

NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

ÍNDICE

| | |
|---|-----------|
| NOTACIÓN | 3 |
| TERMINOLOGÍA | 5 |
| ESTÁNDARES | 10 |
| 1. CONSIDERACIONES GENERALES..... | 14 |
| 1.1 Alcance | 14 |
| 1.2 Unidades..... | 14 |
| 2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO | 15 |
| 2.1 Objetivo..... | 15 |
| 2.2 Revisión de antecedentes..... | 15 |
| 2.3 Reconocimiento del sitio..... | 20 |
| 2.4 Investigación de las colindancias..... | 21 |
| 2.5 Exploraciones..... | 21 |
| 2.6 Determinación de las propiedades del suelo en el laboratorio..... | 28 |
| 2.7 Condiciones piezométricas y hundimiento regional | 31 |
| 2.8 Modelo geotécnico | 32 |
| 3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES..... | 34 |
| 3.1 Estados límite..... | 34 |
| 3.2 Acciones de diseño | 35 |
| 3.3 Factores de carga y de resistencia | 37 |
| 3.4 Cimentaciones someras (zapatas y losas) | 37 |
| 3.5 Cimentaciones compensadas | 44 |
| 3.6 Cimentaciones con pilotes o pilas | 46 |
| 3.7 Cimentaciones especiales | 65 |
| 3.8 Cimentaciones abandonadas | 66 |
| 4. ASPECTOS GEOTÉCNICOS EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN | 67 |
| 4.1 Introducción..... | 67 |
| 4.2 Condiciones de diseño | 67 |
| 4.3 Cimentaciones someras | 67 |
| 4.4 Cimentaciones compensadas | 67 |
| 4.5 Cimentaciones con pilotes o pilas..... | 67 |
| 5. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS EXCAVACIONES | 69 |
| 5.1 Estados límite..... | 69 |
| 5.2 Estados límite de falla | 69 |
| 5.3 Estados límite de servicio..... | 72 |
| 5.4 Aspectos sísmicos | 73 |
| 5.5 Excavaciones suspendidas..... | 75 |
| 5.6 Anclajes y sistemas de anclaje. | 75 |
| 6. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE MUROS DE CONTENCIÓN | 78 |
| 6.1 Introducción..... | 78 |
| 6.2 Estados límite de falla | 79 |
| 6.3 Estados límite de servicio..... | 80 |
| 6.4 Aspectos sísmicos | 80 |

| | |
|--|-----|
| 6.5 Muros mecánicamente estabilizados..... | 82 |
| 7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO | 83 |
| 7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones | 83 |
| 7.2 Excavaciones | 87 |
| 8. MONITOREO DEL COMPORTAMIENTO DE EXCAVACIONES Y CIMENTACIONES..... | 91 |
| 9. MEJORAMIENTO DE SUELOS Y ROCAS..... | 94 |
| 9.1 Introducción..... | 94 |
| 9.2 Cimentaciones sobre rellenos controlados..... | 94 |
| 9.3 Sustitución..... | 95 |
| 9.4 Compactación dinámica..... | 95 |
| 9.5 Vibrocompactación..... | 95 |
| 9.6 Precarga | 96 |
| 9.7 Congelación de suelos..... | 96 |
| 9.8 Inclusiones..... | 96 |
| 9.9 Inyecciones | 97 |
| 9.10 Clavos (Soil nailing)..... | 97 |
| 9.11 Vegetación | 97 |
| 9.12 Otros métodos | 98 |
| 10. RENIVELACIONES Y RECIMENTACIONES | 99 |
| 11. INFORME GEOTÉCNICO Y MEMORIA DE DISEÑO..... | 100 |
| 11.1 Introducción..... | 100 |
| 11.2 Informe geotécnico | 100 |
| 11.3 Memoria de diseño geotécnico..... | 101 |
| REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS | 102 |

NOTACIÓN

| | |
|--------------------|--|
| A | área del cimientto |
| A' | área efectiva del cimientto |
| A_L | área lateral de un pilote |
| A_p | área transversal de la base del pilote o de la pila |
| A_T | área tributaria de pilotes o pilas |
| B | ancho de la cimentación o diámetro equivalente de la base de los pilotes o pilas |
| B' | ancho efectivo de la cimentación |
| C_f | capacidad de carga por adherencia lateral, para suelos cohesivos, o capacidad de carga por fricción lateral, para suelos friccionantes |
| C_p | capacidad de carga por punta |
| C_R | coeficientes de reducción para el cálculo de la fricción negativa sobre pilotes o pilas apoyados en un estrato duro |
| c_u | cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU) |
| D | diámetro del pilote o pila |
| D_f | profundidad de desplante |
| D_{perf} | diámetro de perforación previa |
| D_r | compacidad relativa |
| E | módulo de elasticidad del material. En el caso de suelos arcillosos, deberá distinguirse entre el módulo en condiciones no drenadas, E , y el módulo en condiciones drenadas, E' |
| e | distancia a partir del eje longitudinal o transversal del cimientto en la que actúa la fuerza excéntrica resultante de las acciones sobre dicho cimientto |
| e_o | relación de vacíos inicial |
| F_C | factor de carga |
| F_R | factor de resistencia, especificado en la sección 3.2 |
| FN | fricción negativa a lo largo del fuste de un pilote o pila |
| FP | fricción positiva a lo largo del fuste de un pilote o pila |
| G | módulo de rigidez al cortante del suelo |
| H | espesor de un estrato de suelo |
| h_c | altura de la construcción |
| h_i | espesor de una capa impermeable |
| h_w | altura piezométrica en el lecho inferior de una capa impermeable |
| I | momento de inercia de la sección transversal de un pilote |
| K | Rigidez dinámica |
| L | longitud del pilote o pila |
| L' | longitud efectiva de una cimentación |
| L_e | longitud de un pilote o pila empotrada en el estrato resistente |
| m | número de estratos a lo largo del fuste del pilote o pila |
| N | número entero determinado por tanteo que genere el menor valor de P_c |
| N_c | coeficiente de capacidad de carga |
| N_c^* | coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de ϕ_u |
| $N_{máx}, N_{mín}$ | coeficientes para el cálculo de N_q^* |
| N_p | número de pilotes o pilas |
| N_q | coeficiente de capacidad de carga |
| N_q^* | coeficiente de capacidad de carga para pilotes o pilas |
| N_γ | coeficiente de capacidad de carga |
| P | perímetro de la construcción |
| P_c | fuerza crítica para revisión por pandeo de pilotes de pequeño diámetro |
| P_p | perímetro del pilote o pila o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas |
| p_v | presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo |
| \bar{p}_v | presión vertical efectiva a la profundidad de desplante |
| R | capacidad de carga reducida del pilote o pila o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas |
| r | capacidad de carga reducida de cimentaciones someras o compensadas |
| S | separación entre pilotes o pilas |
| V_s | velocidad de propagación de onda de corte |
| w | peso unitario medio de la estructura |

| | |
|-----------------------|--|
| Z | profundidad del nivel freático bajo el nivel de desplante de la cimentación |
| z | profundidad a la que se realiza el cálculo de Δe |
| z_i | profundidad media del estrato i |
| z_0 | profundidad del eje neutro en un pilote o pila |
| α | coeficiente de adherencia lateral pilote-suelo o pila-suelo |
| β | coeficiente de fricción lateral pilote-suelo o pila-suelo |
| γ | peso volumétrico del suelo |
| γ' | peso volumétrico sumergido del suelo |
| γ_m | peso volumétrico total del suelo |
| γ_w | peso volumétrico del agua |
| Δe | variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical efectivo Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial |
| ΔH | asentamiento de un estrato de espesor H |
| Δp | incrementos de presión vertical inducidos por la carga superficial |
| σ_v | esfuerzo vertical efectivo |
| $\Delta \sigma_{z_0}$ | incremento del esfuerzo efectivo a la profundidad z_0 |
| Δz | espesores de sub-estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos verticales pueden considerarse uniformes |
| δ | inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical |
| λ | coeficiente para el cálculo de ϕ |
| ξ | porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico |
| ν | relación de Poisson. En el caso de suelos arcillosos, deberá distinguirse entre la relación de Poisson en condiciones no drenadas, ν_s , y la relación de Poisson en condiciones drenadas, ν_d . |
| ΣQF_c | suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por sus respectivos factores de carga |
| ΣqF_c | suma de las sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga |
| ϕ | ángulo de fricción interna del material |
| ϕ_u | ángulo de fricción aparente |
| ϕ^* | ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo |

Espacio en blanco dejado de manera intencional

TERMINOLOGÍA

Acciones

Todos los fenómenos que inducen en una estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones. Generalmente denominadas cargas. El término acciones es más amplio, ya que incluye cambios de temperatura, hundimientos, viento, sismo, entre otros.

Área tributaria

Área donde actúa la carga que se trasmite a un miembro estructural de interés.

Base de la estructura

Nivel en el cual se admite que los movimientos horizontales del suelo producidos por un sismo se transmiten a la edificación. Este nivel no necesariamente coincide con el nivel del terreno.

Capacidad de carga última de una cimentación o elemento de cimentación

Máxima resistencia que una cimentación o un elemento de cimentación puede oponer a la fuerza o combinación de fuerzas considerada antes de llegar a un estado de falla.

Capacidad de carga unitaria última de una cimentación

Es la anterior referida a unidad de superficie de la cimentación.

Capacidad de carga reducida de una cimentación

Producto de la capacidad de carga última de la cimentación, calculada de acuerdo con la NTC-Cimentaciones, por el factor de resistencia F_R correspondiente. En ingeniería estructural, esta capacidad reducida suele llamarse “resistencia de diseño”.

Carga de servicio

Todas las cargas, estáticas o transitorias, impuestas a una estructura o un elemento durante su operación, sin la aplicación de factores de carga.

Carga factorizada

Carga multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia de las NTC.

Carga viva máxima W_m

Valor máximo probable de una carga que varía significativamente en el tiempo durante la vida esperada de la edificación.

Carga viva instantánea W_a

Valor máximo probable de la carga viva en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental, como el sismo.

Carga media W

Valor medio que puede tomar una acción en un lapso de varios años. Se empleará para estimar efectos de largo plazo, como son asentamientos y flechas.

Carga muerta

Sinónimo de carga permanente. Son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo.

Carga viva

Sinónimo de acciones variables. Son las cargas que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Incluye las acciones derivadas del uso del edificio y que pueden variar en forma importante en el tiempo. Incluye las cargas debidas al mobiliario, equipo, personas y vehículos.

Cimbra

Molde o estructura provisional, fabricada con madera, metal o plástico, el cual tiene la forma del elemento a construir. Dentro de ella es colada la mezcla de concreto fresco.

Cimentación

Parte de la estructura que está en contacto con el suelo y sirve para transmitir a éste las cargas generadas por la edificación.

Claro

Dimensión horizontal entre los dos apoyos de una viga o losa.

Claro libre

Dimensión horizontal entre las caras internas de los dos apoyos de una viga o losa.

Columna

Elemento, usualmente vertical o predominantemente vertical, usado principalmente para resistir carga axial de compresión, aunque puede resistir momento, fuerza cortante y torsión. Normalmente tienen una relación entre la altura y la menor dimensión transversal mayor que 3.

Componente estructural

Parte de la estructura que contribuye a la estabilidad de la misma ante las acciones de diseño; puede estar formado por uno o varios elementos estructurales.

Comportamiento no lineal

Intervalo de comportamiento en que la relación entre las deformaciones y la carga aplicada deja de ser linealmente proporcional.

Conexión

Sistema de unión entre dos o más elementos o componentes estructurales.

Consideraciones para evaluar la seguridad estructural

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación se deberán considerar, entre otros, su deformabilidad, los defectos e irregularidades en la estructuración y cimentación, el riesgo inherente a su ubicación, la interacción con las estructuras vecinas, la calidad del mantenimiento y el uso al que se destine.

Deflexiones

Las deflexiones verticales de elementos estructurales y sus combinaciones, incluyendo pisos, techos, muros divisorios y fachadas, producidas por cargas nominales. Las deflexiones verticales y los desalineamientos excesivos se deben principalmente a tres factores: (1) cargas gravitacionales muertas y vivas (2) efectos de temperatura y hundimientos diferenciales y (3) tolerancias de construcción y errores.

Ecuaciones constitutivas

Relaciones funcionales entre esfuerzos y deformaciones que permiten describir el comportamiento mecánico del suelo en distintas condiciones.

Edificación

Cualquier estructura cuyo uso intencional incluye dar abrigo, protección y refugio a ocupantes humanos.

Esfuerzo

Fuerza por unidad de área.

Especialista en Ingeniería Geotécnica

Profesionista especializado en la aplicación de la mecánica de suelos y de rocas a problemas de Ingeniería Civil.

Espécimen

Objeto que es motivo de ensaye en el laboratorio.

Estado límite

Inicio u ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de una construcción debido a una combinación de fuerzas, desplazamientos y/o niveles de fatiga.

Estado límite de falla

Modo de comportamiento que pone en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga.

Estado límite de servicio

Modo de comportamiento que implica la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción.

Evaluación de la seguridad estructural

Determinación de la probabilidad de que no se exceda un estado límite dado ante la acción de un nivel de cargas de diseño.

Factor de carga, F_c

Factor que se aplica a una acción o fuerza interna (de servicio) para obtener el valor de diseño. La carga de diseño se determina de modo que la probabilidad de que el nivel de la acción considerada sobre la estructura exceda el valor de diseño sea pequeña.

Factor de resistencia, F_R

Factor menor que la unidad que se aplica a la resistencia nominal para obtener la resistencia de diseño. La resistencia de diseño se determina de modo que la probabilidad de que la resistencia considerada no alcance el valor de diseño sea baja. En ingeniería geotécnica, la resistencia de diseño suele llamarse “Capacidad de carga reducida”.

Fricción negativa, FN ,

Fuerza de arrastre que se desarrolla sobre algún elemento de la cimentación, y en particular sobre pilotes o pilas, debido a movimientos verticales relativos elemento-suelo, asociados a la consolidación del suelo.

Módulo de elasticidad

Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tensión o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material. En el caso de suelos arcillosos, debe distinguirse entre el módulo en condiciones no drenadas, E , y el módulo en condiciones drenadas, E' .

Módulo de rigidez al cortante

Relación entre el esfuerzo tangencial y la deformación angular correspondiente.

Muro de contención

Elemento, generalmente vertical, con una dimensión pequeña con respecto a la otra en su sección transversal, utilizado para contener masas de suelo natural o artificial.

Normas

Normas Técnicas Complementarias y otras Normas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigentes.

NTC-Acero

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

NTC-Cimentaciones

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

NTC-Concreto

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

NTC-Criterios

Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

NTC-Evaluación y Rehabilitación

Norma Técnica Complementaria para la Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes.

NTC-Madera

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera y Bambú.

NTC-Mampostería

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

NTC-Proyecto Arquitectónico

Norma Técnica Complementaria para Diseño de Proyecto Arquitectónico.

NTC-Revisión

Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones.

NTC-Sismo

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo.

NTC-Viento

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Viento.

Proyectista

Persona física con cédula profesional encargada de realizar el proyecto de obra nueva o de rehabilitación, de la estructura y/o cimentación, de acuerdo con el reglamento de construcciones local.

Proyecto ejecutivo de obra

Conjunto de planos, memorias descriptivas y de cálculo, catálogo de conceptos, normas y especificaciones que contiene la información y define el proceso de la rehabilitación de un inmueble.

Puntal

Elemento horizontal que permite asegurar la estabilidad de estructuras de contención en excavaciones.

Reforzamiento

Incremento de la capacidad para resistir cargas de una estructura, de un sistema, de un componente o de un elemento estructural o del suelo de cimentación.

Refuerzo

Elementos como barras, alambres, hebras, fibras u otros que son embebidos o anclados con un elemento estructural para que juntos resistan las fuerzas del sistema.

Rehabilitación

Proceso de intervención estructural para recuperar las condiciones originales (reparación) o para mejorar el comportamiento de elementos y sistemas estructurales para que la edificación cumpla con los requisitos de seguridad contra colapso y de limitación de daños establecidos en el Reglamento; incluye a la recimentación, reforzamiento, reparación y rigidización.

Relación de Poisson

Relación entre deformación unitaria horizontal y deformación unitaria vertical en un material con comportamiento elástico. En el caso de suelos arcillosos, debe distinguirse entre la relación de Poisson en condiciones no drenadas, ν , y la relación de Poisson en condiciones drenadas, ν' .

Reparación

Reemplazo o corrección de materiales, componentes o elementos de una estructura o de su cimentación que se encuentran dañados o deteriorados con el fin de recuperar su capacidad original.

Revisión de la seguridad estructural

Comprobación de los estados límite de falla y de servicio de la estructura y de su cimentación.

Rigidez

Oposición de un material o elemento estructural a ser deformado. Carga necesaria para producir un desplazamiento unitario.

Rigidización

Adición de elementos, componentes o sistemas para reducir los desplazamientos y las deformaciones.

Seguridad estructural

Nivel de cumplimiento de los estados límite de falla y de servicio de una estructura y de su cimentación establecidos en el reglamento de construcciones local y sus normas técnicas complementarias.

Valor esperado

Valor medio de una propiedad o parámetro.

Valor esperado de resistencia

Valor medio de la resistencia que un material estructural exhibe para el intervalo de deformaciones en que debe trabajar durante la acción de diseño.

Viga

Elemento estructural de eje recto que cubre un claro horizontal o sensiblemente horizontal y en que el peso propio y las cargas externas inducen principalmente momentos flexionantes y fuerzas cortantes. Sinónimos: trabe o, en el caso de cimentaciones: contratrabe.

Voladizo

Viga, losa o muro de contención empotrados en un extremo y libre en el otro.

ESTÁNDARES

American Association of Highway and Transportation Officials (AASHTO)

American Association of Highway and Transportation Officials, AASHTO. (2022). T-207, Standard method of test for thin-walled tube sampling of soils.

American Drilled Shaft Contractors (ADSC)

American Drilled Shaft Contractors, ADSC. (2021). Recommended Industry Practices for Safe Working Platforms for Construction Equipment. (P. D. Association, Ed.) Deep Foundations Institute.

American Society for Testing and Materials (ASTM International)

American Society for Testing Materials, ASTM. (2000). D4318, Standard test methods for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2002). D2938, Standard test methods for unconfined compressive strength of intact rock core specimens. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2003). D5333, Standard test methods for measurement of collapse potential of soils. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2004). D427, Standard test methods for shrinkage factors of soils by mercury method. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2004). D7015, Standard practice for obtaining undisturbed block cubical and cylindrical samples of soils. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2005). ASTM-5882, Standard test method for low strain integrity testing of piles. USA. doi:10.1520/D5882-16

American Society for Testing Materials, ASTM. (2007). D 1143, Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load. Book of ASTM Standards. USA. doi:10.1520/D1143_D1143M-20

American Society for Testing Materials, ASTM. (2007). D422, Standard test methods for particle size analysis of soils. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2007b). D3689, Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Tensile Load. Book of ASTM Standards. USA. doi:10.1520/D3689_D3689M-22

American Society for Testing Materials, ASTM. (2008). ASTM 6760, Standard test method for integrity testing of concrete deep foundations by ultrasonic crosshole testing. Book of ASTM Standards. USA. doi:10.1520/D6760-16

American Society for Testing Materials, ASTM. (2008). D1587, Standard method of test for thin walled tube sampling of soil. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2008). D3967, Standard test methods for splitting tensile strength of intact rock core specimens. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2011). D1586, Standard test methods for penetration test and split barrel sampling of soils. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2011). D2435, Standard test methods for one dimensional consolidation properties of soils using incremental loading. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2011). D4767, Standard test methods for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2011). D5311, Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2013). D3966, Standard Test Method for Deep Foundations Under Lateral Load. Book of ASTM Standards. USA. doi:10.1520/D3966_D3966M-22

American Society for Testing Materials, ASTM. (2014). D4220, Standard practice for preserving and transporting soil samples, drive sampling of soils. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2014). D4428, Standard testing methods for Crosshole-seismic testing. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2014). D4945, Standard Test Method for High Strain Dynamic Testing of Piles. Book of ASTM Standards. USA. doi:10.1520/D4945-17

- American Society for Testing Materials, ASTM. (2014). D7949, Standard test methods for thermal integrity profiling of concrete deep foundations. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2015). D2850, Standard test methods for unconsolidated undrained triaxial compression test on cohesive soils. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2015). D6635, Standard test methods for performing the flat plate dilatometer. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2016). D1452, Standard test methods for soil exploration and sampling by auger boring. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2016). D5607, Standard test methods for performing laboratory direct shear strength tests of rock specimens under constant normal force. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2016). D5731, Standard test methods for determination of the point load strength index of rock and application to rock strength classification. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D2487, Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified soil Classification System). Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D3550, Standard practice for thick wall, ring-lined, split barrel, drive sampling of soils. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D7928, Standard test methods for particle size distribution of fine grained soils using the sedimentation analysis. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D854, Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D2488, Standard practice for description and identification of soils (Visual Manual Procedure). Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D2573, Standard test method for field vane test in cohesive soils. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D420, Standard Guide to Side Characterization for Engineering Design and Construction Purposes. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D4427, Standard classification of peat samples by laboratory testing. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D5777, Standard guide for using the seismic refraction method for subsurface investigation. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D7128, Standard guide for using the seismic reflection method for shallow subsurface investigation. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D8169, Standard Test Method for Deep Foundations Under Bidirectional Static Axial Compressive Load. Book of ASTM Standards. USA. doi:10.1520/D8169_D8169M-18
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2019). D2216, Standard test methods for laboratory determination of water content of soil and rock by mass. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2019). D7400, Standard testing methods for downhole seismic testing. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D2974, Standard test methods for moisture, ash, and organic matter of peat and other organic soils. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D4719, Standard test method for pressuremeter testing in soils. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D5429, Standard guide for selecting surface geophysical methods. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D5778, Standard test methods for electronic friction cone and piezocone penetration testing of soils. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D7181, Standard test methods for consolidated drained triaxial compression test for soils. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2021). D4015, Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Fixed-Base Resonant Column Devices. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2021). D6572, Standard test methods for determining dispersive characteristic of clayey soils by the crumb test. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2021). D7263, Standard test methods for laboratory determination of density and unit weight of soil specimens. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2022). D2434, Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of coarse grained soils. Book of ASTM Standards. USA.

Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR)

Asociación Española de Normalización y Certificación, AENOR. (2001). Normas. Madrid, España.

Canadian Geotechnical Society (CGS)

Canadian Geotechnical Society, CGS. (2006). Canadian Foundation Engineering Manual, 4th edition . Canadá.

Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR)

Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, COVITUR. (1987). Manual de diseño geotécnico Tomo I. México: Departamento del Distrito Federal, Secretaría General de Obras.

Comisión Federal de Electricidad (CFE)

Comisión Federal de Electricidad, CFE. (2015). Manual de Diseño de Obras Civiles. Capítulo C.1.3: “Diseño por sismo”. Ciudad de México.

Comisión Federal de Electricidad, CFE. (2017). Manual de diseño de Obras Civiles. Capítulo B.2 “Pruebas de Laboratorio para Determinar las Propiedades de los Suelos y Enrocamientos”: Sección B: Geotecnia Tema 2: “Mecánica de Suelos”. México.

Comisión Federal de Electricidad (2017). Manual de Diseño de Obras Civiles. Capitulo C.2.1: “Diseño estructural de cimentaciones”. Ciudad de México.

Comisión Nacional del Agua (CONAGUA)

Comisión Nacional del Agua, CONAGUA. (2012). Manual de Mecánica de Suelos. Instrumentación y Monitoreo del Comportamiento de Obras Hidráulicas. México.

Department of Transportation, USA: Federal Highway Administration

Department of Transportation, USA: Federal Highway Administration. S (2017). Reference Manual, vols. I and II. FHWA NHI-06-019/20. Washington, U.S.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (IMCYC)

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, IMCYC. (2009). Manual de construcción de suelo-cemento.

Laboratorio de Geotecnia (CEDEX)

Laboratorio de Geotecnia - CEDEX. (2010). Anejo Nacional Español del Eurocódigo 7.

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE)

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE). (2002). NMX-C-431-ONNCCE-2002 Industria de la Construcción - Geotecnia - Cimentaciones - Toma de Muestra Alterada e Inalterada - Métodos de Prueba. México.

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (2018). NMX-C-493-ONNCCE-2018, Industria de la Construcción - Geotecnia - Límites de Consistencia de Suelos - Método de Prueba. México.

Secretaría de Recursos Hidráulicos (SARH)

Secretaría de Recursos Hidráulicos, SARH. (1970). Manual de Mecánica de Suelos, Quinta Edición. México: Dirección de proyectos, Departamento de Ingeniería Experimental. México.

Secretaría del Medio Ambiente (SEDEMA)

Secretaría del Medio Ambiente, SEDEMA. (2021, julio 20). Norma Ambiental para la Ciudad de México NACDMX-007-RNAT-2019. Gaceta Oficial de la Ciudad de México. CDMX, México: Gobierno de la Ciudad de México.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (2002). Manual de construcción geotécnica. México.

The European Union Per Regulation

The European Union Per Regulation (1997). Aspects of pile design following. Eurocode 7, Part 1, Section 7.

The European Union Per Regulation (2014). Eurocode 7 approach, Geotechnique, 64, 513-525.

The European Union Per Regulation (2015). The new French standard for the application of Eurocode 7 to deep foundations European Conference in Geo-Environment and Construction. Tirana, Albania.

U.S. Army Corps Engineers

U.S. Army Corps Engineers (1991, January 15). Design of pile foundations. Engineer Manual, Engineering and Design. Washington, DC.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

1.1.1 La presente Norma no es un manual de diseño y por tanto no es exhaustiva. Sólo tiene por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos mínimos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento. Los aspectos no cubiertos por ella quedan a criterio del Director Responsable de Obra y, en su caso, del Corresponsable en Seguridad Estructural y del Especialista en Ingeniería Geotécnica y serán de su responsabilidad. La presente Norma es de carácter obligatorio. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan también puede ser aceptable, pero requerirá la aprobación expresa de la Administración.

1.1.2 El estudio geotécnico, los planos de excavación y los planos de cimentación deberán ser firmados por el Especialista en Ingeniería Geotécnica. En la Norma Técnica Complementaria para la Revisión y Dictamen de la Seguridad Estructural de las Edificaciones (NTC-RDSEE) y en la Norma Técnica Complementaria para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017 (NTC-RSEC), se definen las obligaciones del Especialista en Ingeniería Geotécnica al intervenir en el marco definido por dichas normas

1.2 Unidades

1.2.1 En los estudios para el análisis y diseño de cimentaciones, se usará un sistema de unidades coherente, de preferencia el Sistema Internacional (SI). Sin embargo, en este último caso, respetando la práctica común en mecánica de suelos en México, será aceptable usar como unidad de fuerza la tonelada métrica, que se considerará equivalente a 10 kN.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

2.1 Objetivo

2.1.1 El objetivo de la campaña de exploración geotécnica es definir las condiciones geotécnicas del subsuelo y el modelo geotécnico para el análisis y diseño de las cimentaciones y obras geotécnicas relacionadas tales como excavaciones y mejoramiento del suelo, entre otras. Además, la campaña debe permitir identificar la existencia de materiales sueltos superficiales, terrenos con problemas geotécnicos particulares (i.e., materiales expansibles, colapsables, tubificables, contaminados, carbonatados, por mencionar algunos), así como de grietas, fallas, zonas con desplazamiento diferido (creep), oquedades naturales, túneles o galerías artificiales, estructuras o cimentaciones enterradas. Deberá determinarse la historia de las variaciones del nivel de aguas freáticas y presiones de poro en el subsuelo asociados al hundimiento regional.

Comentario:

Las condiciones geotécnicas por determinar incluyen la ubicación en el subsuelo de las diferentes unidades y estructuras geotécnicas, resaltando aquellas que pudieran generar problemas en el comportamiento de la cimentación (expansiones, grandes deformaciones, resistencia cortante bajas, fracturamiento, agrietamiento, subsidencia, etc.).

La investigación del subsuelo debe permitir observar la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas o variaciones fuertes de estratigrafía. Se deberá evaluar la historia de cargas a las que haya estado sometido el predio y cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia.

2.2 Revisión de antecedentes

2.2.1 Previamente al reconocimiento del sitio, se llevará a cabo una revisión bibliográfica referente a los temas de geología, zonificación geotécnica y sísmica, estratigrafía, piezometría, hundimiento regional, agrietamiento, oquedades y contaminantes, con el fin de planear la campaña de investigación del subsuelo.

Comentario:

La Geología del valle de México ha sido descrita por Mooser et al. (1975, 1996, 2018). Las características del subsuelo de la ciudad de México se presentan en Reséndiz et al. (1970), Santoyo et al. (2005) y Marsal et al. (1959, 2017). Asimismo, pueden consultarse los mapas de riesgo publicados por el Gobierno de la CDMX. La información consultada debe ser verificada en campo mediante inspección y exploración directa.

2.2.2 Como lo define el artículo 170 del Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento, para fines de la presente Norma, la Ciudad de México (CDMX) se divide en tres zonas: I (Lomas, párrafo 2.2.3), II (Transición, párrafo 2.2.4) y III (Lago, párrafo 2.2.6). En la figura 2.2.2, se muestran las porciones de la Ciudad de México cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación geotécnica. Esta figura solamente podrá usarse para definir la zona a la que pertenece un predio dado en el caso de las construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras definidas en el inciso a) de la tabla 2.5.2. En este caso, los predios ubicados cerca de las fronteras entre dos de las zonas se supondrán ubicados en la más desfavorable. En cualquier otro caso, la zona se definirá a partir de exploraciones directas del subsuelo.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

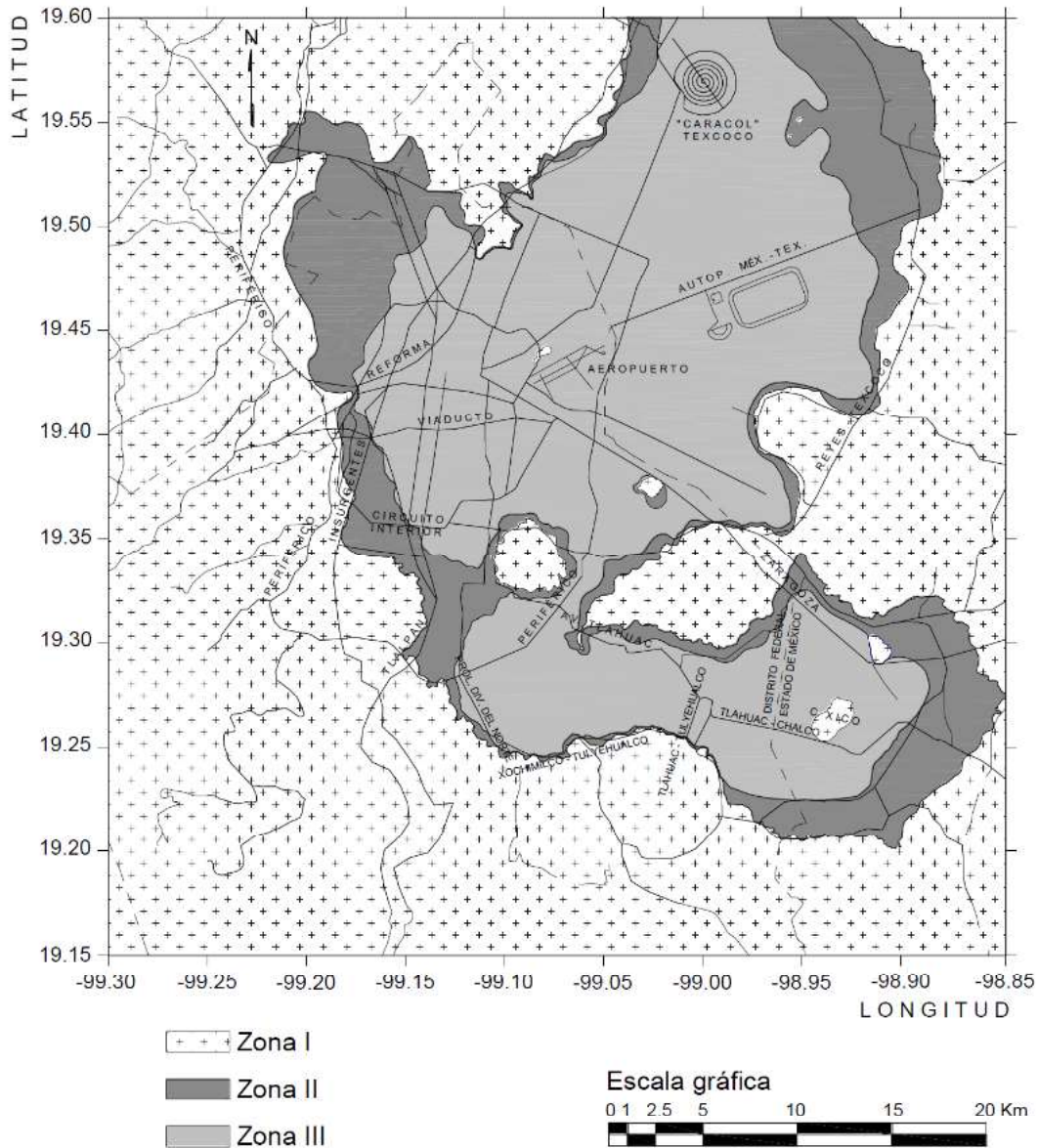


Figura 2.2.2 - Zonificación geotécnica.

Comentario:

Se deberá tener presente que, como resultado de la investigación del terreno, es posible encontrar sitios con características del subsuelo que correspondan a una zona geotécnica distinta a la indica en el mapa de zonificación geotécnica. Asimismo, las fronteras entre las zonas de transición y lacustres cambian con el tiempo por efecto del hundimiento regional. En efecto, el hundimiento regional modifica los espesores y las propiedades índice y mecánicas de los estratos arcillosos (Méndez, 1991).

2.2.3 Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades naturales en roca, tales como tubos lávicos en los flujos de lava ocurridos al sur de la ciudad; así como cavernas y galerías excavadas en suelos para explotar minas de arena, principalmente en los lomeríos del poniente de la ciudad, en la Sierra de Santa Catarina y en el Cerro de La Estrella, así como rellenos artificiales no controlados. En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo,

para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes, así como del análisis de fotografías aéreas antiguas y/o imágenes de satélite. Se determinará si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin control. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas limpias o rellenas con material de baja resistencia, que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes, debida a variaciones del grado de cementación de los materiales que los constituyen. Asimismo, se deberán inspeccionar y caracterizar los cortes o taludes naturales cercanos a fin de identificar condiciones de estabilidad (agrietamientos o movimientos), así como estudiar su estabilidad. Adicionalmente, se investigará la posible afectación de los cuerpos de agua que se encuentren cercanos al proyecto. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas dentro o debajo de la lava que pudieran afectar la estabilidad de las cimentaciones. Se tomará en cuenta que, en ciertas áreas de la Ciudad de México, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compactables.

Comentario:

La estratigrafía de la zona de Lomas consiste en tobas volcánicas originadas por flujos piroclásticos y rocas ígneas extrusivas. Cubriendo las tobas o las rocas volcánicas se encuentran capas de suelo vegetal, pero es también frecuente encontrar rellenos antrópicos no controlados.

2.2.4 Zona II. Transición, en la que, superficialmente, pueden existir rellenos antrópicos y suelos afectados por secado solar de espesores variables desde unos centímetros hasta varios metros y, posteriormente, un depósito constituido predominantemente por estratos de arcilla lacustre intercalados con capas de arena limosa compacta, arena limpia o limos arenosos, con un espesor máximo del depósito de 20m. A mayor profundidad, se presentan depósitos aluvio o fluvio-lacustres más competentes. En esta zona pueden encontrarse diferentes anomalías estratigráficas como: corrientes lávicas superficiales o intercaladas entre los depósitos arcillosos, oquedades naturales o antrópicas, abanicos o conos aluviales con boleos, zonas de agrietamiento, galerías de minas, rellenos no controlados, cimentaciones enterradas y terrenos contaminados. La existencia y características de estas anomalías deberán ser investigadas con métodos de exploración directos.

Comentario:

Los abanicos aluviales con boleos del poniente de la Ciudad de México se inician en la zona de Lomas y se extienden hacia la Lacustre (Figura C2.2.4; Auvinet et al., 2017). En caso de encontrarse este tipo de depósitos en la zona III, se considerará que el predio se ubica en zona de transición (II).

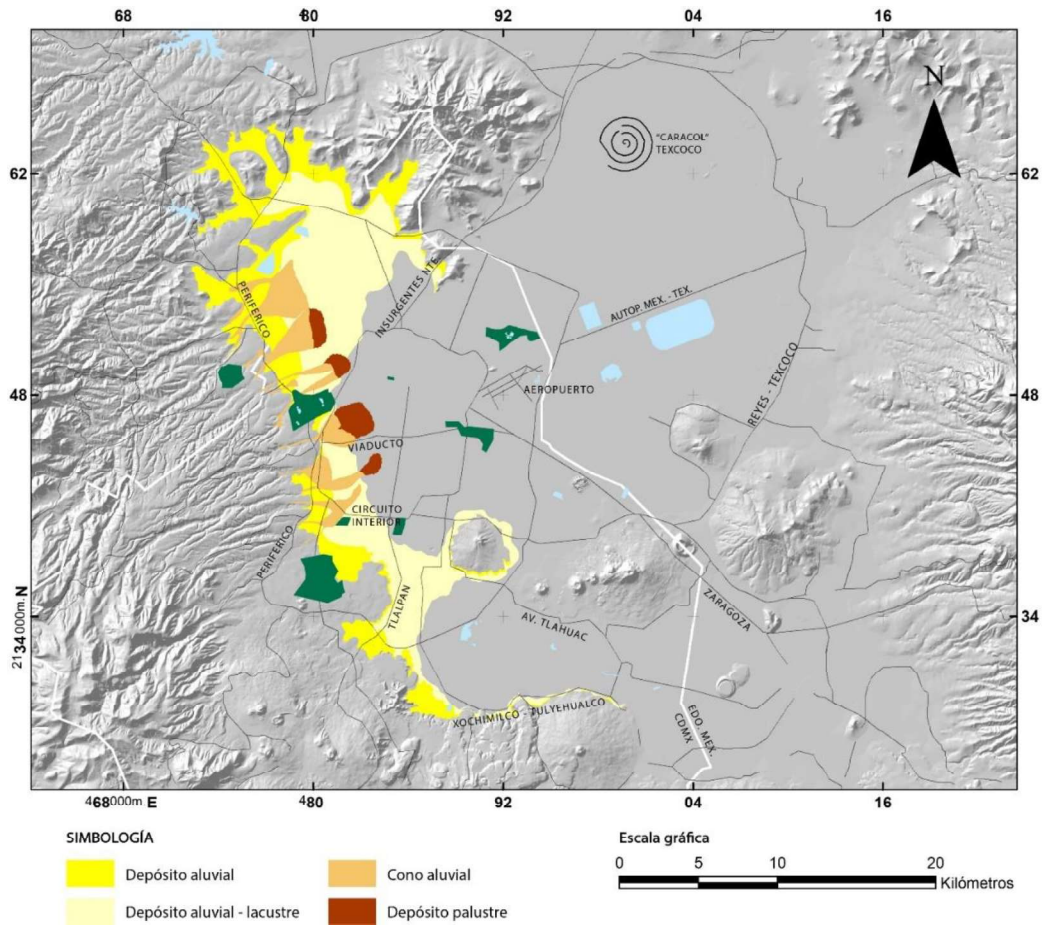


Figura C2.2.4 - Ubicación aproximada de los principales conos aluviales en la zona II (Auvinet et al., 2017).

2.2.5 En caso de encontrar grietas, estas deberán ser caracterizadas (familias de agrietamiento, profundidad, longitud, rumbo y echado, separación y movimientos relativos entre las paredes de las grietas, relleno, persistencia, etc.). Se establecerá su origen y se definirá si se encuentran activas.

Comentario:

En la Ciudad de México se han identificado varias áreas particularmente susceptibles de presentar agrietamiento por asentamiento diferencial del terreno y por fracturamiento hidráulico (Figura C2.2.5; Auvinet et al., 2017; Auvinet et al., 2020; Auvinet et al., 2022).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

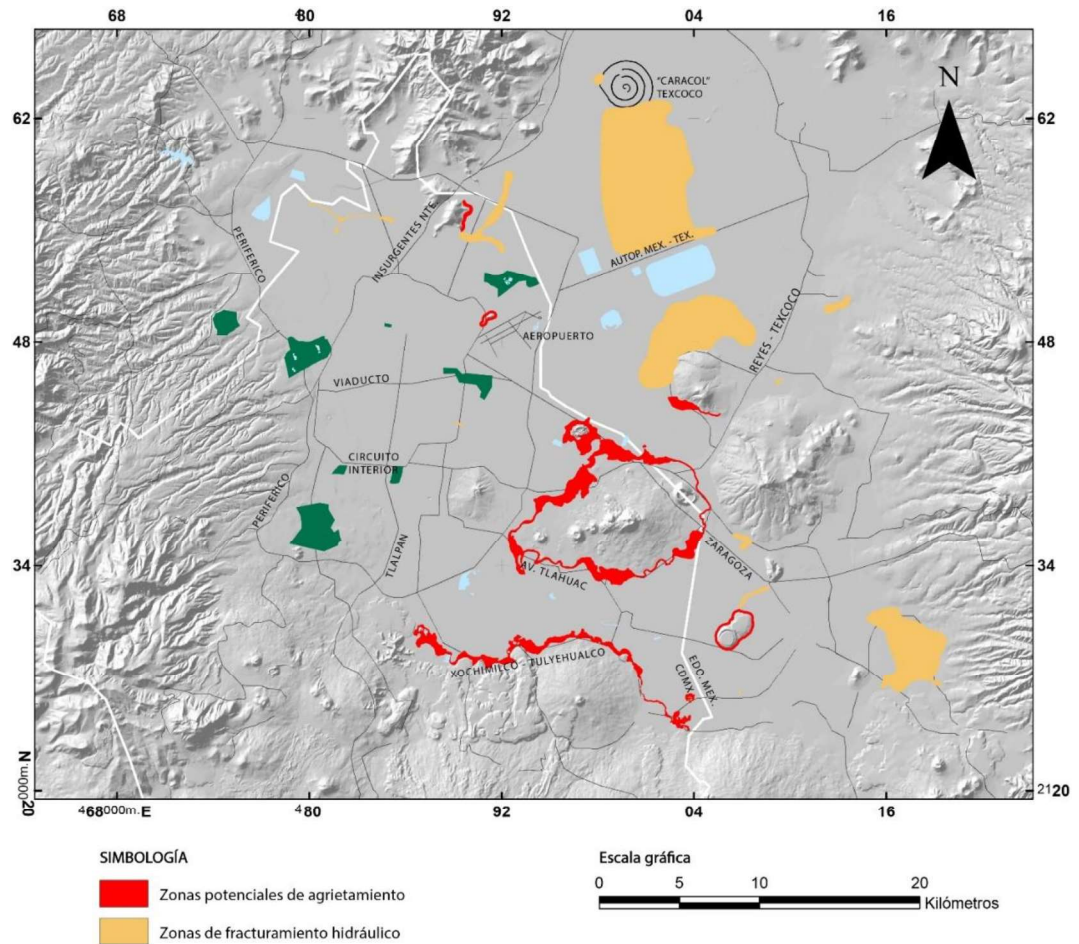


Figura C2.2.5 - Ubicación aproximada de las principales áreas susceptibles de presentar agrietamiento por asentamiento diferencial del terreno y por fracturamiento hidráulico (Auvinet et al., 2017).

2.2.6 Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla lacustre altamente compresible, separados por capas arenosas, medianamente compactas a muy compactas, con contenido diverso de ceniza volcánica, limo o arcilla, y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos antrópicos de espesores variables desde unos centímetros hasta varios metros. El espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

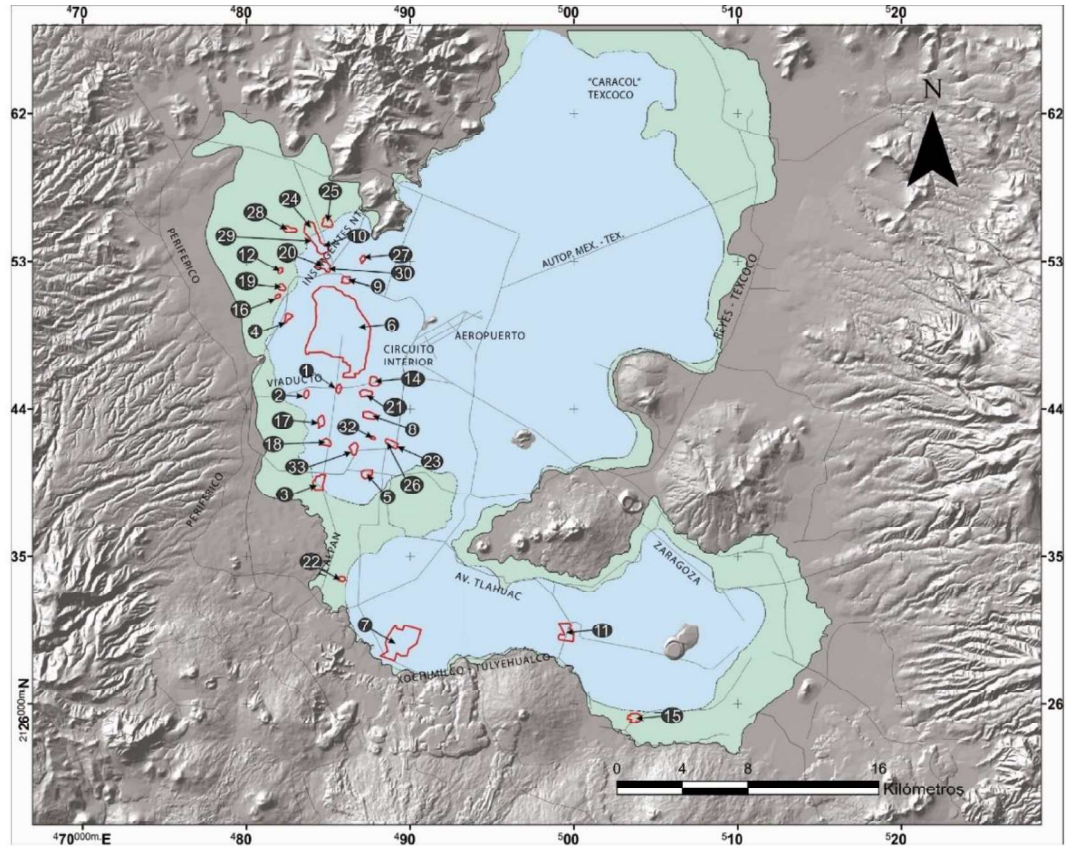
Comentario:

Al igual que en la zona II, en la zona III pueden presentarse anomalías estratigráficas como corrientes lávicas superficiales o intercaladas con los depósitos arcillosos y abanicos aluviales. En esta zona, el agrietamiento del suelo se presenta generalmente por fracturamiento hidráulico en zonas de encharcamientos o por evapotranspiración (Fig. C2.2.6; SMMS, 1991; Marsal et al., 2017; Auvinet et al., 2007).

Debajo de los depósitos arcillosos de las zonas II y III se encuentran los denominados depósitos profundos (tobas, lahares, depósitos aluviales y arcillas). Dada la presencia de estratos arcillosos deformables en los depósitos profundos, es necesario investigarlos con detalle cuando se planea desplantar la cimentación en estos depósitos y/o realizar excavaciones muy profundas.

El subsuelo de la zona lacustre de la Ciudad de México fue representado inicialmente por la siguiente secuencia estratigráfica: Costra Superficial (CS), Formación Arcillosa Superior (FAS), Capa Dura (CD), Formación Arcillosa Inferior (FAI) y Depósitos Profundos (DP). A partir de la exploración e instrumentación del subsuelo a la fecha realizadas, el conocimiento del modelo estratigráfico original se ha ampliado: se conservan los depósitos superficiales (CS, FAS, CD y FAI), aunque en diversas zonas pueden encontrarse varias CDs, y los DP. El término Depósitos Profundos anteriormente se asociaba a depósitos muy competentes y con el basamento sísmico, sin embargo, a la luz de las nuevas investigaciones del subsuelo a profundidad, se observa que algunos de sus estratos son deformables, amplifican las ondas sísmicas y tienen participación en el hundimiento regional. Al igual que en

la Zona II, la Zona III presenta numerosas anomalías naturales o antrópicas. Destacan las estructuras geológicas que sobresalen de la zona lacustre (Cerro del Peñón, Cerro del Marqués, Cerro de la Estrella, Sierra de Santa Catarina, etc.). También deben mencionarse los islotes que existían en el lago (tlateles), destacando el de la antigua Tenochtitlán, las calzadas antiguas y los canales enterrados (Fig. C2.2.6). En algunas zonas se ha detectado la presencia en el suelo de gases que pueden llegar a ser tóxicos.



| NO. | TLATEL | NO. | TLATEL | NO. | CALZADA |
|-----|----------------|-----|------------------|-----|---|
| 1 | Acachinanco | 16 | Huitznáhuac | 32 | Calz. Ixtapalapa (Calz. de Tlalpan) |
| 2 | Acozpa | 17 | Ixtacalco | 33 | Calz. Mexicaltzingo (Calz. Ermita Iztapalapa) |
| 3 | Aculco | 18 | Mazantzintamalco | 34 | Calz. Nonoalco |
| 4 | Ahuehuetepanco | 19 | Mexicaltzingo | 35 | Calz. Tenayuca (Calz. Vallejo) |
| 5 | Ahuuetlan | 20 | México | 36 | Calz. Tlacopan (Av. México Tacuba) |
| 6 | Altepetlac | 21 | Mixiucan | 37 | Calz. Cuitlahuac (Av. Tlahuac) |
| 7 | Atepehuacan | 22 | Mixquic | 38 | Calz. Tepeyac (Av. Misterios) |
| 8 | Atlazolpa | 23 | Nextipac | 39 | Albarrada de Netzahualcóyotl |
| 9 | Calpotitlan | 24 | Nextitlan | | |
| 10 | Coatlayauhcan | 25 | Tepetitlan | | |
| 11 | Colhuacatzinco | 26 | Tetepilco | | |
| 12 | Coltonco | 27 | Ticumac | | |
| 13 | Cuitlahuac | 28 | Xochimanca | | |
| 14 | Huacalco | 29 | Xochimilco | | |
| 15 | Huitzilopochco | 30 | Xocotitlan | | |
| | | 31 | Zacatlamanco | | |

Figura C2.2.6 - Ubicación aproximada de calzadas e islotes (tlateles) antiguos (González, 1973).

2.3 Reconocimiento del sitio

2.3.1 Se llevará a cabo un reconocimiento del sitio que permita identificar tanto los rasgos importantes para la ejecución de la campaña de exploración como las particularidades del terreno relevantes para el análisis y diseño de la obra de interés. Durante la visita, deberán observarse y registrarse cuidadosamente las características físicas relevantes del área, incluyendo:

- a) Localización del predio, ancho, condición y derechos de paso de los caminos de acceso para el equipo y el personal de la campaña de exploración geotécnica. Disponibilidad de energía y agua

- b) Uso actual del sitio de proyecto: edificaciones, tipo y comportamiento previo de las cimentaciones preexistentes, líneas de corriente eléctrica, tanques enterrados, canales, zonas de cultivo, evidencias de contaminación del terreno, etc
- c) Condiciones topográficas: configuración de la superficie del terreno, excavaciones, zanjas, cerros, valles, túneles, cortes y caminos, y condiciones de la superficie (encharcamientos, rellenos, etc.)
- d) Condiciones geomorfológicas: deslizamientos de tierra, llanuras de inundación, grietas, fallas geológicas, condiciones erosivas del terreno o depósitos de rellenos. Rasgos geológicos: ríos, arroyos, cortes o acantilados, afloramientos, etc
- e) Tipos de suelos y rocas en afloramientos, presencia de suelo orgánico
- f) Tipo o ausencia de vegetación. Árboles
- g) Condiciones climáticas: precipitación, niveles de inundación, condiciones de drenaje, probabilidad de granizo, congelación, etc
- h) Bancos de material (agregados y rellenos)
- i) Entrevista de los vecinos o asociaciones: identificación de mal comportamiento de las casas, cavernas o minas, usos anteriores del terreno, tiraderos, inundaciones, demoliciones, etc.

Comentario:

Para evitar confusiones entre diversos términos relativos a fallas y grietas, se recomienda consultar Reséndiz y Auvinet (2017).

2.4 Investigación de las colindancias

2.4.1 Deberán investigarse las estructuras colindantes (localización, tipo, condición). Se prestará especial atención al tipo y a las condiciones de cimentación de estas construcciones en cuanto a estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomos, y estos elementos se tomarán en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Comentario:

Una edificación puede considerarse cercana al proyecto, si la nueva construcción la afecta en los términos de desplazamientos laterales, hundimientos y capacidad de carga.

Es necesario definir si el edificio colindante tiene síntomas de inestabilidad o no. En caso de detectar síntomas, deberá solicitarse a la autoridad competente la realización de un dictamen técnico indicando las recomendaciones técnicas respectivas.

2.4.2 Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo y de otros servicios públicos: agua, electricidad, gas, telefonía, fibra óptica, ductos de vapor o de combustible, etc., con objeto de verificar que los trabajos de exploración y de construcción no causarán daños a tales instalaciones ni serán afectados por ellas. El especialista en ingeniería geotécnica deberá incluir en su informe un proyecto de protección de las colindancias.

Comentario:

Para identificar obras subterráneas cercanas (túneles, tanques, lumbreras, canales enterrados, conductos de agua potable, etc.) es recomendable consultar datos oficiales (Protección Civil, CFE, Telmex, PEMEX, Gas Natural, Gobierno de la CDMX, DGCOH, Instituto de Ingeniería de la UNAM, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, Centro Nacional de Prevención de Desastres, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, Colegio de Ingenieros Civiles de México, Secretaría de Desarrollo Urbano y Vialidad, etc.), además, deberá verificarse esta información.

2.5 Exploraciones

2.5.1 La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable las condiciones geotécnicas locales y el modelo geotécnico que se empleará para el análisis y diseño de las cimentaciones, cortes, excavaciones, tratamiento, entre otros.

2.5.2 Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar serán las que se indican en la tabla 2.5.2. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicados en esta tabla no liberará al Director Responsable de la Obra, al Corresponsable de Seguridad Estructural, ni al Especialista en Ingeniería Geotécnica, de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en

el caso de problemas especiales, y sobre todo en terrenos afectados por irregularidades, serán generalmente muy superiores a las indicadas en la tabla 2.5.2

Comentario:

El programa de exploración no debe ser rígido en cuanto al número de sitios de exploración, profundidad, y método de exploración, evolucionando con la información que se vaya recuperando. Frecuentemente se tendrá una ventaja llevando la campaña de exploración al menos en dos etapas con un tiempo de análisis en el que intervengan los diferentes responsables técnicos del proyecto.

La selección del número, su espaciamiento y la profundidad de sondeos directos e indirectos es función del carácter de la campaña de exploración que se esté llevando a cabo, es decir, la campaña de exploración podrá ser de factibilidad, preliminar, de detalle o de verificación. En la etapa de factibilidad del proyecto el número de sondeos es reducido y su distribución depende de las zonas detectadas en el reconocimiento preliminar por lo que es de esperarse una separación relativamente grande. El número de ellos aumenta cuando se trata de estudios preliminares o de detalle.

Tabla 2.5.2 - Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo

| | |
|---|---|
| a) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras | |
| Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con los siguientes tres requisitos: Peso unitario medio de la estructura: $w \leq 40 \text{ kPa}$ (4 t/m^2) Perímetro de la construcción: $P \leq 80 \text{ m}$ en las zonas I y II o $P \leq 120 \text{ m}$ en la zona III Profundidad de desplante: $D_f \leq 2.5 \text{ m}$ | |
| ZONA I | |
| 1) | Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas, oquedades y otras irregularidades. |
| 2) | Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. |
| 3) | En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento local neto de presión mayor de 80 kPa (8 t/m^2), el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de pruebas de laboratorio o de campo. |
| ZONA II | |
| 1) | Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas. |
| 2) | Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. |
| 3) | En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 50 kPa (5 t/m^2), bajo zapatas o de 20 kPa (2 t/m^2), bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de análisis basados en los resultados de pruebas de laboratorio o de campo. |
| ZONA III | |
| 1) | Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas. |
| 2) | Pozos a cielo abierto complementados con exploraciones directas más profundas, por ejemplo, con posteadora, para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. |
| 3) | En caso de considerarse en el diseño de cimiento un incremento neto de presión mayor de 40 kPa (4 t/m^2), bajo zapatas o de 15 kPa (1.5 t/m^2) bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de análisis basados en los resultados de pruebas de laboratorio o de campo. |
| b) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas | |
| Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características: Peso unitario medio de la estructura $w > 40 \text{ kPa}$ (4 t/m^2) Perímetro de la construcción: $P > 80 \text{ m}$ en las zonas I y II o $P > 120 \text{ m}$ en la zona III Profundidad de desplante $D_f > 2.5 \text{ m}$ | |

| ZONA I | |
|-----------------|--|
| 1) | Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas, oquedades y otras irregularidades. |
| 2) | Sondeos directos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio. |
| ZONA II | |
| 1) | Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas. |
| 2) | Sondeos directos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo inalterado y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos, se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación y la estabilidad de los cortes. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones y anomalías dentro del área estudiada. |
| 3) | En caso de cimentaciones profundas, se investigará la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados. |
| 4) | La caracterización dinámica del subsuelo deberá apoyarse en sondeos de exploración con mediciones de propiedades dinámicas realizadas cada 240m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción. |
| ZONA III | |
| 1) | Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del medio para detección de rellenos sueltos y grietas. |
| 2) | Sondeos directos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante mediante muestreo inalterado y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación y la estabilidad de los cortes. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada. |
| 3) | En caso de cimentaciones profundas, se investigará la tendencia de: a) los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y b) las condiciones piezométricas en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados. |
| 4) | La caracterización dinámica del subsuelo deberá apoyarse en sondeos de exploración con mediciones de propiedades dinámicas realizados cada 360m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción. |

2.5.3 Para la aplicación de los criterios definidos en la tabla 2.5.2, se tomará en cuenta lo indicado en los párrafos 2.5.4 a 2.5.9.

2.5.4 Se entenderá por peso unitario medio de una estructura, w , la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, y en particular en unidades habitacionales, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.

2.5.5 La investigación del suelo deberá abarcar todas las formaciones y anomalías que sean relevantes para el comportamiento de las cimentaciones. El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la tabla 2.5.5) será:

Tabla 2.5.5 - Número mínimo de exploraciones a realizar.

| Zona | Número mínimo de sondeos o pozos a cielo abierto en función del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción. |
|--------|---|
| I y II | Una por cada 80 m o fracción del perímetro |
| III | Una por cada 120 m o fracción del perímetro |

2.5.6 La profundidad de investigación en la campaña de exploración dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles, así como los macizos rocosos de mala calidad y rellenos o anomalías en el subsuelo que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio. Esta profundidad no será inferior a la profundidad en la que los incrementos de esfuerzos en el terreno inducidos por la cimentación dejen de ser significativos. Esta profundidad podrá ser menor a lo estipulado previamente si se alcanza antes un estrato competente y potente. En zonas donde se presenten macizos rocosos, como coladas de basalto y tobas, deberá verificarse que no existan discontinuidades, oquedades, cavernas, etc., que pudieran comprometer la estabilidad de la cimentación y, en caso dado, deberán caracterizarse dichas condiciones para tomarse en cuenta en el diseño de la cimentación. Para estructuras pesadas, extensas o con excavaciones profundas, la profundidad de exploración para la caracterización dinámica del depósito deberá abarcar por lo menos las series arcillosas superior e inferior. Sin embargo, para proyectos de importancia, la profundidad de exploración se ampliará hasta encontrar un estrato que pueda considerarse como el basamento sísmico.

Comentario:

Se considera usualmente que los incrementos de esfuerzos en el subsuelo dejan de ser significativos cuando son menores que el 10% de los esfuerzos aplicados al suelo por la cimentación.

Se entiende como estrato competente a aquel depósito de suelo o macizo rocoso que presente una resistencia al esfuerzo cortante muy alta y una deformabilidad muy baja. Con respecto a los suelos del Valle de México, la capa dura y los depósitos profundos donde el número de golpes es mayor de $N_{SP} > 50$, son ejemplos de estratos competentes, pero la capa dura es de potencia escasa. Los macizos rocosos con una calidad $GSI > 30$ pueden considerarse competentes.

Un estrato competente puede o no ser el basamento sísmico, es decir, aquel donde ya no se presenta amplificación dinámica de las ondas sísmicas. Usualmente, se puede considerar que el basamento sísmico es un estrato potente donde la velocidad de onda cortante es mayor que 365 m/s.

2.5.7 En la zona I, los sondeos deberán penetrar al menos 3m en roca de buena calidad, de acuerdo con los índices **RMR** y/o **GSI** y, para el caso de suelos firmes y compactos, esta penetración será de 5m.

Comentario:

*Los índices de calidad de los macizos como el **RMR** (Rock Mass Rating), **Q** (índice de calidad), y el **GSI** (Geological Strength Index), así como el **RQD** (Rock Quality Designation), se definen en Hoek (2007).*

2.5.8 Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar en el estrato incompresible al menos 3 m y, en su caso, en las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, deberán realizarse exploraciones suficientemente profundas para poder estimar los asentamientos inducidos por la carga combinada del conjunto de las estructuras individuales. En caso de tener evidencias de anomalías o irregularidades que puedan afectar la cimentación, la profundidad de los sondeos se ampliará hasta definir dichas irregularidades.

2.5.9 Los procedimientos para localizar rellenos artificiales, galerías de minas, oquedades y otras irregularidades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos, incluyendo los geofísicos, solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.

2.5.10 Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados en los párrafos 2.5.11 a 2.5.13, respetando la normatividad nacional e internacional correspondiente:

2.5.11 Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o compacidad de los materiales superficiales de la zona I y de los estratos resistentes de las zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua y otras propiedades índice. No será aceptable realizar pruebas mecánicas sobre especímenes obtenidos en dichos sondeos.

2.5.12 Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Solo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.

2.5.13 Exploración continua o selectiva, mediante una determinada prueba de campo, con o sin recuperación de muestras, respetando en cada caso los procedimientos de ensaye e interpretación generalmente aceptados. Las pruebas de campo serán indispensables para los suelos en los que el muestreo de tipo inalterado resulte muy difícil o deficiente y en construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas. Las pruebas de campo podrán consistir en medir lo señalado en los párrafos 2.5.14 a 2.5.19.

2.5.14 El número de golpes requeridos para lograr, mediante impactos, cierta penetración de un muestreador estándar (prueba **SPT**) o de un dispositivo mecánico cónico (prueba dinámica de cono). En la interpretación de los resultados se aplicarán los factores de corrección apropiados para tomar en cuenta la energía efectivamente aplicada, la presencia del nivel freático, la profundidad de la prueba y otros factores.

Comentario:

*Si bien el ensaye **SPT** es posiblemente la prueba a la que con mayor frecuencia se recurre en México, debe tenerse presente que su ámbito de aplicación está acotado a suelos arenosos, y que se ha demostrado que su uso en los suelos arcillosos blandos de la Ciudad de México resulta totalmente inapropiado, excepto si solo se pretende obtener muestras alteradas, con fines de identificación, clasificación y determinación de propiedades índice.*

*Por otra parte, los ensayes **SPT** deben ajustarse rigurosamente al procedimiento estandarizado por lo que se refiere a las dimensiones de las herramientas y ejecución (Mayoral y Romo, 2017), privilegiándose los equipos mecanizados a fin de reducir el efecto del operador en los resultados; si se recurre a equipos automatizados, deberá corregirse el conteo del número de golpes atendiendo a la energía realmente entregada por el equipo utilizado. Si el equipo se opera manualmente, podrá adoptarse el conteo del número de golpes convencional **N** como el **N₆₀**.*

2.5.15 La resistencia a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar (prueba estática de cono o prueba penetrométrica) hincado a presión. Se emplearán el piezocono simple (**CPTu**), para determinar la resistencia de punta y fricción q_T y f_s , y la presión de poro dinámica u_2 , el piezocono para medición de disipación de presión de poro (**CPTu_Δu**) y el piezocono sísmico para la velocidad de transmisión de onda y la disipación de presión de poro (**sCPTu_Δu**). La ejecución e interpretación de este tipo de pruebas deberán realizarse tomando en cuenta las correlaciones establecidas para los suelos blandos de la CDMX.

Comentario:

*La prueba **CPT** es aplicable a una gran variedad de suelos, la limitación puede ser el peso del vehículo en que se monte el sistema motor o el anclaje que se logre, p.e. 200 kN, para alcanzar las profundidades correspondientes al desplante de los elementos de cimentación.*

Existen dispositivos de cono que permiten hacer mediciones directas de la resistencia friccionante en su fuste. Podrá recurrirse a conos con tales sensores, siempre y cuando se demuestre que den resultados consistentes con los obtenidos por otros métodos.

*Para la interpretación y detalles de ejecución de la prueba **CPT**, son relevantes las monografías de Robertson y Cabral (2015), Holeyman et al. (1997) y Santoyo et al. (2015).*

2.5.16 La respuesta esfuerzo–deformación del suelo registrada al provocar la expansión de una cavidad cilíndrica, constituyendo un ensaye de carga estática en el sondeo en el que se conocen las condiciones en los límites (prueba presiométrica, **PMT**). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable para los suelos firmes de la zona I o de los estratos duros de las zonas II y III. Permite obtener dos características del suelo, una de ruptura caracterizada por la presión límite y otra de deformación representada por el módulo presiométrico. A partir de estas características se podrá estimar la resistencia y deformabilidad de los materiales del subsuelo.

2.5.17 El perfil estratigráfico, las propiedades de resistencia y deformabilidad del suelo, el coeficiente de esfuerzos horizontales y un módulo de deformación, a partir del hincado de una paleta gruesa de acero que se expande a presión en el suelo (dilatómetro **DMT**).

Comentario:

*Este tipo de prueba queda limitado por la posibilidad del hincado de la paleta de acero. El dilatómetro puede complementarse con el módulo sísmico, **sDMT**.*

2.5.18 La resistencia al cortante del suelo al extraer una sonda, que previamente se expande dentro del sondeo, midiendo la fuerza necesaria que induce la falla del suelo en una condición de deformación controlada (ficómetro). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable para determinar las características de los suelos firmes de la zona I o de los estratos duros de las zonas II y III.

2.5.19 La resistencia al cortante del suelo, deducida al hincar en el suelo un dispositivo que se hace girar y moviliza la resistencia al corte del cilindro de revolución que se genera en la masa de suelo (prueba de veleta o similar). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable a los suelos blandos de las zonas II y III.

Comentario:

Para los suelos blandos de la CDMX, se ha observado una mejor definición de la resistencia no drenada cuando la velocidad de rotación de la veleta varía entre 0.2°/s y 0.5°/s, lo cual difiere de lo establecido en las normas internacionales, donde se indica que la velocidad de rotación debe ser de 0.1°/s. Con la velocidad de 0.1°/s se han obtenido resistencias no drenadas mayores a las medidas en las pruebas triaxiales UU y a las determinadas con velocidades de rotación de 0.1 a 0.5°/s, siendo éstas últimas las que mejor se aproximan a las de los ensayos triaxiales. Este aspecto también se ha observado en otros tipos de suelos donde se han propuesto velocidades de hasta 6°/s. Por lo anterior, es conveniente realizar ensayos de veleta para distintas velocidades de rotación y calibrar el valor de la resistencia obtenida con pruebas de laboratorio realizadas en muestras inalteradas (Quinn and Brown 2011, Wilson et al. 2016 y Rangel et al., 2022).

2.5.20 Las pruebas anteriores podrán usarse para fines de verificación estratigráfica, con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor. Sus resultados también podrán emplearse para fines de estimación de las propiedades mecánicas de los suelos siempre que se cuente con una calibración precisa y reciente del dispositivo usado, y se disponga de correlaciones confiables con resultados de pruebas de laboratorio establecidas o verificadas localmente.

2.5.21 Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente. Asimismo, se podrán utilizar para obtener muestras en las capas duras de las zonas II y III. En este tipo de sondeos, es necesario determinar el tipo de roca, la recuperación, el **RQD** y la calidad del macizo rocoso mediante los índices **RMR**, **Q** y **GSI**.

2.5.22 Sondeos de percusión o de avance midiendo variables de perforación controladas con registros continuos de la presión vertical en las tuberías o en las mangueras de la máquina de perforación, de la velocidad de avance, de la torsión aplicada, del gasto del fluido de perforación y de la velocidad instantánea de penetración. Serán aceptables para identificar tipos de material, variaciones estratigráficas o descubrir oquedades.

2.5.23 La exploración para la caracterización dinámica de depósitos de suelo deberá incluir todas las unidades estratigráficas que contribuyan a los efectos de amplificación local. Las mediciones deberán realizarse al menos a cada metro de profundidad, para la correcta caracterización del depósito. El número mínimo de exploraciones a realizar para la caracterización dinámica de los depósitos de suelo de un sitio de interés se indica en la Tabla 2.5.23.

Tabla 2.5.23 - Número mínimo de exploraciones a realizar para la caracterización dinámica

| Zona | Número mínimo de exploraciones |
|--------|---|
| I y II | Una por cada 240 m o fracción del perímetro |
| III | Una por cada 360 m o fracción del perímetro |

2.5.24 En construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas mencionadas en la tabla 2.5.2, para la caracterización dinámica del o de los depósitos que contribuyen con los efectos de amplificación local del depósito se deberán utilizar al menos dos tipos de pruebas de campo para determinar las propiedades dinámicas del depósito, que habrán de complementarse tomando en cuenta las limitantes de cada una de las pruebas.

2.5.25 Para la determinación de la velocidad de propagación de ondas en el suelo, se podrá recurrir a ensayos de campo para estimar el valor máximo del módulo de rigidez al cortante, **G₀**, a partir de la velocidad de propagación de las ondas de corte, **V_s**, que podrá obtenerse de ensayos geofísicos de pozo (pozo abajo **DH**, el ensayo de cono sísmico, el de sonda suspendida, ensayo de dilatómetro sísmico o el ensayo de pozos cruzados **CH**) o de superficie (refracción, **MASW**, entre otros), o una

combinación de ellos. En las pruebas de pozo es recomendable emplear un inclinómetro para conocer y controlar la posición de los geófonos para el registro de vibraciones y la de la fuente emisora de vibraciones. La profundidad máxima de exploración para este tipo de ensayos dependerá de que la calidad de los registros obtenidos sea satisfactoria.

Comentario:

Hay que tomar en cuenta que, en los ensayos sísmicos de campo, los niveles de deformación inducidos son bajos, por lo que las propiedades mecánicas dinámicas obtenidas se ubicarán en el intervalo de comportamiento del material elástico-lineal. En caso de requerir de un análisis donde se considere el comportamiento del material a mayores deformaciones, deberán extraerse muestras inalteradas y llevarse a cabo ensayos de laboratorio donde se alcancen los niveles de deformación deseados (2.6.3). Alternativamente, podrán complementarse los resultados obtenidos de prueba de campo con las curvas de degradación de la rigidez y de incremento del amortiguamiento documentadas y congruentes con los depósitos de la cuenca del Valle de México. Es posible generar curvas de degradación e incremento de la rigidez y amortiguamiento, respectivamente, a partir de modelos teóricos calibrados, tomando como base los resultados obtenidos en campo (Park et al., 2007; Foti et al., 2015).

2.5.26 La determinación del periodo dominante de vibración del suelo obtenido de forma analítica a partir de las propiedades dinámicas que componen al modelo del suelo, deberá ser congruente con el medido en el sitio mediante el monitoreo de la vibración ambiental o de microtemores.

2.5.27 Se considerará que existe una anomalía en la caracterización del depósito de suelo cuando el periodo del sitio determinado a partir de los resultados de los métodos de exploración difiera en más de un 25% o de 0.5s del obtenido con el programa SASID (NTC-Sismo). Cuando se tenga este tipo de anomalía, el espectro de diseño deberá determinarse con un estudio específico del sitio.

Comentario:

El programa SASID (NTC-Sismo) permite estimar el periodo dominante del terreno. Convendrá comparar este periodo con aquellos obtenidos a partir de pruebas de campo.

Es importante tomar en cuenta que el periodo dominante del terreno cambia al evolucionar el hundimiento regional en la zona del lago y transición, al realizar un mejoramiento en los depósitos arcillosos, al presentarse agrietamiento o por la presencia de cimentaciones profundas o grandes excavaciones. Es especialmente importante valorar este aspecto en aquellos sitios de la zona III ubicados al oriente de la CDMX con periodos de vibración superiores a 2.5s.

Se recomienda seguir las normas y procedimientos siguientes (en su última actualización):

Tabla C2.5.27 – Normas y procedimientos para pruebas de campo

| <i>Técnica</i> | <i>Norma ASTM o la indicada</i> | <i>Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE</i> |
|---|---------------------------------|---|
| SPT | D 1586 | B.2.3.1.2 |
| DMT | D 6635 | B.2.3.1.10 |
| CPTu, CPTuΔu y sCPTuΔu | D 5778 | B.2.3.1.4 y B.2.3.1.11 |
| DH | D 7400 | |
| CH | D 4428 D 6760 | |
| VST | D 2573 D 2573M | B.2.3.1.3 |
| BST | AFNOR (1997) | B.2.3.1.7 |
| PMT | D 4719 ISO 22476-4 | B.2.3.1.6 |
| SS | | B.2.3.2.5 |
| SCD | ISO 22476-2 | B.2.3.1.8 |
| <p><i>SPT: Sondeo de penetración estándar</i> <i>DMT*: Sondeo de dilatómetro</i> <i>CPTu*: Piezocono con medición de presión de poro</i> <i>CPTuΔu*: Piezocono con medición de presión de poro y disipación.</i> <i>DH: Sondeo de Pozo-Abajo</i> <i>CH: Sondeo de Pozo cruzado</i> <i>VST: Ensaye de veleta de corte</i> <i>BST: Ensaye de corte o ficómetro</i> <i>PMT: Ensaye de Presiómetro</i> <i>SS: Sonda suspendida</i></p> | | |

SCD: Sondeo de cono dinámico

*: Puede incluirse el módulo sísmico.

Los procedimientos a seguir para el muestreo del suelo y para realizar pruebas de campo se describen también en Santoyo (2010) y Mayoral y Romo (2017).

2.5.28 En caso de contar con los resultados de una campaña de exploración anterior que cumpla con los lineamientos de esta norma, deberá verificarse la validez de dicha información para ser utilizada en el diseño o revisión de una cimentación, principalmente en lo referente a las propiedades mecánicas, niveles piezométricos y la presencia de anomalías en el subsuelo (grietas, hundimientos, etc.).

2.6 Determinación de las propiedades del suelo en el laboratorio

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

2.6.2 Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos de laboratorio aceptados. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, y variación de carga que se desean evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de tres pruebas de resistencia y dos de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

2.6.3 Para determinar en el laboratorio las propiedades dinámicas del suelo, y en particular el módulo de rigidez al cortante, G , y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico, ξ , a diferentes niveles de deformación, podrán emplearse los ensayos de columna resonante o el de péndulo de torsión, el ensaye triaxial cíclico o cíclico torsionante, o el de corte simple cíclico. Los resultados de estos ensayos se interpretarán siguiendo métodos y criterios reconocidos, de acuerdo con el principio de operación de cada uno de los aparatos. En todos los casos, se deberá tener presente que los valores de G y ξ obtenidos están asociados a los niveles de deformación impuestos en cada aparato y pueden diferir de los prevalecientes en el campo.

2.6.4 A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y el control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.


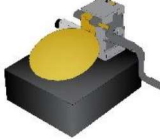

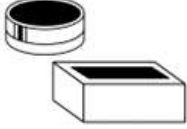

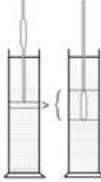


Comentario:

Los procedimientos a seguir para realizar pruebas de laboratorio se describen en SARH (1970) y en Mayoral y Romo (2017). En la tabla C2.6.4, se indican las normas comúnmente aceptadas para realizar las principales pruebas de laboratorio.

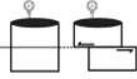
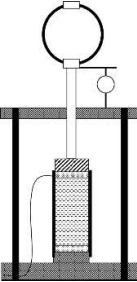

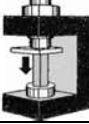
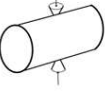

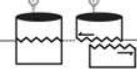
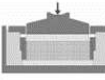
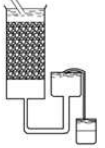
Espacio en blanco dejado de manera intencional

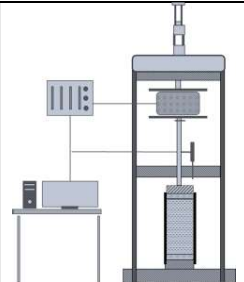
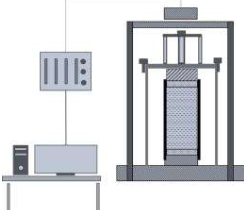
Tabla C2.6.4 - Principales pruebas índice y mecánicas

a) Pruebas índice

| Tipo | Aplicable a | Prueba | Esquema | Resultado | Norma |
|--------------------|--------------|---|---|---|------------------------------------|
| Propiedades índice | Suelo y roca | Humedad natural |  | Contenido de agua | NMX-C-475-ONNCE-201 / ASTM D 2216 |
| | Suelo | Límite líquido con copa de Casagrande y límite plástico |  | Límite líquido y plástico | NMX-C-493-ONNCE-2018 / ASTM D 4318 |
| | | Límite líquido con cono penetrante |  | Límite líquido | BS 1377-2 |
| | | Límite de contracción |  | Límite de contracción | ASTM D 427 |
| | | Granulometría por mallas |  | Distribución granulométrica en suelos gruesos | NMX-C-496-ONNCE-2014 / ASTM D 422 |
| | | Hidrómetro |  | Distribución granulométrica en suelos finos | ASTM D 7928 |
| | | Densidad de sólidos |  | Densidad de la fracción sólida del suelo | ASTM D 854 |
| | | Peso volumétrico |  | Peso volumétrico | ASTM D 7263 |

b) Pruebas mecánicas

| Tipo | Aplicable a | Prueba | Esquema | Resultado | Norma |
|-----------------------|------------------------|---|---|---|----------------------------|
| Propiedades mecánicas | Suelo y roca | Corte directo |  | Envolvente de falla de Mohr Coulomb | ASTM D 5607 ASTM D 3080 |
| | | Compresión triaxial UU |  | Envolvente de falla de Mohr-Coulomb, (Esfuerzos totales). Módulo de elasticidad no drenado. | ASTM D 2850 ASTM D 7012 |
| | | Compresión triaxial CU | | Envolvente de falla de Mohr-Coulomb, Cohesión y fricción (Esfuerzos efectivos) | ASTM D 4767 |
| | Compresión triaxial CD | Envolvente de falla de Mohr-Coulomb, Cohesión y fricción (Esfuerzos totales). Módulo de elasticidad efectivo. | | ASTM D 7181 | |
| | Suelo | Consolidación |  | Índice de compresibilidad λ y κ . | ASTM D 2435 |
| | | Compresión simple |  | Resistencia a la compresión simple, q_u . | ASTM D2938 |
| | | Carga puntual |  | Índice de carga puntual | ASTM D 5731 |
| | Roca | Tensión indirecta (Brasileña) |  | Resistencia a la tensión | ASTM D 3967 |
| | | Corte directo en discontinuidad |  | Resistencia al cortante de la discontinuidad | ASTM D 5607 |
| | | Hinchamiento y colapsabilidad |  | Presión de hinchamiento | ASTM D 5333 |
| | Suelo | Permeabilidad |  | Coefficiente de permeabilidad | ASTM D2434 |

| | | | | | |
|-----------------------|-------|-------------------|---|--|------------|
| Propiedades dinámicas | Suelo | Triaxial cíclica |  | Módulo de rigidez al cortante Relación de Poisson Amortiguamiento Velocidades de transmisión de onda. | ASTM D5311 |
| | | Columna resonante |  | Módulo de rigidez al cortante Relación de Poisson Amortiguamiento Velocidades de transmisión onda. | ASTM D4015 |

2.7 Condiciones piezométricas y hundimiento regional

2.7.1 En las zonas II y III, se tomará en cuenta la información disponible respecto a las condiciones piezométricas y a la evolución del proceso de hundimiento regional que afecta la parte lacustre de la Ciudad de México y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto. Se recurrirá a las instituciones públicas (Comisión Nacional del Agua y Sistema de Aguas de la Ciudad de México) encargadas del seguimiento del fenómeno de hundimiento para obtener esta información.

Comentario:

También puede consultarse la información relativa al hundimiento regional publicada en Auvinet et al. (2017) y, actualizada por Juárez et al. (2022, Fig. C2.7.1) y, en línea, en el SEHEDIS–CDMX. Información adicional sobre este tema puede consultarse en Auvinet et al. (2015a y 2015b).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

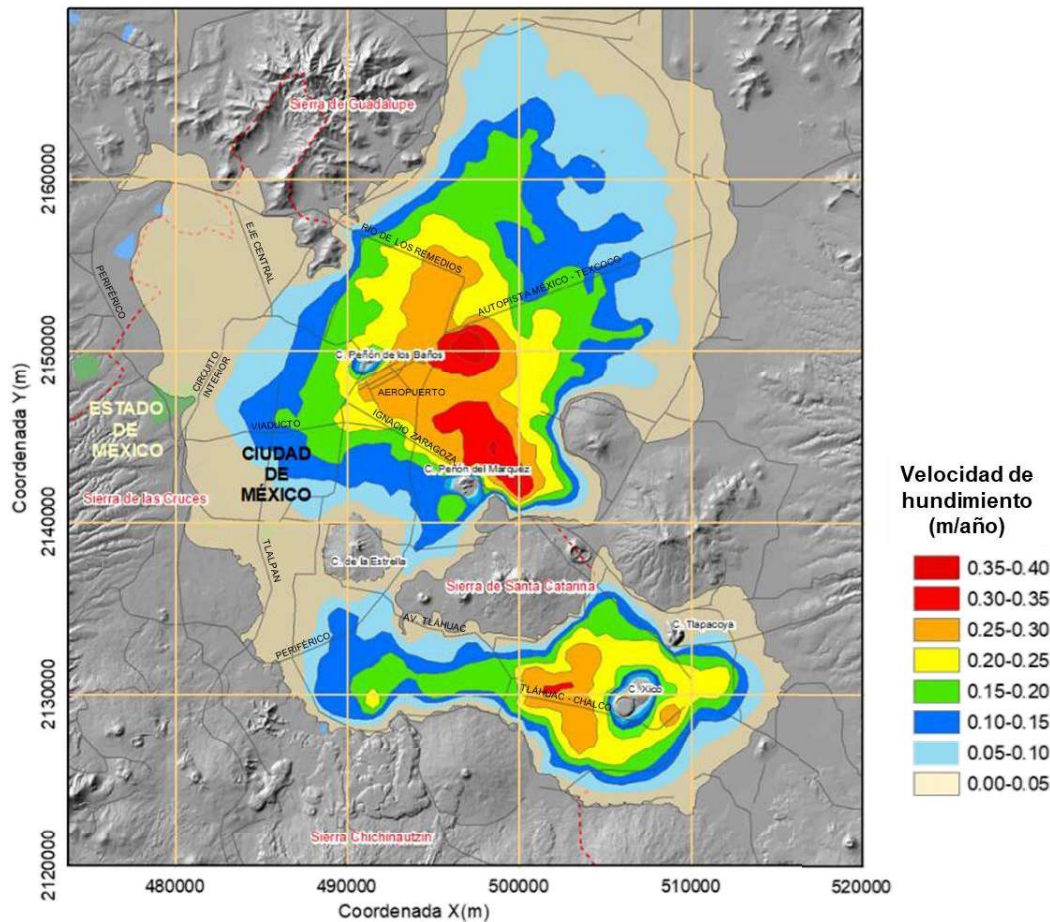


Figura C2.7.1 - Velocidad aproximada de hundimiento regional (Juárez et al., 2022)

2.7.2 En edificaciones del grupo A y del subgrupo B1 (véase artículo 139 del Capítulo I del Título Sexto del Reglamento), la investigación respecto al fenómeno de hundimiento regional deberá hacerse por 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, se deberá garantizar que la fricción negativa actuando sobre ellos no afectará las observaciones.

Comentario:

Se ha observado que, en general, las presiones de poro en el subsuelo de las zonas II y III no son hidrostáticas; los abatimientos varían desde ligeros hasta totales, principalmente en los depósitos arenosos.

La contribución de los diferentes estratos del subsuelo al hundimiento regional puede también evaluarse mediante extensómetros magnéticos (Contreras et al., 2019).

2.8 Modelo geotécnico

2.8.1 El modelo geotécnico adoptado para la revisión de la seguridad de las cimentaciones y otras obras geotécnicas deberá reflejar, mediante perfiles, tablas y gráficas, las diferentes unidades geotécnicas con sus espesores y propiedades índice y mecánicas así como su variación espacial en la zona de proyecto. Se indicarán las condiciones del agua subterránea agregando diagramas de la variación de la presión de poro respecto a la profundidad y la velocidad de hundimiento regional, en su caso. Se indicarán claramente los parámetros seleccionados para los modelos constitutivos del suelo adoptados en los análisis. Asimismo, se incluirá la caracterización de las anomalías o irregularidades existentes en el subsuelo (agrietamiento, rellenos, cimentaciones existentes, coladas de basalto, cavernas, minas, entre otras), las condiciones sísmicas, y la caracterización de eventos naturales que pudieran presentarse a futuro (erosión, inundaciones, inestabilidad de laderas y/o cortes, inestabilidad

de bloques de rocas). Se señalarán claramente las hipótesis, simplificaciones o supuestos tomados en cuenta para la conformación del modelo.

Comentario:

El modelo geotécnico puede estar constituido por uno o varios modelos dependiendo de las características del subsuelo y del detalle que se quiera dar al análisis y diseño. Para la interpolación entre sondeos y la visualización del modelo geotécnico, es recomendable recurrir a la Geoestadística (Auvinet et al., 2017).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

3.1 Estados límite

3.1.1 Introducción

3.1.1.1 El propósito básico de una cimentación es transferir de manera segura y adecuada los efectos de la carga de una edificación al subsuelo, entendiendo a éste como el suelo o la formación rocosa de soporte. El diseño de una cimentación y la correspondiente verificación de la pertinencia del mismo, implican fundamentalmente el cumplimiento de dos consideraciones básicas. Desde luego, una cimentación no debe colapsar, es decir no provocar una falla por cortante del subsuelo en que se apoya; pero, además, el asentamiento posterior a su construcción, debe mantenerse dentro de límites tolerables según el uso al que esté destinada

Comentario:

La solución del tipo de cimentación debe justificarse en términos de las características de la edificación (proyectos arquitectónico y estructural, magnitud y distribución de cargas, sistema estructural, uso y restricciones de operación), de las condiciones del subsuelo a corto y largo plazo (estratigrafía, resistencia y deformabilidad de los suelos, piezometría actual y futura prevista), del entorno (estructuras e instalaciones colindantes), de las anomalías existentes o que se puedan presentar durante la vida útil del edificio (agrietamiento, subsidencia, sismos, etc.) y de los procedimientos constructivos disponibles.

3.1.1.2 En el diseño de toda cimentación se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

3.1.1.2.1 De falla:

- 1) Flotación
- 2) Falla local y general del suelo bajo la cimentación
- 3) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

3.1.1.2.1.1 La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá en comparar para cada elemento de la cimentación, y para ésta en su conjunto, la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

Comentario:

Se entiende por capacidad de carga neta al resultado de restar la presión total preexistente al nivel de desplante, a la capacidad de carga última de la cimentación.

3.1.1.2.1.2 La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos, numéricos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales locales o a partir de pruebas de campo o de carga como se señala en las secciones 3.4 a 3.6. Tal capacidad se calculará a partir de la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo de falla más crítico.

3.1.1.2.1.3 En el cálculo, se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación, así como entre ésta y las cimentaciones vecinas.

3.1.1.2.1.4 Cuando en el subsuelo del sitio o en su vecindad existan rellenos sueltos, galerías, grietas u otras oquedades, éstos deberán tratarse apropiadamente o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

3.1.1.2.2 De servicio:

- 1) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante
- 2) Inclinación media de la construcción
- 3) Deformación diferencial de la propia estructura y otras que pudieran resultar afectadas.

3.1.1.2.2.1 En cada uno de los movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de

tales movimientos deberá garantizar que no se causarán daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas ni a los servicios públicos.

3.1.1.2.2.2 Se prestará gran atención a la compatibilidad a corto y largo plazo del tipo de cimentación seleccionado con el de las estructuras vecinas.

3.1.1.2.2.3 La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla 3.1.1.2.2.3.

Tabla 3.1.1.2.2.3 - Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación ^[1].

| a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión) | | |
|--|---------------------------------|--|
| Concepto | | Límite |
| En la zona I : | | |
| A) Valor medio en el área ocupada por la construcción: | | |
| Asentamiento: | Construcciones aisladas | 50 mm ^[2] |
| | Construcciones colindantes | 25 mm |
| En las zonas II y III : | | |
| B) Valor medio en el área ocupada por la construcción: | | |
| Asentamiento: | Construcciones aisladas | 300 mm ^[2] |
| | Construcciones colindantes | 150 mm |
| Emersión: | Construcciones aisladas | 300 mm ^[2] |
| | Construcciones colindantes | 150 mm |
| Velocidad del componente diferido | | 10 mm/semana |
| b) Inclinación media de la construcción | | |
| Tipo de daño | Límite | Observaciones |
| Inclinación visible | $100 / (100 + 3h_c)$ por ciento | h_c = altura de la construcción en m |
| Mal funcionamiento de grúas viajeras | 0.3 por ciento | En dirección longitudinal |
| c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas (véase tabla 6.2 de la NTC-Acciones) | | |

^[1] Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y, en cada caso, habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados al principio de este Capítulo.

^[2] En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de la cimentación y de sus conexiones con la subestructura.

3.2 Acciones de diseño

3.2.1 De acuerdo con lo señalado en el inciso 2.3 de la NTC-Acciones, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las indicadas a continuación.

3.2.1.1 Primer tipo de combinación

3.2.1.1.1 Acciones permanentes más acciones variables. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Entre las acciones permanentes se incluirán el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, el peso de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, incluyendo el agua en su caso, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

Comentario:

Al considerar los pesos propios correspondientes a pilotes o pilas se considerará, si es el caso, el peso sumergido.

3.2.1.2 Segundo tipo de combinación

3.2.1.2.1 Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con este tipo de combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

3.2.1.2.2 La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura se obtendrá en primera aproximación como resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la estructura y de la cimentación, la fijación de la magnitud de todas las acciones pertinentes y de su distribución será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la estructura y de la cimentación. Se estimarán con especial cuidado las concentraciones de carga que pueden generar en ciertas partes específicas de la cimentación los elementos más pesados de la estructura (salientes, muros de fachada, cisternas, etc.) y que son susceptibles de inducir fallas locales o generales del suelo.

3.2.1.2.3 Congruentemente con lo especificado en la NTC-Sismo respecto a efectos bidireccionales, para la revisión de los estados límite de falla de una cimentación bajo este tipo de sollicitación, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100 por ciento del sismo en una dirección y 30 por ciento en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.

3.2.1.2.4 Para una evaluación más precisa de las acciones accidentales por sismo al nivel de la cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo–estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin. Se podrá usar en particular el método del Capítulo 8 de la NTC-Sismo. Para el diseño geotécnico de la cimentación contra la falla del suelo, se aplicarán los elementos mecánicos debidos a sismo que se hayan obtenido del análisis de la estructura específicamente para la cimentación, sin considerar el factor 0.65 de la sobre-resistencia, señalado en la NTC-Sismo.

Comentario:

Es importante subrayar que la omisión del factor de sobre-resistencia para el diseño geotécnico conduce a una variante de la segunda combinación de cargas que deberá ser comunicada al diseñador geotécnico.

3.2.1.2.5 Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en la NTC-Acciones.

3.2.1.2.6 Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño, el cortante en la base de la estructura y los momentos de volteo debidos tanto a excentricidad de cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación como a sollicitaciones horizontales.

3.2.1.3 Fricción negativa

3.2.1.3.1 En el caso de cajones de cimentación, estructuras permanentes de sistemas de retención para las excavaciones y cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I deberá tomarse en cuenta la fricción negativa que pueda desarrollarse en sus paredes. Esta fricción deberá considerarse exclusivamente en la revisión de la seguridad por falla estructural y para la estimación de los desplazamientos diferidos de la cimentación (asentamientos o emersiones).

Comentario:

Se ha reconocido que la fricción negativa no es una acción que deba tomarse en cuenta en la revisión de los estados límite de falla de las cimentaciones, ya que se disipa al iniciarse cualquier proceso de falla (Rodríguez, 2010). Por lo contrario, es un fenómeno que puede afectar la seguridad estructural y el comportamiento de la cimentación conduciendo eventualmente al rebase de estados límite de servicio.

3.2.1.3.2 En el caso de pilotes o pilas, el procedimiento recomendado para estimar la fricción negativa se presenta en el inciso 3.6.4.

3.2.1.3.3 Tanto para la revisión de la seguridad por falla estructural como para la estimación de los desplazamientos diferidos de la cimentación, se utilizará la primera combinación de acciones, agregando la fricción negativa que puede desarrollarse en las paredes de los elementos estructurales combinada con acciones variables con su intensidad media.

3.3 Factores de carga y de resistencia

3.3.1 Los factores de carga, F_c , que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en la sección 3.4 de la NTC-Acciones. Para la revisión de los estados límite de servicio, el factor de carga será unitario para todas las acciones. La acción del peso propio del suelo y de la subpresión se considerará con un factor de carga unitario.

3.3.2 En el caso de cimentaciones sometidas a una fuerza F con componentes vertical F_v y horizontal F_h , con excentricidad e_x , y con inclinación δ respecto a la vertical (fig. 3.3.2), la revisión de seguridad deberá realizarse para las dos condiciones siguientes:

- Aplicando los factores de carga indicados en la NTC-Acciones, a la fuerza F , de acuerdo con la combinación correspondiente (permanente y accidental)
- Considerando que el componente vertical F_v de la fuerza es una carga favorable y que, por tanto, le corresponde un factor de carga de 0.9.

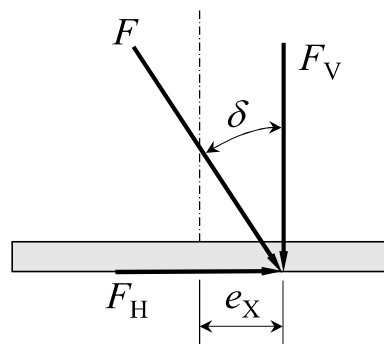


Figura 3.3.2 - Cimentación sujeta a cargas excéntricas e inclinadas.

3.3.3 Los factores de resistencia, F_R , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes, para todos los estados límite de falla:

- $F_R=0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato friccionante
- $F_R=0.65$ para los otros casos.

3.3.4 Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

3.4 Cimentaciones someras (zapatas y losas)

3.4.1 Introducción

3.4.1.1 Para la revisión de los estados límite de falla y de servicio en cimentaciones someras, será necesario contar con la geometría de los elementos de cimentación, producto de un diseño geotécnico preliminar, así como la bajada de cargas detallada de la estructura, conforme a lo establecido en la NTC-Acciones.

3.4.1.2 En la presente Norma, se considera que los elementos de cimentación poseen las características necesarias para transmitir las acciones de la estructura hacia el suelo de apoyo, por tanto, los elementos de cimentación deberán cumplir con los requerimientos especificados en el Capítulo 4 de la presente Norma y en la NTC-Concreto.

3.4.1.3 Los lineamientos establecidos en esta Norma son aplicables también a cimentaciones de mampostería, por lo que, en este caso, la geometría y características de los materiales deberán atender a lo establecido en la NTC-Mampostería.

3.4.2 Estado límite de falla

3.4.2.1 Para cimentaciones someras, se verificará el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

$$\frac{\sum QF_c}{A} < r \quad (3.4.2.1)$$

donde:

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

A es el área del elemento de cimentación

r es la capacidad de carga unitaria reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente) de la cimentación.

Comentario:

Para fines de diseño, es necesario que el ingeniero geotecnista proporcione al diseñador estructural un valor preliminar de presión de contacto máxima recomendable bajo la cimentación, determinado a partir de las propiedades de resistencia y deformación de las unidades estratigráficas involucradas. Este valor permitirá un dimensionamiento preliminar de los elementos de cimentación, ajustándose finalmente sus dimensiones hasta cumplir con lo establecido en la ecuación 3.4.2.1 y con el estado límite de servicio. Esto se conseguirá a través de una estrecha interacción entre el geotecnista y el estructurista.

3.4.2.2 Para evaluar r , se recurrirá por lo menos a dos de los métodos siguientes:

3.4.2.3 Métodos analíticos

3.4.2.3.1 Este enfoque será aplicable solamente a suelos sensiblemente uniformes. En este caso, tomando en cuenta la existencia, especialmente en las zonas I y II, de materiales cementados frágiles que pueden perder su cohesión antes de que se alcance la deformación requerida para que se movilice su resistencia por fricción, se considerará en forma conservadora que los suelos son de tipo puramente cohesivo o puramente friccionante, dependiendo del nivel de deformación esperado. Se tendrá:

3.4.2.3.2 Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$r = c_u N_c F_R + p_v \quad (3.4.2.3.2)$$

3.4.2.3.3 Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$r = \left[\bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v \quad (3.4.2.3.3a)$$

donde:

γ es el peso volumétrico del suelo debajo del nivel de desplante de la cimentación

c_u es la cohesión aparente del suelo determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU)

B es el ancho de la cimentación

p_v es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo

\bar{p}_v es la presión vertical efectiva a la misma profundidad

N_c es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \quad \text{para } D_f/B < 2 \text{ y } B/L < 1 \quad (3.4.2.3.3b)$$

donde D_f es la profundidad de desplante y L la longitud del cimientto; en caso de que D_f/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1, respectivamente

N_q es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.4.2.3.3c)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material. El coeficiente N_q se multiplicará por $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para cimientos circulares o cuadrados.

N_γ es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (3.4.2.3.3d)$$

El coeficiente N_γ se multiplicará por $1 - 0.4(B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

F_R es el factor de resistencia especificado en la sección 3.3.

3.4.2.3.4 Al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo indicado en los párrafos 3.4.2.3.5 a 3.4.2.3.14.

3.4.2.3.5 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 Z del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ecuación 3.4.2.3.3a será:

$$\gamma = \gamma' + \left(\frac{Z}{B} \right) (\gamma_m - \gamma') \quad (3.4.2.3.5)$$

donde:

γ' es el peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades Z y $(B/2) \tan(45^\circ + \phi/2)$

γ_m es el peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.

Comentario:

Cuando la cimentación se desplante por debajo del nivel freático, los concretos utilizados en ella deberán satisfacer lo establecido en la NTC-Concreto, en cuanto a durabilidad.

3.4.2.3.6 Para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza cortante al nivel de la cimentación, se multiplicarán los coeficientes N_c y N_q de las ecuaciones 3.4.2.3.3b y 3.4.2.3.3c por $(1 - \tan \delta)^2$, donde δ es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical. El ángulo δ , se determinará para la condición más desfavorable entre las dos señaladas en la fig. 3.3.2.

Comentario:

Siempre que $\delta < 45^\circ$ se verificará el cumplimiento de la desigualdad 3.4.2.1 considerando el componente vertical; el componente horizontal se revisará contra deslizamiento. Cuando $\delta \geq 45^\circ$ $r=0$ y se revisará únicamente la estabilidad por deslizamiento. Mayor detalle podrá obtenerse en Meyerhof (1953).

3.4.2.3.7 En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a fuerzas resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimientto, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \quad (3.4.2.3.7)$$

3.4.2.3.8 Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. Cuando se presente doble excentricidad (alrededor de los ejes X y Y), se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimiento será $A' = B' L'$.

3.4.2.3.9 Con las dimensiones así determinadas, se evaluarán nuevamente los términos A y r de la desigualdad 3.4.2.1.

3.4.2.3.10 Se buscará por otra parte que la excentricidad quede ubicada dentro del tercio medio de la zapata.

3.4.2.3.11 Para la corrección de excentricidades permanentes mediante lastre, los factores de carga serán unitarios.

3.4.2.3.12 En el caso de cimentaciones sobre un estrato de suelo uniforme de espesor H bajo el nivel de desplante y que a su vez esté apoyado sobre un estrato blando (Fig. 3.4.2.3.12), en el cálculo de la capacidad de carga reducida r se seguirá el criterio siguiente:

- 1) Si $H \geq 3.5B$, se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga
- 2) Si $3.5B > H \geq 1.5B$, se verificará la capacidad de carga de la cimentación considerando las propiedades del estrato blando y suponiendo que el ancho del área cargada es $B^* = B + H$
- 3) Si $H < 1.5B$ se verificará la capacidad de carga de la cimentación considerando las propiedades del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es:

$$B^* = B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \right] \quad (3.4.2.3.12)$$

- 4) En el caso de cimientos rectangulares se aplicará a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior.

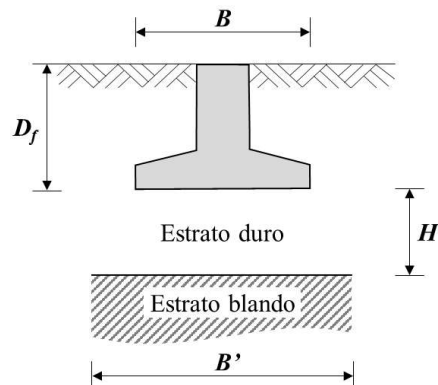


Figura 3.4.2.3.12 - Efecto de estrato blando

Comentario:

Este criterio podrá también aplicarse en el caso de desplante sobre rellenos controlados apoyados sobre suelos naturales blandos. Alternativamente, se podrá realizar un análisis de distribución de esfuerzos inducidos en el estrato blando considerando la rigidez y espesor del estrato duro bajo la zapata.

3.4.2.3.13 En el caso de cimentaciones someras de ancho B sobre un estrato blando de espesor $H < 1.5B$, intercalado entre dos estratos duros, se tomará en cuenta la posibilidad de falla por extrusión y la resistencia reducida se calculará como:

$$r = 4c_u \left(\frac{B + 2h}{B} \right)^2 F_R \quad (3.4.2.3.13)$$

donde:

- c_u es la cohesión aparente del suelo determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU)
- h es el espesor del estrato duro superior
- F_R es el factor de resistencia igual a 0.65.

Comentario:
Le expresión anterior fue propuesta por Kalinovsky (1958).

3.4.2.3.14 Para cimentaciones desplantadas en roca, la capacidad de carga reducida podrá determinarse con la ecuación:

$$r = F_R K_{sp} q_u \quad (3.4.2.3.14)$$

donde:

q_u es la resistencia a la compresión no confinada media de núcleos de roca
 K_{sp} es un coeficiente empírico que depende del espaciamiento y abertura de las discontinuidades de la roca
 F_R es el factor de resistencia especificado en la sección 3.3.

3.4.2.3.15 El coeficiente K_{sp} toma en cuenta el efecto de escala y la presencia de discontinuidades; su valor se estimará con la ecuación:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s_d}{B}}{\frac{10}{3} \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{s_d}}} \quad (3.4.2.3.15)$$

donde:

s_d es el espaciamiento entre discontinuidades
 t_d es la abertura de discontinuidades.

3.4.2.3.16 Las unidades utilizadas en las variables de la ecuación 3.4.3.2.15 deberán ser coherentes.

3.4.2.3.17 La ecuación es aplicable cuando el espaciamiento entre discontinuidades es mayor que 30 cm, y la abertura de estas sea menor que 5 mm, si se encuentran limpias, o menor que 2.5 cm si están rellenas.

Comentario:
El criterio expuesto (Canadian Geotechnical Society, 2006) es también aplicable a rocas fisuradas tratadas mediante inyección de lechada.
En el caso de cimentaciones desplantadas en roca, se reconocerá que los enfoques analíticos tienen limitaciones debido a la variedad de mecanismos de falla que se pueden presentar y siempre será recomendable estimar la resistencia unitaria reducida a partir de pruebas de carga realizadas in situ (3.4.2.7).

3.4.2.4 Métodos basados en pruebas de campo

3.4.2.4.1 Para evaluar la capacidad de carga unitaria reducida de las cimentaciones, será también aceptable recurrir a los resultados de pruebas de campo respaldados por evidencias experimentales confirmadas en los suelos de la Ciudad de México. Estas pruebas podrán usarse para determinar los valores de los parámetros del suelo a introducir en las expresiones analíticas de capacidad de carga o, en caso de que la prueba lo permita, directamente para obtener el valor de la capacidad de carga unitaria, la cual se afectará por el factor de resistencia que señala la sección 3.3 para obtener el valor de r .

3.4.2.5 Métodos de análisis límite

3.4.2.5.1 En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general implícito en las expresiones analíticas de capacidad de carga, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimientto, y la posible extrusión de estratos muy blandos.

3.4.2.5.2 En el caso de cimentaciones sobre taludes se verificará asimismo la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente.

3.4.2.5.3 En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente será afectado por el factor de resistencia que señala la sección 3.3. Las fuerzas motrices asociadas a peso propio del suelo serán afectadas por un factor de carga unitario. Las fuerzas sísmicas serán por su parte afectadas por el factor de carga indicado en 3.3.

3.4.2.6 Métodos de modelación numérica

3.4.2.6.1 Convendrá recurrir a modelaciones numéricas (método de los elementos finitos o similares) para revisar la seguridad de las cimentaciones cuando las condiciones geométricas y estratigráficas del problema resulten complejas y no se apliquen las hipótesis implícitas en las soluciones analíticas. Las acciones asociadas a peso propio del suelo se considerarán con factor de carga unitario. Las demás acciones serán afectadas por el factor de carga indicado en 3.3. La resistencia límite se determinará aumentando las acciones por ensaye y error para definir la carga que provoca un mecanismo de falla. La carga unitaria alcanzada será afectada por el factor de reducción de la sección 3.3 para obtener el valor de r .

3.4.2.6.2 El modelo constitutivo que se emplee deberá ser representativo del comportamiento de los suelos involucrados en el análisis en condiciones drenadas o no-drenadas, según el tipo de análisis realizado. Asimismo, todas las propiedades que se utilicen deberán estar respaldadas experimentalmente mediante pruebas de laboratorio, de campo y/o de carga.

3.4.2.7 Métodos de pruebas de carga en campo

3.4.2.7.1 Será aceptable estimar la resistencia unitaria reducida del suelo o roca a partir de pruebas de carga realizadas *in situ*, siempre que la homogeneidad del material y el número de pruebas realizadas permitan extender los resultados a todos los elementos de la cimentación.

3.4.2.8 Métodos basados en la experiencia local

3.4.2.8.1 La revisión de la seguridad de cimentaciones no podrá basarse solamente en la experiencia local. Sin embargo, los resultados obtenidos por los métodos de los incisos anteriores deberán siempre compararse con la práctica local. Si los valores estimados de la capacidad de carga unitaria reducida r de la cimentación difieren significativamente de los valores generalmente aceptados, deberán presentarse en forma explícita en la memoria de diseño los elementos que justifican esta diferencia.

Consideraciones adicionales:

3.4.2.9 No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por generación de presión de poro o deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia o cambios volumétricos ocasionados por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecuaciones 3.4.2.3.2 y 3.4.2.3.3a, deberá tomarse igual a la mitad del definido en 3.3 para condiciones estáticas, a menos que se demuestre, a satisfacción de la Administración, a partir de ensayos de laboratorio en muestras de suelo representativas, que es aplicable otro valor.

Comentario:

Se pueden considerar como condiciones severas de vibración aquellas que excedan las definidas en USBM RI 8507 (Siskind et al., 1980).

3.4.2.10 En caso de que se compruebe la existencia de galerías, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga unitaria reducida. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:

- 1) Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones y otros
- 2) Demolición o refuerzo de bóvedas
- 3) Desplante bajo el piso de las cavidades.

3.4.2.11 En general, no se desplantarán cimentaciones superficiales sobre suelos blandos agrietados, sobre todo si se estima que el agrietamiento pueda seguir evolucionando debido al hundimiento regional, salvo justificación aprobada por la Administración.

Comentario:

Se ha considerado aceptable desplantar cimentaciones superficiales sobre suelos con grietas con escalón moderado (<10cm) tomando precauciones de mitigación como las señaladas en Sánchez-Guzmán y Auvinet (2020a; 2020b).

3.4.3 Estado límite de servicio

3.4.3.1 Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas podrán calcularse en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas.

3.4.3.2 Los asentamientos instantáneos se podrán calcular por medio de la relación:

3.4.3.2.1 Medios homogéneos

$$\delta_e = \alpha_e(B)(1 - \nu^2) \frac{1}{E} q_0 \quad (3.4.3.2.1)$$

donde:

- α_e es un factor de forma definido por $1.29 \log(L/B) + 0.95$
- B es el ancho de la cimentación
- L es el largo de la cimentación
- ν es la relación de Poisson
- E es el módulo de elasticidad
- q_0 es la presión de contacto.

Comentario:

Para suelos granulares, se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento.

3.4.3.2.2 Medios estratificados

3.4.3.2.2.1 Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, para el cálculo de asentamientos inmediatos, será aceptable despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos:

$$\delta_e = \sum_{i=1}^n D_i \frac{1}{E_i} \Delta q_i \quad (3.4.3.2.2.1)$$

donde:

- D_i espesor del substrato i
- Δq_i incremento de esfuerzo al centro del substrato i .

Comentario:

Para el cálculo de asentamientos inmediatos, se tomarán en cuenta las acciones definidas en la NTC-Acciones. Es recomendable que el espesor de los estratos i no sea mayor que 2 m.

3.4.3.3 Para el cálculo de las deformaciones elásticas transitorias inducidas en el suelo por la cimentación bajo condiciones sísmicas, particularmente las generadas por los momentos de volteo, se podrá recurrir a procesos analíticos de interacción suelo-estructura de cimentación que permitan definir los giros a los que estará sujeta y las deformaciones angulares generadas. Para este tipo de análisis, se podrá recurrir al método del semi-espacio equivalente considerando las rigideces dinámicas obtenidas bajo el procedimiento establecido en la NTC-Sismo para el cálculo de deformaciones. Alternativamente, para la

determinación de estas deformaciones y aquellas de tipo permanente, se podrá construir un modelo numérico representativo del sistema suelo-cimentación (NTC-Sismo).

Comentario:

Los análisis de interacción suelo-estructura permiten frecuentemente optimizar el diseño estructural de los elementos de cimentación (García-Ranz et al., 1986), lo que puede llevar a un ahorro significativo.

3.4.3.4 La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

3.4.3.5 Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\Delta e}{1 + e_{0i}} \right] \Delta z_i \quad (3.4.3.5)$$

donde:

ΔH es el asentamiento de un estrato de espesor H

e_0 es la relación de vacíos inicial

Δe es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad

Δz_i son los espesores de substratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

3.4.3.6 Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de interacción estática suelo-estructura.

Comentario:

Para el cálculo de asentamientos diferidos, se tomarán en cuenta las acciones definidas en la NTC-Acciones.

3.4.3.7 Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en un número suficiente de puntos ubicados dentro y fuera del área cargada.

3.4.3.8 Como alternativa al procedimiento simplificado del párrafo 3.4.3.7, se podrá recurrir a modelado numérico para estimar los asentamientos instantáneos y diferidos, especialmente cuando las condiciones geométricas y de carga resulten complejas.

Comentario:

En el caso de losas de cimentación, es conveniente realizar análisis de interacción estática suelo-estructura, para el cálculo detallado de asentamientos y esfuerzos de contacto. Estos cálculos permitirán determinar módulos de reacción útiles para el diseño estructural.

3.5 Cimentaciones compensadas

3.5.1 Introducción

3.5.1.1 Se entiende por cimentaciones compensadas aquéllas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y usando un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobrecompensada, respectivamente.

Comentario:

Una cimentación compensada no es recomendable para edificios esbeltos con relación altura/base mayor que 2. En efecto, se ha observado (Auvinet et al., 1986 y 1991) que, en este caso, este tipo de cimentación resulta altamente vulnerable a acciones sísmicas.

3.5.1.2 Para el cálculo del incremento neto de carga transmitido al suelo por este tipo de cimentación, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga permanente, incluyendo el peso de la subestructura, más las cargas variables con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario. El cálculo anterior deberá realizarse con precisión tomando en cuenta que los asentamientos son muy sensibles a pequeños incrementos de la carga neta. Además, en esta evaluación, deberán tomarse en cuenta los cambios posibles de materiales de construcción, de solución arquitectónica o de usos de la construcción susceptibles de modificar significativamente en el futuro dicha carga neta. Cuando la incertidumbre al respecto sea alta, la cimentación compensada deberá considerarse como poco confiable y deberá aplicarse un factor de carga mayor que la unidad, cuidando al mismo tiempo que no pueda presentarse una sobrecompensación excesiva, o se adoptará otro sistema de cimentación.

Comentario:

Es muy recomendable que las cimentaciones compensadas sean rigurosamente simétricas en planta y que exista coincidencia entre los centroides de cargas y de área. La excentricidad generada por las cargas permanentes y variables deberá revisarse para verificar que no se rebasen los asentamientos diferenciales permisibles. Es deseable que el nivel de desplante se encuentre a la misma profundidad en toda el área de la cimentación.

3.5.1.3 La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse, para fines de revisión de estado límite de servicio, como llena de agua y el peso de esta deberá sumarse al de la subestructura, a menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

Comentario:

En la porción de la cimentación que constituya un espacio útil (estacionamiento u otro) es conveniente instalar un sistema de bombeo de achique permanente, de preferencia redundante (varias bombas). Es conveniente que el cajón sea lo más estanco posible para reducir el gasto bombeado y evitar asentamientos significativos.

3.5.2 Estado límite de falla

3.5.2.1 La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala el inciso 3.4.2.

3.5.2.2 Se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo.

Comentario:

A los momentos de volteo generados bajo condiciones de carga accidental, se deberán adicionar los momentos permanentes, en caso de existir. Deberá tenerse presente que la ubicación del momento de volteo en la cimentación depende de la profundidad de la excavación (nivel de desplante) y que el momento de volteo influye sobre la condición de la losa de fondo. En la estimación del momento de volteo a nivel de desplante de la cimentación, se podrá considerar el efecto favorable del empuje pasivo del suelo sobre el cajón.

3.5.2.3 Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. De ser necesario, se lastrará la construcción o se instalarán válvulas de alivio o dispositivos semejantes que garanticen que no se pueda producir la flotación. En la revisión por flotación, se considerará una posición conservadora del nivel freático.

3.5.3 Estado límite de servicio

3.5.3.1 Para este tipo de cimentación se calcularán los elementos indicados en los párrafos 3.5.3.2 a 3.5.3.4:

3.5.3.2 Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación, incluyendo los debidos a la recarga del suelo anteriormente descargado por la excavación.

3.5.3.3 Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo el segundo tipo de combinación de acciones. Se tomará en cuenta que las deformaciones permanentes tienden a ser críticas para cimentaciones con escaso margen de seguridad contra falla local o general y que los suelos arcillosos tienden a presentar grandes deformaciones permanentes bajo la combinación de carga estática más carga sísmica cíclica cuando se alcanza un esfuerzo cortante superior al 90 por ciento de la resistencia estática no-drenada.

3.5.3.4 Los movimientos diferidos debidos al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

Comentario:

En cimentaciones compensadas, para una mejor estimación de los asentamientos instantáneos y diferidos, es conveniente realizar un análisis de interacción estática suelo-cimentación. Estos cálculos permitirán determinar módulos de reacción útiles para el diseño estructural.

3.5.3.5 Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en el párrafo 3.3.2 tomando en cuenta, además, el hundimiento regional. Se tomará en cuenta que las cimentaciones sobrecompensadas en la zona lacustre tienden a presentar una emersión aparente mucho mayor y más prolongada en el tiempo que la atribuible a las deformaciones elásticas y a los cambios volumétricos inducidos por la descarga. Esto es consecuencia de la interacción entre la descarga y el hundimiento regional, que disminuye localmente por estar el suelo preconsolidado por descarga. En la zona III y en presencia de consolidación regional, la sobrecompensación no será superior a 10 kPa (1 t/m²) a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

3.5.3.6 En el diseño y construcción de estas cimentaciones deberá tenerse presente que los resultados obtenidos dependerán en gran medida del cuidado puesto al hacer la excavación (Capítulo 5).

3.5.4 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura

3.5.4.1 En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y del suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a cimientos vecinos y a sobrecargas permanentes y accidentales en la superficie del terreno adyacente. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 50 por ciento de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo para rellenos compactados contra muros, caso en el que se considerará por lo menos **70** por ciento de la presión vertical. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

3.5.4.2 Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas no se desarrollen fuerzas que puedan dañar a cualquiera de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

3.6 Cimentaciones con pilotes o pilas

3.6.1 Introducción

3.6.1.1 En la Ciudad de México, se emplean comúnmente pilotes de concreto prefabricados o metálicos hincados con o sin perforación previa o pilas coladas en perforación previa con o sin ademe. Se llama pilas a los elementos de más de 60 cm de diámetro colados en perforación previa.

3.6.1.2 En todos los casos, se verificará que la cimentación no exceda los estados límites de falla, ni los de servicio.

3.6.1.3 En el caso de los pilotes o pilas que atraviesen depósitos arenosos en estado suelto, estratos cohesivos blandos y rellenos no controlados y se apoyen en depósitos competentes, la verificación del diseño se hará principalmente en términos de capacidad de carga (desigualdad 3.6.2.1).

3.6.1.4 En suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, los pilotes o pilas se usan también comúnmente como complemento de cimentaciones someras, parcialmente compensadas o semiprofundas para reducir asentamientos, transfiriendo parte de la carga a estratos más profundos de la formación arcillosa blanda (diseño en términos de deformaciones). En este caso, los pilotes o pilas no tienen generalmente la capacidad para soportar por sí solos el peso de la construcción y trabajan al límite en condiciones estáticas, por lo que no pueden contribuir a tomar sollicitaciones accidentales e inclusive pueden, de acuerdo con la experiencia, perder una parte importante de su capacidad de carga en condiciones sísmicas, por lo que resulta prudente ignorar su contribución a la capacidad de carga global. Opcionalmente, pueden usarse para soportar el peso total de la estructura y asegurar su estabilidad (diseño en términos de capacidad de carga). En este último caso, la losa suele separarse con el tiempo del suelo de apoyo, por lo que es prudente suponer que no contribuye a la capacidad

de carga global. La revisión de los estados límite de falla consistirá en verificar que alguna de las capacidades de carga definidas en los párrafos 3.6.1.5 y 3.6.1.6, resulta suficiente para asegurar la estabilidad de la construcción:

3.6.1.5 Capacidad de carga del sistema suelo–zapatas o suelo–losa de cimentación

3.6.1.5.1 Despreciando la capacidad de los pilotes o pilas, se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad 3.4.2.1. En tal caso, la losa o las zapatas y las contratrabes deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más las concentraciones locales de carga correspondientes a la capacidad de carga total de cada pilote o pila dada por la ecuación 3.6.2.3 con un factor de resistencia F_R igual a 1.0.

3.6.1.6 Capacidad de carga del sistema suelo–pilotes o suelo–pilas

3.6.1.6.1 Despreciando la capacidad del sistema suelo–losa, se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad 3.6.2.1, como se indica a continuación.

3.6.2 Estado límite de falla

3.6.2.1 Se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes o pilas y para cada elemento individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente ante las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\sum Q F_c < R \quad (3.6.2.1)$$

donde:

$\sum Q F_c$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los o pilas;

R es la capacidad de carga reducida (es decir afectada por el o los factores de resistencia correspondientes), cuyo valor será:

- 1) Para la revisión de cada pilote o pila individual, igual a la capacidad de carga de punta más la capacidad de adherencia o fricción del elemento considerado
- 2) Para la revisión de los diversos subgrupos de pilotes o pilas en que pueda subdividirse la cimentación, igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta más la capacidad de adherencia o fricción de una pila de geometría igual a la envolvente del subgrupo de elementos considerados
- 3) Para la revisión de la cimentación en su conjunto, igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes o pilas más la capacidad de adherencia o fricción de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de elementos considerados.

3.6.2.2 La capacidad de carga reducida no deberá rebasar la capacidad estructural intrínseca del pilote o pila.

3.6.2.3 La capacidad de carga reducida, R , deberá determinarse recurriendo a la ecuación 3.6.2.3. Para evaluar R , se recurrirá a por lo menos tres de los procedimientos descritos en los incisos 3.6.2.4 a 3.6.2.10, incluyendo necesariamente este último.

$$R = C_f + C_p \quad (3.6.2.3)$$

donde,

C_f es la capacidad de carga reducida proveniente de la adherencia o fricción lateral en el fuste de cada pilote o pila individual o, en su caso, de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas

C_p es la capacidad de carga reducida que aporta la punta de cada pila o pilote individual, o en su caso, la suma de los aportes individuales de los pilotes o pilas que forman un grupo o subgrupo.

3.6.2.3.1 Métodos analíticos

3.6.2.3.1.1 La capacidad de carga reducida por adherencia lateral, C_f , para suelos cohesivos de pilotes desplazantes [hincados, típicamente en la Formación Arcillosa Superior (F.A.S.)] se calculará como:

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^m \alpha_i c_{ui} L_i \tag{3.6.2.3.1.1}$$

donde:

- P_p es el perímetro del pila o pilote o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas;
- F_R es el factor de resistencia que se tomará igual a 0.65, excepto para pilotes hincados en perforación previa (párrafo 7.1.4.3);
- m es el número de estratos cohesivos a lo largo del fuste del pilote o pila;
- α_i es el coeficiente de adherencia entre el suelo del estrato i , y la cara lateral del pilote o pila.
- c_{ui} es la resistencia no-drenada (cohesión aparente) del estrato i , determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado (UU).
- L_i es la longitud del pilote correspondiente al estrato i .

3.6.2.3.1.1.1 El coeficiente α_i se calculará como:

$$\alpha_i = 0.5 \sqrt{\frac{\sigma_{vi}}{c_{ui}}} \tag{3.6.2.3.1.1.1}$$

donde:

- σ_{vi} es el esfuerzo vertical efectivo debido al peso del suelo a la profundidad media del estrato i .

3.6.2.3.1.1.2 Los valores mínimo y máximo de α_i serán de 0.5 y 1.

3.6.2.3.1.1.3 La capacidad de carga reducida por adherencia-fricción lateral, C_f , para suelos cohesivos de pilas no-desplazantes [con perforación previa, típicamente en la Formación Arcillosa Inferior (F.A.I.) y Depósitos Profundos (D.P.)] se calculará con las ecuaciones 3.6.2.3.1.1 y 3.6.2.3.1.1.1, pero con un factor de resistencia F_R igual a 0.6. Los valores mínimo y máximo de α_i serán de 0.45 y 0.85.

3.6.2.3.1.1.4 Tratándose de pilas coladas en la F.A.S. se adoptarán las mismas ecuaciones 3.6.2.3.1.1 y 3.6.2.3.1.1.1 para calcular la capacidad de carga reducida por adherencia lateral, C_f , pero con un factor de resistencia F_R igual a 0.55. Los valores mínimo y máximo de α_i para estos elementos no-desplazantes, serán de 0.45 y 0.85.

Comentario:

Los valores extremos de α_i aquí indicados son aplicables a pilas perforadas y estabilizadas con lodo, atendiendo a estudios como los reportados por Tomlinson y Woodward (2015) en los que se pone de manifiesto que la adherencia que se alcanza en pilas con perforación previa es menor que en elementos hincados (Fig. C3.6.2.3.1.1.4).

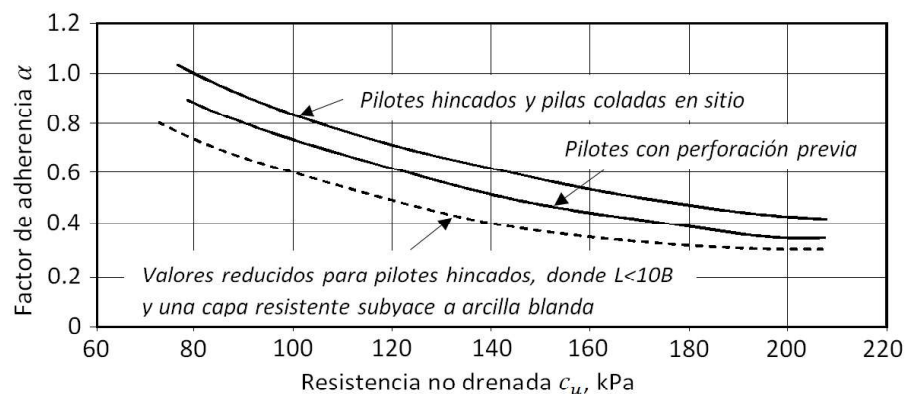


Figura C.3.6.2.3.1.1.4 - Factores de adherencia para el cálculo de resistencia en el fuste (Tomlinson y Woodward, 2015).

3.6.2.3.1.2 La capacidad de carga reducida por fricción lateral, C_f , para suelos friccionantes, se calculará como:

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^m \sigma_{vi} \beta_i L_i \tag{3.6.2.3.1.2a}$$

donde:

- P_p es el perímetro del pilote o pila o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas
- F_R es el factor de resistencia que se tomará igual a 0.65
- m es el número de estratos friccionantes a lo largo del fuste del pilote o pila
- σ_{vi} es el esfuerzo vertical efectivo debido al peso del suelo a la profundidad media del estrato i
- L_i es la longitud del pilote correspondiente al estrato i
- β_i es el producto del coeficiente de fricción por el coeficiente de empuje lateral de tierras en el contacto elemento-suelo del estrato i , y se estimará como:

$$\beta_i = 1.5 - 0.24\sqrt{z_i} ; \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.2 \tag{3.6.2.3.1.2b}$$

donde:

z_i es la profundidad media del estrato i , en metros, medida desde la superficie del terreno.

3.6.2.3.1.2.1 El valor de la resistencia unitaria última en el fuste ($\sigma_{vi} \beta_i$ de la ecuación 3.6.2.3.1.2a) no podrá ser superior a 200 kPa.

3.6.2.3.1.2.2 Para rellenos sueltos, basureros y, en general, para suelos de baja compacidad, no será aplicable la ecuación 3.6.2.3.1.2b. En tales casos, no se considerará el aporte de la fricción lateral a la capacidad de los pilotes o pilas. Para suelos arenosos con contenido de grava superior al 25% o para gravas medianamente compactas o muy compactas, podrán emplearse valores del coeficiente β superiores a 1.2, siempre y cuando se cuente con información experimental o con pruebas de carga que lo respalden.

3.6.2.3.1.3 La capacidad de carga reducida por punta, C_p , para suelos cohesivos se calculará como:

$$C_p = (c_u N_c^* F_R + p_v) A_p \tag{3.6.2.3.1.3}$$

donde:

- A_p es el área transversal de la base de la pila o del pilote
- p_v es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes o pilas
- F_R es el factor de resistencia que se tomará igual a 0.65
- c_u es la resistencia no-drenada (cohesión aparente) del estrato de apoyo, determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado (UU) del suelo
- N_c^* es el coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla 3.6.2.3.1.3.

Tabla 3.6.2.3.1.3 - Coeficiente N_c^*

| ϕ_u | 0° | 5° | 10° |
|----------|----|----|-----|
| N_c^* | 7 | 9 | 13 |

ϕ_u es el ángulo de fricción aparente.

3.6.2.3.1.4 La capacidad de carga reducida por punta de un pilote o pila, C_p , desplantado en la denominada Primera Capa Dura o a una profundidad no mayor que 25 m en las Zonas I y II, se calculará de preferencia a partir de los resultados de pruebas de campo realizadas en este estrato, calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios pilotes o pilas (3.6.2.3.6). Cuando se cuente con suficientes resultados de pruebas de laboratorio realizadas sobre muestras de buena calidad y que exista evidencia de que la capa de apoyo sea razonablemente homogénea, tal capacidad de carga podrá estimarse como sigue:

$$C_p = (\overline{p_v} N_q^* F_R + p_v) A_p \tag{3.6.2.3.1.4a}$$

donde:

- \bar{p}_v es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante del pilote o pila
 p_v es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante del pilote o pila
 N_q^* es el coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q^* = N_{\min} + L_e \frac{N_{\max} - N_{\min}}{4 B \tan(45^\circ + \phi/2)} \quad (3.6.2.3.1.4b)$$

cuando $L_e/B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$; o bien

$$N_q^* = N_{\max} \quad (3.6.2.3.1.4c)$$

cuando $L_e/B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$

donde los valores de N_{\max} y N_{\min} se incluyen en la tabla 3.6.2.3.1.4

Tabla 3.6.2.3.1.4 - Valores de N_{\max} y N_{\min} para el cálculo de N_q^*

| ϕ | 20° | 25° | 30° | 35° | 40° |
|------------|------|------|-----|-----|-----|
| N_{\max} | 12.5 | 26 | 55 | 132 | 350 |
| N_{\min} | 7 | 11.5 | 20 | 39 | 78 |

donde:

- L_e es la longitud del pilote o pila empotrada en el estrato friccionante;
 B es el ancho o diámetro equivalente del pilote o pila;
 ϕ es el ángulo de fricción interna del material, determinado en pruebas de laboratorio, o bien, mediante pruebas de campo.
 F_R se tomará igual a 0.35.

Comentario:

Es muy recomendable que el resultado obtenido con la ecuación 3.6.2.3.1.4a, sea verificado usando otras metodologías (incisos 3.6.2.3.2 y 3.6.2.3.7). En efecto, la definición misma de capacidad de carga última de un pilote o pila desplantado/a en un estrato granular es incierta (Auvinet, 2002), ya que tal carga aumenta con la penetración que experimenta el pilote o la pila, hasta incluso lo equivalente al 20% del diámetro. Además, el valor del coeficiente de capacidad de carga N_q^ depende del mecanismo de falla considerado entre los muchos cinemáticamente admisibles, uno de los cuales es el adoptado en las ecuaciones 3.6.2.3.1.4b, 3.6.2.3.1.4c y en la Tabla 3.6.2.3.1.4.*

3.6.2.3.1.4.1 Si el pilote o pila se desplanta en la llamada Primera Capa Dura, deberá seleccionarse la longitud de empotramiento L_e de forma tal que evite el punzonamiento de la punta en ese estrato, dada la presencia de la Formación Arcillosa Inferior que la subyace; para ello, se deberá cumplir con lo dispuesto en el siguiente párrafo.

3.6.2.3.1.4.2 Cuando exista un estrato blando debajo de la capa de apoyo de pilotes o pilas, deberá verificarse que el espesor H de suelo resistente es suficiente en comparación con el ancho o diámetro B del elemento de cimentación. Se seguirá el criterio siguiente:

3.6.2.3.1.4.2.1 Si $H \geq 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga

3.6.2.3.1.4.2.2 Si $3.5B > H \geq 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B+H$

3.6.2.3.1.4.2.3 Si $H < 1.5B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:

$$\left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \right] \quad (3.6.2.3.1.4.1.3)$$

3.6.2.3.1.4.3 La capacidad de carga unitaria reducida deberá conciliarse con la experiencia local (3.6.2.55) y no deberá rebasar un valor máximo de 5.0 MPa.

3.6.2.3.1.4.4 La capacidad de carga reducida por punta de una pila, C_p , desplantada en los Depósitos Profundos, se calculará mediante la ecuación 3.6.2.3.1.4a. En este caso, la longitud de empotramiento L_e no deberá incluir los tramos con capas arcillosas de consistencia media de las formaciones aluvio-lacustres. Para este caso, no deberán emplearse valores de la capacidad de carga unitaria reducida por punta, C_p/A_p (ecuación 3.6.2.3.1.4a) superiores a 7.5 MPa, a menos que se cuente con información fidedigna de pruebas de carga estática que los respalden.

Comentario:

El valor máximo de la carga unitaria reducida atiende a resultados de pruebas de carga relativamente recientes (Clavelina et al., 2021; Mendoza, 2022; Ibarra et al., 2019). Debe prestarse especial atención al procedimiento constructivo. En particular, el fondo de la perforación debe estar libre de material suelto antes del colado.

3.6.2.3.2 Métodos basados en pruebas de campo

3.6.2.3.2.1 Para evaluar la capacidad de carga reducida de cimentaciones a base de pilotes o pilas, se podrá recurrir a resultados de pruebas de campo respaldados por evidencias experimentales en los suelos de la Ciudad de México, consistentes en pruebas de carga en pilotes o pilas ensayados/as bajo condiciones similares. Para obtener los componentes de R , podrá recurrirse a los tres ensayos de campo siguientes: el presiómetro (PMT), la prueba de penetración de cono (CPT) y la prueba de penetración estándar (SPT) en la forma descrita más adelante. El uso de otras pruebas de campo podrá ser aceptable si se muestran evidencias experimentales que las respalden.

Comentario:

La realización de las pruebas de campo debe ajustarse a las normas mexicanas correspondientes, a la norma europea o a la norma ASTM, cuando aquéllas no existan. Para el procedimiento de ejecución de las mismas, se remite al interesado/a a los numerales 1.6, 1.4 y 1.2 del capítulo B.2.3 del Manual de Diseño de Obras Civiles (Mendoza et al., 2017) y a las aportaciones de Santoyo (2010, 2012).

Las pruebas de campo con dispositivos como el presiómetro, el cono eléctrico y la SPT, entre otras, proporcionan no sólo parámetros para el diseño, sino también protocolos de cálculo para cuantificar la capacidad de carga, tales como los que se indican enseguida.

Particular atención habrá de prestarse a la detección de la resistencia y espesor de los estratos areno-limosos, a fin de juzgar, por una parte, si el hincado de pilotes que deba atravesarlos requiere perforación previa y, por otra, determinar si los pilotes trabajarán fundamentalmente por fricción. Cuando la punta de los pilotes de las edificaciones así cimentadas se desplanta en un estrato duro, y ante un ambiente de hundimiento regional, ocurrirán emersiones de esas construcciones muy significativas crecientes con el tiempo (Ovando et al., 2007).

De recurrirse a paquetes o códigos comerciales para el manejo e interpretación de los resultados de estas pruebas de campo, es recomendable proceder de manera cautelosa, toda vez que usualmente se desconoce para qué materiales fueron desarrollados los parámetros involucrados en los cálculos.

3.6.2.3.2.2 Determinación mediante el presiómetro (PMT)

3.6.2.3.2.2.1 La determinación de la capacidad reducida R , pasa primero por la cuantificación de las aportaciones últimas por la resistencia lateral en el fuste R_{uf} , y por la resistencia de la punta R_{up} , a la capacidad de carga última R_u , determinada por la ecuación 3.6.2.3.2.2.1:

$$R_u = R_{uf} + R_{up} = \sum_{i=1}^n f_{ui} A_{si} + p_u A_p \quad (3.6.2.3.2.2.1)$$

donde:

f_{ui} es la adherencia o fricción última en el fuste a lo largo de cada pilote o pila individual, en el estrato i ; o en su caso, de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas

A_{si} es el área lateral del contacto suelo-pilote o pila individual en el estrato i ; o en su caso, de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas

n es el número de estratos diferentes a lo largo del fuste del pilote o pila

p_u es la resistencia unitaria última en la punta del pilote o pila.

Comentario:

El diseño con ensaye PMT consiste en correlacionar la resistencia última en la base del pilote o pila, p_u , directamente con la presión límite en la vecindad de la punta y la resistencia unitaria en el fuste, f_u , con la presión límite en los diferentes estratos a lo largo de pilotes o pilas.

3.6.2.3.2.2.2 La capacidad de carga última de la punta, R_{up} , de la ecuación 3.6.2.3.2.2.1, se calculará a partir de las determinaciones realizadas mediante pruebas de presiómetro. La presión límite obtenida con este procedimiento, sirve como un indicador de la resistencia de los geomateriales del apoyo los que pueden ser suelos o rocas. La resistencia unitaria última en la punta del pilote o pila podrá estimarse con la ecuación 3.6.2.3.2.2.2:

$$p_u = k_b (p_L - p_0) \tag{3.6.2.3.2.2.2}$$

donde:

- p_L es la presión límite determinada con la prueba de presiómetro
- p_0 es el esfuerzo horizontal en reposo del suelo o la roca en la profundidad donde estará la punta de la pila o pilote; este esfuerzo podrá determinarse con la propia prueba del **PMT**
- k_b es un factor de capacidad que es función del tipo de suelo o roca, y del tipo de pilote o pila. La tabla 3.6.2.3.2.2.2a se aplicará para el caso de suelos y rocas blandas, en tanto que la tabla 3.6.2.3.2.2.2b para el caso de pilas empotradas en roca sana.

Comentario:

Para la determinación de la presión límite, Burlon y coautores (2014) sugieren adoptar de manera ponderada lo medido en la zona que comprende una vez y media el diámetro o lado del pilote o pila, por debajo de su punta, y medio diámetro arriba o la longitud de empotramiento de pilote o pila.

Tabla 3.6.2.3.2.2.2a - Factores de capacidad de carga, k_b , en suelos y roca alterada para ensaye de presiómetro

| | Arcillas y limos | Arenas y gravas | Roca alterada |
|--|------------------|-----------------|---------------|
| Pilas con perforación previa, con o sin ademe | 1.15 | 1.1 | 1.45 |
| Pilotes hincados de concreto o de acero con extremo tapado | 1.35 | 3.1 | 2.3 |
| Pilotes hincados tubulares de acero con extremo abierto | 1.0 | 1.9 | 1.2 |
| Pilotes hincados H de acero | 1.3 | 3.1 | 1.5 |
| Tablaestacas hincadas | 1.0 | 1.0 | 1.2 |
| Micropilotes | 1.15 | 1.1 | 1.45 |

Tabla 3.6.2.3.2.2.2b - Factores de capacidad k_b en función de la longitud normalizada de empotramiento en roca sana

| Longitud/Diámetro | 0 | 1 | 2 | 3 | 5 |
|-------------------|-----|-----|-----|-----|-----|
| k_b | 0.8 | 2.8 | 3.6 | 4.2 | 4.9 |

Comentario:

La determinación de la capacidad de carga última mediante la técnica del presiómetro, es particularmente conveniente en formaciones rocosas y en terrenos firmes en los que es difícil obtener muestras inalteradas.

La correlación entre la presión límite cerca de la punta y la resistencia p_u , está soportada por la analogía entre la expansión de una cavidad cilíndrica y la movilización de la resistencia en la base. En el caso en que la punta de la pila quede embebida en una formación rocosa, la presión límite obtenida con el PMT, sirve como un índice de la resistencia de la roca en la que se empotra la pila; usualmente tal longitud de empotramiento es de una a tres veces el diámetro de la pila. La relación entre la presión límite y f_u es mucho más empírica; refleja el hecho de que la resistencia friccionante en el fuste aumenta con la compacidad relativa de los suelos arenosos, o bien con la consistencia relativa de los suelos arcillosos, y así con la resistencia del subsuelo.

Una virtud del procedimiento con base en resultados presiométricos es que su aplicación comprende tanto suelos como rocas, y que los parámetros de los factores y coeficientes que aquí se adoptan están sustentados en resultados de más de 175 pruebas de carga en geomateriales diferentes y con diferentes tipos de pilotes y pilas. Tales resultados provienen de, al menos, cuatro décadas de experiencias y análisis de esas pruebas de carga aunadas a determinaciones con el PMT; ello ha dado origen a lo dispuesto en el Eurocódigo 7. Sin embargo, se reconoce que su uso es todavía incipiente en México, a diferencia de los países europeos en los que su empleo es cotidiano. Lo

anterior apunta a que es menester ganar experiencia local en el uso de la prueba **PMT**, lo que demanda que la interpretación de resultados se haga con cautela, conocimiento y juicio ingenieril. Sobre el tema, son relevantes los trabajos de Bustamante y Frank (1999), AENOR (2001, 2016), Burlon et al. (2014) y Frank (2015), Frank et al. (2022).

3.6.2.3.2.2.3 La contribución del fuste, R_{uf} , a la capacidad de carga última en la ecuación 3.6.2.3.2.2.1, se calculará a partir de los resultados de las pruebas con presiómetro. La resistencia unitaria última en cada tramo i del fuste f_{ui} se determinará con la ecuación 3.6.2.3.2.2.3, tomando en cuenta los valores correspondientes de α y f_{lim} (valor máximo de f_s) que se indican en la tabla 3.6.2.3.2.2.3, atendiendo al tipo de geomaterial y de pilote o pila. Los valores de f_s se obtendrán de la figura 3.6.2.3.2.2.3, en función de la presión límite neta p_L^* definida, para cada tramo de pilote o pila, como $p_L - p_0$.

$$f_{ui} = \alpha_i f_{si} \leq f_{lim,i} \tag{3.6.2.3.2.2.3}$$

Tabla 3.6.2.3.2.2.3 - Parámetros de fricción lateral para el ensaye de presiómetro (PMT)^[1]

| Curva de fricción en figura 3.6.2.27 | Arcillas y limos | | Arenas y gravas | | Roca | |
|---|------------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------|-----------------|
| | Q1 | | Q2 | | Q3 | |
| | α | f_{lim} , kPa | α | f_{lim} , kPa | α | f_{lim} , kPa |
| Pilas con perforación en seco | 1.1 | 90 | 1.0 | 90 | 1.6 | 200 |
| Pilas con perforación con lodo | 1.25 | 90 | 1.4 | 90 | 1.6 | 200 |
| Pilas con ademe permanente | 0.7 | 50 | 0.6 | 50 | - | - |
| Pilas con ademe recuperado | 1.25 | 90 | 1.4 | 90 | - | - |
| Pilotes hincados de concreto | 1.1 | 130 | 1.4 | 130 | - | - |
| Pilotes hincados de acero con extremo tapado | 0.8 | 90 | 1.2 | 90 | - | - |
| Pilotes hincados de acero con extremo abierto | 1.2 | 90 | 0.7 | 50 | 1.0 | 90 |
| Pilotes hincados H de acero* | 1.1 | 90 | 1.0 | 130 | 0.9 | 90 |
| Tablaestacas hincadas | 0.9 | 90 | 0.8 | 90 | 1.2 | 90 |
| Micropilotes con inyección única | 2.7 | 200 | 2.9 | 380 | 2.4 | 320 |
| Micropilotes con inyecciones repetidas | 3.4 | 200 | 3.8 | 440 | 3.1 | 500 |

^[1]Tratándose de elementos de acero con sección transversal de tipo **H**, el perímetro a considerar es el de la envolvente, y no el de la sección.

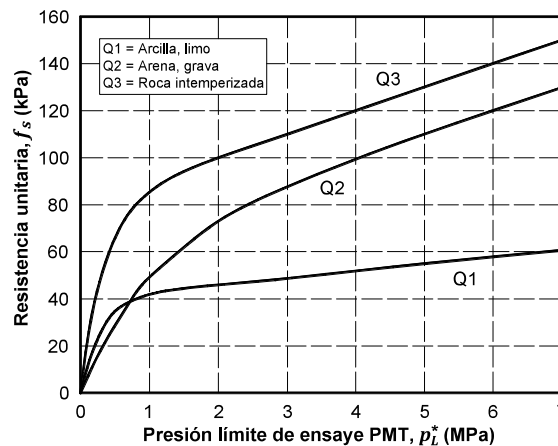


Figura 3.6.2.3.2.2.3 - Parámetro de fricción vs. presión límite de ensayos PMT.

Comentario:

Los datos presentados en la tabla 3.6.2.3.2.2.3 son los recomendados por Briaud (2013b) y Burlon et al. (2016), y aceptados en el Eurocódigo 7.

3.6.2.3.2.2.4 La determinación de la resistencia en el fuste habrá de repetirse en cada estrato, como lo indica la ecuación 3.6.2.3.2.2.3, haciendo intervenir la presión límite neta en cada uno de esos estratos a lo largo del pilote o pila.

Comentario:

*Es altamente recomendable que el uso de los resultados de pruebas **PMT** para el cálculo y verificación del estado límite de falla sea validado mediante resultados de pruebas de carga estática en pilotes o pilas.*

3.6.2.3.2.2.5 La capacidad de carga reducida R que habrá de considerarse en la ecuación 3.6.2.1, se obtendrá según se indica en la ecuación 3.6.2.3.2.2.5, tomando en cuenta el valor de R_u definido mediante la ecuación 3.6.2.3.2.2.1.

$$R = F_R R_u \quad (3.6.2.3.2.2.5)$$

3.6.2.3.2.2.6 Se adoptará un factor de resistencia F_R igual a 0.5, en la ecuación 3.6.2.3.2.2.5, al utilizar la prueba de **PMT**. Para pilotes hincados en perforación previa, se aplicará lo indicado en el inciso 7.1.3.2.

Comentario:

*Al usar la técnica **PMT**, cabe destacar que el factor de reducción que se adopta se aplica directamente a la suma de los componentes de fuste y punta a la capacidad de carga última.*

3.6.2.3.2.2.7 Determinación mediante la prueba de penetración de cono (**CPT**).

3.6.2.3.2.2.8 Este procedimiento permite estimar f_u y p_u , a partir de la resistencia de punta del cono, q_c , y cuantificar la capacidad de carga última. Es aplicable a pilotes hincados o pilas pre-excavadas, y tanto a suelos finos como a suelos arenosos.

3.6.2.3.2.2.9 La capacidad de carga reducida, R , de un pilote hincado en la Formación Arcillosa Superior, evaluada utilizando los resultados de la prueba **CPT**, se calculará mediante la ecuación 3.6.2.3.2.3.2, para considerarla en la ecuación 3.6.2.1. Se adoptará un factor de resistencia F_R igual a 0.6.

$$R = F_R \langle P_P \sum_{i=1}^n \frac{q_{c,i}}{N_k} L_i + 0.75 q_{c,p} A_p \rangle \quad (3.6.2.3.2.3.2)$$

donde:

$q_{c,i}$ es la resistencia de punta del cono en la prueba **CPT** en el estrato i

$q_{c,p}$ es la resistencia de punta del cono en la prueba **CPT**, correspondiente al valor medio en un entorno de vez y media el diámetro o lado del pilote, por debajo de su punta

N_k es la relación adimensional entre la resistencia de punta del cono y la resistencia no-drenada del suelo. El cociente entre la resistencia de punta q_c y la relación N_k considerada no deberá exceder un valor de 50 kPa.

Comentario:

En la práctica mexicana, la relación entre la resistencia de punta del cono y la resistencia no-drenada del suelo, no considera explícitamente la presión vertical actuante al nivel de la prueba. Valores típicos de N_k se encuentran en Santoyo (2010). Es importante subrayar que no deben adoptarse las resistencias altas de los estratos arenolimosos que, a menudo, se encuentran en la Formación Arcillosa Superior (F.A.S.) y considerar los valores medios de la resistencia de punta del cono en los estratos arcillosos que los limitan; al respecto, consúltense resultados experimentales (Mendoza, 2022).

Es altamente recomendable que el uso de los resultados de pruebas de cono para el cálculo y verificación del estado límite de falla sea validado mediante resultados de pruebas de carga estática en pilotes o pila ensayados en condiciones comparables.

3.6.2.3.2.3 Determinación mediante la prueba de penetración estándar en suelos granulares (**SPT**)

3.6.2.3.2.3.1 Este procedimiento proporciona un medio totalmente empírico para estimar p_u y f_{ui} , en función del número de golpes, N , de pruebas de penetración estándar, a fin de cuantificar la capacidad de carga última. Es aplicable para pilotes o pilas con excavación previa, tanto para suelos finos como para suelos arenosos.

3.6.2.3.2.3.2 La resistencia unitaria última para la punta se estimará con la ecuación 3.6.2.3.2.4.2.

$$p_u = 60 N_{60} \quad (3.6.2.3.2.4.2)$$

donde:

N_{60} es el número de golpes en prueba *SPT*, no mayor a 75 y corregido, si es necesario, para considerar una energía del 60% de la nominal máxima, promediada para una longitud del doble del diámetro o lado del pilote o pila, por debajo de su desplante

p_u es la resistencia unitaria última en la punta en kPa.

3.6.2.3.2.3.3 La resistencia unitaria friccionante última en el contacto entre el suelo y la pila o pilote, f_{ui} , de cada tramo diferente a lo largo de estos elementos de cimentación, se estimará con la ecuación 3.6.2.3.2.4.3.

$$f_{ui} = 3 N_{60,i} \quad (3.6.2.3.2.4.3)$$

donde:

$N_{60,i}$ es el número de golpes en prueba *SPT* corregido, si es necesario, para considerar una energía del 60% de la nominal máxima, en cada uno de los estratos i a lo largo del pilote o pila

f_{ui} es la resistencia unitaria última en el fuste del estrato i , en kPa, con valor máximo de 200 kPa.

Comentario:

Al igual que para los procedimientos basados en las pruebas PMT y CPT, es muy deseable la validación de los resultados obtenidos con base en la prueba SPT, mediante pruebas de carga estática en pilotes o pilas, realizadas en condiciones comparables. No se corregirá el número de golpes en prueba SPT por la presión sobreyacente atendiendo a las consideraciones empíricas que fueron adoptadas (Wysockey, 1999) para la correlación indicada en las ecuaciones 3.6.2.3.2.4.2 y 3.6.2.3.2.4.3. Para la cuantificación de las contribuciones de capacidad de carga en función del número de golpes, existen en la literatura técnica múltiples correlaciones empíricas propuestas, lo que demuestra la dispersión en los resultados que puede presentarse al utilizar este procedimiento. Para la estimación de la capacidad de carga de la punta, R_{up} , se adoptó la expresión propuesta por la Administración Federal de Carreteras de los EEUU, FHWA (2010), en tanto que, para la resistencia última en el fuste, R_{uf} , se recurrió a la ecuación propuesta por Rollins et al. (2005).

3.6.2.3.2.3.4 Los valores resultantes de la aplicación de las ecuaciones 3.6.2.3.2.4.2 y 3.6.2.3.2.4.3 se sustituirán en la ecuación 3.6.2.3.2.2.1, para obtener las contribuciones últimas de la capacidad de carga por fricción lateral y punta del pilote o pila. La capacidad de carga reducida R , misma que se comparará con las combinaciones de cargas actuantes factorizadas según la ecuación 3.6.2.1, se estimará con la ecuación 3.6.2.3.2.4.4.

$$R = F_{R,f} R_{uf} + F_{R,p} R_{up} \quad (3.6.2.3.2.4.4)$$

donde:

$F_{R,f}$ es el factor de reducción a la contribución por fricción en el fuste del pilote o pila individual, o en su caso del grupo o subgrupo de pilotes o pilas, para el que se adoptará un valor de 0.5

$F_{R,p}$ es el factor de reducción de la contribución por punta de los pilotes o pilas, para el que se adoptará un valor de 0.35.

3.6.2.3.3 Métodos de análisis límite

3.6.2.3.3.1 En el caso de cimentaciones desplantadas en un suelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general implícito en las ecuaciones de los métodos analíticos, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales; es decir, aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimientto, y la posible extrusión de estratos muy blandos.

3.6.2.3.3.2 En el caso de cimentaciones sobre taludes, o cerca de su hombro, se verificará asimismo la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y la geometría del sitio y, en su caso, con el agrietamiento existente.

3.6.2.3.3.3 En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente será afectado por el factor de resistencia que señala la sección 3.2. Las fuerzas motrices asociadas a peso propio del suelo serán afectadas por un factor de carga unitario. Las fuerzas sísmicas serán por su parte afectadas por el factor de carga indicado en 3.2.

3.6.2.3.4 Métodos de modelación numérica

3.6.2.3.4.1 Convendrá recurrir a modelaciones numéricas (método de los elementos finitos o similares) para revisar la seguridad de las cimentaciones a base de pilotes o pilas cuando las condiciones geométricas y estratigráficas del problema sean complejas. Las acciones asociadas a peso propio del suelo se considerarán con factor de carga unitario. Las demás acciones serán afectadas por el factor de carga indicado en 3.2. La resistencia límite se determinará aumentando las acciones por ensaye y error para definir la carga que provoca un mecanismo de falla. La carga alcanzada será afectada por el factor de reducción de la sección 3.2 para obtener el valor de R .

3.6.2.3.4.2 El modelo y las relaciones constitutivas que se empleen deben ser representativos del comportamiento de los suelos involucrados en el análisis. Asimismo, todas las propiedades que se utilicen deben estar respaldadas experimentalmente mediante pruebas de laboratorio, de campo y/o de carga.

Comentario:

La adopción de códigos de cómputo comerciales para los fines de diseño y cumplimiento de esta normatividad, demanda el conocimiento pleno de las hipótesis y consideraciones que adoptan tales paquetes, así como las relaciones constitutivas que mejor representen el comportamiento mecánico real del subsuelo de apoyo (Auvinet et al., 2017).

3.6.2.3.5 Métodos semiempíricos para pilas en formaciones rocosas

3.6.2.3.5.1 La capacidad de carga reducida por resistencia lateral de la porción empotrada de una pila en una formación rocosa, C_f , se podrá estimar con la expresión 3.6.2.3.5.1a.

$$C_f = 1.4 P_p L F_R P_a \left(\frac{\alpha_E^{0.7} q_u}{P_a} \right)^{0.5} \quad (3.6.2.3.5.1a)$$

donde:

L es la longitud de empotramiento de la pila en la formación rocosa,

F_R es el factor de resistencia que se tomará igual a 0.65;

q_u es la resistencia a la compresión no confinada de la roca;

P_a es la presión atmosférica;

P_p es el perímetro de la pila;

α_E es un factor de corrección adimensional por discontinuidades, que depende del RQD expresada en porcentaje, y que se calcula con la ecuación 3.6.2.3.5.1b:

$$\alpha_E = 10^{0.013RQD-1.34} \quad (3.6.2.3.5.1b)$$

Comentario:

En la aplicación ingenieril de estos métodos, debe adoptarse un enfoque conservador, teniendo en cuenta que estas expresiones no sustituyen la experiencia y juicio de un profesional familiarizado con las complejidades de la práctica de la ingeniería de cimentaciones; lo anterior es particularmente cierto para formaciones rocosas, donde no se ha generado experiencia local suficiente, por ejemplo, en la realización de pruebas de carga en pilas desplantadas en rocas. La solución adoptada aquí está basada en lo propuesto por Horvath y Keeney (1979) pero corregida con los resultados de un análisis estadístico (Rezazadeh y Eslami, 2017) de poco más de un centenar de pruebas de carga en pilas empotradas en diversos tipos de rocas. Mediante un factor de corrección, se incorporan los efectos de discontinuidades, de forma tal que la resistencia no confinada de la masa de roca, es afectada por la designación de la calidad de la roca, RQD (rock quality designation) o la calificación del macizo rocoso, RMR (rock mass rating).

Al aplicar la ec. 3.6.2.3.5.1a, es recomendable verificar que no se rebase la capacidad en compresión del concreto de la pila en la forma señalada en la NTC-Concreto.

3.6.2.3.5.2 La capacidad de carga reducida por el aporte de la base o punta de una pila, C_p , en formaciones rocosas como las de naturaleza basáltica que se encuentran al sur de la Ciudad de México, se podrá estimar mediante la ecuación 3.6.2.3.5.2a.

$$C_p = q_u K_{sp} d A_p F_R \quad (3.6.2.3.5.2a)$$

donde:

K_{sp} es un coeficiente empírico adimensional que depende del espaciamiento y abertura de las discontinuidades de la roca

A_p es el área de la base o punta de la pila

F_R es el factor de resistencia que se tomará igual a 0.35

d es un factor de profundidad, que se calcula con la ecuación 3.6.2.3.5.2a.

$$d = 1 + \frac{0.4L}{B} \leq 3 \quad (3.6.2.3.5.2b)$$

3.6.2.3.5.3 El coeficiente K_{sp} , que toma en cuenta el efecto de escala y la respuesta de discontinuidades, se estimará mediante la expresión 3.6.2.3.5.3.

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{S_d}{B}}{\frac{10}{3} \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{S_d}}} \quad (3.6.2.3.5.3)$$

donde:

S_d es el espaciamiento de las discontinuidades

t_d es la apertura de las discontinuidades.

Comentario:

Debe tenerse presente que usualmente el muestreo de rocas es relativamente limitado y, en todo caso, las determinaciones de la compresión no confinada en núcleos de roca solo describen la resistencia de la roca intacta, y no la del macizo rocoso in situ. De ahí la necesidad de aplicar correcciones a esta, para las estimaciones de capacidad de carga.

El factor más significativo que define el porcentaje de carga soportado por el fuste es la relación entre la longitud de empotramiento y el diámetro (L/B). El aumento en esta relación resulta en una disminución del aporte por punta y en el aumento de contribución del fuste.

Cuando el módulo de elasticidad de la roca es mayor que el del concreto y la relación $L/B > 4$, la carga aplicada es totalmente soportada por la resistencia lateral que se desarrolla en el fuste.

Si la relación L/B es mayor que 5, la resistencia por punta se reducirá y, si es mayor que 8, será despreciable. En contraste, la resistencia por fuste se reducirá cuando esta relación disminuya.

3.6.2.3.6 Métodos basados en pruebas de carga en el sitio

3.6.2.3.6.1 Las estimaciones de la resistencia reducida de pilotes o pilas basadas en pruebas de campo o en cálculos analíticos o numéricos se verificarán mediante pruebas de carga estática en pilotes o pilas cuando exista incertidumbre en los parámetros de diseño. Estas pruebas deberán mantener condiciones comparables a las de producción, por lo que toca a dimensiones y procedimiento de construcción. Esta disposición tendrá carácter obligatorio, tratándose de edificaciones de los grupos A o B1.

3.6.2.3.6.2 Los pilotes o pilas ensayados se llevarán a la falla o hasta dos veces la combinación más alta de cargas previstas; si se trata de pilotes o pilas de la propia edificación, la carga máxima a que se sujetarán será esa misma combinación de carga. En ningún caso se considerará como carga de falla la correspondiente a penetraciones mayores al 15% del diámetro o lado de pilote o pila. En las zonas II y III, la prueba se realizará al menos dos meses después de su hinca o colado, con el objeto de permitir la disipación del exceso de presión de poro que se induce al instalar los pilotes y la recuperación de la resistencia del suelo en su estado natural por efectos tixotrópicos. En pruebas de pilotes o pilas que apoyen su punta en un estrato friccionante, deberá aislarse la punta del fuste para medir en forma separada la fricción o adherencia lateral, o bien instrumentarse la punta para medir la carga en la misma. En función de la carga máxima prevista por aplicar, deberá revisarse el diseño estructural del sistema de carga y reacción, e incluso del propio elemento estructural, pila o pilote.

Comentario:

Las pruebas de carga aportan la relación más confiable entre la carga axial que se le aplique a un pilote o a una pila y el consecuente desplazamiento axial. Proporcionan también información valiosa para estimar la aportación de la punta y, con la instrumentación respectiva, la distribución de la resistencia cortante lateral en el fuste a lo largo de pila o pilote. Debe reconocerse que los procedimientos constructivos empleados para la ejecución de cimentaciones profundas tienen una influencia muy importante en la capacidad de carga que éstas alcanzan realmente. Así, un aspecto decisivo en una prueba de carga es el tiempo de reposo que deberá guardarse entre el hincado de un pilote, o el colado de una pila, que vayan a ser ensayados, y la ejecución de la prueba (Paniagua y Elvira, 2017).

Para la realización de pruebas de carga en pilas, se deberá asegurar la limpieza del fondo de la perforación, sobre todo para elementos en los que se pretenda que desarrollen un importante aporte de su punta a la capacidad de carga. Para asegurar esto último, podrá recurrirse a tratamientos de post-inyección en la zona de la punta de la pila.

Particular atención deberá prestarse a que el tiempo de exposición en que se tenga abierta la perforación, antes de hacer el colado de una pila, sea el mínimo; debe buscarse que ese tiempo no exceda de algunas horas. Lapsos de días entre la conclusión de la perforación y el colado, conducen a reducciones significativas de la resistencia friccionante en el fuste.

Se llama la atención acerca de la necesidad de interpretar convenientemente los datos resultantes de una prueba de carga, atendiendo a los esfuerzos residuales impuestos a la pila o pilote durante su instalación y a los que impone un medio con asentamiento regional. En efecto, al iniciar una prueba de carga, los esfuerzos sobre el elemento estructural no parten de cero o solo los debidos a su peso propio, sino que el medio que lo rodea le impone esfuerzos no despreciables que deben tomarse en cuenta en la interpretación de las mediciones.

Con frecuencia, en ensayos de pilotes o pilas cuya punta descansa en un estrato resistente, no se define con claridad la carga de falla; si tal es el caso, se adoptará la que corresponda a la deformación en la cabeza igual al 15% del diámetro o lado, atendiendo a lo que establece la norma ASTM-1143 (2013).

Para llevar a cabo las actividades de planeación, instrumentación, ejecución e interpretación de pruebas de carga en pilotes y pilas, se sugiere consultar Ibarra y Rangel (2017) y Mendoza et al. (2004).

3.6.2.3.6.3 Si la prueba de carga permite distinguir por separado el aporte del fuste y de la punta, la capacidad de carga última media por fricción en el fuste, se afectará por un factor de reducción igual a 0.8 para obtener el valor de **R**; y la capacidad de carga última de la punta se multiplicará por un factor de reducción igual a 0.55. Si la prueba se ejecuta sin el conocimiento expreso del aporte de fuste y punta, deberá aplicarse un factor de reducción igual a 0.7 a la carga última para obtener la carga reducida **R**.

Comentario:

La incertidumbre en el valor de la capacidad de carga última de pilotes o pilas obtenida con este método, se reduce en la medida en que se realiza un número mayor de pruebas de carga estática en el sitio de interés y, desde luego, en la medida en que no haya dispersión excesiva en sus resultados.

3.6.2.3.7 Estimación basada en la experiencia local

3.6.2.3.7.1 La revisión de la seguridad de cimentaciones sobre pilotes o pilas no podrá basarse solamente en la experiencia local. Sin embargo, los resultados obtenidos por los métodos de los incisos anteriores deberán siempre compararse con la práctica local. Tal experiencia deberá estar basada en la observación del comportamiento de cimentaciones piloteadas similares, y sustentada por exploración del subsuelo y ensayos de laboratorio. Si los valores estimados de la capacidad de carga reducida **R** del pilote o pila difieren significativamente de los valores generalmente aceptados, deberán presentarse en forma explícita los elementos que justifiquen los valores adoptados.

3.6.3 Consideraciones adicionales:**3.6.3.1** Sobre la capacidad de pilotes y pilas ante cargas laterales.

3.6.3.1.1 Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para soportar los esfuerzos inducidos por los pilotes o pilas sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de estos elementos para transmitir dichas sollicitaciones horizontales.

Comentario:

Particular atención debe prestarse a verificar que los pilotes o pilas, principalmente en orillas y esquinas de la cimentación, tengan la capacidad estructural suficiente en su conexión con losa o contratrabes, a fin de soportar la carga axial máxima y el cortante basal que ahí ocurre.

3.6.3.1.2 Se verificará la seguridad de las pilas y los pilotes sometidos a cargas laterales significativas ante este tipo de acciones. Las principales fuentes de cargas laterales sobre las edificaciones son los eventos sísmicos, los procedimientos de construcción y las cargas de viento.

3.6.3.1.3 La capacidad de carga horizontal de los pilotes verticales estará limitada por los tres modos de falla diferentes siguientes, mismos que deberán ser considerados en el diseño:

- La capacidad del suelo puede ser excedida, resultando en grandes movimientos horizontales de los pilotes y determinando la consecuente falla de la cimentación
- Los momentos flexionantes y/o los cortantes pueden generar esfuerzos excesivos de flexión y/o cortante en el material del pilote, resultando en la falla estructural de los pilotes; o bien
- Las deflexiones de las cabezas de los pilotes pueden resultar demasiado grandes, al punto de que sean incompatibles con la superestructura.

Comentario:

Para un pilote largo, la resistencia lateral nominal está controlada por la resistencia del propio pilote, ya que el pilote fallará estructuralmente antes de que ocurra la falla del suelo a lo largo de toda su longitud. A su vez, la resistencia lateral nominal de un pilote corto, definido como un pilote con empotramiento insuficiente para evitar la rotación de la punta, está controlada por el suelo. Los pilotes verticales resisten las cargas o momentos flexionantes mediante deflexión hasta que se moviliza la reacción necesaria en el suelo circundante. El comportamiento de la cimentación bajo tales condiciones de carga depende esencialmente de la rigidez del pilote y de la resistencia del suelo; para su análisis, puede recurrirse a las soluciones de Broms (1964a, b) y Poulos (1985). Si bien los pilotes cortos y rígidos con cargas laterales grandes son poco comunes en la práctica, cuando se encuentren, deberán evaluarse con un análisis p-y, considerando tanto las propiedades de los geomateriales como la resistencia estructural del pilote (Canadian Geotechnical Society, 2006).

Al igual que para la capacidad de carga vertical, a menudo, el mejor método para estimar la capacidad de pilotes y pilas a las cargas laterales, es el que se basa en una prueba de carga lateral bien planificada y bien ejecutada bajo condiciones similares a las reales; en particular, se cuidará que el nivel de la aplicación de la carga lateral en la cabeza, corresponda al nivel de desplante de la cimentación, evitando con ello posibles rellenos sueltos superficiales u oquedades.

3.6.3.2 Capacidad de carga de pilotes o pilas trabajando a la extracción

3.6.3.2.1 Deberá verificarse la seguridad de los elementos de cimentaciones profundas que puedan trabajar a la extracción. Su capacidad de carga ante este tipo de acciones estará dada exclusivamente por el peso propio de ese elemento de cimentación con un F_R unitario y por la fuerza de fricción desarrollada en el fuste, estimada como se indica a continuación:

3.6.3.2.2 Deberá respetarse lo ya expresamente dispuesto para pilotes desplazantes y pilas no desplazantes. De estar embebidos estos elementos en suelos arcillosos, la fuerza resistente por adherencia-fricción se calculará mediante la ecuación 3.6.2.3.1.1, en la que el factor α_f de la ecuación 3.6.2.3.1.1 se deberá multiplicar por 0.8, para considerar la diferencia en la magnitud de la resistencia cortante en el fuste trabajando a la extracción, en comparación con la resistencia al trabajar a compresión.

3.6.3.2.3 Tratándose de pilas embebidas en suelos friccionantes, la fuerza resistente por fricción se calculará mediante la ecuación 3.6.2.3.1.2a; cuando el cociente de longitud entre diámetro, $\frac{L}{D} > 20$, el factor β se deberá multiplicar por 0.8, pero para pilas cortas con cociente $\frac{L}{D} < 20$, ese mismo factor se deberá multiplicar por 0.6.

Comentario:

Es muy extendida la idea de que la resistencia al cortante que se vence en el fuste de elementos de cimentación trabajando a la penetración o a la extracción es la misma; sin embargo, los resultados de pruebas, tanto en modelos a escala como en una cantidad considerable de ensayos en pilotes y pilas a escala natural, indican que, en general, la resistencia en el fuste de elementos trabajando a la extracción, es menor que la misma cuando el elemento trabaja a compresión. La diferencia se asocia a las diferentes superficies de falla que se desarrollan en un caso y en otro.

Esta diferencia se acentúa en suelos friccionantes, cuando las pilas o los pilotes son cortos y cuando el elemento es metálico liso. Para más información al respecto, se puede consultar a Briaud (2013a) y Regan et al. (2013).

3.6.3.3 Consideraciones acerca de acciones sísmicas

3.6.3.3.1 Para la verificación de la ec. 3.6.2.1 para la combinación de cargas que incluya la sísmica, se considerarán las dos condiciones siguientes:

3.6.3.3.1.1 Para el trabajo individual de los pilotes o pilas:

3.6.3.3.1.1.1 En la revisión de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas, las cargas recibidas por cada uno de los pilotes o pilas individuales o subgrupos se estimarán con base en la teoría de la elasticidad o a partir de un estudio explícito de interacción suelo-estructura. Se calculará entonces la carga vertical en la combinación considerada transmitida al pilote o pila, incluyendo su peso propio, afectada por su correspondiente factor de carga:

$$\sum Q_i F_c \quad (3.6.3.3.1.1.1)$$

3.6.3.3.1.1.2 Las cargas Q_i podrán calcularse en primera aproximación mediante la expresión 3.6.3.3.1.1.2:

$$Q_i = \frac{\Sigma F_z}{NP} \pm \frac{M_x y_i}{\Sigma y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\Sigma x_i^2} \quad (3.6.3.3.1.1.2)$$

donde:

- ΣF_z sumatoria de cargas verticales globales
- M_x momento de volteo alrededor del eje X, con 30 y 100% del valor global
- M_y momento de volteo alrededor del eje Y, con 100 y 30% del valor global
- x_i distancia del pilote o pila i en dirección X con respecto al eje centroidal Y
- y_i distancia del pilote o pila i en dirección Y con respecto al eje centroidal X
- NP número de pilotes o pilas en la cimentación.

Comentario:

Los pilotes o pilas soportan las acciones derivadas de las fuerzas inerciales que impone la superestructura, así como las fuerzas cinemáticas provocadas por el paso de las ondas sísmicas por la cimentación. Ante un sismo, los desplazamientos del terreno se transmiten de la cimentación a la superestructura; como resultado, se generan fuerzas inerciales, las que se aplican de regreso a la cimentación, misma que debe soportarlas. Así, la cimentación debe resistir los efectos del movimiento del terreno y las cargas aumentadas de la superestructura. Por tanto, se deben definir por una parte esas cargas aumentadas, y por otra, la resistencia geotécnica nominal; sin embargo, ambas magnitudes guardan una estrecha interacción, por lo que, asimismo, debe mantenerse una muy cercana comunicación entre los ingenieros geotecnistas y estructuristas involucrados en un proyecto. Debe recordarse que la respuesta de cimentaciones profundas a cargas sísmicas es compleja (Romo et al., 2000) y que, estrictamente, una evaluación correcta y completa de las características de la respuesta sísmica de grupos de pilotes o pilas requiere análisis dinámico, lo que exige el uso de programas de cómputo (Lysmer, 1978; Romo y García, 1997). Las principales características geotécnicas a considerar en estos análisis son el comportamiento no lineal del suelo adyacente a los pilotes, la reducción de la resistencia friccionante en el fuste en suelos arcillosos blandos (Mendoza, 2004), el deslizamiento e incluso la posible separación o abocardamiento en la interfaz suelo-pila o pilote, y la disipación de energía a través de diferentes mecanismos de amortiguamiento. Adicionalmente, debe tenerse presente el comportamiento exhibido por diferentes tipos de cimentaciones piloteadas ante eventos sísmicos, como los de septiembre de 1985 (Auvinet y Mendoza, 1986).

3.6.3.3.1.2 Para el trabajo del grupo de los pilotes o pilas, se verificará que se cumpla la desigualdad 3.6.3.3.1.2.

$$\Sigma Q F_c < R \frac{A'}{A} \quad (3.6.3.3.1.2)$$

donde

$\Sigma Q F_c$ es la carga vertical global en la combinación considerada transmitida al grupo de pilotes o pilas, incluyendo su peso propio, afectada por su correspondiente factor de carga

A es el área envolvente del grupo de pilotes o pilas

A' es el área reducida en función de las excentricidades generadas por los momentos de volteo globales M_x y M_y , calculada de la misma forma como se indica en la párrafo 3.4.2.3.8 para cimentaciones someras.

3.6.3.3.2 Se despreciará la capacidad de carga de los pilotes o pilas sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para trabajar en estas condiciones.

3.6.3.3.3 La verificación deberá realizarse con el área reducida correspondiente, en función de las excentricidades estáticas en su caso, y las debidas al momento de volteo sísmico cuando la combinación de cargas incluya las acciones sísmicas, Para la combinación que incluya las acciones sísmicas, al calcular las excentricidades debidas a un momento de volteo sísmico, se deberá cumplir lo dispuesto al respecto para cimentaciones someras (párrafo 3.4.2.3.7).

3.6.3.3.4 Los momentos flexionantes debidos a la interacción cinemática deberán considerarse solo si en la estratigrafía se tienen fuertes contrastes en rigidez entre estratos contiguos, y si se trata de estructuras del tipo A.

3.6.3.4 Consideraciones respecto a pilotes metálicos

3.6.3.4.1 Se tomará en cuenta que los pilotes de acero tienen particularidades que requieren consideraciones especiales; la forma de su sección transversal, que incluye los tubulares y los de sección H e I, y su naturaleza misma son aspectos que determinan su capacidad de soporte.

Comentario:

Debe reconocerse que el uso de pilotes metálicos en la CDMX es incipiente, por lo que lo aquí establecido habrá de irse adecuando según las experiencias y comportamientos observados que tengan estas cimentaciones a futuro.

3.6.3.4.2 Un pilote tubular puede hincarse en una condición no taponada, pero actuar taponado bajo carga estática. Para pilotes tubulares no taponados, debe considerarse que la fricción lateral, f_s , actúa tanto en el interior como en el exterior del pilote; en este caso, el aporte o presión de la punta actúa solamente sobre el espacio anular de la pared del pilote. La longitud interior que trabaja a fricción deberá sustentarse con mediciones o con la experiencia local. La consideración de que un pilote sea taponado o no taponado puede basarse en cálculos estáticos.

3.6.3.4.3 Para un pilote tubular, se adoptará como capacidad de carga última a la suma de la fricción sobre el fuste externo más la capacidad de punta en la pared anular del pilote, más la fricción lateral interna o la capacidad de punta del tapón, la que resulte menor. Para pilotes considerados taponados, se admitirá que el aporte o presión de la punta actúa sobre toda la sección transversal del pilote.

3.6.3.4.4 Para un pilote de sección H o I, la estimación de la capacidad de carga deberá basarse en el valor menor de las combinaciones siguientes: i) Generación total del tapón en la punta del pilote, y el área perimetral del rectángulo envolvente del pilote por lo que se refiere al fuste; ii) Solo el área de acero por lo que se refiere a la punta, y el área perimetral total del pilote, incluyendo alma y patines, para el aporte del fuste; y iii) Alguna combinación del área de la punta y perímetro de contacto pilote-suelo, atendiendo a la experiencia local.

Comentario:

Se podrá reconocer como zona taponada el área de suelo incluida entre la envolvente del pilote y las paredes de su alma, o una fracción de ella (U.S. Army Corps of Engineers, 1991).

La definición de las dimensiones del tapón en la punta entre los patines y el alma de secciones H o I mantiene una gran incertidumbre (Tomlinson y Woodward, 2008) lo que atiende a un problema complejo con pocas mediciones. En la literatura técnica al respecto, se encuentran propuestas de que se adopte para el área de la punta, del 30 al 70% del área total definida por el perímetro envolvente del pilote.

3.6.3.4.5 La capacidad de carga reducida por adherencia-fricción lateral, C_f , para suelos cohesivos de pilotes metálicos hincados típicamente en la Formación Arcillosa Superior, se calculará de acuerdo a lo indicado en la ecuación 3.6.2.3.1.1, multiplicando el resultado por 0.8 en pilotes tubulares, o por 0.85 tratándose de pilotes con sección H o I.

Comentario:

El factor multiplicador señalado obedece a la textura de la superficie del acero, diferente a la textura rugosa de los pilotes de concreto. La diferenciación entre los tubulares y los de sección H o I, atiende a que mientras el contacto

en los primeros es siempre pilote-suelo; en los segundos, se mantiene tanto una interacción acero-suelo como suelo-suelo, al considerar el cuadrángulo que envuelve tales secciones.

Para suelos friccionantes, se indican en la Tabla C3.6.3.4.5, solo a modo de guía, parámetros para definir los valores últimos unitarios de la capacidad de carga en punta y fuste de pilotes tubulares en formaciones no cohesivas. La capacidad de carga de punta se calculará de acuerdo con la ecuación 3.6.2.3.1.4a, en la que se ignorará el segundo sumando; se adoptará el menor de los valores de N_q^* entre el indicado en esta tabla y el determinado por la ecuación 3.6.2.3.1.4b. Los parámetros indicativos de la Tabla C3.6.3.4.5 son los recomendados por el American Petroleum Institute (API, 2004). Debe tenerse presente que, para pilotes largos, la capacidad de carga de la punta podría no incrementarse linealmente con la presión efectiva sobreyacente, por lo que resulta apropiado limitarla a valores dados en la Tabla C3.6.3.4.5. Asimismo, se establecen valores unitarios máximos para la fricción en el fuste.

Tabla C3.6.3.4.5 - Parámetros indicativos para estimar capacidad de carga de pilotes tubulares en suelos friccionantes (API, 2004)

| Compacidad | β | Fricción unitaria límite (kPa) | Factor de capacidad de carga, N_q^* | Valores máximos de la capacidad de carga unitaria en la punta (MPa) |
|----------------------------------|---------|--------------------------------|---------------------------------------|---|
| Medianamente compacta | 0.29 | 67 | 12 | 3 |
| Medianamente compacta a compacta | 0.37 | 81 | 20 | 5 |
| Compacta a muy compacta | 0.46 | 96 | 40 | 10 |
| Muy compacta | 0.56 | 115 | 50 | 12 |

3.6.3.4.6 Para tomar en cuenta la corrosión en la revisión estructural de pilotes de acero, deberá considerarse un espesor de sacrificio en todo el perímetro en contacto con el suelo. Tal reducción del espesor está determinada por el tipo de suelo en el que estén alojados los pilotes, y del tiempo de vida útil que se haya establecido para el proyecto en que se usen esos elementos. Valores de los espesores de sacrificio deberán atender a lo establecido en la NTC-Acero.

3.6.3.4.7 La pérdida de espesor por corrosión considerada en las cimentaciones de acero se adoptará la magnitud mayor de entre lo que reconoce la NTC-Acero al respecto, y el que corresponde a cimentaciones construidas en un ambiente marino, esto es: 0.035 mm/año, lo que lleva a 1.75 mm en 50 años.

Comentario:

Con frecuencia se aduce que cuando los pilotes de acero están total y permanentemente enterrados, no se ven afectados apreciablemente debido al escaso oxígeno, independientemente del tipo de suelo. Tal enfoque corresponde a algunas prácticas sugeridas por ejemplo por AASHTO (2010). Sin embargo, se reconoce generalmente que debe considerarse un espesor descontado, tomando en cuenta características del suelo y el tiempo de vida útil (Eurocódigo 3, Parte 5).

Por otra parte, deben reconocerse las condiciones muy particulares de la CDMX, principalmente en la parte oriente de la Zona del Lago. El ambiente salino que impera en la arcilla de la Ciudad de México es incluso más agresivo que el marino. En efecto, determinaciones químicas del agua intersticial de suelos muestreados de la FAS han mostrado concentraciones salinas (cloruros, sulfatos, carbonatos, y iones de calcio, potasio y magnesio) hasta cuatro veces más altas que las del agua de mar. Por esto, debe considerarse la reducción de espesor que sufrirá un elemento de acero, en estos suelos. La recomendación dada en este inciso se basa en las normas EN 1993-5:2007.

3.6.3.4.8 Ante estas condiciones proclives a la corrosión de elementos de acero, será necesaria una evaluación técnica para establecer si es necesario algún tratamiento de protección, tales como pintura, protección catódica, etc. Tal evaluación deberá ser realizada, de manera conjunta, por el diseñador y el constructor, siguiendo las prácticas establecidas en la NTC-Acero.

3.6.4 Estado límite de servicio

3.6.4.1 En suelos blandos en proceso de consolidación, como los de las zonas II y III, si se pretende que una cimentación a base de pilotes o pilas siga, por lo menos parcialmente, el hundimiento regional, los asentamientos o emersiones bajo cargas estáticas deberán estimarse considerando la penetración de los pilotes o pilas y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de dichos asentamientos y emersiones se tomarán en cuenta las excentricidades de carga.

Comentario:

El cálculo de los asentamientos o emersiones de cimentaciones sobre pilotes o pilas, se puede realizar utilizando el método simplificado expuesto en Auvinet y Díaz Mora (1981) o mediante una modelación explícita del problema por métodos numéricos (Rodríguez, 2015).

3.6.4.2 Deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos no resulten excesivos. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas. En estas determinaciones, se tomará en cuenta el efecto restrictivo de los pilotes o pilas.

3.6.4.3 Cuando los pilotes o pilas se desplanten en un estrato duro, los asentamientos se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes o pilas bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidos, incluyendo, en su caso, la fricción negativa, y la deformación de los estratos localizados bajo el nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

3.6.4.4 Para el cálculo de las deformaciones elásticas transitorias inducidas en el suelo por la cimentación bajo condiciones sísmicas, particularmente las generadas por los momentos de volteo, se podrá recurrir a procesos analíticos de interacción suelo-estructura de cimentación donde se definan los giros a los que estará sujeta y las deformaciones angulares generadas. También podrán aplicarse las rigideces dinámicas (K_h y K_r) obtenidas bajo el procedimiento establecido en la sección 8.2 de la NTC-Sismo en el cálculo de deformaciones. Alternativamente, se podrá construir un modelo numérico representativo del sistema suelo-cimentación para la determinación de estas deformaciones y aquellas de tipo permanente.

Comentario:

Los análisis de interacción suelo-estructura permiten frecuentemente optimizar el diseño estructural de los elementos de cimentación (García-Ranz et al, 1989), lo que puede llevar a un ahorro significativo.

3.6.4.5 En suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, para permitir que la estructura siga, por lo menos parcialmente, el hundimiento regional, el espacio dejado entre la punta de los pilotes o pilas y toda capa dura subyacente deberá ser suficiente para que, en ninguna condición, dicha punta pueda llegar a apoyarse en esta capa a consecuencia de la consolidación regional.

Comentario:

Aun si se toma la precaución indicada en el inciso anterior, es previsible que, a largo plazo, la cimentación sobre pilotes presente emersión aparente debido a la evolución de las propiedades de los materiales blandos en proceso de consolidación. La emersión aparente provoca el desconfinamiento de la parte superior de los pilotes y de la conexión con contratrabes o losa de cimentación. Por tal motivo, especial atención deberá prestarse al diseño estructural y detallado de esa conexión, principalmente para los pilotes ubicados en orillas y esquinas de la cimentación (NTC-Concreto).

3.6.5 Estimación de la fricción negativa

3.6.5.1 La fricción negativa es la tracción descendente que se genera en el fuste de pilotes o pilas cuando el terreno que los circunda se consolida por el abatimiento piezométrico en el interior del suelo o por una carga superficial aplicada sobre el mismo. Las acciones que entonces se oponen a la penetración de los pilotes o pilas son la fricción positiva y la resistencia por punta, figura 3.6.5.2.3. Se denomina nivel neutro a la elevación donde los desplazamientos relativos entre el pilote o pila y el suelo son nulos, es decir donde la fricción pasa de negativa a positiva.

Comentario:

El fenómeno de fricción negativa se analiza en Reséndiz y Auvinet (1973), Zeevaert (1973) y, mediante métodos numéricos, en Rodríguez (2010)

3.6.5.2 Siendo la estimación de la fricción negativa un problema complejo, es recomendable recurrir a la modelación numérica explícita del problema. En esta modelación se adoptarán hipótesis conservadoras en cuanto a la evolución previsible de la consolidación del subsuelo. Alternativamente, esta estimación podrá efectuarse de la forma siguiente:

3.6.5.2.1 La magnitud de la fricción negativa deberá considerarse nula cuando la combinación de las acciones permanentes más las acciones variables (con su intensidad media) sea igual o mayor a la capacidad de carga de la pila o pilote (inciso 3.5.1) considerando un factor de resistencia F_R unitario.

3.6.5.2.2 En pilotes o pilas apoyados sobre un estrato duro, con separación S (de centro a centro) y ancho o diámetro B , deberá considerarse que la magnitud de la fricción negativa será igual a la capacidad de carga por adherencia lateral (ecuación 3.6.2.3.1.1, con factor de resistencia F_R unitario), considerando los coeficientes de reducción (C_R) que se indican en la tabla 3.6.5.2.2.

Tabla 3.6.5.2.2- Coeficientes de reducción para el cálculo de la fricción negativa sobre pilotes o pilas apoyados sobre un estrato duro

| Tipo de pila o pilote | S/B | C_R |
|-----------------------|-------|-------|
| Individual | ----- | 1.0 |
| De esquina | 2.5 | 0.5 |
| | 5 | 0.9 |
| De borde | 2.5 | 0.4 |
| | 5 | 0.8 |
| Interior | 2.5 | 0.15 |
| | 5 | 0.5 |

3.6.5.2.3 En pilotes o pilas interiores que no alcanzan a apoyarse en un estrato duro, la magnitud de la fricción negativa deberá estimarse por tanteos, modificando la profundidad del nivel neutro (z_0), hasta que se cumpla la siguiente ecuación, fig. 3.6.5.2.3:

$$\frac{\Sigma Q}{N_p} + FN = FP + C_p \tag{3.6.5.2.3a}$$

donde:

ΣQ acciones permanentes más acciones variables con intensidad media

N_p número de pilotes o pilas

$FP = C_f \int_{z_0}^{D_f + L_p}$ fricción positiva igual a la capacidad de carga por adherencia lateral (ecuación 3.6.2.3.1.1), desde z_0 hasta la profundidad de la punta del pilote o pila ($D_f + L_p$), considerando un factor de resistencia unitario

C_p capacidad de carga por punta (ecuación 3.6.2.3.1.4a), considerando un factor de resistencia unitario

L_p longitud del pilote o pila

D_f profundidad de desplante de la zapata, losa o cajón de cimentación

FN fricción negativa, igual a:

$$FN = \min \left\{ \begin{array}{l} C_f \int_{D_f}^{z_0} \\ \Delta\sigma_{z_0} A_T \end{array} \right. \tag{3.6.5.2.3b}$$

donde:

$C_f \int_{D_f}^{z_0}$ capacidad de carga por adherencia lateral (ecuación 3.6.2.3.1.1) desde D_f hasta z_0 , considerando un factor de resistencia unitario

$\Delta\sigma_{z_0}$ incremento del esfuerzo efectivo a la profundidad z_0 (sin considerar la presencia de los pilotes o pilas) generado por: a) el abatimiento de la presión de poro en el futuro que se considere más probable; o b) una sobrecarga en el terreno circundante

A_T área tributaria entre pilotes o pilas.

$$FP = C_f \left| \frac{D_f + L_p}{z_0} \right| \tag{3.6.5.2.3a}$$

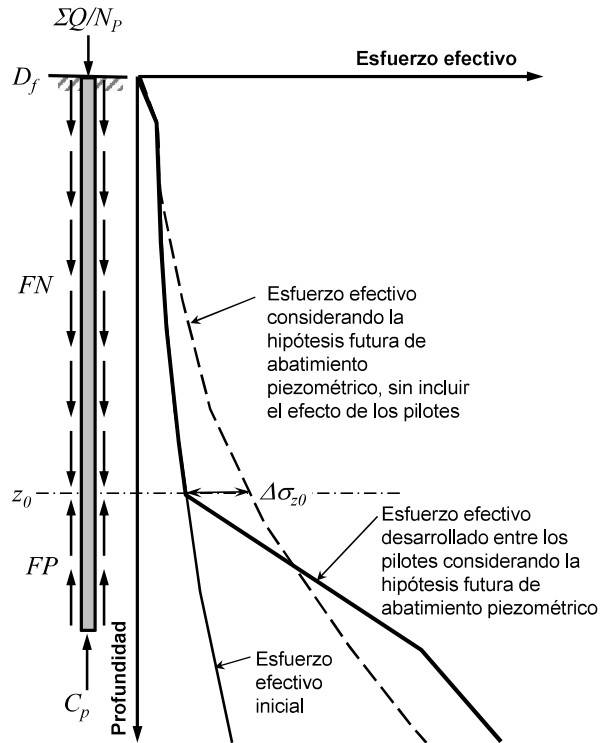


Figura 3.6.5.2.3 - Consideraciones para la estimación de la fricción negativa

3.6.5.2.4 Para el caso de pilotes o pilas perimetrales o independientes que no alcanzan a apoyar su punta en un estrato duro, la fricción negativa podrá estimarse con el criterio establecido en el punto 3), considerando que $FN = C_f \left| \frac{z_0}{D_f} \right|$

Comentario:

Desde la normativa emitida en 2017, se ha insistido en que la fricción negativa no debe considerarse como una acción en la revisión geotécnica de los estados límite de falla. Este cambio de enfoque obedece a la evolución significativa del conocimiento con los resultados de investigaciones relativamente recientes que se han llevado a cabo en modelos físicos y numéricos. Las acciones estáticas a largo plazo pueden provocar una penetración progresiva de la punta del elemento en el suelo, pero sin inducir falla; se trata por tanto de un problema de deformación (estado límite de servicio) y no de falla.

3.7 Cimentaciones especiales

3.7.1 Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación expresa de la Administración. Para ello se presentarán los resultados de los estudios y ensayos a que se hubieran sometido dichos dispositivos. Los sistemas propuestos deberán proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las presentes Normas, en particular ante sollicitaciones sísmicas.

Comentario:

En caso de que se utilicen pilotes de control, en cualquiera de sus variantes, es recomendable: a) explicar el criterio de diseño y mostrar que es compatible con la presente Norma; b) especificar el tipo y periodicidad de mantenimiento requerido; c) indicar el monitoreo que se llevará para asegurar el comportamiento adecuado de la edificación. Esta recomendación aplica para cimentaciones nuevas o recimentaciones. La tecnología, los diferentes elementos

para diseño y mantenimiento, así como ejemplos de aplicación, pueden consultarse en: López Acosta y Martínez (2021).

3.8 Cimentaciones abandonadas

3.8.1 Al demoler edificios, se tomarán las precauciones necesarias para que los elementos de cimentación dejados en el suelo no causen daños a las construcciones vecinas, a los servicios públicos o a las edificaciones que se construirán en el futuro en el mismo predio. Se tomará en cuenta que la presencia de una cimentación abandonada en un subsuelo sometido a consolidación regional tiende a generar una emersión del terreno a largo plazo, respecto al terreno circundante, de manera similar a lo que sucede en cimentaciones sobre-compensadas. Deberá demostrarse, a satisfacción de la Administración, que las precauciones tomadas garantizan que estos elementos de cimentación no tendrán efectos indeseables. En caso contrario, deberá procederse a su extracción y a la restitución de condiciones análogas a las del suelo natural.

Comentario:

En caso de requerirse la extracción de pilotes, en Paniagua (2017e) se presentan varios procedimientos que han sido aplicados exitosamente en la zona III, inclusive para la extracción de pilotes segmentados.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

4. ASPECTOS GEOTÉCNICOS EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

4.1 Introducción

4.1.1 El diseño estructural de la cimentación deberá ajustarse a lo especificado en el Reglamento y en la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto) y de Estructuras de Acero (NTC-Acero). Se tomará además muy en cuenta lo señalado en la NTC-Sismo.

4.2 Condiciones de diseño

4.2.1 Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes laterales, etc.) a usar en el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señalada en la sección 3.1.

4.3 Cimentaciones someras

4.3.1 El análisis y el diseño de los elementos de la cimentación como: zapatas, contratrabes, trabes de liga y losas, se realizarán tomando en cuenta la rigidez relativa de la estructura y del suelo. Para dimensionar la subestructura, las presiones de contacto, principalmente en cimentaciones continuas, deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura–superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptable suponer que el medio es elástico y continuo y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

4.3.1.1 Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y entre las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura.

4.3.1.2 Que con las presiones de contacto consideradas los hundimientos diferenciales inmediatos más diferidos sean aceptables en términos de la presente Norma (tabla 3.1.1.2.2.3).

4.3.1.3 Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura–superestructura sean aceptables en términos de la presente Norma.

4.3.2 La distribución de esfuerzos de contacto podrá determinarse para las diferentes combinaciones de solicitaciones a corto y largo plazo, con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras o mediante estudios explícitos de interacción suelo-estructura.

Comentario:

Los análisis de interacción suelo-estructura permiten frecuentemente optimizar el diseño estructural de los elementos de cimentación (García-Ranz et al., 1989), lo que puede llevar a un ahorro significativo.

4.4 Cimentaciones compensadas

4.4.1 En el diseño estructural del cajón de cimentaciones compensadas deberá evitarse recurrir a elementos estructurales subdimensionados en aras de lograr un menor peso. Este diseño deberá ser consistente con el resto de la estructura y garantizar un comportamiento adecuado en condiciones sísmicas.

Comentario:

Después de los sismos de 1985, se señalaron varios casos de cimentaciones compensadas con diseño escaso de los elementos estructurales del cajón que presentaron daño estructural grave o colapsaron.

4.5 Cimentaciones con pilotes o pilas

4.5.1 Los pilotes o pilas y sus conexiones se diseñarán para soportar las fuerzas transmitidas por la estructura que incluyen carga axial, fuerza cortante y momento flexionante en la cabeza del elemento; asimismo se considerará el peso propio del pilote o de la pila. En pilotes prefabricados, deberán revisarse además las condiciones de esfuerzos durante el manejo, el transporte y el izaje, así como las que se presentan en el hincado. Los pilotes o pilas deberán poder soportar estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad de carga última con factor de resistencia unitario.

4.5.2 La protección de pilotes o pilas ante la agresividad del medio ambiente deberá cumplir con los requisitos de durabilidad señalados en la NTC-Concreto.

4.5.3 En el caso de cimentaciones sobre pilotes o pilas que recarguen su punta en un estrato duro, en las zonas II y III, se tomará en cuenta que, por la consolidación regional, los pilotes o pilas pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional de los estratos del subsuelo a todo lo largo del elemento.

Comentario:

La condición anterior también puede presentarse a largo plazo aun cuando en un inicio los pilotes no estén apoyados en un estrato duro, debido al incremento de las propiedades mecánicas de los materiales arcillosos a consecuencia de la consolidación regional (Ovando et al., 2007).

4.5.3 Los pilotes o pilas deben entonces diseñarse para absorber las sollicitaciones horizontales asociadas a sismo sin tomar en cuenta la fricción entre losa de cimentación y suelo. Por otra parte, la subestructura deberá diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte del suelo bajo las zapatas o losas de cimentación como sin él, es decir, en este último caso, apoyada solamente en los pilotes o pilas.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

5. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS EXCAVACIONES

5.1 Estados límite

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

5.1.1.1 De falla: colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de ademado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías.

5.1.1.2 De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores.

5.1.2 Durante el proceso de excavación, se podrán usar pozos de bombeo con objeto de controlar las filtraciones y mejorar la estabilidad. Sin embargo, la duración del bombeo deberá ser tan corta como sea posible y se tomarán las precauciones necesarias para que sus efectos queden prácticamente circunscritos al área de trabajo. En este caso, para la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación se tomarán en cuenta los movimientos del terreno debidos al bombeo. El agua extraída por bombeo deberá estar libre de sedimentos antes de su disposición en el sistema de drenaje. Los pozos de bombeo deberán ser rellenados y sellados al final de su vida útil; el material de relleno deberá tener una rigidez similar a la del terreno circundante.

Comentario:

Se recomienda no iniciar el bombeo antes de realizar la excavación porque se pueden generar asentamientos indeseables en las construcciones vecinas (Véase 7.2.2)

Para proteger a las personas y los vehículos en tránsito, se deberán colocar barreras de protección y realizarse otras acciones preventivas, como se especifica en el Artículo 190 del Capítulo I, Título séptimo (De la construcción), del Reglamento.

5.1.3 Los análisis de estabilidad se realizarán con base en las acciones aplicables señaladas en las Normas correspondientes, más las sobrecargas permanentes y accidentales que puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación. Para la verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla de los taludes o paredes de la excavación -con o sin soporte- se tomarán en cuenta las sobrecargas existentes en zonas próximas a excavaciones con su respectivo factor de carga. La sobrecarga uniforme mínima para considerar en la vía pública será de 15 kPa (1.5 t/m²).

5.2 Estados límite de falla

5.2.1 Taludes

5.2.1.1 La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de la presión y el flujo del agua en el subsuelo, así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento, especialmente en la proximidad de la corona, y la presencia de otras discontinuidades. Se tomará en cuenta que la cohesión de los materiales arcillosos tiende a disminuir con el tiempo.

Comentario:

Dicha disminución puede alcanzar el 30% en unas cuantas semanas (Alberro, 1973).

5.2.1.2 Para el análisis de estabilidad de taludes, se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles y que tomen en cuenta en su caso las discontinuidades del suelo. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes. Al evaluar estos últimos mecanismos se tomará en cuenta que la resistencia de la arcilla puede alcanzar su valor residual correspondiente a grandes deformaciones. En los taludes temporales de las excavaciones deberá revisarse el impacto que en su estabilidad pueden tener las excavaciones y la perforación de pozos de bombeo.

5.2.1.3 En la revisión de la estabilidad del talud, los momentos o fuerzas motoras asociados al peso propio del suelo se afectarán con un factor de carga unitario y las resistentes con un factor de resistencia de 0.6.

5.2.1.4 Se prestará especial atención al largo plazo de excavaciones o cortes permanentes (duración mayor de un año) que se realicen en el predio de interés, especialmente en la zona I. Se tomarán las precauciones necesarias para que estos cortes no limiten las posibilidades de construcción en los predios vecinos o el uso de los espacios públicos, ni presenten peligro de falla local o general ni puedan sufrir alteraciones en su geometría por intemperización y erosión. Además del análisis de estabilidad, el estudio geotécnico deberá incluir en su caso una justificación detallada de los medios de estabilización y protección de los cortes propuestos y del procedimiento constructivo especificado (inciso 7.2.5).

Comentario:

Algunos métodos para mejorar la estabilidad de los taludes se presentan en Juárez y Rico (1991) y Rico y Del Castillo (1978).

5.2.2 Falla por subpresión en estratos permeables

5.2.2.1 En el caso de excavaciones en suelos impermeables subyacentes por estratos de suelos permeables con presencia de agua freática, se revisará la estabilidad del fondo por subpresión. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio. Los pozos de bombeo deberán penetrar en el estrato de suelos permeables, subyacente. El nivel dinámico al que debe mantenerse dicho bombeo por debajo del fondo de la excavación será expresamente determinado al diseñar la obra.

5.2.2.2 Cuando una excavación corte una capa impermeable que a su vez descansa sobre un estrato permeable, deberá considerarse que la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación, no obstante, el bombeo superficial. El espesor mínimo necesario, h_i , del estrato impermeable para evitar inestabilidad del fondo se considerará:

$$h_i > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w \quad (5.2.2.2)$$

donde:

h_w es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable

γ_w es el peso volumétrico del agua

γ_m es el peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

5.2.2.3 Cuando el espesor h_i resulte insuficiente para asegurar la estabilidad con un amplio margen de seguridad, será necesario reducir la carga hidráulica en el estrato permeable mediante bombeo.

5.2.3 Estabilidad de excavaciones con sistemas de soporte

5.2.3.1 En caso de usar sistemas para soportar las paredes de la excavación, tales como tablestacas o muros colados en el lugar, apuntalados o anclados, se revisará la estabilidad general de una masa de suelo que incluirá el propio elemento, ante la posibilidad de falla de fondo y falla estructural del sistema de soporte.

Comentario:

En SMIG (2002) se presenta información respecto a muros Milán y tablestacas como parte del sistema de soporte. Las anclas pueden ser activas o pasivas. Las activas se tensan desde su instalación mientras que las pasivas se tensan indirectamente después de su instalación, cuando el terreno se deforma al quedar desconfinado por la excavación.

5.2.3.2 La revisión de la estabilidad general se realizará por un método de análisis límite. Se evaluarán también el empotramiento requerido de los elementos de soporte mediante métodos analíticos o numéricos y el momento resistente mínimo requerido para garantizar la estabilidad del elemento estructural.

Comentario:

El empotramiento requerido de un tablestacado o de un muro pantalla (para evitar la falla por "pateo", puede determinarse mediante algún procedimiento analítico como el que se propone en COVITUR (1987), Tamez (2001) y Tamez et al (2007), pero es preferible recurrir a una modelación numérica explícita de las condiciones de trabajo de estos elementos.

5.2.3.3 La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$p_v + \sum q F_C < c_u N_c F_R \quad (5.2.3.3)$$

donde:

- c_u es la cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no-consolidadas no-drenadas (UU)
- N_c es el coeficiente de capacidad de carga definido en el inciso 3.4.1 que depende de la geometría de la excavación, es decir, de B , el ancho de la excavación, L su longitud y D su profundidad. Se tomará en cuenta además que este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo
- p_v es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación
- $\sum q F_C$ son las sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga
- F_R se tomará igual a 0.7.

Comentario:

Será conveniente ajustar la desigualdad 5.2.3.3 a las condiciones específicas de la obra. Así, para tomar en cuenta el incremento del valor de la cohesión con la profundidad, convendrá determinar el mecanismo de falla mediante iteraciones. Cuando se tenga la presencia de un estrato rígido bajo el fondo de la excavación, convendrá tomar en cuenta que el mecanismo de falla estará limitado por dicho estrato; en este caso, el ancho B de excavación deberá sustituirse por el ancho de dicho mecanismo. En el caso de muros con empotramiento, deberá contemplarse que los mecanismos de falla posibles se generarán a partir del nivel de desplante del muro. Estos mecanismos podrán determinarse mediante algún procedimiento analítico como el que se propone en COVITUR (1987), Tamez (2001) Tamez et al. (2007), pero es preferible recurrir a una modelación numérica explícita de las condiciones de trabajo de estos elementos.

5.2.3.4 Las cargas máximas a las que estarán sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones basada en modelaciones analíticas o numéricas y en la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, su grado de fisuramiento y su posible reducción de resistencia con el tiempo. Con el nivel freático a poca profundidad, los empujes sobre los puntales serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los puntales también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el período de construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1. En el caso de puntales precargados, se tomará en cuenta que la precarga aplicada inicialmente puede variar con el tiempo por relajación y por efecto de cambios de temperatura.

Comentario:

Envolturas de presiones basadas en la experiencia han sido propuestas por Peck (1969), estas presiones deben ajustarse para que resulten por lo menos iguales a las del agua (Alberro, 1970). En el caso de puntales precargados, es recomendable que la precarga aplicada en cada puntal aumente con la profundidad, siguiendo una distribución de presiones en reposo. Es necesario verificar periódicamente la carga que reciben los puntales precargados, reajustándola de ser necesario. Como medida de precaución, se recomienda colgar los puntales del primer nivel, para evitar su colapso accidental.

5.2.3.5 Los elementos de soporte deberán diseñarse estructuralmente para resistir los empujes y las reacciones de los puntales y de su apoyo, en cada etapa constructiva. Se emplearán metodologías que tomen en cuenta la secuencia constructiva y se seguirán los lineamientos de las NTC-Concreto y/o NTC-Acero.

Comentario:

Se podrá recurrir a los métodos de elementos finitos, de diferencias finitas o de módulos de reacción.

5.2.4 Estabilidad de construcciones vecinas

5.2.4.1 De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El refuerzo requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

Comentario:

Para clasificar el grado de daño que pueden experimentar las construcciones vecinas, en función de las grietas que se generan y su ancho, se recomienda consultar Burland et al. (2008).

Para aplicar medidas correctivas que eviten percances en las construcciones e instalaciones urbanas vecinas, se debe investigar el tipo y condiciones de cimentación de éstas como lo señala el Artículo 172, del Capítulo VIII, Título sexto (Seguridad de las construcciones), del Reglamento.

Especial atención debe prestarse a las construcciones precarias (que no cumplen con normas reglamentarias ni cuentan con respaldo técnico alguno) por la alta probabilidad que presentan de sufrir daños significativos que causen su colapso.

5.2.4.2 En caso de usar anclas en sistemas de soporte, deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas y/o servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse para asegurar su debido funcionamiento. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor–lechada, de la adherencia lechada–terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla. La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de estas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto.

Comentario:

Para el diseño de sistemas de anclaje en suelos, se puede consultar SMIG (2002)

Se recomienda probar el 100% de las anclas activas durante su instalación. El 10% de las anclas pasivas deberán probarse durante su instalación y, si el 20% de las anclas ensayadas no cumple, deberá probarse el 80% restante. Las anclas se considerarán temporales, cuando su vida útil sea menor a dos años y permanentes cuando ésta sea mayor a dos años.

5.2.4.3 Los anclajes permanentes instalados en terrenos químicamente agresivos requerirán una protección especial contra corrosión.

5.2.4.4 Para evitar futuros percances, al final de su uso, las anclas activas temporales deberán desactivarse (destensarse).

5.2.5 Fricción negativa

5.2.5.1 De acuerdo con la sección 3.1, deberá considerarse, en el diseño estructural, la fricción negativa que pueda generarse en las paredes de cajones de cimentación, estructuras permanentes de sistemas de retención para las excavaciones y cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I.

5.2.5.2 En el caso de pilotes o pilas, el procedimiento recomendado para estimar la fricción negativa se presenta en el inciso 3.6.5. Para los demás casos, podrán emplearse las expresiones 3.6.2.3.1.1 y 3.6.2.3.1.2a.

5.3 Estados límite de servicio

5.3.1 Desplazamientos tolerables

5.3.1.1 Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños (Tablas 5.3.1.1a y 5.3.1.1b) para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos.

Tabla 5.3.1.1a - Desplazamientos máximos tolerables en el borde superior de la excavación, en % de H

| Zona | Horizontales | Verticales |
|------|--------------|------------|
| | % | % |
| I | 0.2 | 0.1 |
| II | 0.8 | 0.6 |
| III | 1.0 | 0.8 |

H = Profundidad de excavación

Comentario:

Mayor información sobre este tema se presenta en Jiménez y Paniagua (2022).

Tabla 5.3.1.1b - Distorsiones máximas tolerables en estructuras vecinas (A/L)

| Estructura | Zonas I, II y III |
|---|-------------------|
| Marcos de acero, hasta cuatro pisos. | 0.006 |
| Marcos de concreto, hasta cuatro pisos. | 0.004 |
| Muros de carga de ladrillo, casas de una a dos plantas. | 0.003 |

A = Asentamiento diferencial entre dos puntos de la estructura vecina

L = Distancia entre los dos puntos mencionados anteriormente.

Comentario:

Para mayores datos respecto a la Tabla 5.3.1b, consultar la Tabla 6.2.1. "Hundimientos diferenciales tolerables en estructuras" de la NTC-Criterios.

Es recomendable calcular los desplazamientos horizontales y verticales que se generarán en la vecindad de la excavación, hasta una distancia de su borde no menor a tres veces la profundidad máxima de aquélla.

5.3.2 Expansiones instantáneas y diferidas por descarga

5.3.2.1 Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. En caso de que se emplee cimentación profunda y ésta sea instalada antes de la excavación, su presencia será contemplada en la estimación de las expansiones. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ecuación 3.4.3.2.1 y 3.4.3.2.2 a partir de los decrementos de esfuerzo vertical calculados aplicando también la teoría de la elasticidad.

5.3.2.2 Para reducir los movimientos inmediatos, la excavación y la construcción de la cimentación se podrán realizar por partes, sustituyendo en plazos cortos el peso del suelo excavado por el de la subestructura construida.

Comentario:

También se pueden utilizar lastres temporales.

5.3.2.3 En el caso de excavaciones con sistemas de soporte, donde se requiera reducir la magnitud de los movimientos instantáneos horizontales, se deberá acortar el espacio libre entre puntales.

5.3.3 Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

5.3.3.1 En el caso de cortes ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Para la estimación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones con sistema de soporte en las áreas vecinas, deberá recurrirse a una modelación analítica o numérica que tome en cuenta explícitamente el procedimiento constructivo. Estos movimientos deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad preventivas o correctivas, en caso necesario.

5.3.4 Auscultación del comportamiento de una excavación

5.3.4.1 Para verificar si se cumplen los estados límite de servicio, es necesario contar con un sistema de auscultación que permita identificar los desplazamientos del terreno y estructuras vecinas, antes, durante y después de la ejecución de la excavación. Adicionalmente es recomendable identificar cambios en la posición del nivel freático y en las presiones del agua en el subsuelo.

Comentario:

Ver Capítulo 8 de esta NTC-Cimentaciones, "Observación del comportamiento de excavaciones y cimentaciones".

5.4 Aspectos sísmicos

5.4.1 Para la revisión dinámica de la estabilidad de taludes y cortes en excavaciones, se podrá hacer un análisis del tipo pseudoestático, o bien, recurrirse a un modelo numérico representativo de las condiciones del sitio.

Comentario:

En el análisis pseudoestático se estima que la carga horizontal provocada por el sismo es igual al producto del peso del suelo potencialmente deslizante por un coeficiente sísmico horizontal, y la carga vertical será una fracción de la horizontal, como se indica en el párrafo 5.4.5. La fuerza pseudoestática resultante se emplea en un análisis de equilibrio límite convencional y se considera como una carga estática que actúa en la dirección más desfavorable, aplicada en el centro de gravedad de la masa analizada.

Para la aplicación de modelos numéricos en los análisis de estabilidad de excavaciones bajo condiciones dinámicas, se sugiere atender las siguientes recomendaciones:

- a) Indicar para cada uno de los estratos o unidades geotécnicas las propiedades dinámicas del suelo, y el modelo constitutivo utilizado que deberá representar de manera adecuada las condiciones de carga y descarga existentes en excavaciones.*
- b) Indicar las características geométricas del modelo numérico construido y el tipo de fronteras empleadas.*
- c) Calibrar los resultados obtenidos del modelo en ausencia de la excavación con los resultados obtenidos a partir de programas o metodologías específicas para determinar la propagación de ondas. Se deberá asegurar que el modelo numérico reproduzca de manera adecuada al menos los periodos de vibrar en el sitio y las amplificaciones dinámicas producidas en el suelo.*
- d) Los acelerogramas empleados como movimiento de entrada en el modelo deberán ser representativos de la demanda sísmica a que estará expuesto el terreno, de acuerdo con lo establecido en las NTC-Sismo.*
- e) El movimiento sísmico obtenido en la superficie del terreno, en ausencia de la excavación, deberá reproducir la respuesta sísmica esperada en el sitio, de acuerdo con lo establecido en las NTC-Sismo.*
- f) Los resultados obtenidos del modelo numérico deberán cumplir con los estados límite de falla y de servicio.*

5.4.2 El coeficiente sísmico horizontal k_h , se establecerá a partir de la aceleración del terreno a_0 , mediante:

$$k_h = \frac{a_0}{1 + 0.8a_0} \quad (5.4.2)$$

donde:

a_0 es una fracción de la aceleración de la gravedad g y corresponde a la ordenada al origen del espectro de diseño elástico, que representa de manera transparente los niveles de demanda que se presentarían ante los sismos de diseño.

Comentario:

El criterio adoptado es una modificación del de Mena y Pérez-Rocha (2015).

5.4.4 Para la determinación de a_0 se aplicarán los espectros de diseño establecidos en la NTC-Sismo, considerando el nivel sísmico de diseño en función del tiempo de exposición de la excavación, de acuerdo con lo siguiente:

- a) Acción del sismo frecuente (periodo de retorno de al menos 20 años) para excavaciones temporales
- b) Acción del sismo base de diseño (periodo de retorno de al menos 250 años) para excavaciones permanentes en estructuras pertenecientes al Grupo B
- c) Acción del sismo infrecuente (periodo de retorno de al menos 475 años) para excavaciones permanentes en estructuras pertenecientes al Grupo A.

Comentario:

Las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante.

5.4.5 Para considerar la acción sísmica vertical, se adoptará un coeficiente sísmico equivalente a una fracción del coeficiente sísmico horizontal. El análisis se realizará considerando que esta componente puede actuar hacia arriba y hacia abajo con la finalidad de producir el efecto más desfavorable. El coeficiente sísmico vertical se establecerá en función de la zona geotécnica, de acuerdo con lo siguiente:

- a) En la zona I, $k_v = 0.65 k_h$
- b) En las zonas II y III, $k_v = 0.4 k_h$

5.4.7 Para la revisión dinámica de la estabilidad de taludes y cortes en excavaciones que se complementen con sistemas de estabilización o contención, se adoptará el mismo criterio.

5.5 Excavaciones suspendidas

5.5.1 Como lo señalan los artículos 222 y 223 del reglamento Capítulo IX, Título séptimo (De la construcción), cuando se interrumpa una excavación, se ejecutarán las obras necesarias para evitar que se presenten movimientos que puedan dañar a las edificaciones y predios colindantes o a las instalaciones de la vía pública y evitar que ocurran fallas en los taludes, elementos de contención o fondo de la excavación, por intemperismo prolongado, descarga del terreno o por cualquier otra causa. En caso de que esté operando un sistema de bombeo de agua en el suelo, se tomarán las precauciones necesarias para que al continuar su operación o presentar una interrupción no se generen afectaciones a las edificaciones y predios colindantes.

5.5.2 Se tomarán también las precauciones necesarias para impedir el acceso al sitio de la excavación mediante señalamiento adecuado y barreras para evitar accidentes, asimismo se deberá cumplir con lo indicado por las Normas Oficiales Mexicanas aplicables en la materia.

5.6 Anclajes y sistemas de anclaje.

5.6.1 Los anclajes se podrán utilizar para aplicar fuerzas a una masa de suelo o roca con el objeto de mantener o de restablecer su estabilidad.

Comentario:

Los sistemas de anclaje proporcionan fuerzas externas para lograr la estabilidad de taludes o excavaciones a cielo abierto o en túneles y galerías subterráneas. Se utilizan solos o como complemento de otras estructuras tales como muros de contención, tablestacas, muros milán, etc.

En términos generales, el objetivo de un sistema de anclaje es restablecer el confinamiento del suelo en la vecindad de un corte y así garantizar la estabilidad de una excavación efectuada, restablecer el equilibrio en taludes inestables o aumentar la seguridad de laderas o cortes preexistentes, resistir las fuerzas de tensión en cimentaciones de edificios, soportar subpresiones o reducir expansiones. En el Valle de México se han empleado principalmente en la Zona I, donde la presencia de materiales tobáceos o granulares con cementación ha favorecido su uso, aunque también se han utilizado en menor cuantía en la Zona II y casi nunca en la III. Un tratamiento detallado del tema se presenta en Holguín y Ovando (2002), Cuevas y Cuevas (2023).

5.6.2 Para soportar cargas de tensión, se podrá utilizar anclas, es decir, elementos estructurales alargados (Figura 5.6.2), que transmiten esfuerzos cortantes a la lechada o mortero que la empaca y que a su vez debe resistir el suelo circundante, también por esfuerzos cortantes.

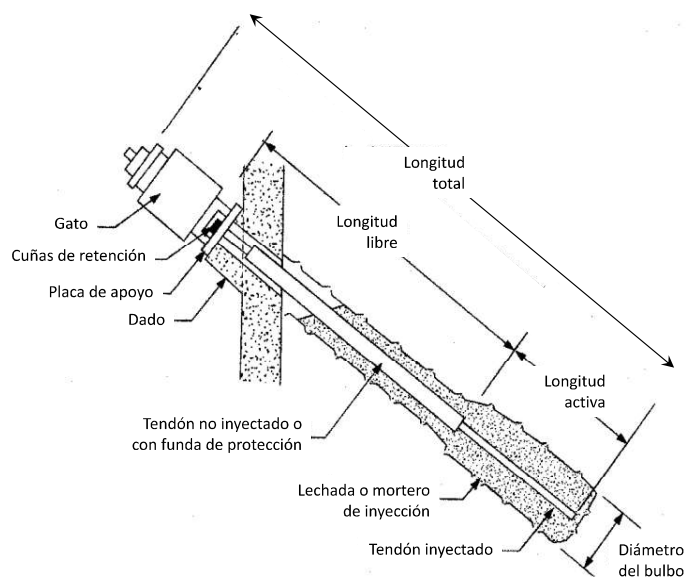


Figura 5.6.2 - Principales componentes de un ancla

Comentario:

Las anclas pueden clasificarse en activas cuando al finalizar su construcción se tensan y pasivas cuando comienzan a trabajar al producirse un desplazamiento relativo entre el anclaje y el terreno donde se instala.

Las anclas activas se tensan con ayuda de un gato hidráulico con hueco central, mismo que se retira al terminar su función, después de colocar las cuñas de retención en el tendón, que mantienen la tensión aplicada.

Los principales componentes de un ancla son: a) tendón (barra o cables), es un tirante que trabajará a tensión, introducido en una perforación en la que posteriormente se empaca con mortero de inyección; b) bulbo de anclaje, es la parte profunda del ancla, encargada de transmitir los esfuerzos cortantes al suelo (también es llamada longitud activa); c) longitud libre, es el tramo del ancla en el que no se transfieren esfuerzos al suelo; d) perforación, con el diámetro suficiente para garantizar el adecuado recubrimiento del tendón, con el espesor suficiente para el desarrollo de las fuerzas de adherencia con el refuerzo y con el suelo. Para facilitar su instalación, se recomienda que las anclas se inclinen mínimo 5 grados, con respecto al plano horizontal.

5.6.2.1 Para garantizar la capacidad total de diseño de cada una de las anclas, deberán tener una separación mínima de 4 veces el diámetro del bulbo, o 2 m, lo que resulte mayor.

5.6.2.2 Para alcanzar la carga de diseño del ancla, la longitud de anclaje deberá ser de cuando menos 4.5 m, y la longitud libre de cuando menos 4.5 m.

5.6.3 Deberán revisarse todos los posibles mecanismos de falla del sistema de anclaje, incluyendo: a) fallas locales por falta de resistencia del suelo: extracción del bulbo, en la masa de suelo, rotacional; b) falla general: rotacional, generalizada por volteo y por deslizamiento; y c) fallas estructurales: adherencia entre el tendón y mortero de inyección, tensión en tendón, placa de apoyo, dado de apoyo.

Comentario:

El diseño de los elementos estructurales como placa y dado de apoyo, tendón (por resistencia y por adherencia) y lechada o mortero de inyección podrán realizarse de acuerdo con las NTC-Acero y/o NTC-Concreto.

5.6.4 La fuerza de tensión reducida para anclas en suelos cohesivos se podrá calcular con la expresión 5.6.4:

$$T_a = d\pi c_u L_b F_R \quad (5.6.4)$$

donde:

d es el diámetro del bulbo

c_u es la resistencia no drenada del suelo

L_b es la longitud de bulbo

F_R es el factor de resistencia, que se tomará igual a 0.5.

5.6.5 La fuerza de tensión reducida para anclas en suelos friccionantes se podrá calcular con la expresión 5.6.5:

$$T_a = d\pi p_i L_b \tan\phi F_R \quad (5.6.5)$$

donde:

d es el diámetro del bulbo

p_i es la presión de inyección

L_b es la longitud del bulbo

ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo

F_R es el factor de resistencia, que se tomará igual a 0.5.

Comentario:

En esta ecuación, la presión de inyección incrementa la fricción suelo/lechada. Para pruebas realizadas con distintas presiones de inyección, se ha constatado en pruebas de tensado, que este enfoque es optimista y que varía importantemente de un sitio a otro.

5.6.6 Deberán realizarse ensayos de desempeño, en por lo menos el 2% del total de anclas del proyecto, y pruebas de carga en todas las anclas del proyecto, a excepción de aquellas en las que se realizaron las de desempeño. Para anclas permanentes, deberán realizarse dos pruebas de deformación bajo carga constante (creep), cuyos bulbos se desarrollen en estratos que tengan un índice de plasticidad mayor que 20.

Comentario:

Con los ensayos de desempeño y pruebas de carga, se determinará si el ancla tiene suficiente capacidad de carga, si la longitud libre ha sido establecida satisfactoriamente, la magnitud del movimiento residual, y si la tasa de creep se estabiliza dentro de los límites especificados. Los detalles para la ejecución de estas pruebas se pueden consultar en Cuevas y Cuevas (2023).

5.6.6.1 El responsable geotécnico del proyecto deberá evaluar los datos de las pruebas, y determinar si el ancla es aceptable o no. Las tasas de fluencia deberán ser revisadas e interpretadas, para verificar que no exista indicio de un movimiento no aceptable en un futuro, o posible falla de fluencia. La fluencia no deberá exceder 1 mm en la prueba de carga, para un lapso de 10 minutos; en caso de ser mayor, el valor total para un período de 6 a 60 minutos no deberá exceder 2 mm.

5.6.6.2 Si el ancla no satisface los criterios de fluencia en la prueba de carga, deberá ser reinyectada y sometida a una mejora respecto al criterio de fluencia, asumiendo que el resto de los criterios se cumplan. El criterio de mejora de fluencia requiere un movimiento no mayor a 1 mm, en un intervalo de 1 a 60 minutos durante la prueba de carga. Aquellas anclas que no puedan ser reinyectadas podrán ser rechazadas o bloqueadas a un 50% de carga a la que se estabiliza en 10 minutos.

Comentario:

La fluencia en barras cuya capacidad de elongación no haya sido comprobada por el fabricante, podrá ser significativa, por lo que la fluencia deberá ser ajustada mediante un factor de corrección determinado por los resultados de las pruebas.

5.6.6.3 Si las anclas fallan durante las pruebas, es decir antes o a la carga de trabajo, puede ser necesario modificar el diseño o el proceso constructivo. Estas modificaciones pueden incluir, entre otras cosas: reducir la capacidad de carga del ancla, aumentar el número de piezas, alargar el bulbo, modificar la presión de inyección, o modificar las técnicas de instalación.

Comentario:

Si el ancla no pasa la prueba de carga como consecuencia de una falla, las acciones que se tiene que implementar, dependerán de que el ancla pueda ser reinyectada. Si esto es posible, posterior a la reinyección deberán ser sometidas a los criterios de aceptación. Anclas que no puedan ser reinyectadas deberán ser rechazadas y/o reemplazadas o bloqueadas a no más del 50% de la carga a la cual el ancla se estabiliza en 10 minutos.

5.6.7 Para anclas definitivas, se realizará un mantenimiento, cuando menos cada dos años, con el objetivo de garantizar la estabilidad de los taludes, con los márgenes de seguridad considerados en el diseño, que deberá incluir:

5.6.7.1 Verificación del tensado de las anclas, medidos desde su construcción, probando el número de anclas que corresponda al 15%, que se seleccionarán al azar; se aceptará que la carga se encuentre en un rango hasta del 60% de la de diseño, de lo contrario se realizarán pruebas en un 5% adicional.

5.6.7.2 Aplicación de pintura epóxica en la placa y cualquier otro elemento metálico expuesto; se deberá realizar en el 100% de las anclas.

5.6.7.3 Limpieza y colocación de grasa en la longitud sobresaliente de los cables, al 100% de las anclas.

5.6.7.4 Se verificará el estado de los capuchones; en caso de fisuramiento, rotura o deterioro, deberán cambiarse.

6. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE MUROS DE CONTENCIÓN

6.1 Introducción

6.1.1 La presente Norma se aplicará a los muros de gravedad (de mampostería, de piezas naturales o artificiales (gaviones), o de concreto simple, o mecánicamente estabilizados), cuya estabilidad se debe a su peso propio y al reforzamiento interno, así como a los muros de concreto reforzado empotrados en su base, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo (Figura 6.1.1).

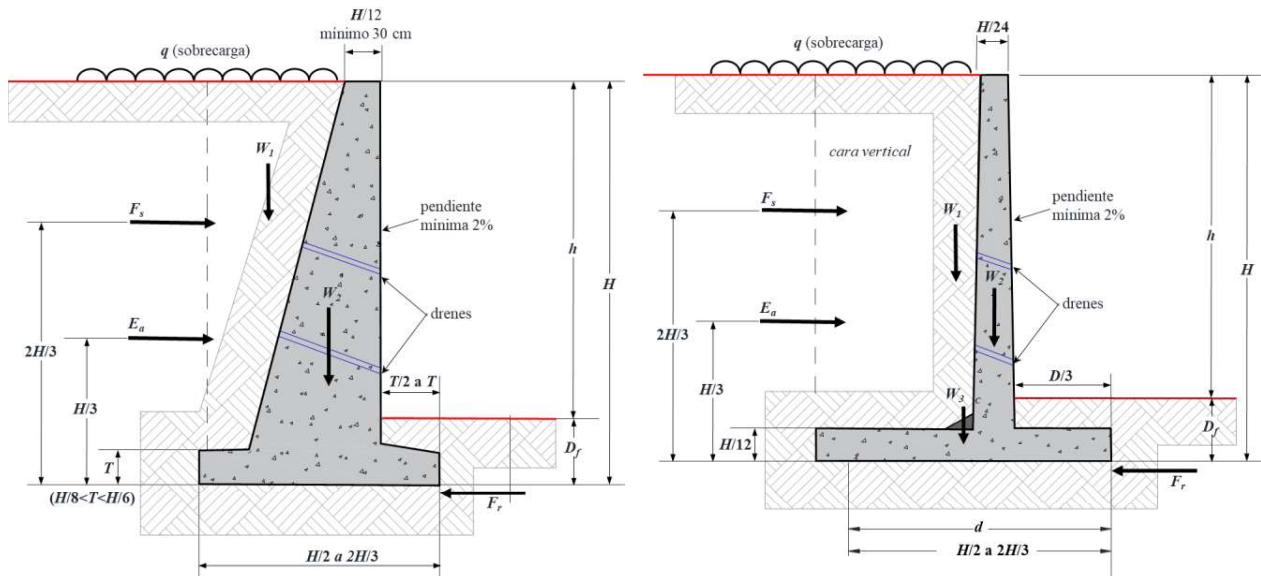


Figura 6.1.1 - Muros de contención

6.1.2 Los muros de contención exteriores construidos para dar estabilidad al terreno en desniveles, deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite; para ello, podrán utilizarse criterios tradicionales o métodos numéricos. Para todos los muros, incluyendo los que se basan en patentes comerciales, deberá presentarse una memoria de cálculo detallada mostrando el cumplimiento de los estados límite de falla y de servicio citados en la presente norma.

- De falla: la rotura estructural, el volteo, el desplazamiento horizontal de la base del muro, la falla por capacidad de carga de la cimentación del mismo y, en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro. La rotura estructural deberá revisarse atendiendo a las NTC-Concreto y NTC-Acero. Se prestará además atención a la posibilidad de falla del muro por condiciones hidráulicas que lleven a erosión interna, tubificación y/o filtraciones inaceptables de agua
- De servicio: asentamiento, inclinación o deformación excesiva instantánea o diferida del muro.

Comentario:

Respecto a los estados límite de falla y de servicio de muros, podrá consultarse Estaire et al. (2010), tomando en cuenta en particular las consideraciones siguientes:

La inestabilidad general se refiere a la formación de superficies de deslizamiento profundas, que involucran la totalidad de la estructura de retención.

La falla por deslizamiento horizontal condiciona generalmente el diseño de la cimentación (Dumas, 2016).

La falla por volteo puede analizarse en forma expedita considerando el muro como cuerpo rígido y verificando que la reacción del suelo se localice en el tercio medio de la base.

La rotura estructural concierne la falla del propio muro, de su cimentación, del anclaje, de los contrafuertes y de sus conexiones. El fallo de un ancla incluye su falla estructural, así como la correspondiente a su extracción.

6.1.3 Los muros incluirán un sistema de drenaje adecuado que impida el desarrollo de empujes de agua superiores a los de diseño. Para ello, los muros de contención deberán siempre dotarse de un filtro colocado atrás del muro con lloraderos y/o

tubos de desagüe perforados. El filtro deberá diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes del relleno y para garantizar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas. Se tomará en cuenta que, aún con un sistema de drenaje, el efecto de las fuerzas de filtración sobre el empuje recibido por el muro puede ser significativo.

6.1.4 Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro, serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración, en su caso, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas. Los empujes desarrollados en condiciones sísmicas se evaluarán en la forma indicada en la NTC-Sismo.

6.2 Estados límite de falla

6.2.1 Capacidad de carga

6.2.1.1 La capacidad de carga de la cimentación del muro se revisará en la forma indicada en el capítulo 3.

6.2.1.2 Para combinaciones de carga clasificadas en la sección 2.3.a de la NTC-Criterios, en la revisión del muro al volteo, los momentos motores actuantes serán afectados por el factor de carga indicado en la sección 3.4 de dichas normas y los momentos resistentes por un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento, los momentos o fuerzas motores serán afectados por el mismo factor de carga que en el caso anterior y las resistentes por un factor de resistencia de 0.9; en la revisión de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motoras serán afectados por un factor de carga unitario y las resistentes por un factor de resistencia de 0.5 (Tabla 6.2.1.2).

Tabla 6.2.1.2 - Acciones actuantes en los muros de contención

| Factores de carga y de resistencia definidos tomando en cuenta la NTC-Criterios y acciones | | |
|--|---|---|
| Acciones | Acciones permanentes+variables (inciso 2.3a) | Acciones permanentes+variables+accidentales (inciso 2.3b) |
| Momento de volteo motor | Factor de carga 1.3 | |
| Momento de volteo resistente | Factor de resistencia 0.7 | |
| Empuje, E | Factor de carga 1.3 | Factor de carga 1.1 |
| Peso del muro, W_1 | Factor de carga estabilidad, 0.9 Factor de carga capacidad de carga, 1.3 | Factor de carga estabilidad, 0.9 Factor de carga capacidad de carga, 1.1 |
| Peso del muro, W_2 | Factor de carga estabilidad, 0.9 Factor de carga capacidad de carga, 1.3 | Factor de carga estabilidad, 0.9 Factor de carga capacidad de carga, 1.1 |
| Peso del muro, W_3 | Factor de carga estabilidad, 0.9 Factor de carga capacidad de carga, 1.3 | Factor de carga estabilidad, 0.9 Factor de carga capacidad de carga, 1.1 |
| Fuerza sísmica, F_s | | Factor de carga 1.1 |
| Fuerza resistente al deslizamiento, R_d | Factor de resistencia 0.65 | Factor de resistencia 0.8 |
| Empuje pasivo, E_p | Factor de resistencia 0.4 | Factor de resistencia 0.5 |

6.2.1.3 Solamente se podrá considerar el empuje pasivo si se garantiza que no habrá excavaciones al pie del muro en el futuro.

6.2.1.4 Para combinaciones de cargas clasificadas en el inciso 2.3.b de las NTC-Criterios, en la revisión del muro al volteo, los momentos motores serán afectados por el factor de carga indicado en la sección 3.4 de esta misma norma y los momentos resistentes por un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento los momentos o fuerzas motores serán afectados por el mismo factor de carga que en el caso anterior y las resistentes por un factor de resistencia de 0.9; en la revisión de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motoras serán afectados por un factor de carga unitario y las resistentes por un factor de resistencia de 0.8.

6.2.1.5 Para muros de menos de 6 m de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de existir una sobrecarga uniformemente repartida sobre el relleno, esta carga adicional se podrá incluir como peso equivalente de material de relleno.

Comentario:

Un método simplificado de este tipo ha sido propuesto por Terzaghi y Peck (1967).

6.2.1.6 En el caso de muros que excedan la altura especificada en el párrafo anterior, se realizará un estudio de estabilidad detallado, tomando en cuenta los aspectos que se indican a continuación:

6.2.2 Restricciones del movimiento del muro

6.2.2.1 Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de desplazamiento horizontal suficiente por flexión o giro alrededor de la base. En particular, cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos los del suelo en estado de reposo más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos. Para los muros reforzados con anclas, se aplicará lo establecido en el inciso 5.2.4.2 de esta norma.

Comentario:

Los desplazamientos horizontales por flexión o giro suficientes para que se genere un empuje activo se indican en Terzaghi y Peck (1967) y Bowles (2001). Se cuidará que los desplazamientos no induzcan daños en construcciones o instalaciones vecinas.

6.2.3 Tipo de relleno

6.2.3.1 Los rellenos no incluirán materiales degradables ni compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones estructurales alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

6.2.4 Compactación del relleno

6.2.4.1 Para especificar y controlar en el campo la compactación por capas de los materiales empleados en rellenos, se recurrirá a las pruebas de compactación, tales como Proctor estándar, Proctor modificada, AASHTO, entre otras. Se podrán utilizar también, las pruebas de campo (sección 2.5 de esta Norma). Se vigilarán el espesor y contenido de agua de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compacidad relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño

Comentario:

Para el control de compactación, se podrá consultar Rico y del Castillo (1974)

6.2.5 Base del muro

6.2.5.1 La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1.0 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y abajo de la zona de cambios volumétricos estacionales y de rellenos. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá ampliar la base del mismo, construir un dentellón o pilotear el muro.

6.3 Estados límite de servicio

6.3.1 Se revisarán los estados límite de servicio: asentamiento, inclinación o deformación excesiva instantánea o diferida del muro. Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo. Se recurrirá a los métodos aplicables a cimentaciones superficiales.

6.4 Aspectos sísmicos

6.4.1 Para estructuras de contención, los efectos dinámicos producidos por el sismo se representarán sumando a los empujes de tierras debidos al relleno las fuerzas de inercia debidas a las masas del muro y del relleno con sobrecargas. Las

fuerzas inerciales sobre el muro se obtendrán como una fracción de estas masas afectadas por un coeficiente sísmico horizontal y vertical. Podrá también recurrirse a la modelación numérica para el diseño de sistemas de contención bajo efectos dinámicos.

Comentario:

Para la aplicación de modelos numéricos en los análisis de muros de contención bajo condiciones dinámicas, se sugiere atender las siguientes recomendaciones:

- a) Indicar para cada uno de los estratos o unidades geotécnicas las propiedades dinámicas del suelo, y el modelo constitutivo utilizado*
- b) Indicar las características geométricas del modelo numérico construido y el tipo de fronteras empleadas*
- c) Calibrar los resultados obtenidos del modelo en ausencia del muro con los resultados obtenidos a partir de programas o metodologías específicas para determinar la propagación de ondas. Se deberá asegurar que el modelo numérico reproduzca de manera adecuada al menos los periodos de vibrar en el sitio y las amplificaciones dinámicas producidas en el suelo*
- d) Los acelerogramas empleados como movimiento de entrada en el modelo deberán ser representativos de la demanda sísmica a que estará expuesto el terreno, de acuerdo con lo establecido en las NTC-Sismo*
- e) El movimiento sísmico obtenido en la superficie del terreno, en ausencia del muro, deberá reproducir la respuesta sísmica esperada en el sitio, de acuerdo con lo establecido en las NTC-Sismo*
- f) Los resultados obtenidos del modelo numérico deberán cumplir con los estados límite de falla y de servicio.*

6.4.2 Se considerará que el coeficiente sísmico horizontal k_h , para el análisis de estabilidad de los muros de contención, corresponde a la aceleración del terreno a_0 definida en el espectro de diseño y afectada por factores de amplificación (f_a) y sobre-resistencia (SR).

$$k_h = \frac{a_0 f_a}{SR} \quad (6.4.2)$$

donde:

a_0 es una fracción de g y corresponde a la ordenada al origen del espectro de diseño elástico, que representa de manera transparente los niveles de demanda que se presentarían ante los sismos de diseño.

Comentario:

Sobre este tema se podrá consultar Mena y Pérez-Rocha (2015).

6.4.4 Para la determinación de a_0 se aplicarán los espectros de diseño establecidos en la NTC-Sismo, considerando el nivel sísmico de diseño en función del tiempo de exposición de la estructura de contención, de acuerdo con lo siguiente:

- a) Acción del sismo frecuente (periodo de retorno de al menos 20 años) para estructuras de contención temporales
- b) Acción del sismo base de diseño (periodo de retorno de al menos 250 años) para estructuras de contención permanentes pertenecientes al Grupo B
- c) Acción del sismo infrecuente (periodo de retorno de al menos 475 años) para estructuras de contención permanentes pertenecientes al Grupo A.

Comentario:

Las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante.

6.4.5 El factor de amplificación (f_a) con que se escalará la aceleración del terreno tomará en cuenta la altura del muro H_{muro} y el espesor del depósito H_s , mediante:

$$f_a = \begin{cases} \frac{4}{3} & \text{si } \frac{H_{muro}}{H_s} \leq \frac{2}{5} \\ \frac{4}{3} + \frac{5}{7} \left(\frac{H_{muro}}{H_s} - \frac{2}{5} \right) & \text{si } \frac{2}{5} < \frac{H_{muro}}{H_s} \leq \frac{4}{3} \\ 2 & \text{si } \frac{H_{muro}}{H_s} > \frac{4}{3} \end{cases} \quad (6.4.3)$$

6.4.6 El factor de reducción por sobre-resistencia (*SR*) con que se reducirá la aceleración del terreno se aplicará con el siguiente criterio:

- a) *SR* = 1.6 para muros en voladizo
- b) *SR* = 1.8 para muros en voladizo con contrafuerte
- c) *SR* = 1.1 para muros de gravedad
- d) *SR* = 1.6 para muros restringidos al desplazamiento
- e) *SR* = 1.0 para otro tipo de muros

6.4.7 Para considerar la acción sísmica vertical, se adoptará un coeficiente sísmico equivalente a una fracción del coeficiente sísmico horizontal. El análisis se realizará considerando que esta componente puede actuar hacia arriba y hacia abajo con la finalidad de producir el efecto más desfavorable. El coeficiente sísmico vertical se establecerá en función de la zona geotécnica, de acuerdo con lo siguiente:

- a) En la zona I, $k_v = 0.65 k_h$
- b) En las zonas II y III, $k_v = 0.40 k_h$

6.4.9 Para estructuras de contención diferentes a las mencionadas y construidas sobre la superficie del terreno, se adoptará el mismo criterio.

6.5 Muros mecánicamente estabilizados

6.5.1 El diseño de estos muros deberá incluir la verificación de la estabilidad interna y externa del conjunto, y cumplirá con los criterios indicados en el presente capítulo. En el procedimiento constructivo, se indicará el tipo de relleno, granulometría y límites de consistencia, el espesor de las capas, el método y energía de compactación, así como los ensayos para verificar el grado de compactación. También se especificarán las características del refuerzo interior, indicando su separación horizontal y vertical, geometría y sistema de fijación a los paneles de concreto exterior. Se presentará el diseño estructural de los paneles de concreto reforzado, señalando la cimentación de la primera hilera, así como sus puntos de maniobra e izado, y procedimiento de montaje.

Comentario:

Los muros de tierra mecánicamente estabilizada se forman colocando en forma alternada una capa de suelo compactado y una capa de refuerzo, que puede consistir en tiras de acero, mallas de acero o geosintéticos, hasta alcanzar la altura deseada. Se colocan paneles de concreto reforzado en el frente, por motivos estéticos y para evitar la pérdida de suelo por intemperismo. El análisis y diseño de muros de tierra mecánicamente estabilizada con tiras de acero, se encuentra en Guerrero (2002).

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones

7.1.1 Cimentaciones someras

7.1.1.1 Como parte del estudio de mecánica de suelos, deberá definirse un procedimiento constructivo de las cimentaciones someras que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la integridad de los elementos de cimentación y la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas y a los servicios públicos por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

7.1.1.2 Cualquier cambio significativo que se pretenda introducir en el procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico deberá analizarse con base en la información contenida en dicho estudio o en un estudio complementario si éste resulta necesario.

7.1.1.3 El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

7.1.1.4 En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar al concreto o al acero. Asimismo, durante el colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad. Se prestará especial atención a la protección de los pilotes en la parte oriente de la zona III de la Ciudad de México donde el subsuelo presenta una alta salinidad.

7.1.2 Plataformas de trabajo

7.1.2.1 Las plataformas de trabajo en el sitio deberán diseñarse para soportar la carga de los equipos de construcción que realizarán los trabajos. Deberá revisarse el espesor de la plataforma, así como su grado de compactación, para las diferentes operaciones posibles: izaje, tránsito, maniobras, penetración y extracción.

7.1.2.2 Los factores que se deben considerar deben incluir, al menos: peso y dimensiones del equipo y sus componentes, brazo de palanca al centro de gravedad, fuerzas de tirón y fuerzas descendentes.

Comentario:

Para el diseño de plataformas de trabajo, se pueden consultar las siguientes referencias: FPS (2019), EFFC/DFI (2020), ADSC (2021). Se presentan algunos ejemplos en Paniagua (2017a).

7.1.3 Cimentaciones con pilotes o pilas

7.1.3.1 Como parte del estudio de mecánica de suelos, deberá definirse un procedimiento constructivo de las cimentaciones con pilotes o pilas que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la integridad de los elementos de cimentación y la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas y a los servicios públicos por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

7.1.3.2 Cualquier cambio significativo que se pretenda introducir en el procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico deberá analizarse con base en la información contenida en dicho estudio o en un estudio complementario si éste resulta necesario.

7.1.3.3 La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar la integridad de estos elementos y que no se ocasione daños a las

estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada pilote, sus tramos y las juntas entre estos, en su caso, deberán diseñarse y realizarse de modo que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

7.1.3.4 Los pilotes, pilas, micropilotes o cualquier otro elemento que soporte carga vertical, de diámetro menor de 400 mm deberán revisarse por pandeo verificando que la fuerza axial de compresión a la que se encontrarán sometidos, con su respectivo factor de carga, no rebasará la fuerza crítica P_c definida por:

$$P_c = F_R \left(\frac{N^2 \pi^2 EI}{4L^2} + \frac{4KDL^2}{N^2 \pi^2} \right) \quad (7.1.3.4)$$

donde:

K es el coeficiente de reacción horizontal del suelo para las condiciones geométricas consideradas

D es el diámetro del pilote

E es el módulo de elasticidad del material del pilote

I es el momento de inercia de la sección transversal del pilote

N es el número entero, determinado por tanteo, que genere el menor valor de P_c

L es la longitud del pilote

F_R se tomará igual a 0.35.

7.1.3.5 Pilotes o pilas colados en el lugar

7.1.3.6 Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodos de perforación o con ademes metálicos (recuperables o no).

Comentario:

El lodo de perforación podrá ser bentonítico o polimérico o constituido por material del lugar si este resulta aceptable en particular en cuanto al contenido de arena (FHA, 2010).

7.1.3.7 Antes del colado, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Comentario:

En las zonas II y III, se recomienda revisar la falla de la pared de la perforación por fracturamiento hidráulico. Las herramientas de cálculo para esta revisión se pueden encontrar en Paniagua (2019). Para la inspección indirecta de las paredes de la perforación, se recomienda utilizar una sonda ecográfica (Paniagua, 2017).

7.1.3.8 Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico, el constructor no podrá verterlo en el drenaje urbano, por lo que deberá destinar un área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún tiradero *ex profeso* autorizado.

7.1.3.9 Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), la perforación de la misma se hará verticalmente en los primeros 200 mm para después formar con la horizontal un ángulo no menor de 60 grados: el peralte de la campana será por lo menos de 500 mm. No deben construirse campanas bajo agua o lodos, ya que los sistemas empleados para esta operación no garantizan la colocación de concreto sano en esta zona que es donde se desarrollará la capacidad de carga.

7.1.3.10 Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, el desarrollo de la columna de concreto durante el colado, el sobrevolumen de concreto respecto al de diseño (en su caso), así como el recubrimiento y la separación mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado. Se deberá colocar el concreto lo antes posible después de terminada la perforación; para perforaciones en las que se utilice lodo

bentonítico, en caso de que el tiempo exceda de 8 horas, se deberá limpiar las paredes en los estratos formados por suelos granulares.

7.1.3.11 Para desplantar la cimentación sobre el concreto sano de la pila, se deberá dejar en la parte superior una longitud extra de concreto, equivalente al 90 por ciento del diámetro de la misma; este concreto, que acarrea las impurezas durante el proceso de colado, podrá ser removido con equipo neumático hasta 20 cm arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos 20 cm se deberán quitar en forma manual procurando que la herramienta de ataque no produzca fisuras en el concreto que recibirá la cimentación. En caso de que la remoción del concreto contaminado de la parte superior de la pila se realice con equipo neumático, este no deberá utilizarse en forma vertical, para evitar dañar el concreto sano.

Comentario:

La remoción del concreto contaminado también podrá hacerse utilizando otros procedimientos, como gatos hidráulicos concéntricos (Paniagua, 2017b).

7.1.3.12 En el caso de pilas coladas en seco, la longitud adicional podrá ser de 50 por ciento del diámetro de las mismas, evitando remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el sangrado del concreto se efectúe en dicha zona. Esta parte se demolerá siguiendo los lineamientos indicados en el punto anterior.

7.1.3.13 En el estudio geotécnico se especificará si será necesario utilizar un brocal antes de iniciar la perforación a fin de preservar la seguridad del personal y la calidad de la pila por construir, definiéndose la geometría y tipo de brocal.

7.1.3.14 No deberán construirse pilas de menos de 60 cm de diámetro hasta 20 m de profundidad, ni pilas de menos de 80 cm hasta 30 m de profundidad, ni pilas de menos de 1 m hasta 40m, ni pilas de menos de 1.2 m hasta 50m de profundidad, ni pilas de menos de 1.4 m hasta profundidades mayores. En la misma forma, las pilas de sección no circular deberán tener dimensiones suficientes para garantizar una buena colocación del concreto. Las profundidades se referirán a la superficie de trabajo.

7.1.3.15 Respecto a la localización de los pilotes o pilas se aceptará una tolerancia de 10 por ciento de su diámetro o 100 mm, lo que resulte menor. La tolerancia en la verticalidad será de 2 por ciento de su longitud hasta 25 m de profundidad y de 3 por ciento para mayor profundidad.

Comentario:

La tolerancia respecto a la localización de pilotes o pilas obedece a evitar elementos estructurales correctivos demasiado robustos o el eventual rechazo de la pila o del pilote, por parte del análisis estructural.

7.1.3.16 Se deberán realizar pruebas para verificar la integridad de pilotes o pilas, de acuerdo con lo especificado en la tabla 7.1.3.16.

Tabla 7.1.3.16 - Número mínimo de pruebas de integridad para pilotes o pilas colados en el lugar

| Edificación, de acuerdo con el Art. 139 del RCDF | Número de ensayos mínimo, en % del total de pilotes o pilas |
|--|---|
| Grupo A | 100 |
| Grupo B1: Zona III | 75 |
| Grupo B1: Zonas I y II | 50 |
| Grupo B2 | 30 |

7.1.3.17 Los ensayos de integridad deberán ser realizados por métodos reconocidos, cuya validez haya sido confirmada por la experiencia local. Se podrán emplear métodos geofísicos como baja deformación, pozos cruzados, o perfil térmico.

7.1.3.18 Los resultados de las pruebas de integridad deberán entregarse a los responsables del proyecto estructural y geotécnico y al Corresponsable en Seguridad Estructural, para su revisión y, en su caso, aprobación. En caso de que los resultados no sean satisfactorios, el elemento deberá ser reemplazado por uno o más elementos adicionales.

Comentario:

Para la ejecución de las pruebas, se recomienda seguir los procedimientos indicados en las siguientes referencias: a) pruebas de baja deformación: ASTM-5882 (2005); b) pruebas pozos cruzados: ASTM-6760 (2008); c) pruebas térmicas: ASTM-D7949 (2014). Los criterios de aceptación se pueden consultar en Paniagua (2017c).

7.1.4 Pilotes hincados a percusión

7.1.4.1 Se preferirá la manufactura en fábrica de tramos de pilotes a fin de controlar mejor sus características mecánicas y geométricas y su curado. En pilotes de concreto reforzado, se prestará especial atención a los traslapes en el acero de refuerzo longitudinal.

7.1.4.2 Cada pilote deberá tener marcas que indiquen los puntos de izaje, para poder levantarlos de las mesas de colado, transportarlos e izarlos.

7.1.4.3 El estudio de mecánica de suelos deberá definir si se requiere perforación previa, con o sin extracción de suelo, para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico. En el caso de pilotes hincados en suelos cohesivos blandos como los de las zonas II y III, el diámetro de la perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos no deberá ser mayor que 75 por ciento del diámetro o lado del pilote. En caso de recurrir a perforación previa, el factor de resistencia F_R de la ecuación 3.6.2.5 se reducirá multiplicando el valor aplicable en ausencia de perforación por la relación $(1-0.4D_{\text{perf}}/D)$ donde D_{perf} y D son respectivamente el diámetro de la perforación previa y el del pilote.

7.1.4.4 Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta ni de 6/100 en los otros casos.

7.1.4.5 El equipo de hincado se especificará en términos de su energía en relación con la masa del pilote y del peso de la masa del martillo golpeador en relación con el peso del pilote, tomando en cuenta la experiencia local. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

7.1.4.6 Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca. Además, se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración a través de los estratos superiores al de apoyo y el número de golpes por cada 10 cm de penetración en el estrato de apoyo, así como el número de golpes y la penetración en la última fracción de decímetro penetrada.

7.1.4.7 En el caso de pilotes hincados a través de un suelo compresible hasta un estrato resistente, se verificará para cada pilote, mediante nivelaciones, si se ha presentado emersión por la hinca de los pilotes adyacentes y, en caso afirmativo, los pilotes afectados se volverán a hincar hasta la elevación especificada.

7.1.4.8 Los métodos usados para hincar los pilotes deberán ser tales que no mermen la capacidad estructural de estos. Si un pilote que se apoya en un estrato duro se rompe o daña estructuralmente durante su hincado, o si por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada y en ella no se pueda garantizar la capacidad de carga requerida, se extraerá la parte superior del mismo, de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

7.1.4.9 Si el diseño de la cimentación prevé que la punta del pilote quede separada del estrato resistente y si dicho pilote se rechaza por daños estructurales durante su hincado, se deberá extraer totalmente y rellenar el hueco formado con otro pilote de mayor dimensión o bien con un material cuya resistencia y compresibilidad sean equiparables con las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación. Es recomendable revisar que el nivel de vibración generado durante el hincado, no exceda los valores permisibles en la reglamentación.

Comentario:

Los valores permisibles del nivel de vibración de acuerdo con diferentes normatividades se pueden consultar en Paniagua (2017d).

7.1.5 Pruebas de carga en pilotes o pilas

7.1.5.1 Las pruebas de carga deberán reproducir las condiciones de instalación y trabajo a las que se someterá el elemento por ensayar. Previo al inicio, se presentará un documento que refleje la planeación de las pruebas de carga, que incluirá por lo menos:

- Los objetivos de las pruebas de carga, pudiendo ser: ingeniería de valor, validación del diseño o del procedimiento constructivo, control o aseguramiento de calidad u otro
- Ubicación de los sitios de prueba
- Información geotécnica disponible, relacionada con el diseño de la pila o pilote por ensayar
- Tipo de prueba de carga, procedimiento y programa de cargas, incluyendo carga máxima
- Sistema de reacción y elementos de reacción adyacentes (en su caso)
- Sistema de aplicación y medición de carga, así como calibración de los instrumentos de medición
- Programa de instrumentación, indicando el tipo, ubicación y calibración de los instrumentos
- Se especificará si se ensayarán elementos de prueba, o definitivos
- El criterio de suspensión de prueba, ya sea con carga máxima, o desplazamiento máximo.

7.1.5.2 Este documento será avalado por el corresponsable en seguridad estructural y por el auxiliar geotécnico del proyecto. El elemento de prueba se instalará en las mismas condiciones y utilizando el mismo procedimiento constructivo que los elementos definitivos; si se hace una sola prueba, se ubicará en el sitio con las condiciones geotécnicas más desfavorables.

7.1.5.3 Se llevará registro y se entregará un reporte por lo menos de los datos siguientes:

- Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba, con la información suficiente para la interpretación de la prueba
- Descripción del pilote o pila y datos obtenidos durante la instalación, incluyendo su registro de hincado o de construcción de pila o micropilote
- Descripción de los sistemas de reacción y de carga y del método de prueba, incluyendo el procedimiento de carga
- Tabla de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote o pila
- Representación gráfica de la curva asentamientos-tiempo para cada incremento de carga, así como carga-tiempo
- Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote o pila y la prueba
- Representación gráfica de la curva asentamientos-carga.

7.1.5.4 Las pruebas de carga no deben realizarse antes de que se haya alcanzado la resistencia deseada en los materiales del elemento por ensayar, además de la disipación del exceso de presión de poro generado durante la instalación. En la zona III, el tiempo de espera será de al menos 60 días.

Comentario:

Para la ejecución de pruebas de carga, se recomienda seguir los lineamientos indicados en las siguientes referencias: pruebas de compresión: ASTM D1143 (2007); pruebas de tensión: ASTM D3689 (2007); pruebas de carga lateral: ASTM D3966 (2013); pruebas bidireccionales: ASTM D8169 (2018); pruebas dinámicas: ASTM D4945 (2014). Se puede encontrar detalles sobre la planeación, implementación, instrumentación e interpretación de pruebas de carga en Ibarra y Rangel (2017).

7.2 Excavaciones

7.2.1 Consideraciones generales

7.2.1.1 Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones podrán delimitarse con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con el Capítulo 5.

7.2.1.2 Si, por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte constituido por ademes, tablestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas instaladas en suelos firmes. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua

en el subsuelo y seguirse una secuela de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas y servicios públicos.

7.2.1.3 Los análisis de las condiciones de flujo de agua en excavaciones se realizarán recurriendo a métodos analíticos o numéricos adaptados a la permeabilidad de los materiales del subsuelo, tomando en cuenta que, según el caso, pueden presentarse condiciones de flujo establecidas o transitorias.

7.2.2 Control del flujo de agua

7.2.2.1 Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

7.2.2.2 Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante la teoría del flujo de agua transitorio en el suelo. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los ademes, y del espesor y de la composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación. Se deberá llevar un registro diario de, al menos, los siguientes parámetros: gasto extraído (por pozo o por sistema), nivel dinámico en cada pozo. Los resultados se graficarán en el tiempo, y el reporte se entregará al corresponsable en seguridad estructural y al auxiliar geotécnico del proyecto.

Comentario:

Para el control del sistema de bombeo, se instalará un sistema de observación que puede consistir en pozos de observación y/o piezómetros (abiertos, neumáticos o de cuerda vibrante). Las mediciones se graficarán en función del tiempo, y el reporte se entregará al corresponsable en seguridad estructural y al auxiliar geotécnico del proyecto.

7.2.2.3 En el caso de materiales compresibles, se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación y de usar pantallas impermeables que la aislen.

7.2.2.4 Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto ampliamente superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento continuo de todo el sistema.

Comentario:

Se recomienda contar en la obra con sistemas de respaldo que aseguren el funcionamiento continuo del sistema de bombeo, como generadores de energía eléctrica, bombas adicionales, etc.

7.2.2.5 En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcillas lacustres de las zonas II y III, el nivel piezométrico tiende a abatirse espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso, más que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- a) Dar a las fuerzas de filtración una dirección favorable a la estabilidad de la excavación
- b) Preservar el estado de esfuerzos del suelo
- c) Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

7.2.2.6 En todos los casos será necesario un sistema de bombeo superficial que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos. El agua bombeada arrojada al sistema de drenaje público deberá estar libre de sedimentos y contaminantes.

7.2.3 Tablestacas y muros colados en el lugar

7.2.3.1 Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados in situ o prefabricados. Las tablestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables

que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en el Capítulo 5. El sistema de apuntalamiento podrá también ser constituido por anclas horizontales instaladas en suelos firmes o muros perpendiculares colados en el lugar o prefabricados.

Comentario:

Los procedimientos para la instalación de tablestacas de acero o concreto, así como muros colados en el lugar, se pueden consultar en Paniagua y Domínguez (2023). En el caso de muros colados en el lugar, se podrán seguir las recomendaciones del Capítulo 7.1.3.1 de esta norma. Para la instalación de tablestacas, convendrá respetar los límites de niveles de vibración permitidos indicados en Paniagua (2017d).

Para la instalación de puntales, es muy importante señalar la precarga requerida en cada nivel de apuntalamiento. Esta carga se verificará utilizando un instrumento calibrado. Además, se tomarán precauciones para evitar la caída de puntales, a causa de cambios de temperatura o algún impacto.

7.2.4 Secuencia de excavación

7.2.4.1 El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

7.2.4.2 De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

7.2.4.3 Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores tolerables por la propia estructura o edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en planta en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

7.2.4.4 Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

Comentario:

En todos los casos, se buscará no rebasar los límites de desplazamientos horizontales y verticales señalados en el Capítulo 5. Para verificarlo, se instalará la instrumentación necesaria, que podrá incluir mediciones topográficas, inclinómetros, plomadas, etc. Las mediciones se graficarán en función del tiempo, y los reportes se entregarán al Corresponsable en seguridad estructural y al asesor geotécnico del proyecto, con una frecuencia semanal, durante el proceso de excavación.

En caso de utilizarse pilotes de fricción para este objetivo, se deberá analizar su comportamiento a largo plazo, verificando que no darán lugar a emersiones aparentes inaceptables.

7.2.5 Sistema “arriba-abajo” (top-down)

7.2.5.1 Para ciertas condiciones de proyectos en la CDMX las condiciones de colindancia, tipo de suelo y programas de obra, se podrá adoptar el proceso de excavación mediante la técnica conocida comúnmente como “arriba-abajo” (*top-down*). Este sistema consiste en construir los entresijos de sótanos y los entresijos de la estructura superior de forma simultánea, optimizando así los tiempos de ejecución.

Comentario:

Para ello es necesario que se construyan, como primera etapa, los muros perimetrales de los sótanos, evitando así que, durante la excavación y retiro de material, las paredes colapsen y dañen construcciones colindantes. La cimentación, generalmente pilas, se construye en segundo lugar, con la variante de colocar perfiles o secciones de acero, que hacen la función de columnas, que sirven para apuntalar los muros en conjunto con las losas de entresijo, Figura 7.2.5.2.

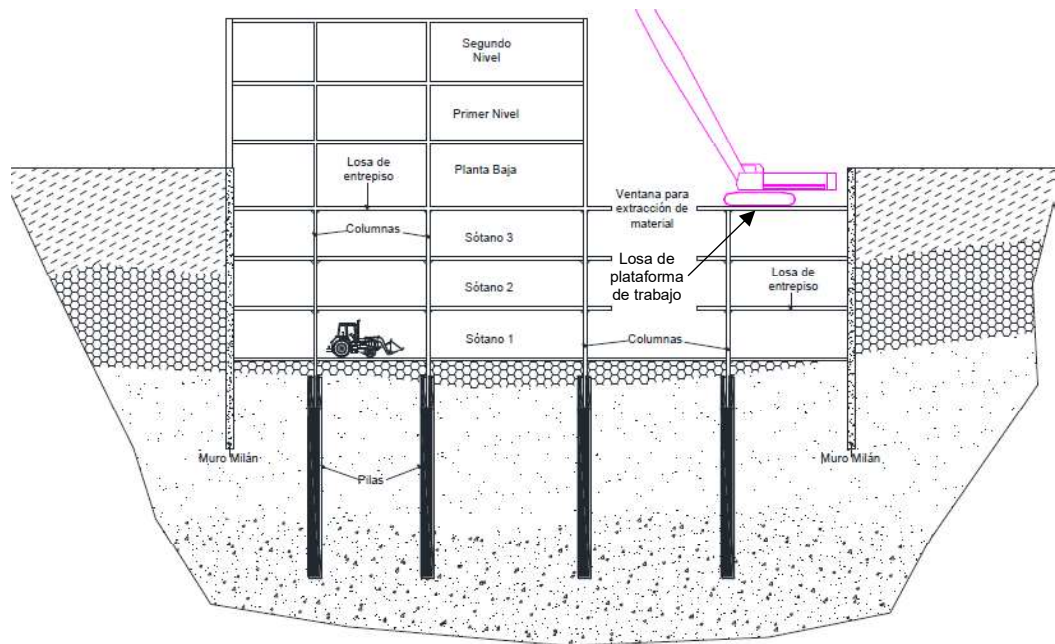


Figura 7.2.5.2 - Esquema del sistema "arriba-abajo" (top down)

7.2.5.2 Este proceso deberá garantizar la estabilidad de las construcciones colindantes y el evitar daños a las instalaciones existentes en el perímetro del predio. Garantizar la estabilidad también implica controlar las deformaciones del suelo circundante para garantizar la operación de las instalaciones y mantener condiciones de circulación adecuada para personas y vehículos.

7.2.5.3 Para usar esta técnica es necesario la construcción de pilas-columna (también conocidas como columnas precimentadas), es decir, pilas de cimentación con un perfil metálico. Para el diseño de estas columnas y de la losa de plataforma de trabajo se seguirán las indicaciones de la NTC-Acero y la NTC-Concreto.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

8. MONITOREO DEL COMPORTAMIENTO DE EXCAVACIONES Y CIMENTACIONES

8.1 Será obligación realizar las mediciones que señala el artículo 176 del Capítulo IX del Título Sexto del Reglamento. Al establecer los requisitos mínimos del monitoreo y seguimiento de las excavaciones y cimentaciones, así como de su comportamiento durante la vida útil, deberán tomarse en cuenta la extensión e importancia de la edificación de que se trate, la zona geotécnica correspondiente a su ubicación, así como la presión media de descarga a la cimentación y la profundidad de excavación para el desplante. Otros aspectos que deben tomarse en consideración son los eventuales riesgos a los que la obra podrá estar expuesta, así como la cantidad y calidad de la información geotécnica disponible del subsuelo.

Comentario:

El diseño geotécnico enfrenta siempre incertidumbres, y cada proyecto de construcción no está exento de encontrar sorpresas para su ejecución. Esto es inevitable ya que se trabaja con geomateriales que distan de mantener condiciones uniformes, lo que se suma a las limitaciones usuales en el alcance de la exploración del subsuelo. A su vez, a menudo el constructor selecciona un equipo y un procedimiento constructivo con base en información incompleta o incierta. El monitoreo geotécnico que va desde la mera observación, los levantamientos y nivelaciones topográficas hasta la instrumentación de campo, es el medio para ayudar a generar un diseño seguro y eficiente, y garantizar que la construcción se ejecute con seguridad y economía.

8.2 En las edificaciones del grupo A y subgrupo B1 a las que se refiere el Reglamento de Construcciones vigente, deberán realizarse nivelaciones durante la construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de las excavaciones y cimentaciones y prevenir daños a la propia construcción, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos.

Comentario:

El monitoreo de las cimentaciones no inicia a partir de la obra terminada, sino que es necesario implementarlo desde el principio mismo de la construcción, incluyendo la excavación y, en su caso, la demolición de la estructura preexistente. Un programa de monitoreo debe enfocarse a:

- a) Minimizar el daño a estructuras contiguas*
- b) Documentar el comportamiento para la evaluación de posibles daños*
- c) Demostrar que lo medido es satisfactorio y que está dentro de lo previsto por el diseño, o no*
- d) Diseñar medidas correctivas para abordar problemas eventuales*
- e) Evaluar los métodos de construcción de un contratista*
- f) Revelar condiciones desconocidas*
- g) Advertir de una falla inminente*
- h) Avanzar en el estado del conocimiento sobre ingeniería de cimentaciones.*

8.3 Para cumplir con lo dispuesto en este rubro, cada caso deberá reconocerse atendiendo a la distinción que se hace en la Tabla 2.5.2 a la que se añadirá una tercera categoría tomando en cuenta el crecimiento que se está dando en altura de edificios y en profundidad de excavaciones, principalmente en la Zona III. Así, se distinguirán las tres categorías siguientes:

- 1) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras
- 2) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas
- 3) Construcciones muy pesadas, muy extensas o con excavaciones muy profundas.

8.4 Las categorías 1 y 2 son las indicadas en la Tabla 2.5.2. Para las cimentaciones de la categoría 1, sólo se requerirá un seguimiento de los desplazamientos verticales superficiales, mediante nivelación topográfica y con nivel de manguera para estructuras ligeras y simples.

8.5 En las edificaciones de la categoría 2, y en las que especifique la Administración, será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción, cada mes durante los primeros seis meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de las cimentaciones y sus alrededores. Después de este lapso, será obligación realizar las mediciones que señala el artículo 176 del Capítulo IX del Título Sexto del Reglamento por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular inmediatamente después de un sismo.

8.6 Se reconocerán como cimentaciones de categoría 3, aquellas que:

$$\begin{array}{ll} w > 250 \text{ kPa} & \text{ó } D_f > 15 \text{ m} \quad \text{en Zonas I y II} \\ w > 150 \text{ kPa} & \text{ó } D_f > 7.5 \text{ m} \quad \text{en Zona III} \end{array}$$

8.7 Para las cimentaciones de la categoría 3, será requisito cumplir con lo dispuesto para las categorías 1 y 2; adicionalmente será necesario recabar información por lo menos sobre las variables geotécnicas que se mencionan en la Tabla 8.7, dependiendo del tipo de obra, grupo o subgrupo y zonificación geotécnica.

Tabla 8.7 - Variables que deben monitorearse

| Tipo de obra | Variables geotécnicas por registrar y tipo de instrumentación requerida. | Zona Geotécnica |
|--------------------------------|---|-----------------|
| Zapatas y losas de cimentación | Desplazamientos superficiales horizontales y verticales (topografía o levantamientos por métodos indirectos) | I |
| Excavaciones | Desplazamientos superficiales horizontales y verticales (topografía o levantamientos por métodos indirectos), presiones de poro (piezometría), desplazamientos horizontales con la profundidad (inclinómetros), cargas en puntales o anclas (celdas de carga o cilindros hidráulicos calibrados). | I, II, III |
| Cajones de cimentación | Desplazamientos superficiales (topografía o levantamientos por métodos indirectos), presiones de poro (piezometría). Cuando el diseñador lo considere útil, se podrán medir las presiones totales en el contacto con el suelo (celdas de presión). | I, II, III |
| Cimentaciones Profundas | Desplazamientos superficiales (topografía o levantamientos por métodos indirectos), presiones de poro (piezometría). Para el caso de pruebas de carga, mecanismo de transferencia de carga (celdas de carga, deformímetros ahogados en el concreto o adosados al acero de refuerzo). | I, II, III |

8.8 La cantidad de instrumentos deberá ser tal que permita verificar las hipótesis de diseño. Además, estará en función del tamaño y grado de dificultad de la obra. El diseño de la instrumentación y su programa de monitoreo estarán a cargo del responsable geotécnico del proyecto.

Comentario:

La periodicidad de la toma de lecturas estará en función de:

- El grado de incertidumbre en las hipótesis de proyecto*
- La complejidad del terreno y condiciones de carga*
- El riesgo potencial de falla durante la construcción*
- La posibilidad de implementar, durante la construcción, modificaciones de proyecto o medidas correctivas.*

Empleando el método observacional (Peck, 1969), el monitoreo es útil para verificar que las variables del sistema se comporten de acuerdo con las hipótesis de diseño. Así, pueden tomarse acciones oportunas, ya sea en los procesos constructivos o en el diseño, además de asegurar la estabilidad de la obra.

Dunncliff (1988) establece criterios y recomendaciones para llevar a buen fin una instrumentación, así como detalles de la instalación y elección de sensores de acuerdo con los objetivos de la instrumentación. Sin embargo, siempre será pertinente que un experto en instrumentación diseñe la instrumentación ex profeso para cada caso particular. Los dispositivos mencionados en la tabla 8.6 se describen en CONAGUA (2012). Los levantamientos topográficos se efectuarán con equipos tradicionales o con equipos electro-ópticos (estación total) o incluso, los basados en sistemas satelitales de navegación global, si es demostrable que aportan similar precisión. Debe reconocerse que la instrumentación geotécnica no es ajena al desarrollo de los avances tecnológicos; a los transductores eléctricos basados en extensómetros (strain gages) y cuerda vibrante, se añaden ahora los de fibra óptica y los sistemas microelectromecánicos (SMEM). Podrá recurrirse a estos transductores de última generación, si se demuestra que poseen al menos la misma confiabilidad y precisión que los sensores tradicionales.

8.9 Se deberá elaborar una base de datos de los resultados de la instrumentación que permita su fácil manejo e interpretación. La instrumentación a disponer en las edificaciones pertenecientes al Grupo A deberá incluir un sistema de monitoreo diseñado para medir ante condiciones dinámicas, que permita evaluar la integridad y el comportamiento de la estructura, durante y posteriormente a un sismo. En lo que respecta a las estructuras del Grupo B1, el estudio del comportamiento deberá basarse en las mediciones realizadas con la instrumentación. La evaluación del comportamiento de las estructuras del Grupo B2 deberá

ser sencilla, cualitativa y basada en la inspección. En los tres casos, se monitoreará ante condiciones estáticas, durante el procedimiento constructivo y a largo plazo. Se deberán indicar los niveles de alerta (umbrales) a partir de los cuales se encuentre en riesgo la estabilidad de la edificación y las acciones correspondientes requeridas.

Comentario:

Las variables medidas en las diferentes zonas geotécnicas pueden tener un orden de magnitud diferente. Por ello, en el informe geotécnico, deberán plantearse las pautas para la implementación de la instrumentación, así como los valores que deberán registrarse durante la vida del proyecto, desde su construcción, a largo plazo y ante un sismo.

8.10 Será obligación del propietario o poseedor de la edificación, proporcionar copia de los resultados de estas mediciones, así como de los planos, memorias de cálculo y otros documentos sobre el diseño de la cimentación a la Administración cuando ésta lo solicite y a los diseñadores de inmuebles que se construyan en predios contiguos.

8.11 Los niveles freáticos, las presiones intersticiales y las características químicas del agua subterránea, encontrados durante la ejecución se deben comparar, según proceda, con los supuestos en proyecto. Especialmente, se deberá verificar el efecto que tendrán la salinidad, principalmente el contenido de cloruros y sulfatos del agua, y la materia orgánica en las cimentaciones, en particular para la zona III. Para las estructuras del subgrupo B2, las comprobaciones se deberán basar, normalmente, en la experiencia previa adecuadamente documentada en la zona, o en evidencias indirectas. Para las estructuras del Grupo A y subgrupo B1 se deberán realizar mediciones directas de las condiciones del agua subterránea, a fin de establecer si afectan de manera significativa el método constructivo o el comportamiento de la estructura.

8.12 Se deberán definir las características de flujo y distribución de presiones intersticiales del agua subterránea mediante piezómetros, los cuales deberán instalarse por lo menos un mes antes del comienzo de las operaciones constructivas.

8.13 Si durante la construcción se produjeran cambios en las presiones intersticiales susceptibles de afectar el comportamiento de la estructura, se deberá realizar el seguimiento de estas presiones hasta el final de la construcción o hasta que las presiones de poro se hayan disipado hasta alcanzar valores seguros.

8.14 Para estructuras cuya losa de cimentación esté abajo del nivel freático y por tanto sometida a subpresión, se deberá realizar un seguimiento de las presiones intersticiales hasta que el peso propio de la estructura sea suficiente para compensar la subpresión.

8.15 Se deberá comprobar el efecto de las operaciones de construcción (incluyendo procesos tales como el abatimiento del nivel freático o las inyecciones) en el régimen de flujo del agua subterránea.

Comentario:

Para evaluar los cambios en las condiciones piezométricas del subsuelo durante la construcción de la obra o durante eventos sísmicos, se usarán piezómetros de respuesta rápida.

8.16 El responsable del diseño geotécnico deberá proporcionar el cronograma del monitoreo en términos del número de anclas, ubicación, frecuencia y elaboración de informes. También deberá determinar la pérdida máxima de carga o, en su defecto, las máximas ganancias que podrán tolerarse en cualquier ancla durante su vida útil, tomando en cuenta el sistema completo de anclaje. Adicionalmente, deberá especificarse el sistema de medición para monitorear los movimientos del sistema de anclaje en su conjunto; estos desplazamientos deberán conocerse, para vincularlos al cambio de las cargas de tensado de las anclas, y deberán establecerse las acciones que indique el responsable geotécnico.

8.17 Las observaciones de desplazamientos generales de la masa estabilizada, se deberán realizar en intervalos de 1 a 3 meses para las anclas temporales; para las permanentes, se deberán monitorear en intervalos no mayores a 2 años, dependiendo de los resultados. Cualquier cambio significativo deberá ser evaluado por el responsable geotécnico.

Comentario:

Es conveniente considerar la pérdida de carga dependiente del tiempo y el posible movimiento de la estructura de anclaje.

Cuando se mida el aumento de carga de un ancla, el monitoreo continuará hasta que la carga se estabilice. Si la carga del ancla se acerca a la de diseño, el tendón se podrá relajar hasta alcanzar un 75% de la carga de diseño, para evitar sobrecargar el sistema de reacción. Se recomienda realizar el monitoreo de la fuerza, hasta que se estabilice.

9. MEJORAMIENTO DE SUELOS Y ROCAS

9.1 Introducción

9.1.1 El mejoramiento de suelos y rocas es una alternativa que podrá considerarse cuando estos materiales no cumplen con los requerimientos ingenieriles para un proyecto. Su función primaria puede ser alguna (o varias) de las siguientes: incrementar la resistencia al corte, incrementar la compacidad, disminuir la permeabilidad, disminuir las deformaciones (asentamientos, expansiones, distorsiones angulares), mejorar el drenaje, acelerar la consolidación, incrementar la resistencia a la licuación, y transferir cargas superficiales (cimentaciones o terraplenes) a estratos de suelo más competentes. El mejoramiento de suelo solamente será aplicable si es posible garantizar que no se inducirán deformaciones inaceptables o daños en las construcciones vecinas y en los servicios públicos.

9.1.2 En cualquier caso, se determinarán las condiciones iniciales del suelo, y se compararán con las condiciones después del mejoramiento. Se especificará qué propiedades se busca mejorar, y se indicará de qué forma se llevarán a cabo las mediciones para verificarlo.

Comentario:

Los procedimientos de mejoramiento, fueron clasificados por Shu et al. (2009); además, se sugiere consultar Van Impe (1989) y Schaefer et al. (2017). Ejemplos de proyectos desarrollados en México se pueden encontrar en SMMS (1979), SMMS (1989) y SMMS (2002). Ejemplos de proyectos en otros países se presentan en Indraratna et al. (2015).

9.2 Cimentaciones sobre rellenos controlados

9.2.1 En ningún caso será aceptable cimentar sobre rellenos naturales o artificiales que no hayan sido colocados en condiciones controladas o estabilizados.

9.2.2 Se podrá mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación de suelos mediante un proceso mecánico utilizando maquinaria consistente en rodillos estáticos o vibratorios lisos o con protuberancias. Se especificará el proceso para la preparación de la superficie, el método y energía de compactación, número y espesor de capas, número de pasadas, así como la frecuencia y tipo de ensayos de control de calidad que deberán realizarse, indicándose el grado de compactación que se busca alcanzar.

Comentario:

La compactación es útil para construir rellenos artificiales estables (Rico y Del Castillo, 1974, Marsal et al., 1979, Alberro et al., 1985).

9.2.3 La construcción de rellenos con suelos estabilizados con cemento u otro cementante deberá basarse en pruebas mecánicas, de intemperización y de abrasión realizadas en el laboratorio. Estas pruebas deberán permitir definir los porcentajes de cementante requeridos, así como las condiciones de colocación y compactación. Las características de los materiales colocados en la obra deberán ser verificadas por muestreo y/o pruebas de campo en el sitio. Las propiedades del material estabilizado deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad del terraplén y de las cimentaciones que descansen sobre él a corto y a largo plazo, aún bajo el efecto de infiltraciones de agua y de otros agentes de intemperización. También se especificará el porcentaje de agua que se agregará, así como la frecuencia y tipo de pruebas de control de compactación. En todos los casos, deberá indicarse el procedimiento constructivo que asegure la homogeneización de la mezcla, y que cumpla con los parámetros de diseño.

9.2.4 Al cimentar sobre rellenos controlados, deberán revisarse los estados límites de servicio y de falla de la cimentación del terraplén, del terraplén mismo y de la propia cimentación, con base en los criterios definidos en las presentes Normas.

Comentario:

La mezcla del suelo y del cemento genera un material que se compacta y se cura para formar un material endurecido con propiedades mecánicas específicas. Su uso incluye estabilización de suelos, pavimentos, y la formación de elementos de soporte, como losas y muros de contención. Otro procedimiento de estabilización de suelos, consiste en añadir cal (CaO), para modificar, estabilizar o secar el suelo. Al agregar cal en el suelo, aumenta la capacidad de carga y disminuye su sensibilidad ante el agua. La metodología para el uso del suelo-cemento se puede encontrar

en IMCYC (2009); ejemplos de uso de elementos de suelo-cemento, como losas y muros se encuentran en SMMS (1992). La estabilización de suelos con cemento y cal está descrita en Fernández (1982) y Castañeda (2023). Para rellenos controlados, podrán usarse materiales reciclados como lo indica la norma ambiental para la Ciudad de México (SEDEMA, 2021) siempre y cuando permitan cumplir con los requisitos de diseño de la obra.

9.3 Sustitución

9.3.1 Podrá excavar el suelo indeseable y reemplazarse con un suelo de mejores características. De ser conveniente, el relleno podrá hacerse con materiales ligeros, para disminuir la carga vertical o el empuje del suelo.

9.3.2 Se especificará el espesor de suelo que se retirará, así como las características del material de reemplazo, incluyendo su granulometría y límites de consistencia. En caso de utilizarse bancos externos, se deberá contar con la autorización de la Administración para su explotación, así como el sitio donde se dispondrá del material retirado.

Comentario:

El diseño de terraplenes aligerados se presenta en Auvinet y Sánchez (2020); el uso de escoria volcánica o tezontle en la construcción se detalla en Mendoza (2021); la aplicación del poliestireno expandido para terraplenes se puede encontrar en Romo et al. (2011) y Shu et al. (2009).

9.4 Compactación dinámica

9.4.1 Se podrá usar el método consistente en izar una masa hasta una determinada altura y dejarla caer sobre la superficie del suelo para que las ondas que se generan, densifiquen el suelo, hasta una cierta profundidad.

9.4.2 Al inicio de los trabajos, se realizarán zonas de prueba, para determinar los valores óptimos de las variables involucradas. El grado de eficiencia en la compactación se medirá comparando los resultados de pruebas en el suelo, y podrá realizarse con sondeos de penetración estándar, como eléctrico, como dinámico, o ensayos geofísicos, antes y después del proceso de compactación.

9.4.3 Deberá evitarse que las vibraciones generadas con este procedimiento afecten edificaciones o instalaciones en el sitio, así como las colindantes. En caso necesario, se realizarán mediciones de la velocidad pico de partícula en la superficie del suelo, para asegurar que no habrá afectaciones por las vibraciones generadas.

Comentario:

El grado y profundidad de compactación dependen de la magnitud de la masa, la altura de caída, del número de repeticiones y de la separación de los puntos de impacto. Este procedimiento tiene limitaciones en zonas urbanas, debido a la vibración que produce, y sus posibles afectaciones a colindancias. Para un tratamiento detallado del tema, se sugiere consultar Schaefer et al. (2017), López (2002); ejemplos de proyectos en México se presentan en Girault (1984).

9.5 Vibrocompactación

9.5.1 Podrá recurrirse al método de vibrocompactación que consiste en introducir en el suelo un vibrador horizontal cilíndrico, con ayuda de una grúa; si es necesario, se utiliza también un chiflón de agua, para facilitar la penetración del equipo.

9.5.2 Como alternativa, se pueden formar columnas de grava en el suelo en perforaciones realizadas con un vibrador, y posteriormente rellenar el hueco con grava, que se compacta usando el mismo vibrador. Se determinará la separación, diámetro, profundidad y arreglo geométrico en planta, con base en un cálculo analítico, o de preferencia, con un modelado numérico. Se especificará el tipo y granulometría del agregado que formará las columnas. El grado de eficiencia en la compactación entre columnas de grava se medirá comparando los resultados de pruebas en el suelo entre columnas antes y después del tratamiento, con sondeos de penetración estándar o cono eléctrico.

Comentario:

La grava puede colocarse desde la superficie (técnica conocida como vía húmeda) o a través del vibrador (vía seca). Una variante consiste en compactar la grava en capas. También es posible confinar las columnas de grava con una funda geotextil, que incrementa la resistencia horizontal del elemento. La técnica de columnas de grava

instalada con vibración se presenta en López (2023); el uso de columnas de grava compactada se comenta en Arroyo et al. (2023). El uso de columnas de grava confinada en un geotextil se puede consultar en Shu et al. (2009).

9.5.3 Al inicio de los trabajos, se realizarán zonas de prueba, para determinar los valores óptimos de las variables involucradas. El grado de eficiencia en la compactación se medirá comparando los resultados de pruebas en el suelo antes y después del tratamiento, y podrá realizarse con sondeos de penetración estándar, como eléctrico, como dinámico, o ensayos geofísicos, antes y después del proceso de compactación.

Comentario:

Los suelos más aptos para este tratamiento son las arenas con un contenido de finos menor al 15%. Para un tratamiento detallado del tema, se sugiere consultar Schaefer et al. (2017), López (2023); ejemplos de proyectos en México se presentan en López y Ramírez (2002).

9.6 Precarga

9.6.1 Se podrá recurrir a la técnica consistente en colocar una carga igual o mayor que la definitiva, con la intención de disminuir el tiempo requerido para alcanzar un determinado asentamiento bajo la carga de diseño. Una vez alcanzado el asentamiento, se retira la sobrecarga.

9.6.2 El sistema podrá utilizarse sin o con la ayuda de drenes de arena, prefabricados, u otros. Se buscará que el proceso constructivo de los drenes evite o disminuya, en lo posible, el remoldeo del suelo circundante. En caso de utilizarse suelo o roca como precarga, el material deberá provenir de bancos autorizados por la Administración; una vez que se retire el material, se dispondrá del mismo en sitios autorizados para tal efecto.

9.6.3 Para verificar la eficiencia de la precarga, será necesario medir la evolución de los asentamientos en diferentes puntos y a diferentes profundidades, mediante bancos de nivel y placas de asentamientos, verificar la disipación de las presiones intersticiales dentro del suelo durante el proceso y medir el aumento de la resistencia al corte no-drenada del suelo al terminar el tratamiento.

Comentario:

La sobrecarga puede aplicarse incrementando el esfuerzo total, o disminuyendo la presión de poro en la masa de suelo, con ayuda de aplicación de vacío o bombeo. Ejemplos del uso de esta técnica en el Valle de México, se encuentran en Auvinet (1979) y López et al. (2023). Ejemplos en otros países se reportan en Indraratna et al. (2015).

9.7 Congelación de suelos

9.7.1 Se podrá utilizar este procedimiento para estabilizar temporalmente suelos saturados, pero no será aplicable en las Zonas II y III. Se realizarán mediciones periódicas de temperatura en el suelo, y presión del sistema de refrigeración. Además, se protegerá el suelo circundante, mediante un sistema de aislamiento.

Comentario:

El objetivo de este método es la congelación de la masa de suelo, instalando una red de tuberías de agua, y circulando a través de ellas salmuera o nitrógeno líquido. Para que esta técnica sea aplicable, es necesario que el suelo esté saturado. Sus aplicaciones incluyen tuneleo, muros de contención y muros pantalla. El uso de salmuera es más económico que el del nitrógeno líquido, pero con el segundo se consiguen resultados en forma más rápida. Debe subrayarse que, al congelarse, el agua se expande alrededor del 10%, por lo que su uso en arcillas blandas como las del Valle de México no ha sido satisfactoria, como se reporta en SMMS (1984). Se pueden encontrar detalles de su uso en Van Impe (1989) y Paniagua (2018).

9.8 Inclusiones

9.8.1 Se podrá mejorar el suelo con elementos de forma cilíndrica, no conectados con la estructura, que pueden instalarse en el suelo recurriendo a diferentes técnicas como el hincado de elementos prefabricados de concreto o de tubos de acero, la inyección a baja presión, el jet grouting y la perforación previa con relleno de materiales granulares (columnas balastadas) o de una mezcla de suelo con un material estabilizante formado de cal y cemento (columnas de cal-cemento).

9.8.2 Se determinará la separación, diámetro, profundidad, arreglo geométrico y tipo de inclusión, con base en un modelado numérico, o con un cálculo analítico. El diseño deberá considerar las características geométricas y mecánicas de la plataforma

de transferencia, que se ubica entre la cimentación de la estructura, y la porción superior de las inclusiones. Se indicará el procedimiento constructivo de las inclusiones, así como de la plataforma de transferencia; en caso de que requiera una o más capas de refuerzo con geosintéticos, deberán cumplir con lo señalado en la presente Norma.

Comentario:

En este concepto se incluyen los pilotes de fricción negativa y los terraplenes con pilotes u otros elementos similares. Detalles para el análisis y diseño de inclusiones rígidas, así como ejemplos de aplicación, pueden encontrarse en Auvinet y Rodríguez (2002) y Rangel e Ibarra (2023). Para el análisis y diseño de terraplenes piloteados, se puede consultar Mendoza y Mendoza (2023).

9.9 Inyecciones

9.9.1 Las inyecciones con cemento, a gravedad o bajo presión, podrán utilizarse para mejorar suelos granulares, rocas y cavidades.

9.9.2 Se especificará el producto de inyección, indicándose su dosificación y, en su caso, aditivos; para su aplicación, se indicarán el diámetro, separación y profundidad de las perforaciones, y para el proceso de inyección se establecerán criterios para la presión y control de volumen de inyección. Se tomarán muestras del producto de inyección, obteniendo especímenes para su ensaye posterior. Se verificará topográficamente, que no se presenten movimientos verticales ascendentes de la superficie del suelo, producto de la presión de inyección aplicada.

Comentario:

Es posible utilizar la técnica de tubos de manguitos (tube à manchettes) para lograr mayor presión, aplicar el producto de inyección en determinados horizontes, o realizar inyecciones sucesivas. En el caso de suelos cohesivos, se genera fracturamiento hidráulico en la masa de suelo. Esta técnica puede utilizarse para formar inclusiones, o para mejorar las características mecánicas del suelo o de la roca. La inyección de suelos granulares está descrita en Herrera (2002); la inyección de suelos cohesivos con aplicaciones en la arcilla de la Ciudad de México se presenta en Santoyo y Ovando (2002).

9.10 Clavos (Soil nailing)

9.10.1 Se podrá usar esta técnica para reforzar taludes con inclusiones rígidas, o anclas pasivas.

9.10.2 El diseño deberá considerar la estabilidad externa, así como las deformaciones posibles. Se indicará el tipo de ancla, así como la longitud, espaciamiento, verificándose la resistencia estructural y capacidad geotécnica. Se especificará el sistema de drenaje previsto. Para taludes permanentes, se señalará el sistema de protección contra la corrosión.

Comentario:

A diferencia de las anclas activas, los clavos no se postensan después de instalarse. Dependiendo de su uso como sistema temporal o permanente, se aplican diferentes criterios de diseño. La superficie de los taludes reforzados de esta manera, se cubre típicamente con concreto lanzado, complementado con acero de refuerzo. Un tratamiento detallado del tema se encuentra en Ostermayer and Barley (2003). El diseño de taludes con clavos (soil nailing) se presenta en Paniagua (2002), incluyendo algunos ejemplos de aplicación en México. En Lombardo (2023) se incluyen técnicas para la aplicación de concreto lanzado.

9.11 Vegetación

9.11.1 El uso de vegetación para mitigar la erosión y ayudar a la estabilidad de taludes, deberá estar soportado en la experiencia local, y solo podrá utilizarse como un complemento de otros sistemas mecánicos, como anclaje pasivo o activo. Se buscará utilizar especies nativas del sitio en el que se aplicará esta metodología.

Comentario:

Las raíces provistas por la vegetación pueden constituir un tipo de refuerzo para taludes y muros de contención. Además, remueve el agua y crea succión en el suelo. También ayuda en la prevención de la erosión de la superficie del suelo. Un tratamiento detallado del tema se encuentra en Ng et al. (2019), que incluye ejemplos de aplicación, utilizando diferentes especies vegetales.

9.12 Otros métodos

9.12.1 Cuando se pretenda utilizar métodos de mejoramiento de suelos diferentes de los descritos en la presente Norma, deberá solicitarse la aprobación expresa de la Administración. Para ello, se presentarán los resultados de los estudios y ensayos donde deberán especificarse los criterios de diseño, el procedimiento constructivo, control de calidad, así como las precauciones para evitar afectaciones a las edificaciones e instalaciones, tanto las ubicadas dentro del proyecto, como las que se encuentren en predios colindantes.

Comentario:

*Existen otros métodos para mejoramiento de suelos, como explosivos (que no se recomienda para entornos urbanos), que consiste en instalar cargas explosivas dentro del suelo, generando vibraciones que compacten el suelo; impacto rápido (rapid impact compaction, **RIC**) con un principio similar a la compactación dinámica, pero con equipo más ligero, y con un alcance menor en profundidad, usualmente menos de 5 m; compactación con probetas vibratorias, utilizando vibraciones verticales desde la superficie del suelo. La compactación con explosivos se puede consultar en Dembicki and Kisielowa (1984), Gohl et al. (2000). La técnica de impacto rápido se presenta en Shu et al. (2009). Ejemplos de proyectos de mejoramiento con explosivos en México se presentan en Del Castillo y López (1979) y Gamboa (1984). La metodología para compactar con probetas vibratorias se presenta en Ramírez et al. (2002).*

Otros posibles métodos aplicables son los siguientes:

Inyecciones de compactación. Consiste en inyectar un cierto volumen de mortero o concreto, que compensa el volumen de suelo desplazado por algún otro procedimiento, como una excavación adyacente o tuneo. Se utiliza para minimizar la deformación potencial que pueda afectar cimentaciones superficiales o instalaciones colindantes.

Inyecciones químicas. Se inyecta un material que no tiene partículas en suspensión, por lo que puede penetrar en suelos más finos, respecto de las inyecciones con cemento.

Jet grouting. El procedimiento consta de realizar una perforación hasta la profundidad de tratamiento; una vez alcanzada, se genera un chorro de mezcla de agua y cemento, inyectado a alta presión, que erosiona el suelo lateralmente. La herramienta se retira hacia la superficie, rotando y formando columnas de suelo erosionado y cemento.

Métodos biológicos. Consiste en inyectar bacterias bio-cementantes en el suelo, que unen las partículas entre sí y se utiliza principalmente en arenas. La descripción general de estos métodos se presenta en Shu et al. (2009); para la bio-cementación, se sugiere consultar DeJong et al. (2020).

10. RENIVELACIONES Y RECIMENTACIONES

10.1 La renivelación o la recimentación de una estructura será obligatoria cuando existan evidencias observacionales o analíticas que indiquen que no cumple con la presente Norma. La renivelación o la recimentación podrán ser exigidas por la Administración en el caso de construcciones que hayan sido dictaminadas como inseguras y riesgosas para los ocupantes, así como para las construcciones vecinas y/o los servicios públicos.

Comentario:

Renivelación implica recuperar la verticalidad de una estructura dada que la ha perdido. Recimentación implica reconstruir la cimentación de una estructura dada por haberse detectado que no cumple con los estados límite: de falla o de servicio.

La renivelación se considera comúnmente necesaria cuando el desplomo de la estructura alcanza 1.6 %.

10.2 Los trabajos de renivelación o de recimentación deberán basarse en un estudio integral estructural y de mecánica de suelos. Se verificará la compatibilidad de la estructura existente y de la nueva cimentación. Los elementos de cimentación agregados a los existentes deberán ser precargados para asegurar su trabajo conjunto con el resto de la cimentación desde su instalación. El procedimiento constructivo empleado para la renivelación o la recimentación deberá ser aprobado por la Administración.

Comentario:

Experiencias en materia de renivelaciones y recimentaciones de edificios se describen en SMMS (1990).

10.3 Los trabajos de recimentación o de renivelación deberán realizarse por etapas de tal forma que, en ningún instante, se ponga en peligro la seguridad ni se causen daños en la propia construcción, en las construcciones adyacentes y/o en los servicios públicos.

10.4 Durante las operaciones de renivelación o de recimentación será necesario monitorear el comportamiento de la estructura y de las construcciones e instalaciones adyacentes (Capítulo 8).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

11. INFORME GEOTÉCNICO Y MEMORIA DE DISEÑO

11.1 Introducción

11.1.1 Todo estudio o diseño geotécnico deberá documentarse en un informe geotécnico que incluirá una memoria de diseño geotécnico detallada con la información suficiente para que pueda ser fácilmente verificada.

11.2 Informe geotécnico

11.2.1 El informe geotécnico deberá incluir, al menos, los temas siguientes:

Resumen

1. Introducción

- 1.1. Descripción general del proyecto
- 1.2. Objetivo
- 1.3. Ubicación y colindancias
- 1.4. Descripción general del predio en estudio
- 1.5. Características del proyecto

2. Condiciones geotécnicas del sitio

- 2.1. Información geológica y geotécnica disponible
- 2.2. Trabajos de campo realizados para la definición de las condiciones estratigráficas, anomalías, propiedades mecánicas y caracterización de condiciones de riesgo
- 2.3. Ensayes de laboratorio
- 2.4. Interpretación estratigráfica y modelos geotécnicos para diseño

3. Análisis y diseño geotécnico de la cimentación

- 3.1. Datos generales
- 3.2. Solución de cimentación para cada una de las edificaciones
- 3.3. Análisis de estabilidad
- 3.4. Análisis de desplazamientos incluyendo asentamiento y/o emersión previsible de las estructuras
- 3.5. Diseño de la excavación
- 3.6. Recomendaciones para el diseño estructural
- 3.7. Recomendaciones de pruebas de carga indicando sus características, proceso de ejecución y control, en caso dado

4. Revisión, de acuerdo con la presente NTC-Cimentaciones, de los estados límite de falla y de servicio de cimentaciones, excavaciones y muros, en su caso

5. Definición del procedimiento de construcción, incluyendo los requerimientos mínimos para garantizar el cumplimiento de las hipótesis de análisis y diseño aplicadas, así como la seguridad y el adecuado comportamiento futuro esperado de la obra en estudio y de las cimentaciones de los inmuebles colindantes

6. Especificación del seguimiento requerido durante la construcción y vida útil de la construcción, incluyendo los procesos de control durante la construcción de las cimentaciones. Presentación, de un proyecto de instrumentación y/o monitoreo geotécnico a corto y largo plazo, indicando objetivos, alcances y características generales de equipos y procesos de observación, interpretación y valores límite de las variables monitoreadas

7. Conclusiones y recomendaciones, indicando las características generales de la cimentación, así como las recomendaciones particulares sobre la solución de cimentación, pruebas de carga, proceso constructivo, objetivos de la supervisión geotécnica y pasos a seguir en caso de modificaciones del proyecto

8. Referencias

- Anexo 1. Informe fotográfico
- Anexo 2. Sondeos de exploración, pruebas de campo e instrumentación geotécnica
- Anexo 3. Resultados de ensayos de laboratorio
- Anexo 4. Combinaciones de cargas proporcionadas por la ingeniería estructural
- Anexo 5. Memoria de diseño.

Comentario:

Para el alcance de los estudios geotécnicos se podrán consultar las referencias: FHA (2003, 2006); Holguín et al. (1992); Simons et al. (2013); WSDT (2022); Jaime (2013); Auvinet et al. (2017).

11.3 Memoria de diseño geotécnico

11.3.1 La memoria de diseño geotécnico incluirá por lo menos los aspectos siguientes:

11.3.1.1 Datos de entrada para el análisis y diseño: Modelos geotécnicos empleados (estratigrafía, modelo constitutivo y propiedades mecánicas de cada unidad estratigráfica, descripción y caracterización de las heterogeneidades), condiciones del agua subterránea (presiones de poro, nivel de agua freáticas y condiciones de flujo actuales y proyecciones a futuro), geometría del proyecto (edificación, excavaciones y cimentación de cada elemento del proyecto), condiciones sísmicas, hundimiento regional, cargas incidentes a la cimentación para cada combinación de análisis, caracterización de las distintas condiciones de riesgo estudiadas, características de las colindancias y limitaciones particulares del proyecto. Esta información deberá estar sustentada por la investigación del sitio y por el reporte de ingeniería estructural.

11.3.1.2 Métodos de análisis: Descripción de los métodos de análisis empleados para determinar los estados límite de falla y servicio para las condiciones de corto y largo plazo, así como de las hipótesis consideradas, incluyendo el análisis y el proceso constructivo de las excavaciones y sus soportes, de las cimentaciones y de los mejoramientos del terreno, en caso dado. Presentación de los modelos de análisis empleados, en especial los modelos numéricos, con justificación de los aspectos siguientes: condiciones de frontera, condiciones iniciales, modelo constitutivo y parámetros, la estrategia empleada para representar el proceso constructivo y la exactitud de los resultados. Se indicarán los nombres de los programas de computadora utilizados y sus versiones.

11.3.1.3 Resultados: Los resultados de los métodos de análisis empleados deberán incluir el estado de esfuerzos y deformaciones en cada etapa de análisis para las condiciones de corto y largo plazo, así como las condiciones de estabilidad en términos del potencial de desarrollo de zonas plásticas que generen mecanismos de fallas cinemáticamente admisibles o en términos de factores de seguridad. Estos resultados deberán presentarse de manera clara y ordenada, y se incluirá su interpretación y la justificación de tipo de cimentación, recimentación, estabilidad y soporte de las excavaciones y procesos constructivos especificados. Se incluirá la revisión conforme a la presente NTC-Cimentaciones en cuanto a estados límites de falla y de servicio. También se incluirá una descripción clara del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite indicados en la presente Norma y su comparación con la experiencia que se tiene en el lugar, en caso dado. Asimismo, se indicará el comportamiento futuro esperado de las cimentaciones de las construcciones colindantes y se especificarán las distancias dejadas entre estas cimentaciones y la que se proyecta.

11.3.1.4 Anexos. Se anexarán los resultados de las exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio y de campo y otras determinaciones y análisis, las magnitudes de las acciones consideradas en el diseño y los cálculos realizados.

11.3.2 En el caso de edificios cimentados en terrenos agrietados, sobre taludes o donde existan rellenos, antiguas minas u otras discontinuidades o heterogeneidades incluyendo contaminantes en el subsuelo, se agregará a la memoria una descripción detallada de estas condiciones y de la manera como se tomaron en cuenta en el diseño de la cimentación.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS

- Abchir, Z., Burlon, S., Frank, R., Habert, J., and Legrand, S. (2016). t-z curves for piles from pressuremeter test results. *Géotechnique* 66 (No. 2).
- AENOR. (2018). UNE-EN 1998-5:2018. Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 5: Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos, Asociación Española de Normalización y Certificación.
- AENOR. (2016). UNE-EN 1997-1: 2016. Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales, Asociación Española de Normalización y Certificación.
- AENOR. (2002). UNE-ENV 1997-3: 2002. Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 3: Proyecto asistido por ensayos de campo, Asociación Española de Normalización y Certificación.
- AENOR. (2001). UNE-ENV 1997-2: 2001. Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 2: Proyecto asistido por ensayos de laboratorio, Asociación Española de Normalización y Certificación.
- AFNOR. (2012). NF P 94 282. Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes. *French Standard, AFNOR*. Paris.
- Alberro, J. (1970). Mediciones efectuadas en las excavaciones. *Revista Ingeniería, julio-septiembre*, 252-272.
- Alberro, J. e Hiriart, G. (1973). Resistencia a largo plazo de las arcillas de la ciudad de México, 317. *Series No. 317*, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.
- Alberro, J., Marsal, R., y Mendoza, M. (1985). Comportamiento de suelos cohesivos compactados. *Series No. 493*, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.
- American Association of Highway and Transportation Officials, AASHTO. (2022). T-207, Standard method of test for thin-walled tube sampling of soils.
- American Drilled Shaft Contractors, ADS. (2021). Recommended Industry Practices for Safe Working Platforms for Construction Equipment. (P. D. Association, Ed.) Deep Foundations Institute.
- American Drilled Shaft Contractors, ADSC. (2021). Recommended Industry Practices for Safe Working Platforms for Construction Equipment. (P. D. Association, Ed.) Deep Foundations Institute.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2000). D4318, Standard test methods for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils. *Book of ASTM Standards*. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2002). D2938, Standard test methods for unconfined compressive strength of intact rock core specimens. *Book of ASTM Standards*. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2003). D5333, Standard test methods for measurement of collapse potential of soils. *Book of ASTM Standards*. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2004). D427, Standard test methods for shrinkage factors of soils by mercury method. *Book of ASTM Standards*. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2004). D7015, Standard practice for obtaining undisturbed block cubical and cylindrical samples of soils. *Book of ASTM Standards*. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2005). ASTM-5882, Standard test method for low strain integrity testing of piles. USA. doi:10.1520/D5882-16.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2007). D 1143, Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load. *Book of ASTM Standards*. USA. doi:10.1520/D1143_D1143M-20.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2007). D422, Standard test methods for particle size analysis of soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2007b). D3689, Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Tensile Load. *Book of ASTM Standards*. USA. doi:10.1520/D3689_D3689M-22.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2008). ASTM 6760, Standard test method for integrity testing of concrete deep foundations by ultrasonic crosshole testing. *Book of ASTM Standards*. USA. doi:10.1520/D6760-16.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2008). D1587, Standard method of test for thin walled tube sampling of soil. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2008). D3967, Standard test methods for splitting tensile strength of intact rock core specimens. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2011). D1586, Standard test methods for penetration test and split barrel sampling of soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2011). D2435, Standard test methods for one dimensional consolidation properties of soils using incremental loading. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2011). D4767, Standard test methods for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2011). D5311, Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2013). D3966, Standard Test Method for Deep Foundations Under Lateral Load. *Book of ASTM Standards*. USA. doi:10.1520/D3966_D3966M-22

American Society for Testing Materials, ASTM. (2014). D4220, Standard practice for preserving and transporting soil samples, drive sampling of soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2014). D4428, Standard testing methods for Crosshole-seismic testing. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2014). D4945, Standard Test Method for High Strain Dynamic Testing of Piles. *Book of ASTM Standards*. USA. doi:10.1520/D4945-17

American Society for Testing Materials, ASTM. (2014). D7949, Standard test methods for thermal integrity profiling of concrete deep foundations. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2014b). D4945, Standard Test Method for High Strain Dynamic Testing of Piles. *Book of ASTM Standards*. USA. doi:10.1520/D4945-17

American Society for Testing Materials, ASTM. (2015). D2850, Standard test methods for unconsolidated undrained triaxial compression test on cohesive soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2015). D6635, Standard test methods for performing the flat plate dilatometer. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2016). D1452, Standard test methods for soil exploration and sampling by auger boring. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2016). D5607, Standard test methods for performing laboratory direct shear strength tests of rock specimens under constant normal force. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2016). D5731, Standard test methods for determination of the point load strength index of rock and application to rock strength classification. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D2487, Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified soil Classification System). *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D3550, Standard practice for thick wall, ring-lined, split barrel, drive sampling of soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D7928, Standard test methods for particle size distribution of fine grained soils using the sedimentation analysis. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D854, Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2017e1). D2488, Standard practice for description and identification of soils (Visual Manual Procedure). *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D2573, Standard test method for field vane test in cohesive soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D420, Standard Guide to Side Characterization for Engineering Design and Construction Purposes. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D4427, Standard classification of peat samples by laboratory testing. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D5777, Standard guide for using the seismic refraction method for subsurface investigation. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D7128, Standard guide for using the seismic reflection method for shallow subsurface investigation. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D8169, Standard Test Method for Deep Foundations Under Bidirectional Static Axial Compressive Load. *Book of ASTM Standards*. USA. doi:10.1520/D8169_D8169M-18

American Society for Testing Materials, ASTM. (2019). D2216, Standard test methods for laboratory determination of water content of soil and rock by mass. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2019). D7400, Standard testing methods for downhole seismic testing. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D2974, Standard test methods for moisture, ash, and organic matter of peat and other organic soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D4719, Standard test method for pressuremeter testing in soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D5429, Standard guide for selecting surface geophysical methods. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D5778, Standard test methods for electronic friction cone and piezocone penetration testing of soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D7181, Standard test methods for consolidated drained triaxial compression test for soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2021). D4015, Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Fixed-Base Resonant Column Devices. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2021). D6572, Standard test methods for determining dispersive characteristic of clayey soils by the crumb test. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2021). D7263, Standard test methods for laboratory determination of density and unit weight of soil specimens. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2022). D2434, Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of coarse grained soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

Arroyo, J., Valverde, H. y Jiménez, C. (2023). Pilas de agregado compactado. *Contención, tratamiento y mejoramiento de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Auvinet, G. (1979). Precarga en arcillas del Valle de México. *Memorias del Simposio Mejoramiento Masivo de Suelos*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Auvinet, G. y Díaz-Mora (1981), "Programa de computadora para predecir movimientos verticales de cimentaciones. Series del Instituto de Ingeniería No. 438, UNAM, México.

Auvinet, G. (2002). *Incertidumbre en la geotecnia, Decimo sexta conferencia Nabor Carrillo Flores*. Ciudad de México, México: Sociedad Mexicana de Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Auvinet, G. (2008). Fracturamiento de suelos, estado del arte. *Volumen especial "Conferencias temáticas: Avances recientes"*, Memoria, XXIVa Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Aguascalientes, México.

Auvinet, G. (2010). Soil fracturing induced by land subsidence. *Land subsidence, Associated Hazards and the Role of Natural Resources Development (ISSN 0144-7815)*, 20-26. IAHS Publication 339.

Auvinet, G. y Arias, A. (1991). Propagación de grietas. *Memorias del Simposio sobre Agrietamiento del suelo*, Ciudad de México, México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS, 21-31.

Auvinet, G., Juárez, M., Méndez, E., Hernández, F., Martínez, S. y Pérez, M. (2020). Evaluación del mecanismo de agrietamiento del suelo en el sur-oriente de la ciudad de México mediante exploración geotécnica profunda. *Memorias técnicas de la XXX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. Ciudad de México, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Auvinet, G., Juárez, M., Méndez, E., Hernández, F., Martínez, S., Pérez, M., and Sánchez, J. (2022). Assessment of soil cracking mechanism in the south-east area of Mexico City based on deep geotechnical exploration. *Proceedings of the 20th International Conference for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Sydney, Australia: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE.

Auvinet, G., Méndez, E., and Juárez, M. (2013). Soil fracturing induced by land subsidence in Mexico City. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Paris, France: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE.

- Auvinet, G., Méndez, E., and Juárez, M. (2015a). Evaluation of regional subsidence and soil fracturing in Mexico City Valley. *Proceedings, Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Buenos Aires, Argentina: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE.
- Auvinet, G., Méndez, E., and Juárez, M. (2015b). New information on regional subsidence and soil fracturing in Mexico City Valley. *Proceedings IAHS*, 92, 1-6.
- Auvinet, G., Méndez, E. y Juárez, M. (2017). El subsuelo de la Ciudad de México/The subsoil of Mexico City, Vol. III. *III. Complemento a la tercera edición del libro publicado por R.J. Marsal y M. Mazari* ISBN 978-607-02-8198: UNAM.
- Auvinet, G., Méndez, E., Juárez, M. y Rodríguez, J. (2007). Riesgos geotécnicos para la construcción de vivienda en el valle de México. *Memorias técnicas del V Simposio Nacional de Ingeniería Estructural en la Vivienda*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, SMIE.
- Auvinet, G. y Mendoza, M. (1986). Comportamiento de diversos tipos de cimentación en la zona lacustre de la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, *Memorias Simposio sobre los Sismos de 1985*, Ciudad de México, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.
- Auvinet, G. y Rodríguez, J. (2002). Inclusiones. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.
- Auvinet, G., Rodríguez, J. y Juárez, M. (2017). Capítulo B.2.5: Cimentaciones en Suelos : Sección B: Geotecnia Tema 2: Mecánica de suelos, *Manual de Diseño de Obras Civiles*, Ciudad de México: Comisión Federal de Electricidad, CFE.
- Auvinet, G., Sánchez, J. y Pineda, A. (2019). Mitigación de daños ocasionados por grietas en el suelo. *Revista Ingeniería Investigación y Tecnología*, Vol. XX no.4. Ciudad de México, México: Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.
- Auvinet, G. y Sánchez, J. (2020). Diseño de terraplenes ligeros para control de asentamientos. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 21 (04), 1-9. <https://doi.org/10.22201/ifi.25940732e.2020.21.4.034>.
- Bowles, J. (2001). *Foundation Analysis and Design*, 5th Edition, McGraw-Hill, New York.
- Briaud, J. (2013a). *Geotechnical Engineering. Unsaturated and Saturated Soils*, John Wiley & Sons, Hoboken, N.J.-USA 998 pp
- Briaud, J. (2013b). Ménard Lecture: The pressuremeter test: Expanding its use. *Proceedings of the 18th International Conference in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Paris, France: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE.
- Broms, B. (1964a). Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of the soil mechanics and foundations division*, 90(2), 27-63.
- Broms, B. (1964b). Lateral resistance of piles in cohesionless soils. *Journal of the soil mechanics and foundations division*, 90(3), 123-156.
- Burlon, S., Frank, R., Baguelin, F., Habert, J., and Legrand, S. (2014). Model factor for the bearing capacity of piles from pressuremeter test results. *Eurocode 7 approach, Geotechnique*, Vol. 64, No. 7, 513-525.
- Bustamante, M., and Frank, R. (1999). Current french design practice for axially loaded pipes. *Ground engineering*, 32, March, 38-44.
- Canadian Geotechnical Society, CGS. (2006). *Canadian Foundation Engineering Manual, 4th edition*. Canadá.
- Castañeda, F. (2023). Estabilización de suelos con cal. *Contención, tratamiento y mejoramiento de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Clavelina, J., Paulín, J., Monroy, R. y Villar, S. (2022). Pruebas de carga estáticas de compresión en pilas en la Zona del Lago de la CDMX: Resultados, interpretación y lecciones aprendidas. *Memorias de la XXX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. Guadalajara, Jalisco, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, COVITUR. (1987). *Manual de diseño geotécnico Tomo I*. México: Departamento del Distrito Federal, Secretaría General de Obras.

Comisión Nacional del Agua, CONAGUA. (2012). *Manual de Mecánica de Suelos. Instrumentación y Monitoreo del Comportamiento de Obras Hidráulicas*. México.

Contreras, R., Sánchez, C. y Trigo, M. (2019). Instrumentación geotécnica de un terraplén de prueba con consolidación por vacío en los suelos blandos del Valle de México. *Memorias del XVI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*. Cancún, Yucatán, México: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE.

Cuevas, A. y Cuevas, J. (2023). Sistemas de anclaje en suelos. *Contención, refuerzo y mejoramiento de suelos*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

DeJong, J., Gómez, M., San Pablo, A., Graddy, C., Nelson, D., Lee, M., and Kwon, T. (2020). State of the art: MICP soil improvement and its application to liquefaction hazard mitigation. *Proceedings of the 20th ICSMGE-State of the Art and Invited Lectures*. Sydney, Australia: Australian Geomechanics Society.

Del Castillo, L., Vignaud, R. y Bello, J. (1976). Cimentaciones en zonas minadas de la Ciudad de México. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Del Castillo, R. y López, G. (1979). Densificación de suelos por medio de explosivos. *Memorias del Simposio Mejoramiento Masivo de Suelos*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Dembicki, E., and Kisielowa, N. (1984). Technology of soil compaction by means of explosion. *Proceedings 8th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*.

Dumas, C. (2016). *Confiabilidad de muros rígidos de retención*. Ciudad de México, México: Tesis de Maestría, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Instituto Politécnico Nacional, IPN.

Dunnicliff, J., and Green, G. (1988). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. Wiley.

Estaire, J., Pardo de Santayana, F. y Perucho, Á. (2010). Anejo Nacional Español del Eurocódigo 7. Laboratorio de Geotecnia - CEDEX.

European Committee for Standardization, ECS. (2007). *EN 1993-5, Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 5: Piling*. The European Union.

European Federation of Foundation Contractors, EFFC. (2020). Guide to working platforms, 1st edition. Deep Foundation Institute, DFI.

Federal Highway Administration, FHA. (2003). Checklist and Guidelines for review of geotechnical reports and preliminary plans and specifications. *Report No. FHWA ED-88-053*. U.S.: Department of Transportation.

Federal Highway Administration, FHA. (2006). Soils and Foundations Reference Manual - Volume II. *Publication No. FHWA NHI-06-089*. U.S.: Department of Transportation.

Federal Highway Association, FHA (2010). Drilled shafts: Construction procedures and LRFD design methods, *Publication No. FHWA-NHI-10-016*, FHWA GEC 010, U.S. Dept. of Transportation, McLean, VA-USA.

Federation of Piling Specialists, FPS. (2019). Working Platform Guidance. London.

- Fellenius, B. (2022). *Basics of Foundation Design*, Electronic Edition, www.fellenius.net
- Fernández, C. (1982). *Mejoramiento y estabilización de suelos*. México: Limusa.
- Flores, A. (1968). Análisis de cimentaciones sobre suelo compresible. *Ia*, 361. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.
- Foti, S., Lai, C., Rix, G., and Strobbia, C. (2015). *Surface wave methods for near-surface site characterization*. CRC Press, Taylor and Francis Group.
- Frank, R. (1997). Aspects of pile design following. *Eurocode 7, Part 1, Section 7*.
- Frank, R. (2015). The new French standard for the application of Eurocode 7 to deep foundations. *European Conference in Geo-Environment and Construction*. Tirana, Albania, 318-327.
- Frank, R. (2022). Displacement of piles from pressuremeter test results – a summary of French research and practice. *Geotechnical Engineering Journal Soils and Rocks*. SEAGS & AGSSEA. doi:10.28927/SR.2022.006822.
- Gamboa, J. (1984). Prueba de compactación con explosivos. *Memorias del Simposio Construcción Especializada en Geotecnia*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.
- García, F., Gómez, R. y Reséndiz, D. (1989). Ingeniería, Vol. 59, N° 1. *Respuesta sísmica de edificios considerando la interacción suelo-estructura*. CDMX, México.
- Girault, P. (1984). Compactación dinámica. Generalidades y casos de aplicación en México. *Memorias del Simposio Construcción Especializada en Geotecnia*. Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos, SMMS.
- Gobierno de la Ciudad de México. (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*. Diciembre 15, CDMX, México.
- Gohl, W., Jefferies, M., Howies, J., et Diggle, D. (2000). Explosive compaction: design, implementation and effectiveness. *Géotechnique, Volume 50 Issue 6*, 657-665. doi:https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.6.657
- González, A. (1973). Plano reconstructivo de la región Tenochtitlán. Ciudad de México, México: Instituto Nacional de Antropología e Historia (Serie Historia).
- Guerrero, A. (2002). Tierra armada. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.
- Guglielmetti, V., Piergiorgio, G., Ashraf Mahtab, M., and Shulin, X. (2008). *Mechanized Tunnelling in Urban Areas*. Turin, Italy: Taylor&Francis.
- Herrera, S. (2002). Inyecciones en aluviones. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.
- Hoek, E. (2007). Practical Rock Engineering. Canada: Evert Hoek Consulting Engineer Inc. Retrieved from www.roscience.com/learning/hoek-corner
- Holeyman, A., Debacker, P., De Cock, F., Dupont, E., Hilde, J., Legrand, C., and Simon, G. (1997). Design of axially loaded piles-Belgian practice. *Proc. ERTC3 Seminar on Design of Axially Loaded Piles European Practice*, Cook & Legrand Eds., 57-82, Bruselas
- Holguín, E. y Ovando, E. (2002). Sistemas de anclaje. *Manual de Construcción Geotécnica*. México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Holguin, E., Gutiérrez, C., Cuevas, A. y Segovia, J. (1992). Diseño Geotécnico de Cimentaciones. Ciudad de México, México: TGC Geotecnia.

Horvath, R., and Kenney, C. (1979). Shaft resistance in rock socketed drilled piers. *Proceedings of the symposium on deep foundations*. USA: American Society of Civil Engineers, ASCE, 182-213.

Ibarra, E. y Rangel, J. (2017). Capítulo 9 Pruebas de Carga. *Ingeniería de Cimentaciones Profundas*, Vol. 2, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG, 609-706.

Ibarra, E., Rangel, J., Holgín, E. y Flores, R. (2018). Desarrollo de esfuerzo cortante en el fuste de pilas largas coladas in-situ en suelos estratificados. *Memorias de la XXXIX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. León, Guanajuato, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Indraratna, B., Chu, J., and Rujikiatkamjorn, C. (2015). *Soil improvement case histories*. Elsevier Ltd.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, IMCYC. (2009). Manual de construcción de suelo-cemento.

International Organization for Standardization, ISO. (22476-1). Electrical cone and piezocone penetration test.

Jaime, A. (2013). Estudios e informes de mecánica de suelos, *Geotecnia No. 228*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG, 31-35.

Jiménez, F. y Paniagua, W. (2022). Desplazamientos horizontales en excavaciones hechas en la Ciudad de México. *Memorias de la XXXI Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. Guadalajara, Jalisco, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Juárez, B. y Rico, R. (1991). *Mécanica de suelos Tomo II*. Limusa, México

Juárez, M., Román, H., Auvinet, G. y Méndez, E. (2022, Noviembre). Predicción del hundimiento regional en el Valle de México. *Memorias técnicas de la XXXI Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. Guadalajara, Jalisco, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Koerner, M. (2012). Designing with geosynthetics, 6th edition, vols I and II. Bloomington: Xlibris Corp.

Lombardo, A. (2023). Concreto lanzado. *Contención, tratamiento y mejoramiento de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

López, N.P. y Martínez, E. (2021). Pilotes de control: funcionamiento, diseño y aplicación. (*SID 710*). Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.

López, N.P., Espinosa, L. y Pineda, V. (2023). Sistemas de precarga. *Contención, tratamiento y mejoramiento de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

López, R. (2002). Compactación dinámica. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMIG.

López, R. (2023). Vibrosustitución. *Contención, tratamiento y mejoramiento de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica .

López, R. y Ramírez, A. (2002). Vibrocompactación. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Lysmer, J. (1978). Analytical procedures in soil dynamics, *Report No. EERC 78/29*, University of California, Berkeley.

Marsal, R. y Mazari, M. (1969). *El subsuelo de la ciudad de México, The subsoil of Mexico City*. Facultad de Ingeniería, México, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.

Marsal, R. y Mazari, M. (2017). El subsuelo de la ciudad de México volúmenes I a III, con ampliación de Auvinet G., Mendez E. y Juárez M. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.

Marsal, R. y Reséndiz, D. (1979). Compactación de suelos, *Presas de Tierra y Enrocamiento*, Limusa, México.

Martínez, S. (2012). *Método de análisis simplificado para un nuevo tipo de cimentación en suelos blandos*. Tesis doctoral, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.

Martínez, S., and Romo, M. (2018). Assessment of an alternative to deep foundations in compressible clays: the structural cell foundation. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 12, 67-80.

Martínez, S., Auvinet, G., and Juárez, M. (2022). Numerical analysis of the seismic response of a cracked soft soil clay deposit. *Proceedings of the 20th International Conference for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Sydney, Australia: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE.

Mayoral, J. y Romo, M. (2017). Capítulo B.2.2 Pruebas de Laboratorio para Determinar las Propiedades de los Suelos y Enrocamientos: Sección B: Geotecnia Tema 2: Mecánica de Suelos. *Manual de Diseño de Obras Civiles*. Ciudad de México: Comisión Federal de Electricidad, CFE.

Meli, R. (2002). *Diseño Estructural* (2a ed.). México: Limusa.

Mena U., Pérez, L., Aguilera, M. y Alarcón N. (2015). Sección C: Estructuras. Tema 1: Criterios generales de análisis y diseño. Capítulo: C13, Diseño por sismo. *Manual de Diseño de Obras Civiles*. Ciudad de México: Comisión Federal de Electricidad, CFE.

Méndez, E. (1991). Evolución de las propiedades de la arcilla de la Ciudad de México, Tesis de Licenciatura. México, Ciudad de México: Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Instituto Politécnico Nacional, IPN.

Mendoza, M. (2004). Comportamiento de una cimentación con pilotes de fricción en la Ciudad de México, bajo carga estática y sísmica, Tesis Doctoral. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Mendoza, M. (2021). Tezontles o escorias volcánicas del Valle de México: génesis, propiedades ingenieriles y usos en construcción. *Novena Conferencia Raúl J. Marsal Córdoba*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Mendoza, M. (2022). Perspectivas actuales sobre el diseño de cimentaciones profundas en la Ciudad de México. *Conferencia Magistral, 5° Simposio Internacional de Cimentaciones Profundas*. Ciudad de México, México: Geo- Institute, Deep Foundation Institute, DFI; SMIG.

Mendoza, M., Camargo, J., Gómez, F. y Abad, C. (2017). Capítulo C. 2. 1. Diseño estructural de cimentaciones. *Manual de Diseño de Obras Civiles*. Ciudad de México: Comisión Federal de Electricidad, CFE.

Mendoza, M.J. y Mendoza, S.A. (2023). Terraplenes piloteados. *Contención, tratamiento y mejoramiento de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Mendoza, M., Ibarra, E., Rufiar, M., Paniagua, W. y Garcés, E. (2012). Pruebas de carga axial, y su previsión teórica, en pilas de cimentación instrumentadas del Viaducto Bicentenario, Estado de México. *Memorias de la XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*. Cancún, Quintana Roo, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Mendoza, M. J., Rodríguez, M., Rufiar, M., e Ibarra, E. (2017). Capítulo B.2.3: Pruebas de campo para determinar propiedades de los suelos y enrocamientos, *Manual de Diseño de Obras Civiles*, Comisión Federal de Electricidad, CFE.

Mendoza, M., Romo, M., Botas, G., Olivares, A., Ibarra, E., Saldaña, F. y Gómez, E. (2004). Planeación de pruebas de carga axial y lateral en pilas del distribuidor vial San Antonio, D. F. *Memorias de la XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*. Guadalajara, Jalisco, México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Meyerhof, G. (1953). The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads, *Proceedings 3th International Conference on Soil Mechanis and Foundation Engineering*, Zurich, Suiza, International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE.

Mooser, F. (1975). Historia geológica de la cuenca de México. En Memoria de las Obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal. *Tomo 1*, 7-38.

Mooser, F. (2018). Geología del Valle de México y otras regiones del país. Colegio de Ingenieros civiles de México.

Mooser, F., Montiel, A. y Zúñiga, A. (1996). Nuevo mapa geológico de las cuencas de México, Toluca y Puebla. (ISBN 968-7780-00-2). México: Comisión Federal de Electricidad, CFE.

Morales, R. (2002). Geosintéticos. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Morales, R. (2023). Refuerzo de terraplenes con geosintéticos. *Contención, tratamiento y mejoramiento de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Ng, C., Leung, A., and Ni, J. (2019). Plant-soil slope interaction. CRC Press. doi:10.1201/9781351052382

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE). (2002). NMX-C-431-ONNCCE-2002 Industria de la Construcción - Geotecnia Cimentaciones - Toma de Muestra Alterada e Inalterada - Métodos de Prueba. México.

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (2018). NMX-C-493-ONNCCE-2018, Industria de la Construcción - Geotecnia - Límites de Consistencia de Suelos - Método de Ensayo. México.

Ostermayer, H., and Barley, T. (2003). Chapter 2.5 Ground Anchors. *Geotechnical engineering handbook*, 2, 269-219. Ernst & Sohn.

Ovando, E., Ossa, A., and Romo, M. (2007). The sinking of Mexico City: Its effects on soil properties and seismic response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering No. 27*. Elsevier.

Paniagua, W. (2002). Soil nailing. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Paniagua, W. (2017a). Cap. 5.8.5 Plataformas de trabajo. *Ingeniería de Cimentaciones Profundas*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Paniagua, W. (2017b). Cap. 5.2.11 Descabece de pilas. *Ingeniería de Cimentaciones Profundas*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Paniagua, W. (2017c). Cap. 10.4 Pruebas de integridad. *Ingeniería de Cimentaciones Profundas*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Paniagua, W. (2017d). Cap. 5.7.3 Vibraciones por hincado de pilotes y tablestacas. *Ingeniería de Cimentaciones Profundas*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Paniagua, W. (2017e). Cap. 5.9 Extracción de Pilotes. *Ingeniería de Cimentaciones Profundas*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

- Paniagua, W. (2018, Octubre). Congelación artificial del suelo. *Revista Construcción Panamericana*. Consejo Profesional de Agrimensores, Ingenieros y Profesionales Afines.
- Paniagua, W. (2019). Fracturamiento hidráulico en suelos cohesivos durante la construcción de cimientos profundos. *Revista Geotécnica 254*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.
- Paniagua, W. y Domínguez, R. (2023). Cap. 3 Muros pantalla, Cap. 4 Tablestacas. *Contención, tratamiento y mejoramiento masivo de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.
- Paniagua, W. y Elvira, A. (2017). Patología de cimentaciones profundas. *Ingeniería de cimentaciones Profundas, Capítulo 10*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.
- Park, C., Miller, R., Xia, J., and Ivanov, J. (2007). Multichannel analysis of surface waves (MASW)- Active and passive methods. *The Leading Edge*, 26(1).
- Peck, R. (1969). Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics. *Géotechnique*, 19(2), 171-187.
- Pino, Y. (2018). SEHEDIS – CDMX: Sistema de Evolución del Hundimiento y Espectros de Diseño Sísmico. *Evolución de la respuesta sísmica de la Ciudad de México*. Retrieved from <https://sismica.com.mx/sehedis/>
- Pino, Y. (2018). SEHEDIS – CDMX: Sistema de Evolución del Hundimiento y Espectros de Diseño Sísmico, *Evolución de la respuesta sísmica de la Ciudad de México*, Tesis de Maestría. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.
- Poulos, H. (1985). Lateral response of single piles.
- Quinn, T.A.C, and Brown, M. (2011, September 1). Effect of strain rate on isotropically consolidated kaolin over a wide range of strain rates in the triaxial apparatus. *International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*. Seoul, Korea.
- Ramírez, A., López, R. y Báez, J. (2002). Deep mixing. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.
- Ramírez, A., López, R. y Paniagua, W. (2002). Métodos vibratorios. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.
- Rangel, J., Ibarra, E. y Eslava, R. (2022). Influencia de la velocidad de giro de la veleta en la determinación de la resistencia no drenada en depósitos lacustres y de residuos mineros. *XXXI Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*, 811-817. Guadalajara.
- Rangel, J., Ibarra, E. y Ovando, E. (2023). Inclusiones rígidas. *Contención, tratamiento y mejoramiento de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.
- Reséndiz, D. y Auvinet, G. (1973). "Analysis of pile foundations in consolidating soils, *Proceedings of the VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ISSMFE, Vol. 3, 211-218, Moscú.
- Reséndiz, D. y Auvinet, G. (2017). Confusiones surgidas a partir de los sismos del 2017 en la ciudad de México, *Geotecnia No. 246*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.
- Reséndiz, D., Springall, G., Rodriguez, J. y Esquivel, R. (1970). Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México. *Memoria de la V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo 1*. México.

- Rezazadeh, S., and Eslami, A. (2017). Empirical methods for determining shaft bearing capacity of semi-deep foundations socketed in rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. doi:10.1016/j.jrmge.2017.06.003
- Rico, A. y Del Castillo, H. (1974). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres*. México: Limusa.
- Robertson, P., and Cabal K. (2015). Guide to cone penetration testing for Geotechnical Engineering, 6th edition. California, USA: Gregg Drilling & Testing, Inc.
- Rodríguez, J. (2010). Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional en la zona lacustre de la Ciudad de México, Tesis doctoral. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.
- Rollins, K., Clayton, R., Mikesell, R., and Blaise, B. (2005). Drilled shaft side friction in gravelly soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131 (8), pp. 987-1003.
- Romo, M., Mendoza, M., and García, S. (2000). Geotechnical factors in seismic design of foundations: State-of-the-Art report. *Proceedings of the twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2832*. Auckland, New Zealand.
- Romo, M., Ossa, A. y Flores, O. (2012). Terraplén aligerado usando mezclas de suelo con perlas de poliestireno expandido, EPS, *Informe Técnico elaborado para Aeropuertos y Servicios Auxiliares*, octubre, 2012. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.
- Sánchez, J. y Auvinet, G. (2020). Modelado con medios discretos de la mitigación de daños inducidos por grietas del suelo. *Memorias técnicas de la XXX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. Ciudad de México, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.
- Sánchez, J. y Auvinet, G. (2020a). Mejoramiento de terreno afectado por grietas para la cimentación de viviendas de mampostería. *Revista Ingeniería Investigación y Tecnología*, Vol. XXII no.1. Ciudad de México, México: UNAM.
- Santoyo, E. (2010). Exploración de suelos. Métodos directos e indirectos, muestreo y pruebas de campo. *Vigésima conferencia Nabor Carrillo*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.
- Santoyo, E. y Ovando, E. (2002). Inyecciones por fracturamiento hidráulico. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.
- Santoyo, E., Lin Xue, R. y Ovando, E. (2012). *El cono en la exploración geotécnica*. México: TGC Geotecnia.
- Santoyo, E., Ovando, E., Mooser, F. y León, E. (2005). Síntesis geotécnica de la Cuenca del Valle de México. TGC Geotecnia.
- Santoyo, E., Riqing, L. y Ovando, E. (2012). *El Cono en la Exploración Geotécnica*, 2a edición. México: TGC Geotecnia.
- SASID: Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México. (2017). Retrieved from <https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/>
- Schaefer, V., Berg, R., Collin, J., Christopher, B., DiMaggio, J., Filz, G., and Ayala, D. (2017). Ground Modification Methods – Reference Manual, vols. I and II. *FHWA NHI-06-019/20*. Washington, U.S. Department of Transportation, USA: Federal Highway Administration.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos, SARH. (1970). *Manual de Mecánica de Suelos, Quinta Edición*. México: Dirección de proyectos, Departamento de Ingeniería Experimental.
- Secretaría del Medio Ambiente, SEDEMA. (2021, julio 20). Norma Ambiental para la Ciudad de México NACDMX-007-RNAT-2019. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*. CDMX, México: Gobierno de la Ciudad de México.

- Shu, J., Varaksin, S., Klotz, U., and Mengé, P. (2009). Construction processes. *State of the art report, 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Alexandria, Egypt.
- Simons, N., Menzies, B., & Mawththews. (2013). A short course in geotechnical site investigation. (ISBN: 978-0-7277-2948-9). Thomas thelford.
- Siskind, D., Stagg, M., Kopp, J., and Dowding, C. (1980). Structure response and damage produced by ground vibrations from surface mine blasting. *Report of Investigation 8507, (USBM RI 8507)*. USA: United States Bureau of Mines, USBM.
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG. (1990). *Memoria del Simposio sobre "Recimentaciones"*. Ciudad de México, México.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS. (1970). *Memorias de la V Reunión Nacional*. México.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS. (1970). *Memorias del congreso de la V Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. México.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS. (1979). Mejoramiento masivo de suelos. *Memorias del Simposio Internacional de Mecánica de Suelos*. Oaxaca, México.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS. (1989). Construcción especializada en geotecnia. *Memorias del Simposio*.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS. (1989). Construcción especializada en geotecnia. *Memorias del Simposio Construcción especializada en Geotecnia*. México.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS. (1991). Agrietamiento de suelos. *Simposio de Agrietamiento de Suelos*. (W. Paniagua, Ed.) México.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS. (1992). Experiencias geotécnicas en la zona Poniente del Valle de México, Junio, Ciudad de México.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS. (1992b). *Manual de construcción geotécnica*.
- Taboada, V., Correa, F., and López, R. (2002). Jet grouting. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.
- Tamez, E., Auvinet, G., Rangel, J. y López, F. (2007). Diseño geotécnico de lumbreras en suelos blandos: procesos constructivos y métodos de análisis, *Memorias conmemorativas 50 aniversario*, Ciudad de México, México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.
- Terzaghi, K., and Peck, R. (1967). *Soil Mechanics in Engineering practice* 2nd edition. New york: John Wiley & Sons.
- Tomlinson, M., and Woodward, J. (2015). *Pile Design and Construction Practice*. 5a y 6a. USA: CRC Press.
- U.S. Army Corps Engineers. (1991, January 15). Desing of pile foundations. *Engineer Manual, Engineering and Design*. Washington, DC.
- U.S. Department of Transportation. (2017). *Ground Modification Methods – Reference Manual*, vols. I and II. *FHWA NHI-06-019/20*. Washington, USA: Federal Highway Administration.
- Van Impe, W. (1989). *Soil improvement techniques and their evolution*. Netherlands: Balkema, Rotterdam.

Wilson, L., Kouretzis, G., Pineda, J., and Kelly, R. (2016). On the determination of the undrained shear strength from vane shear testing in soft clays. *Geotechnical and Geophysical Site Characterizations 5*. Lehane, Acosta-Martínez y Kelly (Eds) Sydney, Australian Geomechanics Society. ISBN 978-0-9946261-1-0.

Washington State Department of Transportation, WSDT. (2022). Geotechnical Design Manual M-46-03-16. U.S.: Environmental and Engineering Program.

Wysockey, M. (1999). *The axial capacity of drilled shafts*. Doctoral thesis, Illinois University, Urbana-Champaign.

Zeevaert, L. (1973). *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Ed. Van Nostrand, 652 pp, New York.