de las lluvias la cimentación debe contar con una saliente no menor de 30 cm a lo largo de toda la periferia de la misma. Las losas circulares o anulares deben cumplir con los siguientes requisitos adicionales:

- a) El radio exterior debe ser mayor de 1.5 veces el radio interior
- b) El centro de masa de la cimentación debe coincidir con el centro de masa del cilindro de soporte del tanque



CONCLUSIONES DEL LIBRO

Con el presente documento se dan a los organismos operadores las recomendaciones para la elaboración y revisión de los proyectos de obras nuevas, reparaciones, mantenimiento o ampliaciones de la infraestructura del sistema.

Este libro está dividido en dos partes. Este documento constituye la primera parte y se especializa en los aspectos relacionados con los Estudios topográficos y Estudios de mecánica de suelos necesarios para el desarrollo de un proyecto estructural. Específicamente, se exponen los temas: planimetría, altimetría, modelo digital de elevaciones, paquetería de cómputo para la integración y maneja de datos topográficos, análisis de suelos, manejos y control de nivel freático, análisis y diseño de excavaciones, estabilidad de excavaciones, estabilidad de taludes y programas de cómputo para el análisis geotécnico.

En este documento se pretende establecer recomendaciones para el análisis y diseño estructural de los diferentes tipos de estructuras requeridas para los sistemas de agua potable y alcantarillado.

En la compilación de este material se han considerado los resultados de investigaciones recientes y la normatividad más actualizada disponible en el momento en el que desarrollaron los libros. Sin embargo, es valioso hacer notar que deberán hacerse esfuerzos periódicos para actualizar la información contenida en estos libros, a fin de que el libro mantenga su utilidad en el desarrollo de proyectos estructurales.

El desarrollo de los equipos de cómputo y la constante mejora de las técnicas para la caracterización del suelo permite desarrollar estudios topográficos de manera simple y rápida, sin embargo esta situación ha generado, en muchos casos, que estos no tengan la calidad necesaria para proyectar de manera adecuada los sistemas de distribución y alcantarillado, principalmente de los

que trabajan a gravedad. Es por ello, que debe hacerse énfasis en el cuidado que se debe tener en la evaluación de los datos y resultados arrojados por los equipos “automáticos” y los programas de cómputo así como de tener una adecuada bitácora de los trabajos de campo y su correspondiente memoria de cálculo. Esta situación se vuelve más importante para los estudios de mecánica de suelos ya que no solo se pone en riesgo la correcta operación de la infraestructura, si no que puede generar un peligro para la vida de los habitantes y trabajadores.

Recuerde que los procedimientos, datos, modelos matemáticos y programas de cómputo, presentados en este libro, obedecen a la experiencia vertida a lo largo del tiempo por parte de los especialistas en la materia y de los proyectos en que se han trabajado. Sin embargo, en ningún caso debe considerarse esta información, como reglamento o norma oficial, más bien debe ser considerado una guía para la elaboración y revisión de los estudios necesarios para el diseño de las obras que permitan dar un servicio adecuado a los usuarios y que cumpla con las especificaciones de seguridad e integridad estructural.

A

ACELERACIONES MÁXIMAS DEL TERRENO PARA EL DISEÑO SÍSMICO

La aceleración máxima del terreno para un determinado sitio de proyecto se debe definir a través de la realización de un estudio de peligro sísmico. Con la excepción de grandes presas de almacenamiento que requieren de estudios específicos para un determinado sitio de emplazamiento de la obra, los valores de aceleración máxima del terreno para la mayoría de los proyectos de agua potable y saneamiento se pueden determinar consultando los Manuales de diseño de obras civiles, Diseño por sismo, de CFE (2008). En el Manual de CFE versión 1989, las aceleraciones máximas del terreno se definen para 4 zonas sísmicas en orden de menor a mayor sismicidad: A, B, C y D. En el Manual 2008 se suprime la definición de zonas sísmicas y en su lugar se emplea el programa de cómputo PRODIS para especificar en cualquier localización del territorio nacional el valor de la mencionada aceleración correspondiente a cierto periodo de retorno.

Para fines de estudio preliminar y antes de emplear el programa PRODIS, se puede consultar la Tabla A.1 donde se dan los valores de aceleración máxima del terreno para las estructuras del Grupo B, 3 tipos de suelos y 4 zonas sísmicas. Las zonas sísmicas asignadas para las principales ciudades del país se dan en la Tabla A.2. El terreno tipo I es roca o depósito de suelo duro con poco espesor. El terreno tipo II corresponde a depósito de suelo firme de gran espesor o de suelo blando de poco espesor. El terreno tipo III es equivalente a depósito de suelo blando de gran espesor. Estas consideraciones sobre las condiciones de terreno son primeras aproximaciones y los análisis de sitio más detallados se encuentran en las referencias (CFE, 2008).

Para las estructuras del Grupo A, la aceleración máxima es 1.5 veces la correspondiente al Grupo B. Las obras relativas a los proyectos de agua potables son del Grupo A; las obras de alcantarillado pertenecen al Grupo B.

Tabla A.1 Aceleraciones máximas del terreno para las estructuras del Grupo B (g)

Zona sísmica	Terreno tipo I	Terreno Tipo II	Terreno tipo III
A	0.02	0.04	0.05
B	0.04	0.08	0.10
C	0.36	0.64	0.64
D	0.50	0.86	0.86

Tabla A.2 Zonas sísmicas de las principales ciudades de México

Ciudad	Zona	Ciudad	Zona	Ciudad	Zona
Acapulco	D	Gómez Palacio	A	Pachuca	B
Aguascalientes	B	Guadalajara	B	Poza Rica	B
Campeche	A	Guanajuato	B	Puebla	B
Celaya	B	Guaymas	B	Querétaro	B
Cd. De México	B	Hermosillo	B	Reynosa	A
Cd. Delicias	A	Hgo. del Parral	A	Salamanca	B
Cd. Guzmán	C	Jalapa	B	Saltillo	A
Cd. Juárez	B	La Paz	C	San Luis Potosí	B
Cd. Madero	A	León	B	Tampico	A
Cd. Mante	A	Los Mochis	C	Tapachula	D
Cd. Obregón	B	Matamoros	A	Tepic	B
Cd. Victoria	A	Mazatlán	C	Tijuana	C
Chetumal	A	Mérida	A	Tlaxcala	B
Chihuahua	A	Mexicali	D	Toluca	B
Chilpancingo	D	Minatitlán	B	Torreón	A
Coatzacoalcos	B	Monclova	A	Tuxtla Gutiérrez	C
Colima	D	Monterrey	A	Uruapan	C
Córdoba	B	Morelia	B	Veracruz	B
Cuernavaca	B	Nogales	B	Villahermosa	B
Culiacán	B	Nuevo Laredo	A	Zacatecas	B
Durango	A	Oaxaca	C	Zamora	B
Ensenada	C	Orizaba	B		

B

CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIÓN SOMERA DESPLANTADA EN ESTRATO UNIFORME

En esta sección se presentan algunos detalles del procedimiento de cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones someras.

Los factores de capacidad de carga incluidos en la fórmula de cálculo de capacidad de carga están dados por Meyerhof (1953, 1965).

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Ecuación B.1a}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{Ecuación B.1b}$$

$$N_c = 5.14 \quad \text{Ecuación B.1c}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad \text{Ecuación B.1d}$$

Mientras que son casi idénticas las expresiones desarrolladas por varios autores para los factores de capacidad de carga N_c y N_q , el cálculo del factor de carga N_γ tiene una variedad de formas de realizar. La expresión anterior se debe a Meyerhof (1965).

En suelos donde se presentan fallas locales al ángulo de fricción interna y cohesión se les debe aplicar una reducción como:

$$\tan \bar{\phi} = \frac{2}{3} \tan \phi \quad \text{Ecuación B.2a}$$

$$\bar{c} = \frac{2}{3} c \quad \text{Ecuación B.2b}$$

Los valores de \bar{c} y $\bar{\phi}$ deben sustituir los de c y ϕ en el cálculo de factores de capacidad de carga cuando se emplean las expresiones Ecuación B.1.

Si las fallas en análisis ocurren bajo las condiciones drenadas del subsuelo, la posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad del nivel freático Z_m medida desde el nivel de desplante de la cimentación, el peso volumétrico a considerar en la Ecuación 2.2 será:

$$\gamma = \gamma' + \left(\frac{Z_w}{B} \right) (\gamma_m - \gamma') \quad \text{Ecuación B.3}$$

donde:

γ' = Peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades Z_m y $(B/2) \tan(45^\circ + \phi/2)$

γ_m = Peso volumétrico total del suelo ubicado por arriba del nivel freático

Los factores de corrección f_c , f_q y f_γ expresados en la Ecuación 2.2 están compuestos por otros factores parciales como:

$$f_c = f_{cs} f_{cd} f_{ci} \quad \text{Ecuación B.4a}$$

$$f_q = f_{qs} f_{qd} f_{qi} \quad \text{Ecuación B.4b}$$

$$f_\gamma = f_{\gamma s} f_{\gamma d} f_{\gamma i} \quad \text{Ecuación B.4c}$$

f_{cs} , f_{qs} y $f_{\gamma s}$ son factores de forma que se estiman para cimentación rectangular como:

$$f_{cs} = 1 + \frac{BN_q}{N_c L} \quad \text{Ecuación B.5a}$$

$$f_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi \quad \text{Ecuación B.5b}$$

$$f_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) \quad \text{Ecuación B.5c}$$

Donde B y L son ancho y longitud del cimiento. Para cimientos circulares se considera que $B = L = 1$.

f_{cd} , f_{qd} y $f_{\gamma d}$ son factores de profundidad expresados en la siguiente forma:

$$f_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D}{B}\right) \quad \text{Ecuación B.6a}$$

cuando:

$$\frac{D}{B} \leq 1$$

$$f_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B}\right) \quad \text{Ecuación B.6b}$$

cuando:

$$\frac{D}{B} > 1$$

$$f_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \left(\frac{D}{B}\right)$$

cuando:

$$\frac{D}{B} \leq 1$$

Ecuación B.6c

$$f_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B}\right)$$

cuando:

$$\frac{D}{B} > 1$$

Ecuación B.6d

$$f_{\gamma d} = 1 \quad \text{Ecuación B.6e}$$

donde:

D = Profundidad de desplante del cimiento

f_{ci} , f_{qi} y $f_{\gamma i}$ son factores de inclinación que se calculan como:

$$f_{ci} = f_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right)^2 \quad \text{Ecuación B.7a}$$

$$f_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 \quad \text{Ecuación B.7b}$$

donde:

β = Ángulo de inclinación de la carga
 ϕ = Ángulo de fricción interna, ambos expresados en grados

Si las combinaciones de cargas, en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas, dan lugar a fuerzas resultantes excéntricas se deben considerar efectos de excentricidades. Considérese

primero un cimient rectangular cuyas excentricidades en las direcciones alineadas al ancho y longitud del cimient son:

$$e_B = \frac{M_B}{Q} \quad \text{Ecuación B.8a}$$

$$e_L = \frac{M_L}{Q} \quad \text{Ecuación B.8b}$$

donde:

Q = Carga vertical
 M_B y M_L = Momentos de volteo

El ancho y longitud efectivos del cimient rectangular están dados por:

$$B' = B - 2e_B \quad \text{Ecuación B.9a}$$

$$L' = L - 2e_L \quad \text{Ecuación B.9b}$$

El ancho y longitud efectivos se deben emplear en la Ecuación B.1, Ecuación B.5 y Ecuación B.6.

El área de contacto efectivo del cimient está dado entonces por:

$$A' = B'L' \quad \text{Ecuación B.10}$$

Los valores máximo y mínimo de presión de contacto se estiman como:

$$q_{\min} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e_B}{B} - \frac{6e_L}{L} \right) \quad \text{Ecuación B.11a}$$

$$q_{\max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e_B}{B} + \frac{6e_L}{L} \right) \quad \text{Ecuación B.11b}$$

Cuando el valor de la presión mínima calculado resulte negativo, se debe corregir el valor máximo

Ahora en un cimient circular de radio R y área de $A = \pi R^2$ la excentricidad se denota como:

$$e = \frac{M}{Q} \quad \text{Ecuación B.12}$$

El área de contacto efectivo está dado por:

$$A' = 2R^2 \left[\cos^{-1} \left(\frac{e}{R} \right) - \frac{e}{R} \sqrt{1 - \left(\frac{e}{R} \right)^2} \right] \quad \text{Ecuación B.13}$$

Los valores máximo y mínimo de presión de contacto están dados por:

$$q_{\min} = \frac{Q}{A} - \frac{4M}{AR} \quad \text{Ecuación B.14a}$$

$$q_{\max} = \frac{Q}{A} + \frac{4M}{AR} \quad \text{Ecuación B.14b}$$

Por otro lado, cuando las cimentaciones se desplantan sobre un estrato de suelo uniforme de espesor por debajo del cual se encuentra un estrato de suelo más blando, se seguirá el criterio siguiente para el cálculo de la capacidad de carga considerando que el H es el espesor del estrato de suelo medido desde el nivel de desplante:

- 1) Si $H \geq 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga
- 2) Si $3.5B > H > 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B + H$
- 3) Si $H < 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es:

$$B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \right]$$

- 4) En el caso de cimientos rectangulares se aplicará a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior



BIBLIOGRAFÍA

- Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S. y Boyce, G. M. (1996) *Slope Stability and Stabilization Methods*. John Wiley & Sons. Inc.
- Alcántara, D. A. (2001). *Topografía* (1 ed.). (F. I. (UAEM)., Ed.) México, D.F., México: UAM.
- Auvinet G. y Romo M. P. (1998). "Deep excavations in Mexico City soft clay". Invited presentation, ASCE, Boston.
- Bowles, J. E. (1988) *Foundation Analysis and Design*. 4th ed. McGraw-Hill
- Budhu M. (2011). "Soil Mechanics and Foundations". 3a. Edición. Editorial Wiley. ISBN-978-0-470-55684-9. EUA.
- Burd, H., y Frydman, S. (1996). Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils, *Canadian Geotech J.*, Vol 34
- Casanova L. (2010) *Curso completo de Topografía*, Senico, Perú.
- CFE (2008) *Manual de diseño de obras civiles, Diseño por sismo*. Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Investigaciones Eléctricas
- Chapman, C. (1952): "A new quantitative method of topographic analysis". *American Journal of Science*, 250: 428-452.
- Clough G. W. y O'Rourke T. D. (1990). "Construction induced movements of in-situ walls". In *Design and performance of earth retaining structures*. ASCE. pp. 439-470.
- Clough G. W. y Schmidt B. (1977). "Design and performance of excavations and tunnels in soft clay". Report No. 235. Dept. of Civil Engineering, Stanford University.
- Davis E., Booker J. (1973). The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays, *Géotechnique*, Volume 23, Issue 4, 01, pages 551 –563
- Das B. (2001). "Fundamentos de Ingeniería-Geotécnica". Thomson Editores. ISBN970-686-061-4.
- Doyle, F. (1978): "Digital terrain models: an overview". *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*, 44(12): 1481- 1485.
- Duncan, J. M. y Wright, S. G. (2005) *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley & Sons. Inc.
- European Committee for Standardization 2003. Eurocode 7: Geotechnical design - part 1: General rules. EN 1997-1:2003. European Committee for Standardization, Brussels.
- European Committee for Standardization 2004. Eurocode 7: Geotechnical design - part 1: General rules. EN 1997-1. European Committee for Standardization, Brussels.

- Feccicimo A. (1994) Modelos Digitales del Terreno, Introducción y aplicaciones en las ciencias ambientales. Oviedo, España
- González de Vallejo, L. I. (2004) Ingeniería geológica, Pearson Prentice Hall
- Hanna A. y Meyerhof, G. (1980). Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Layered Soil Under Inclined Load, Canadian Geotech J., Vol 15, No 4
- IMTA (2000) Protección y control de cauces. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
- IMTA (2001) Geotécnica en ingeniería de presas. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
- IMTA (2004) Manual geotécnico para el diseño de presas pequeñas, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
- IMTA (2013). Programa para el manejo integral del agua pluvial de la ciudad de Chetumal, Quintana Roo. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, proyecto: HC1235.3. Jiutepec, Morelos.
- ICOLD (1994). Tailings Dams - Design of drainage - Review and Recommendations, Bulletin 97
- Juarez E., y Rico A., (2005). Mecánica de suelos, Tomo I, Fundamentos de Mecánica de Suelos, Editorial Limusa, Méxicio, D.F.
- Kramer S. L. (1996) Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall
- Krinnitzsky, E. L., Gould, J. P. y Edinger, P. H. (1993) Fundamentals of Earthquake-Resistant Construction. John Wiley & Sons
- Mayne, P. W. y Poulos, H. G. (1999) Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130, No. 6, 453-460
- Meyerhof, G. (1974). Ultimate Bearing Capacity of Footing on Sand Layer Overtlying Clay, Canadian Geotech J., Vol II, No 2
- Meyerhof G. (1953). The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads, In Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Zurich, vol. 1, pp. 440-45
- Meyerhof, G.G. (1965) Shallow foundations, Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE 91, no. Proc. Paper 4275: pp. 21-31.
- Michalowski, R.L. and Shi, L. (1995). "Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils." Journal of Geotechnical Engineering, 121, No. 5, 421-428
- Monterroso B. (1995). "Análisis tridimensional de excavaciones profundas", Tesis de Licenciatura, UNAM
- NAVFAC (1986) Foundations and Earth Structures 7.02.200, Naval Facilities Engineering Command
- NAVFAC (1986) Soil Dynamics and Special Design Aspects, 7.03.200, Naval Facilities Engineering Command
- NAVFAC (1986) Soil Mechanics Design Manual 7.01.200, Naval Facilities Engineering Command
- NAVFAC (1986) Soil Mechanics, 7.01.200, Naval Facilities Engineering Command
- Peck, A.J., Thomas, J.F. and Williamson, D.R., (1983). Salinity issues- effects of man on salinity in Australia. Water 2000; Consult. Rep. No. 8, Aust. Govt. Publ. Service, Canberra, 78 pp.
- Peucker, T., Fowler, R., Little, J., Mark, D. (1978): "The triangulated irregular network". Proceedings of the ASP Digital Terrain Models (DTM) Symposium: 516-540. American Society of Photogram-

- metry. Falls Church, Virginia
- Rodríguez. R. (1995). "Análisis de los movimientos en el terreno por excavaciones profundas en la ciudad de México". Tesis de Licenciatura.
- Rodríguez. R. (1998). "Evaluación numérica de las deformaciones inducidas por excavaciones profundas en arcillas blandas". Tesis de Maestría, DEPEFI, UNAM.
- Rowe, R. K. (ed) (2001). *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook*, Kluwer Academic Pub.
- Rowe, R. K. y Davis, E. H. (1982) The behavior of anchor plates in clay. *Geotechnique*. 32, 1, 9-23
- Rowe, R. K. y Davis, E. H. (1982) The behavior of anchor plates in sand. *Geotechnique*. 32, 1, 25-41
- Ruiz, M y González, S. (1999) *Geología aplicada a la ingeniería civil*. Limusa
- Salecon, J. (1977), *Applications of the Theory of Plasticity in Soil Mechanics*, JohnWiley-Sons, Chichester
- Shields, D.H.; Chandler, N. & Garnier, J. (1990). Bearing capacity of foundation in slopes
Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.116, GT3, pp. 528-537
- SMMS (1990) *El Subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos
- SMMS (1991) *Agrietamiento de Suelos*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos
- Sowers y Sowers (1994). *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones*, Limusa
- Tokimatsu, K. and H.B. Seed, (1987). Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking, *J. Geot. Engrg.*, 113 (8), 861-878.
- Torres, A., Villarte, E. (1983)., *Topografía*, Norma, Cali Colombia
- USACE (1992). *Engineering and Design, Bearing Capacity of Soils*, Engineer Manual 1110-1-1905, Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers Washington, DC 20314-1000
- USDA (1986). *Agriculture Fact Book*, Office of communications, U.S. Department of Agriculture
- Veletsos, A. and Younan, A. (1997). "Dynamic Response of Cantilever Retaining Walls." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:2(161), 161-172
- Vesic, A. (1975). *Bearing Capacity of Shallow Foundations*, *Foundation Engineering Handbook* (eds. H.F. Winterkorn and H.Y. Fang), Van Nostrand Reinhold, New York
- Finn W. (1999). "Seismic Lateral Pressures for Design of Rigid Walls", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36, pp. 509-522.
- Zeevaert, L (1986). Consolidation in the intergranular viscosity of highly compressible soils, *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation*, ASTM, STP 892: 257-281, R N Yong y F C Townsend eds, Filadelfia



TABLA DE CONVERSIONES DE UNIDADES DE MEDIDA

Sigla	Significado	Sigla	Significado
mg	miligramo	kg/m ³	kilogramo por metro cúbico
g	gramo	l/s	litros por segundo
kg	kilogramo	m ³ /d	metros cúbicos por día
mm	milímetro	Sm ³ /h	condiciones estándar de metro cúbico por hora
cm	centímetro	Scfm	condiciones estándar de pies cúbicos por minuto
m	metro	°C	grados Celsius
ml	mililitro	psia	libra-fuerza por pulgada cuadrada absoluta
l	litro	cm/s	centímetro por segundo
m ³	metro cúbico	m/s	metro por segundo
s	segundo	HP	caballo de fuerza (medida de energía)
h	hora	kW	kilowatt
d	día	UNT	unidades nefelométricas de turbiedad
mg/l	miligramo por litro		

Longitud

Sistema métrico	Sistema Inglés	Siglas
1 milímetro (mm)	0.03	in
1 centímetro (cm) = 10 mm	0.39	in
1 metro (m) = 100 cm	1.09	yd
1 kilómetro (km) = 1 000 m	0.62	mi
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 pulgada (in)	2.54	cm
1 pie (ft) = 12 pulgadas	0.30	m
1 yarda (yd) = 3 pies	0.91	m
1 milla (mi) = 1 760 yardas	1.60	km
1 milla náutica (nmi) = 2 025.4 yardas	1.85	km

Superficie

Sistema métrico	Sistema inglés	Siglas
1 cm ² = 100 mm ²	0.15	in ²
1 m ² = 10 000 cm ²	1.19	yd ²
1 hectárea (ha) = 10 000 m ²	2.47	acres
1 km ² = 100 ha	0.38	mi ²
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 in ²	6.45	cm ²
1 ft ² = 144 in ²	0.09	m ²
1 yd ² = 9 ft ²	0.83	m ²
1 acre = 4 840 yd ²	4 046.90	m ²
1 milla ² = 640 acres	2.59	km ²

Volumen/capacidad

Sistema métrico	Sistema inglés	Siglas
1 cm ³	0.06	in ³
1 dm ³ = 1 000 cm ³	0.03	ft ³
1 m ³ = 1 000 dm ³	1.30	yd ³
1 litro (L) = 1 dm ³	1.76	pintas
1 hectolitro (hL) = 100 L	21.99	galones
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 in ³	16.38	cm ³
1 ft ³ = 1 728 in ³	0.02	m ³
1 onza fluida EUA = 1.0408 onzas fluidas RU	29.57	mL
1 pinta (16 onzas fluidas) = 0.8327 pintas RU	0.47	L
1 galón EUA = 0.8327 galones RU	3.78	L

Masa/peso

Sistema métrico	Sistema inglés	
1 miligramo (mg)	0.0154	grano
1 gramo (g) = 1 000 mg	0.0353	onza
1 kilogramo (kg) = 1 000 g	2.2046	libras
1 tonelada (t) = 1000 kg	0.9842	toneladas larga
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 onza (oz) = 437.5 granos	28.35	g
1 libra (lb) = 16 oz	0.4536	kg
1 stone = 14 lb	6.3503	kg
1 hundredweight (cwt) = 112 lb	50.802	kg
1 tonelada larga = 20 cwt	1.016	t

Temperatura

$$^{\circ}C = \frac{5}{9}(^{\circ}F - 32)$$

$$^{\circ}F = \frac{9}{5}(^{\circ}C) + 32$$

Otros sistemas de unidades		Multiplicado por	Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Unidad	Símbolo	Factor de conversión	Se convierte a	
Longitud				
Pie	pie, ft.,'	0.30	metro	m
Pulgada	plg, in,"	25.40	milímetro	mm
Presión/esfuerzo				
Kilogramo fuerza/cm ²	kg _f /cm ²	98 066.50	pascal	Pa
Libra/pulgada ²	lb/ plg ² , PSI	6 894.76	pascal	Pa
atmósfera técnica	at	98 066.50	pascal	Pa
metro de agua	m H ₂ O (mca)	9 806.65	pascal	Pa
mm de mercurio	mm Hg	133.32	pascal	Pa
bar	bar	100 000.00	pascal	Pa
Fuerza/ peso				
kilogramo fuerza	kg _f	9.80	newton	N
Masa				
libra	lb	0.45	kilogramo	kg
onza	oz	28.30	gramo	g
Peso volumétrico				
kilogramo fuerza/m ³	kg _f /m ³	9.80	N/m ³	N/m ³
libra /ft ³	lb/ft ³	157.08	N/m ³	N/m ³
Potencia				
caballo de potencia	CP, HP	745.69	watt	W
caballo de vapor	CV	735.00	watt	W
Viscosidad dinámica				
poise	μ	0.01	pascal segundo	Pa s
Viscosidad cinemática				
viscosidad cinemática	v	1	stoke	m ² /s (St)
Energía/ Cantidad de calor				
caloría	cal	4.18	joule	J
unidad térmica británica	BTU	1 055.06	joule	J
Temperatura				
grado Celsius	°C	tk=tc + 273.15	grado Kelvin	K

Nota: El valor de la aceleración de la gravedad aceptado internacionalmente es de 9.80665 m/s²

Longitud								
de / a	mm	cm	m	km	mi	milla náutica (nmi)	ft	in
mm	1.000	0.100	0.001					
cm	10000	1.000	0.010				0.033	0.394
m	1 000.000	100.000	1.000	0.001			3.281	39.370
km			0.001	1.000	0.621	0.540	3 280.83	0.039
mi			1 609.347	1.609	1.000	0.869	5 280.000	
nmi			1 852.000	1.852	1.151	1.000	6 076.115	
ft		30.480	0.305				1.000	12.000
in	25.400	2.540	0.025				0.083	1.000

Superficie								
de / a	cm ²	m ²	km ²	ha	mi ²	acre	ft ²	in ²
cm ²	1.00						0.001	0.155
m ²	10 000.00	1.00					10.764	1 550.003
km ²			1.000	100.000	0.386	247.097		
ha		10 000.00	0.010	1.000	0.004	2.471		
mi ²			2.590	259.000	1.000	640.000		
acre		4 047.00	0.004	0.405	0.002	1.000		
ft ²	929.03	0.09					1.000	0.007
in ²	6.45						144.000	1.000

Volumen								
de / a	cm ³	m ³	L	ft ³	gal. EUA	acre-ft	in ³	yd ³
cm ³	1.000		0.001				0.061	
m ³		1.000	1 000.000	35.314	264.200			1.307
L	1 000.000	0.001	1.000	0.035	0.264		61.023	
ft ³		0.028	28.317	1.000	7.481			0.037
gal. EUA		0.004	3.785	0.134	1.000		230.974	
acre-ft		1 233.490				1.000		
in ³	16.387		0.016		0.004		1.000	
Yd ³		0.765		27.000				1.000

Gasto								
de / a	l/s	cm ³ /s	gal/día	gal/min	l/min	m ³ /día	m ³ /h	ft ³ /s
l/s	1.000	1 000.000		15.851	60.000	86.400	3.600	0.035
cm ³ /s	0.001	1.000	22.825	0.016	0.060	0.083		
gal/día		0.044	1.000			0.004		
gal/min	0.063	63.089	1 440.000	1.000	0.000	5.451	0.227	0.002
l/min	0.017	16.667	0.000	0.264	1.000	1.440	0.060	
m ³ /día	0.012	11.570	264.550	0.183	0.694	1.000	0.042	
m ³ /h	0.278		6 340.152	4.403	16.667	24.000	1.000	0.010
ft ³ /s	28.316			448.831	1 698.960	2 446.590	101.941	1.000

Eficiencia de pozo			
de	a	gal/min/pie	l/s/m
gal/min/pie		1.000	0.206
l/s/m		4.840	1.000

Permeabilidad							
de	a	cm/s	gal/día/Pie ²	millones gal/día/acre	m/día	pie/s	Darcy
cm/s		1.000	21 204.78		864.000	0.033	
gal/día/pie ²			1.000		0.041		0.055
millón gal/día/acre				1.000	0.935		
m/día		0.001	24.543	1.069	1.000		1.351
pie/s		30.480			26 334.72	1.000	
Darcy			18.200		0.740		1.000

Peso									
de	a	grano	gramo	kilogramo	libra	onza	tonelada corta	tonelada larga	tonelada métrica
Grano (gr)		1.000	0.065						
Gramo (g)		15.432	1.000	0.001	0.002				
Kilogramo (kg)			1 000.000	1.000	2.205	35.273			0.001
Libra (lb)			453.592	0.454	1.000	16.000			
Onza (oz)		437.500	28.350			1.000			
t corta				907.180	2 000.000		1.000		0.907
t larga				1 016.000	2 240.000		1.119	1.000	1.016
t métrica				1 000.000	2 205.000		1.101	0.986	1.000

Potencia									
de	a	CV	HP	kW	W	ft lb/s	kg m/s	BTU/s	kcal/s
CV		1.000	0.986	0.736	735.500	542.500	75.000	0.697	0.176
HP		1.014	1.000	0.746	745.700	550.000	76.040	0.706	0.178
kW		1.360	1.341	1.000	1 000.000	737.600	101.980	0.948	0.239
W				0.001	1.000	0.738	0.102		
ft lb/s					1.356	1.000	0.138	0.001	
kg m/s		0.013	0.013	0.009	9.806	7.233	1.000	0.009	0.002
BTU/s		1.434	1.415	1.055	1 055.000	778.100	107.580	1.000	0.252
kcal/s		5.692	5.614	4.186	4 186.000	3 088.000	426.900	3.968	1.000

Presión								
de	a	atmósfera	Kg/cm ²	lb/in ²	mm de Hg	in de Hg	m de H ₂ O	ft de H ₂ O
atmósfera		1.000	1.033	14.696	760.000	29.921	10.330	33.899
kg/cm ²		0.968	1.000	14.220	735.560	28.970	10.000	32.810
lb/in ²		0.068	0.070	1.000	51.816	2.036	0.710	2.307
mm de Hg		0.001	0.001	0.019	1.000	0.039	0.013	0.044
in de Hg		0.033	0.035	0.491	25.400	1.000	0.345	1.133
m de agua		0.096	0.100	1.422	73.560	2.896	1.000	3.281
ft de agua		0.029	0.030	0.433	22.430	0.883	0.304	1.000

Energía									
de	a	CV hora	HP hora	kW hora	J	ft.lb	kgm	BTU	kcal
CV hora		1.000	0.986	0.736				2 510.000	632.500
HP hora		1.014	1.000	0.746				2 545.000	641.200
kW hora		1.360	1.341	1.000				3 413.000	860.000
J					1.000	0.738	0.102		
ft.lb					1.356	1.000	0.138		
kgm					9.806	7.233	1.000		
BTU					1 054.900	778.100	107.580	1.000	0.252
kcal					4 186.000	3 087.000	426.900	426.900	1.000

Transmisividad				
de	a	cm ² /s	gal/día/pie	m ² /día
cm ² /s		1.000	695.694	8.640
gal/día/ft		0.001	1.000	0.012
m ² /día		0.116	80.520	1.000

Conversión de pies y pulgadas, a metros												
ft, in/m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	0.000	0.025	0.051	0.076	0.102	0.127	0.152	0.178	0.203	0.229	0.254	0.279
1	0.305	0.330	0.356	0.381	0.406	0.432	0.457	0.483	0.508	0.533	0.559	0.584
2	0.610	0.635	0.660	0.686	0.711	0.737	0.762	0.787	0.813	0.838	0.864	0.889
3	0.914	0.940	0.965	0.991	1.016	1.041	1.067	1.092	1.117	1.143	1.168	1.194
4	1.219	1.245	1.270	1.295	1.321	1.346	1.372	1.397	1.422	1.448	1.473	1.499
5	1.524	1.549	1.575	1.600	1.626	1.651	1.676	1.702	1.727	1.753	1.778	1.803
6	1.829	1.854	1.880	1.905	1.930	1.956	1.981	2.007	2.032	2.057	2.083	2.108
7	2.134	2.159	2.184	2.210	2.235	2.261	2.286	2.311	2.337	2.362	2.388	2.413
8	2.438	2.464	2.489	2.515	2.540	2.565	2.591	2.616	2.642	2.667	2.692	2.718
9	2.743	2.769	2.794	2.819	2.845	2.870	2.896	2.921	2.946	2.972	2.997	3.023
10	3.048	3.073	3.099	3.124	3.150	3.175	3.200	3.226	3.251	3.277	3.302	3.327
11	3.353	3.378	3.404	3.429	3.454	3.480	3.505	3.531	3.556	3.581	3.607	3.632
12	3.658	3.683	3.708	3.734	3.759	3.785	3.810	3.835	3.861	3.886	3.912	3.937
13	3.962	3.988	4.013	4.039	4.064	4.089	4.115	4.140	4.166	4.191	4.216	4.242
14	4.267	4.293	4.318	4.343	4.369	4.394	4.420	4.445	4.470	4.496	4.521	4.547
15	4.572	4.597	4.623	4.648	4.674	4.699	4.724	4.750	4.775	4.801	4.826	4.851
16	4.877	4.902	4.928	4.953	4.978	5.004	5.029	5.055	5.080	5.105	5.131	5.156
17	5.182	5.207	5.232	5.258	5.283	5.309	5.334	5.359	5.385	5.410	5.436	5.461
18	5.486	5.512	5.537	5.563	5.588	5.613	5.639	5.664	5.690	5.715	5.740	5.766
19	5.791	5.817	5.842	5.867	5.893	5.918	5.944	5.969	5.994	6.020	6.045	6.071
20	6.096	6.121	6.147	6.172	6.198	6.223	6.248	6.274	6.299	6.325	6.350	6.375
21	6.401	6.426	6.452	6.477	6.502	6.528	6.553	6.579	6.604	6.629	6.655	6.680
22	6.706	6.731	6.756	6.782	6.807	6.833	6.858	6.883	6.909	6.934	6.960	6.985
23	7.010	7.036	7.061	7.087	7.112	7.137	7.163	7.188	7.214	7.239	7.264	7.290
24	7.315	7.341	7.366	7.391	7.417	7.442	7.468	7.493	7.518	7.544	7.569	7.595
25	7.620	7.645	7.671	7.696	7.722	7.747	7.772	7.798	7.823	7.849	7.874	7.899
26	7.925	7.950	7.976	8.001	8.026	8.052	8.077	8.103	8.128	8.153	8.179	8.204
27	8.230	8.255	8.280	8.306	8.331	8.357	8.382	8.407	8.433	8.458	8.484	8.509
28	8.534	8.560	8.585	8.611	8.636	8.661	8.687	8.712	8.738	8.763	8.788	8.814
29	8.839	8.865	8.890	8.915	8.941	8.966	8.992	9.017	9.042	9.068	9.093	9.119
30	9.144	9.169	9.195	9.220	9.246	9.271	9.296	9.322	9.347	9.373	9.398	9.423
31	9.449	9.474	9.500	9.525	9.550	9.576	9.601	9.627	9.652	9.677	9.703	9.728
32	9.754	9.779	9.804	9.830	9.855	9.881	9.906	9.931	9.957	9.982	10.008	10.033
33	10.058	10.084	10.109	10.135	10.160	10.185	10.211	10.236	10.262	10.287	10.312	10.338
34	10.363	10.389	10.414	10.439	10.465	10.490	10.516	10.541	10.566	10.592	10.617	10.643
35	10.668	10.693	10.719	10.744	10.770	10.795	10.820	10.846	10.871	10.897	10.922	10.947

La segunda columna es la conversión de pies a metros; las siguientes columnas son la conversión de pulgadas a metros que se suman a la anterior conversión.

Tabla de conversión de pulgadas a milímetros								
Pulgadas	0	1/8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8
0	0	3.175	6.35	9.525	12.7	15.875	19.05	22.225
1	25.4	28.575	31.75	34.925	38.1	41.275	44.45	47.625
2	50.8	53.975	57.15	60.325	63.5	66.675	69.85	73.025
3	76.2	79.375	82.55	85.725	88.9	92.075	95.25	98.425
4	101.6	104.775	107.95	111.125	114.3	117.475	120.65	123.825
5	127.0	130.175	133.35	136.525	139.7	142.875	146.05	149.225
6	152.4	155.575	158.75	161.925	165.1	168.275	171.45	174.625
7	177.8	180.975	184.15	187.325	190.5	193.675	196.85	200.025
8	203.2	206.375	209.55	212.725	215.9	219.075	222.25	225.425
9	228.6	231.775	234.95	238.125	241.3	244.475	247.65	250.825
10	254.0	257.175	260.35	263.525	266.7	269.875	273.05	276.225
11	279.4	282.575	285.75	288.925	292.1	295.275	298.45	301.625
12	304.8	307.975	311.15	314.325	317.5	320.675	323.85	327.025
13	330.2	333.375	336.55	339.725	342.9	346.075	349.25	352.425
14	355.6	358.775	361.95	365.125	368.3	371.475	374.65	377.825
15	381.0	384.175	387.35	390.525	393.7	396.875	400.05	403.225
16	406.4	409.575	412.75	415.925	419.1	422.275	425.45	428.625
17	431.8	434.975	438.15	441.325	444.5	447.675	450.85	454.025
18	457.2	460.375	463.55	466.725	469.9	473.075	476.25	479.425
19	482.6	485.775	488.95	492.125	495.3	498.475	501.65	504.825
20	508.0	511.175	514.35	517.525	520.7	523.875	527.05	530.225
21	533.4	536.575	539.75	542.925	546.1	549.275	552.45	555.625
22	558.8	561.975	565.15	568.325	571.5	574.675	577.85	581.025
23	584.2	587.375	590.55	593.725	596.9	600.075	603.25	606.425
24	609.6	612.775	615.95	619.125	622.3	625.475	628.65	631.825
25	635.0	638.175	641.35	644.525	647.7	650.875	654.05	657.225
26	660.4	663.575	666.75	669.925	673.1	676.275	679.45	682.625
27	685.8	688.975	692.15	695.325	698.5	701.675	704.85	708.025
28	711.2	714.375	717.55	720.725	723.9	727.075	730.25	733.425
29	736.6	739.775	742.95	746.125	749.3	752.475	755.65	758.825
30	762.0	765.175	768.35	771.525	774.7	777.875	781.05	784.225

Fórmulas generales para la conversión de los diferentes sistemas

Centígrados a Fahrenheit	$^{\circ}\text{F}=9/5^{\circ}\text{C}+32$
Fahrenheit a Centígrados	$^{\circ}\text{C}=5/9 (^{\circ}\text{F}-32)$
Réaumur a Centígrados	$^{\circ}\text{C}=5/4 ^{\circ}\text{R}$
Fahrenheit a Réaumur	$^{\circ}\text{R}=4/9 (^{\circ}\text{F}-32)$
Réaumur a Fahrenheit	$^{\circ}\text{F}=(9/4^{\circ}\text{R})+32$
Celsius a Kelvin	$^{\circ}\text{K}=273.15+^{\circ}\text{C}$
Fahrenheit a Rankine	$^{\circ}\text{Ra}=459.67+^{\circ}\text{F}$
Rankine a Kelvin	$^{\circ}\text{K}=5/9^{\circ}\text{Ra}$

Factores químicos de conversión					
	A	B	C	D	E
Constituyentes	epm a ppm	ppm a epm	epm a gpg	gpg a epm	ppm a ppm CaCO ₃
calcio Ca ⁺²	20.04	0.04991	1.1719	0.8533	2.4970
hierro Fe ⁺²	27.92	0.03582	1.6327	0.6125	1.7923
magnesio Mg ⁺²	12.16	0.08224	0.7111	1.4063	4.1151
potasio K ⁺¹	39.10	0.02558	2.2865	0.4373	1.2798
sodio Na ⁺¹	23.00	0.04348	1.3450	0.7435	2.1756
bicarbonato (HCO ₃) ⁻¹	61.01	0.01639	3.5678	0.2803	0.8202
carbonato (CO ₃) ⁻²	30.00	0.03333	1.7544	0.5700	1.6680
cloro (Cl) ⁻¹	35.46	0.02820	2.0737	0.4822	1.4112
hidróxido (OH) ⁻¹	17.07	0.05879	0.9947	1.0053	2.9263
nitrato (NO ₃) ⁻¹	62.01	0.01613	3.6263	0.2758	0.8070
fosfato (PO ₄) ⁻³	31.67	0.03158	1.8520	0.5400	1.5800
sulfato (SO ₄) ⁻²	48.04	0.02082	2.8094	0.3559	1.0416
bicarbonato de calcio Ca(HCO ₃) ₂	805.00	0.01234	4.7398	0.2120	0.6174
carbonato de calcio (CaCO ₃)	50.04	0.01998	2.9263	0.3417	1.0000
cloruro de calcio (CaCl ₂)	55.50	0.01802	3.2456	0.3081	0.9016
hidróxido de calcio Ca(OH) ₂	37.05	0.02699	2.1667	0.4615	1.3506
sulfato de calcio (CaSO ₄)	68.07	0.01469	3.9807	0.2512	0.7351
bicarbonato férrico Fe(HCO ₃) ₃	88.93	0.01124	5.2006	0.1923	0.5627
carbonato férrico Fe ₂ (CO ₃) ₃	57.92	0.01727	3.3871	0.2951	0.8640
sulfato férrico Fe ₂ (CO ₄) ₃	75.96	0.01316	4.4421	0.2251	0.6588
bicarbonato magnésico Mg(HCO ₃) ₂	73.17	0.01367	4.2789	0.2337	0.6839
carbonato magnésico (MgCO ₃)	42.16	1.02372	2.4655	0.4056	1.1869
cloruro de magnesio (MgCl ₂)	47.62	0.02100	2.7848	0.3591	1.0508
hidróxido de magnesio Mg(OH) ₂	29.17	0.03428	1.7058	0.5862	1.7155
sulfato de magnesio (MgSO ₄)	60.20	0.01661	3.5202	0.2841	0.6312

epm = equivalentes por millón

ppm = partes por millón

gpg = granos por galón

p.p.m. CaCO₃ = partes por millón de carbonato de calcio



ILUSTRACIONES

Ilustración 1.1 Actividades principales y divisiones para su estudio (Alcántara, 2001)	3
Ilustración 1.2 Cadena planimétrica (en plano horizontal) y cadena altimétrica (plano vertical). Alcántara (2001)	4
Ilustración 1.3 Instrumentación típica	5
Ilustración 1.4 Odómetro Laser (http://www.instrumentacion-metrologia.es)	7
Ilustración 1.5 Comparación de apoyo para la cinta de medición (Casanova, 2010)	8
Ilustración 1.6 Representación de una onda luminosa (Casanova, 2010)	8
Ilustración 1.7 Medición de distancias con distanciómetro electrónico	9
Ilustración 1.8 Sistema de coordenadas polares	9
Ilustración 1.9 Diagrama para la ley del coseno	9
Ilustración 1.10 Poligonal para ejemplo	10
Ilustración 1.11 Parámetros para las condiciones de exactitud	11
Ilustración 1.12 Diferencia en la lectura de ángulos en un teodolito de vernier y un teodolito electrónico	12
Ilustración 1.13 Tipos de poligonales	13
Ilustración 1.14 Poligonal envolvente	14
Ilustración 1.15 Poligonal interior	14
Ilustración 1.16 Poligonal coincidente	14
Ilustración 1.17 Intersección de líneas	15
Ilustración 1.18 Poligonal semienvolvente	15
Ilustración 1.19 Poligonal mixta	15
Ilustración 1.20 Triangulación de una poligonal	18
Ilustración 1.21 Poligonal levantada en campo	18
Ilustración 1.22 Definición de Acimut	19
Ilustración 1.23 Definición de Rumbo	20
Ilustración 1.24 Convención de signos para el cálculo de rumbos	20
Ilustración 1.25 Rumbos para la poligonal de ejemplo	21
Ilustración 1.26 Proyección de los vértices en ejes coordenados	22
Ilustración 1.27 Plano de la poligonal de ejemplo	25
Ilustración 1.28 Elevación del punto A con respecto a un nivel de referencia	26
Ilustración 1.29 Nivelación geométrica Simple (Casanova, 2010)	26
Ilustración 1.30 Nivelación geométrica compuesta (Casanova, 2010)	27
Ilustración 1.31 Nivelación diferencial	27
Ilustración 1.32 Croquis de la nivelación por doble punto de liga	29
Ilustración 1.33 Perfil de nivelación con cadenamientos a cada 20 metros	30
Ilustración 1.34 Variables para la Ecuación 1.27	30
Ilustración 1.35 Variables para la Ecuación 1.28	31

Ilustración 1.36 Ejemplo de curvas de nivel para montañas y valle	31
Ilustración 1.37 Ejemplo de obtención de un perfil altimétrico longitudinal a partir de las curvas de nivel	32
Ilustración 1.38 Poligonal ajustada para ejemplo	33
Ilustración 1.39 Triangulación de la poligonal	34
Ilustración 1.40 Definición de elevaciones en la línea DE	34
Ilustración 1.41 Definición de elevaciones en la poligonal	34
Ilustración 1.42 Dimensiones de una placa de bronce para un Banco de nivel Ordinario	37
Ilustración 1.43 Diseño de una mojonera de concreto	37
Ilustración 1.44 Diseño de mojonera de concreto (Isométrico)	38
Ilustración 1.45 Proceso constructivo de mojonera de concreto armado con placa de bronce	39
Ilustración 1.46 Escala gráfica	42
Ilustración 1.47 Símbolos básicos (Casanova, 2010)	44
Ilustración 1.48 Plano topográfico	46
Ilustración 1.49 Procesos implicados en el desarrollo de un MDE	47
Ilustración 1.50 Modelo vectorial contornos	49
Ilustración 1.51 Modelo vectorial de redes de triángulos irregulares	49
Ilustración 1.52 Modelo raster de matrices regulares	50
Ilustración 1.53 Modelo Digital de Elevación (IMTA, 2013)	51
Ilustración 1.54 Modelo Digital de Elevación considerando la traza urbana (IMTA, 2013)	51
Ilustración 1.56 Modelo Digital de Elevaciones (MDE)	52
Ilustración 1.55 Delimitación de microcuenca en función de las líneas de corriente	52
Ilustración 1.57 Módulo de consulta de mapas topográficos (escala 1:50 000) http://sigaims.conagua.gob.mx/Website/Consulta50K/viewer.htm	53
Ilustración 1.58 Módulo de consulta de mapas (escala 1:250 000) http://sigaims.conagua.gob.mx/Website/Escala_250k/viewer.htm	54
Ilustración 2.1 Esquemas de algunos depósitos de suelo	59
Ilustración 2.2 Esquema de algunos riesgos geológicos	61
Ilustración 2.3 Curva de compresibilidad y círculo de Mohr-Coulomb	73
Ilustración 2.4 Captación del agua de filtración en cunetas abiertas y zanjas	77
Ilustración 2.5 Desagüe por bombeo de una excavación tablestacada	77
Ilustración 2.6 Drenaje de un corte abierto profundo por medio de un sistema de pozos-punta	78
Ilustración 2.7 Desagüe de una excavación profunda por medio de pozos profundos y pozos-punta	78
Ilustración 2.8 Sistema de drenaje por vacío	79
Ilustración 2.9 Presencia de subpresiones en las estructura	82
Ilustración 2.10 Drenajes	83
Ilustración 2.11 Cimentaciones someras	85
Ilustración 2.12 Cimentaciones profundas	86
Ilustración 2.13 Cimentaciones someras desplantadas en tres condiciones	88
Ilustración 2.14 Capacidad de carga en cimentaciones profundas	90
Ilustración 2.15 Excentricidades por efectos de cargas laterales	93

Ilustración 2.16 Asentamiento de cimentación profunda debido a estrato de suelo subyacente	96
Ilustración 2.17 Cimentaciones someras en zona de transición	99
Ilustración 2.18 Tipos de fallas de talud	100
Ilustración 2.19 Comparación de fallas circulares y generalizada	101
Ilustración 2.20 Mecanismos de falla múltiples	102
Ilustración 2.21 Escalonamiento en suelos friccionantes	103
Ilustración 2.22 Uso de bermas	104
Ilustración 2.23 Contrafuerte	104
Ilustración 2.24 Estructura de retención	105
Ilustración 2.25 Pilotes de corte	105
Ilustración 2.26 Muros de contención en obras de agua potable y saneamiento	107
Ilustración 2.27 Muros rígidos típicos	108
Ilustración 2.28 Cuña estructural de un muro con dientes en el cimiento	110
Ilustración 2.29 Asentamientos excesivos en muros de voladizo	111
Ilustración 2.30 Inestabilidad global de un muro cimentado en terreno de baja resistencia	112
Ilustración 2.31 Distribución de empujes de tierra sobre tablestacas	112
Ilustración 2.32 Falla de fondo y coeficiente de estabilidad	115
Ilustración 2.33 Patrón general del movimiento del terreno en las excavaciones adomadas	116
Ilustración 2.34 Representación gráfica de las condiciones del subsuelo (Sowers y Sowers, 1998)	119
Ilustración 2.35 Obra de toma directa I	124
Ilustración 2.36 Obra de toma directa II	125
Ilustración 2.37 Obra de toma directa III	125
Ilustración 2.38 Obra de toma directa IV	126
Ilustración 2.39 Obra de toma directa V	126
Ilustración 2.40 Obra de toma directa VI	127
Ilustración 2.41 Obra de toma flotante	127
Ilustración 2.42 Obra de toma flotante	128
Ilustración 2.43 Sitios apropiados para construir obras de toma	129
Ilustración 2.44 Algunos requerimientos para ubicar las cimentaciones someras	130
Ilustración 2.45 Cortina de gravedad	131
Ilustración 2.46 Cortinas de tierra y enrocamiento de sección homogénea	132
Ilustración 2.47 Cortina de materiales graduados y núcleo impermeable	133
Ilustración 2.48 Tuberías en zanja y terraplén	136
Ilustración 2.49 Empujes laterales activos	137
Ilustración 2.50 Empujes laterales debidos a movimientos de terreno	137
Ilustración 2.51 Empujes debidos a fuerza de flotación	137
Ilustración 2.52 Arreglo de un ataque	138
Ilustración 2.53 Medidas preventivas en las tuberías enterradas sujetas a fallas activas	141
Ilustración 2.54 Medidas preventivas en las tuberías superficiales sujetas a diferentes tipos de falla	142
Ilustración 2.55 Cimentaciones con fondos no planos	143



TABLAS

Tabla 1.1 Cálculo de ángulos por el método del Coseno	10
Tabla 1.2 Valores guías de tolerancia lineal en función de e (adaptada de Torres y Villate, 1983)	17
Tabla 1.3 Datos del levantamiento para la poligonal de la Ilustración 1.21	19
Tabla 1.4 Ajuste angular para la poligonal de ejemplo	19
Tabla 1.5 Cálculo de rumbos para la poligonal de ejemplo	21
Tabla 1.6 Signo de ΔX y ΔY en función del cuadrante del rumbo	22
Tabla 1.7 Compensación lineal de la poligonal	24
Tabla 1.8 Nivelación por doble punto de liga	29
Tabla 1.9 Coordenadas para los puntos de la poligonal de la Ilustración 1.38	33
Tabla 1.10 Escalas de uso común en ingeniería y su precisión (Casanova, 2010)	42
Tabla 1.11 Resumen de las estructuras más usuales utilizadas para el almacenamiento de los MDE (Felicimo, 1994)	48
Tabla 2.1 Resumen de métodos de exploración directa	66
Tabla 2.2 Resumen de métodos de exploración geofísico	67
Tabla 2.3 Valores de factor de seguridad admisible	87
Tabla 2.4 Asentamientos totales admisibles	94
Tabla 2.5 Deflexiones admisibles	94
Tabla 2.6 Factores de seguridad permisibles	100
Tabla 2.7 Desplante mínimo de cimentación somera desde el nivel de profundidad máxima de socavación	129
Tabla 2.8 Distancia y elevación mínimas al pie de la margen del río	129
Tabla 2.9 Factores de seguridad admisibles para obras de toma	130
Tabla 2.10 Valores de $K\mu$ para el cálculo de carga vertical de relleno en zanjas de tubería	135

