**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y
CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES PARA PUERTO VALLARTA, JALISCO**

**1. INTRODUCCIÓN**

Las presentes normas tienen por objeto fijar criterios y alternativas de diseño y construcción de cimentaciones, estructuras de retención, excavaciones y taludes que permitan cumplir con los requisitos definidos Título X (Seguridad Estructural de las Construcciones), del Reglamento de Construcción para el Municipio de Puerto Vallarta. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan requerirá la aprobación de la Autoridad Municipal.

El diseño correcto de una cimentación implica la intervención de dos especialistas: el ingeniero geotecnista y el ingeniero estructural. El primero realizará el diseño conceptual de la cimentación mientras que el segundo realizará, tanto el diseño estructural de la misma como de la superestructura. Para lograr un diseño geotécnico/estructural de la cimentación satisfactorio deberá haber una adecuada comunicación durante el intercambio de datos y parámetros entre ambos especialistas.

La memoria de cálculo deberá contenerademás del diseño estructural de la cimentación y la superestructura el estudio de mecánica de suelos realizado por un ingeniero geotecnista.

Los estudios de mecánica de suelos tendrán el objetivo primordial el diseño geotécnico de la cimentación de una estructura.

Es importante que en el estudio geotécnico se defina el tipo de cimentación adecuado contemplando las características de las estructuras y no limitarse a proporcionar capacidades de carga para distintos tipos de cimentaciones y profundidades.

Contenido mínimo de un estudio de mecánica de suelos:

Exploración

Muestreo

Laboratorio

Diseño geotécnico

Recomendaciones

Conclusiones

**2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO**

**Investigación de las Colindancias.**

Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán, la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la construcción no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

Toda investigación del subsuelo deberá contar con la exploración y determinación de las propiedades físicas y mecánicas, mediante pruebas de campo y de laboratorio.

 **Zonificación Geotécnica**

Puerto Vallarta se divide en las siguientes zonas con las siguientes características generales:

Terreno **Tipo I**. Firme (Zona de Montaña).

Terreno **Tipo II**. De Transición (Zona de Aluvión).
Terreno **Tipo III**. Blando (Zona de Estero y Marina Vallarta).



**2.1. Exploración**

El número de sondeos a realizarse en un estudio geotécnico estará en función del área de desplante de la construcción. En la Tabla 1, se indican los sondeos mínimos.

**Tabla 1**

**Número mínimo de sondeos en función**

**del área de desplante de la construcción**

|  |  |
| --- | --- |
| Área de desplante | No. de sondeos |
| < 100 m² | 1 |
| 100 a 250 m² | 2 |
| 250 a 1,000 m² | 3 |
| > 1,000 m² | ≥ 4 |

Para áreas de construcción mayores de 1,000 m² el número de sondeos estará en función de la variabilidad del terreno, y tocará al especialista en geotecnia el determinar el número de sondeos.

En la Tabla 2 se indica la profundidad mínima de exploración en función del número de niveles. En caso de que la construcción vaya a tener uno o varios niveles de sótano, ésta profundidad mínima de exploración será a partir del nivel inferior del sótano.

**Tabla 2**

**Profundidad mínima de exploración en función**

**del número de niveles de la edificación**

|  |  |
| --- | --- |
|  | Prof. mínima de |
| No. de niveles | exploración (m) |
| 1 | 4 |
| 2 | 5 |
| 3 | 7 |
| 4 | 9 |
| 6 | 12 |
| 8 | 14 |
| 10 | 16 |

Para edificaciones mayores de 10 niveles la profundidad de los sondeos deberá ser tal que el incremento de esfuerzos no sea mayor de aproximadamente el 10% de los esfuerzos efectivos iniciales. Tocará al geotecnistadeterminar esas profundidades.

En caso de encontrarse roca antes de alcanzar la profundidad mínima requerida, en construcciones de diez o más niveles deberá perforarse al menos 3 metros dentro de la roca para verificar que el manto sea continuo. Si la construcción será menor de diez niveles, en vez de perforar en roca se podrá optar por realizar sondeos adicionales para constatar la continuidad del manto rocoso.

**2.2. Determinación de propiedades**

La determinación de las propiedades del subsuelo deberá realizarse en base a pruebas de campo y laboratorio.

Tanto las pruebas de campo como las de laboratorio deberán ejecutarse de acuerdo con las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) o las de la Asociación Americana para Ensaye de Materiales (ASTM).

Para la clasificación de suelos deberá referirse siempre al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) detallado en la norma ASTM D 2487-93. El número de ensayes realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. Además será conveniente mencionar el nombre común con el que se le conoce localmente al suelo, si éste lo tuviera.

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.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad a 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 obtener parámetros de resistencia al corte (cohesión y ángulo de fricción interna), a las pruebas triaxiales que mejor representen las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, y variación de carga que se desean evaluar.

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 ensayes de columna resonante o el de péndulo de torsión, triaxial cíclica, torsión cíclica o corte simple cíclico. 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.

La interpretación de las pruebas de campo y laboratorio deberán hacerse mediante criterios internacionalmente aceptados.

Para cimentaciones en rellenos compactados y en la formación de terraplenes, se especificará y controlará la compactación de materiales friccionantes en base al concepto de la compacidad relativa (ASTM D 4253-93 y D 4254-91). En el caso de suelos cohesivos se recurrirá a la prueba Proctor estándar (ASTM D 698-91), cuando la compactación se realice con equipo pesado se recurrirá a la pruebaProctor modificada (ASTM D 1557-91) o a otra prueba equivalente.

En la elección del equipo de compactación deberán tomarse en cuenta las condiciones de las construcciones vecinas para evitarles daños generados por el proceso.

**2.2.1. La prueba de penetración estándar**

Dado el extensivo uso de la prueba de penetración estándar como herramienta para la determinación de las propiedades mecánicas de los suelos locales (arenas y gravas con contenidos variables de finos limo-arcillosos), es importante hacer énfasis para que los resultados sean lo más consistentes posibles, la penetración estándar deberá realizarse siguiendo cuidadosamente la norma ASTM D 1586-84, y no deberá ejecutarse manualmente debido a las imprecisiones en que se cae.

En el reporte geotécnico deberá mencionarse la eficiencia, al menos aproximada, con la que se ejecutó la prueba. Basándose en experiencias promedio internacionales se tiene que si la prueba se realizó con malacate de fricción y martinete de “dona” la eficiencia es de alrededor de 45%, mientras que si se usó el mismo malacate pero martinete de seguridad, la eficiencia es de aproximadamente 60% (Seed*et al*, 1985). En proyectos grandes será conveniente que durante la realización de la prueba de penetración estándar se realicen mediciones de eficiencias, como se indica en la norma ASTM D 4633-86.

Las muestras rescatadas con el penetrómetro estándar siempre sufren distorsiones que alteran el acomodo estructural de sus partículas; por ello, solo pueden servir para identificar los suelos y para las pruebas índices que no requieran especímenes inalterados.

La prueba de penetración estándar es útil en suelos granulares en los que el muestreo inalterado es casi imposible; en suelos cohesivos blandos no es recomendable, porque las correlaciones con el número de golpes son poco confiables, para este tipo de suelos, el cono eléctrico es una técnica de exploración más eficiente y precisa.

La prueba de penetración estándar, SPT, es aplicable solo en las etapas de exploración del subsuelo; la información que proporciona carece de confiabilidad necesaria para definir con precisión los parámetros de resistencia de los suelos blandos (cohesión y ángulo de fricción interna); para el caso de suelos granulares es apropiada.

Mientras el suelo permita la extracción de muestras inalteradas que puedan labrarse, la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo deberán obtenerse a partir de pruebas triaxiales que mejor representen las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, y variación de carga que se desea evaluar.

En el caso de que no sea posible obtener muestras inalteradas para labrar probetas a ensayar en cámara triaxial, se podrá correlacionar el ángulo de fricción interna a partir del número de golpes en campo, los cuales deberán de corregirse por confinamiento.

**2.2.2. Detección de suelos colapsables**

Los suelos colapsables son suelos no saturados que experimentan, cuando están sujetos a saturación, un reacomodo de sus partículas y un excesivo decremento en su volumen con o sin la aplicación de cargas externas.

 Al saturarse el suelo se destruye la cohesión aparente que liga a las partículas sólidas derivada de la tensión capilar produciéndose el colapso de la estructura interna.

Ejemplos de suelos que pueden presentar colapso son: depósitos eólicos, suelos tipo loess, suelos residuales, arenas pumíticas, tobas, arcillas volcánicas.

Los métodos de identificación más recomendados son:

**Pruebas de campo:** estas pruebas consisten en pruebas de placa o alguna variante de esta.
**Pruebas de laboratorio:** prueba de consolidación, prueba doble de consolidación.

Entre los métodos de estabilización más usados se recomienda: Sustitución, Compactación yPresaturación.

**2.2.3. Suelos expansivos**

Se definen como arcillas plásticas que por su alto contenido de minerales arcillosos, tales como montmorilonita y esmectita, experimentan grandes cambios de volumen al modificar su humedad; están caracterizados por comportamiento cíclico de expansión y contracción al incrementar y reducir su contenido de agua, respectivamente.

De acuerdo al mapa de suelos expansivos del país (CONAGUA, 2007), en zonas de la Bahía de Banderas se podría presentar este tipo de suelos.

Métodos de identificación;

En campo:

Algunos indicadores de la presencia de suelos expansivos son:

a) Grietas de secado.

b) Plasticidad.

c) Espejos de fricción.
d) Textura resbalosa y pegajosa.

e) Daños estructurales.

Indirectos:

a) Propiedades Índice.

Límite de contracción e índice de plasticidad:

**Tabla 3.** Clasificación de suelo expansivo de acuerdo con el límite de contracción

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Cambio de volumen | Límite de contracción | Índice de plasticidad |
| Probablemente bajoProbablemente moderadoProbablemente alto | >1210 - 120 - 10 | 0 – 1515 – 30>30 |

Límite líquido:

**Tabla 4.** Clasificación de suelo expansivo de acuerdo con el límite líquido

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Potencial de expansión | Expansión potencial (%) | LL (%) | IP (%) | Succión del suelo natural kg/cm2 |
| bajomarginalalto | < 0.50.5 – 1.51.5 | < 5050 – 60> 60 | < 2525 – 35> 35 | < 1.51.5 – 4. 04.0 |

Métodos directos

 La expansión se puede estimar por un ensayo parecido al de consolidación, en el cual se pueden obtener tres tipos de parámetros de suelo en cuanto a su expansividad: expansión libre, expansión bajo presión confinante y volumen constante.Normas ASTM D-4546 1988, ASTM D-4829 1988.

**2.2.4. Suelos orgánicos**

Estos suelos son producto de la descomposición química de plantas o animales, usualmente son fibrosos y extremadamente compresibles (Turba), suelo muy común en la zona de la Marina. En este tipo de suelos el asentamiento total se calculará como la suma del asentamiento inmediato, más el asentamiento por consolidación primaria y el asentamiento por consolidación secundaria.El límite líquido suele estar entre 300 y 500% y el índice plástico varía entre 100 % y 200 % (Juárez Badillo, Rico Rodríguez, 1974).

**3. CIMENTACIONES**

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

1. De falla:
2. Flotación;
3. Falla por cortante local o general del suelo bajo la cimentación;
4. Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límites de falla consistirá en comparar para cada elemento de la cimentación, y para esta en su conjunto, la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño (gravitacionales, sismoo viento), afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

1. De servicio:
2. Movimiento vertical medio, asentamientos inmediatos, asentamientos a largo plazo, o emersión de la cimentación, con respecto al nivel de terreno circundante.
3. Inclinación media de la construcción, y
4. Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas.

En cada uno de los movimientos, se consideraran las componentes inmediatas bajo carga estática, accidental, principalmente por sismo o viento, y el diferido por consolidación.

La revisión de la seguridad de una cimentación deberá contemplar el contar con un factor de seguridad apropiado ante falla por cortante, y producir asentamientos tolerables, tanto en la edificación en cuestión como en construcciones vecinas.

**Acciones**

El estructurista deberá de proporcionar al geotecnista las siguientes combinaciones de acciones a considerar en el diseño de las cimentaciones:

* **Combinación 1**. Carga permanente más cargaviva con intensidad máxima.
Cm + CVmax
* **Combinación 2**. Carga permanente más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental máscrítica (sismo o viento).
Cm + CVinst+ CAcrit
* **Combinación 3**. Carga permanentes más carga viva con intensidad media.
Cm + CVmed
* **Combinación 4**. Carga permanentes más carga viva con intensidad mínima.
Cm + CVmin

Con la primera combinación de cargas se hará la revisión de los asentamientos elásticos (a corto plazo) y de la estabilidad de la cimentación ante condiciones estáticas.

La segunda combinación de cargas se utilizará para la revisión de la estabilidad de la cimentación ante condiciones dinámicas (sismo o viento). Se deberá verificar que los esfuerzos inducidos por el sismo sobre el suelo sean menores a su capacidad de carga admisible, y que no se produzca tensión en el terreno.

Para la revisión de los asentamientos por consolidación (a largo plazo) se hará uso de la tercera combinación de carga.

La cuarta combinación de cargas se empleará para el caso que se tenga que hacer la revisiónpor flotación.

Entre las acciones permanentes se incluirán el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, la fricción negativa para el caso de cimentaciones profundas en suelos blandos, 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.

**3.1. Cimentaciones superficiales**

Se consideran cimentaciones superficiales aquellas que se apoyan en los estratos cercanos a la superficie: zapatas aisladas, corridas, losas y cajones de cimentación.

Para el análisis de su estabilidad deberán tenerse en cuenta tanto la falla por cortante como asentamientos perjudiciales que pudieran presentarse.

**3.1.1. Falla por corte general**

Para cimentaciones superficiales desplantadas en suelos relativamente homogéneos se deberá determinar la capacidad de carga admisible (qa) mediante la ecuación de Terzaghi (Terzaghi y Peck, 1967):

 qa = [1 Df (Nq - 1) +1/2 2 B N + c Nc] / Fs  (1)

Donde:

|  |  |
| --- | --- |
| Fs | factor de seguridad, el cual deberá tener un valor no menor de 2.5 |
| 1 | peso volumétrico del suelo arriba del nivel de desplante (t/m3) |
| Df | profundidad de desplante (m) |
| 2 | peso volumétrico del suelo abajo del nivel de desplante (t/m3) |
| B | ancho de la cimentación (m) |
| c | cohesión (t/m²), determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado (UU) |
| Nq, N, Nc | coeficientes adimensionales de capacidad de carga (Vesic, 1975, y Skempton, 1951) que se calculan con las siguientes ecuaciones: |

 Nq = exp ( tan ) tan² (45° +  / 2) (2)

 N = 2 (Nq + 1) tan  (3)

Donde es el ángulo de fricción interna determinado mediante pruebas de campo o laboratorio.

El coeficiente Nq se multiplica por 1 + (B / L) tan  para cimientos rectangulares y por 1 +  para zapatas circulares o cuadradas.

El coeficiente N se multiplica por 1 - 0.4 (B / L) para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

 Nc = 5.14 (1 + 0.25 Df / B + 0.25 B / L) paraDf / B < 2 y B / L < 1 (4)

Df, B y L tienen el mismo significado arriba mencionado.

En caso de que las desigualdades anteriores no se cumplan, Df / B, se considera igual a 2 y B/L a 1.

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 2 a considerar en la Ecuación 1 será:

 2 = ' + (Z / B) ( - ') (5)

Donde:

|  |  |
| --- | --- |
| ' | peso volumétrico sumergido (t/m3) |
|  | peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático (t/m3) |

En el caso de combinaciones de carga (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del cimiento (B') deberá considerarse igual a:

 B' = B - 2 e (6)

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 ortogonales), se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimiento será:A´ = B´L´

Para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza cortante al nivel de la cimentación, se multiplicarán los coeficientes Nq y Nc de las ecuaciones [2](#ec1) y [4](#ec2) por (1–tanδ)², donde δ es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical.

No deberán emplearse zapatas aisladas (sin liga de contratrabes) 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 solicitaciones sísmicas.

**3.1.2. Estados límites de servicio**

**3.1.2.1. Asentamientos instantáneos bajo solicitaciones estáticas**

Se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de pruebas directas o indirectas.

Analíticamente se recomienda: la teoría de Steinbrenner, o de Schmertmann.

Numéricamente se recomienda: el método del elemento finito o de diferencias finitas.

**3.1.2.2. Asentamientos por consolidación**

Se calcularán por medio de la relación (Terzaghi y Peck, 1967):

 H =  [e / (1 + eo)] z (7)

Donde:

|  |  |
| --- | --- |
| H | Asentamiento de un estrato de espesor H |
| e | Variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo verticalp)inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad. |
| eo | Relación de vacíos inicial |
| z | Espesor de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes. |

Los incrementos de presión verticalp) inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitida por la subestructura al suelo.

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

**3.1.2.3. Asentamientos en arenas**

Un método simplificado para calcular asentamientos de zapatas en arenas es el propuesto por Peck et al (1974), y este se basa en limitar la capacidad de carga del suelo (qa) en forma tal que elasentamiento total máximo que se presente no rebase 2.5 cm, ni los asentamientos diferenciales los 2 cm. La ecuación propuesta es la siguiente:

 qa = 1.1 N' (8)

Donde N' es la resistencia a la penetración estándar corregida por profundidad, confinamiento o presión efectiva de sobrecarga mediante la siguiente relación:

 N' = CN N (9)

DondeCNes un factor de corrección que se puede calcular con diferentes ecuaciones, entre otras la propuesta por Liao y Whitman (1986)

 CN = 1 / (')1/2 ≤ 2 (10)

Donde' es el esfuerzo efectivo (en kg/cm²) a la profundidad en donde se está corrigiendo la resistencia a la penetración estándar (N).

Además se deberán de tomar en cuenta las correcciones por eficiencia del equipo a utilizar: martillo, longitud de barra, muestreador y diámetro del barreno.

Para el cálculo del esfuerzo admisible en función de los asentamientos (qa)mediante el uso de la Ecuación 8, se deben promediar valores de resistencia a la penetración estándar (N) hasta una profundidad tal que el incremento de esfuerzo por la nueva carga que se aplicará sea menor de 10%. Además, para que los valores N sean realmente representativos, la penetración estándar deberá realizarse en base a las normas establecidas (ASTM D 1586-86).

Este método podrá usarse únicamente para zapatas con anchos (B)no mayores de 3 m.

**3.1.2.4. Asentamientos permisibles**

Para evaluar los asentamientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, estos se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

Deberá revisarse que tanto los asentamientos totales como los diferenciales sean de magnitudes tales que no causen problemas estructurales. En la Tabla 5 se mencionan los asentamientos permisibles.

**Tabla 5**

**Asentamientos máximos permisibles**

 Asentamientos totales máximos permisibles:

 Cimentación de maquinarias 0.5 cm\*

 Edificios comerciales y habitacionales 2.5 cm

 Edificios industriales 3.5 cm

 Bodegas 5.0 cm

 Asentamientos diferenciales máximos permisibles:

 Edificios con marcos de acero 0.006L

 Edificios con marcos de concreto 0.004L

 Muros de carga de ladrillo recocido o 0.002L

 bloque de cemento

 Muros con acabados muy sensibles 0.001L

 (yeso, piedra ornamental, etc.)

 L = distancia entre ejes de columnas o longitud del muro (cm).

 \* Excepto cuando el fabricante del equipo indique valores diferentes

En cimentaciones compensadas, se comprobará que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. De ser necesario se lastrará la construcción o se instalaran 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.

Se hará la revisión con las acciones de la cuarta combinación de cargas y deberán colocarse estaciones piezométricas a efecto de medir la presión en exceso a la hidrostática del agua contenida en los estratos permeables.

Aquellas estructuras huecas, herméticas (cajones, ductos, etc.) que se encuentren por debajo del nivel freático deberán revisarse contra flotación.

**3.1.4. Cimentaciones en cauces y zanjas de erosión rellenados**

Estructuras desplantadas dentro de cauces secundarios o principales de arroyos y de accidentes erosivos ameritarán un estudio de exploración a una profundidad de por lo menos el espesor de los rellenos actuales.Deberá prestarse especial atención en el diseño de la cimentación si se detectan suelos blandos u orgánicos.

**3.2. Cimentaciones profundas**

Se consideran cimentaciones profundas a elementos esbeltos (pilas o pilotes) desplantados a profundidades mayores de cinco veces su ancho. Para su diseño, al igual que en el caso de las cimentaciones superficiales, deberá cuidarse el no provocar la falla por cortante del suelo, ni rebasar asentamientos admisibles establecidos en la Tabla 3.

Las cimentaciones profundas se dividen en dos grupos por su procedimiento constructivo: Los pilotes hincados a golpe o a presión y los colados in situ. La carga útil de estos será la combinación de carga útil por puntaQap,y la carga útil por fricción lateralQaf.

El procedimiento constructivo de los pilotes tomará en cuenta la estabilidad de las construcciones vecinas y deberá producir vibraciones por debajo del rango "molesto para personas" que se indica en la Figura 1 de la Sección 3.3.

**3.2.1. Resistencia por punta**

La resistencia por punta admisible en suelos friccionantes,Qapse estimará con la siguiente expresión:

  (11)

Donde:

|  |  |
| --- | --- |
|  | esfuerzo efectivo vertical en t/m² |
| Qap | carga útil soportada por punta (t) |
| Ap | área transversal del pilote (m²) |
| Pv | presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante (t/m²) |
| Nq | coeficiente de capacidad de carga definido por |

 Nq = Nmin + Le (Nmax - Nmin) / [4B tan(45° + φ / 2)] (12)

 Cuando Le / B ≤ 4 tan (45° + φ / 2), ó

 Nq = Nmax (13)

 CuandoLe / B > 4 tan (45° + φ / 2).

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| φ | 20° | 25° | 30° | 35° | 40° |
| Nmax | 12.5 | 26 | 55 | 132 | 350 |
| Nmin | 7.0 | 11.5 | 20 | 39 | 78 |

|  |  |
| --- | --- |
| Le | longitud empotrada del pilote en el estrato resistente (m) |
| B | ancho o diámetro del pilote (m) |
| φ | ángulo de fricción interna del estrato resistente |
| Fs | factor de seguridad que deberá tener un valor de al menos 3.0 |

**3.2.2. Resistencia por fricción lateral**

La resistencia útil por fricción lateral,Qafse estimará como a continuación se indica:

  (14)

Donde:

|  |  |
| --- | --- |
| Qaf | resistencia útil por fricción lateral (t) |
| Fs | factor de seguridad que deberá tener un valor de al menos 3 |
| p | perímetro del pilote (m) |
| ΔHi | espesor del estrato i (m) |
| K | coeficiente de empuje lateral (1.5 para pilotes hincados a golpe o presión y 2.0 para pilotes colados in situ) |
| Zi | profundidad al centro del estrato i (m) |
| δi | ángulo de fricción suelo‑concreto, dondeδi = φpara superficie rugosa (pilotes colados in situ)tanδi = 0.7 tan φpara pilotes hincados a golpe. |

Para pilotes sujetos a tensión, su resistencia útil estimada será la correspondiente aQaf.

El procedimiento constructivo de los pilotes tomará en cuenta la estabilidad de las construcciones vecinas y evitará en lo posible el nivel de vibración.

**3.2.3. Pruebas de carga**

Los asentamientos de la cimentación se calcularán como la suma de la deformación elástica de los pilotes más la deformación del suelo que los subyace. Tanto la deformación como la resistencia de los pilotes se verificarán mediante una prueba de carga a 1.5 veces la carga útil, sosteniendo la carga máxima 24 horas, seguida por 6 ciclos rápidos de carga‑descarga.

El asentamiento permanente no deberá ser mayor de D/20, en donde D es el diámetro del pilote o pila.

**3.3. Cimentaciones de maquinarias**

Tanto para que las máquinas que producen vibraciones tengan un funcionamiento apropiado, como para que no perjudiquen construcciones vecinas, su cimentación deberá diseñarse cuidadosamente, para lo cual se necesitará determinar propiedades dinámicas del suelo. Los parámetros dinámicos más importantes para el diseño de cimentaciones de maquinarias son el módulo de rigidez al corte (G)y la relación de amortiguamiento ($ζ$)para los rangos de deformación que se esperan.

El módulo cortante (G)y la relación de amortiguamiento ($ζ$)pueden determinarse mediante relaciones empíricas entre pruebas de campo (tales como penetración estándar) y estos parámetros, y preferentemente mediante pruebas geofísicas realizadas en el sitio.

La cimentación de la maquinaria debe diseñarse en una forma tal que las amplitudes de desplazamiento en el límite de las instalaciones industriales queden por debajo del rango de “fácilmente apreciable a personas” que aparece en la Figura 1.



**Figura 1.**

En el diseño de la cimentación se podrán contemplar mecanismos correctivos para que, una vez en operación la máquina, se puedan modificar las amplitudes de desplazamiento para que queden dentro del rango permisible.

A criterio de la Autoridad Municipal se podrá solicitar el monitoreo de las vibraciones producidas por maquinaria, para constatar que su funcionamiento produce amplitudes de desplazamiento dentro del rango permisible arriba establecido.

**3.4. Comportamiento de suelos ante sismos**

En zonas sísmicas es frecuente el fenómeno de la licuación en depósitos de suelos granulares finos, sin cohesión, de permeabilidad intermedia a baja, saturados y en estado suelto, en los que se produce la pérdida total de la resistencia al corte por la acción de esfuerzos cortantes oscilantes inducidos por los sismos.

La resistencia a la licuación es una función de la compacidad relativa de los suelos granulares, a mayor compacidad relativa mayor es la resistencia del suelo a licuarse.

La licuación por sismos es un fenómeno frecuente en las zonas costeras donde existen depósitos de arenas finas limosas, con finos no plásticos, saturadas y de baja compacidad.

Durante los sismos las edificaciones pueden sufrir diferentes daños dependiendo del subsuelo en el que están desplantadas, además de las características del temblor (magnitud, duración, mecanismo y profundidad) y la distancia al epicentro o a la falla activada.

En base a la magnitud y tipos de deformaciones sufridas por depósitos sometidos a cargas sísmicas, el comportamiento de suelos puede dividirse en dos grupos: problemas de suelos con deformaciones temporales y suelos con deformaciones permanentes.

Por lo que respecta a depósitos de suelos con deformaciones temporales, dos de los datos más importantes para el diseño sismo‑resistente son el período fundamental de vibración de un depósito de suelos(Ts)y el espectro de diseño. Hay diversos métodos para determinar el periodo de vibración (Ts),y uno de ellos se basa en determinar la profundidad a la roca basal y la velocidad de propagación de ondas de cortante (Vs)de los diferentes estratos. Los espectros de diseño para Puerto Vallarta se indican en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

**3.4.1. Subsidencia por compactación**

Los suelos granulares o friccionantes tienden a densificarse cuando son sometidos a vibraciones. La vibración causada por sismos puede ocasionar la densificación de depósitos de suelos friccionantes que a su vez causarán asentamientos en la superficie, y asentamientos diferenciales en las estructuras. Un caso especialmente crítico puede ser cuando una parte de la edificación está desplantada en suelo rígido o sobre pilas o pilotes, y otra sobre suelos sueltos.

Cuando se tengan depósitos de suelos friccionantes con resistencias promedio a la penetración estándar con eficiencias de 60% (N60)menores que cinco deberán tomarse medidas para evitar este fenómeno de subsidencia por compactación.

**3.4.2. Fenómeno de licuación**

Cuando la resistencia a la penetración dinámica N es menor de 15 golpes en las arenas, las arenas limosas y los limos no plásticos con estructura sueltas, cuya compacidad relativa es menor de 40%, el riesgo de licuación es alto, pues un sismo cuyo momento sísmico sea de 6 es suficiente para causar la licuación. Cuando la compacidad relativa es de 40% a 65% (resistencia a la penetración estándar, N de 15 a 30 golpes), pueden licuarse bajo la acción de sismos de magnitud 7; en tanto que, cuando la compacidad es de 65% a 85% o mayor, (N de 30 a 50 golpes), se requieren sismos de magnitud 8 o mayor (Tamez, 2001).

Cuando se encuentren suelos granulares finos cuya compacidad relativa sea menor de 50% (N < 20 golpes), bajo el nivel freático y en zonas de alta sismicidad, debe evitarse apoyar estructuras sobre ellos, a menos que se les compacte previamente mediante vibración o impacto, o se excaven para volverlos a colocar compactados con equipo vibratorio hasta alcanzar compacidades relativas mayores de 85 %.

En caso de que se cumpliera lo arriba establecido, deberá optarse por mejorar las condiciones del suelo mediante algún método de reconocida eficacia (vibro flotación), o diseñar una cimentación tal que logre mantener la estabilidad de la estructura.

**4. EXCAVACIONES**

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

1. **De falla:** colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema ademado, 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.
2. **De servicio:** expansiones inmediatas y diferidas por descarga en el área de excavación y asentamientos en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones y servicios públicos adyacentes. La recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para la cimentación que se desplante en el sitio.

Las excavaciones cuyos taludes no sean provistos de soporte adicional serán limitadas en su altura por uno o más de los siguientes casos:

1.- La presencia de agua libre superficial. Ninguna excavación por debajo del nivel freático podrá realizarse sin algún tipo de soporte en los taludes ni sin la aplicación de un medio filtrante diseñado para evitar el arrastre de partículas de suelo por el agua en movimiento.

2.- La presencia de construcciones existentes e instalaciones públicas en el hombro del talud. Para distancias de construcciones menores de 2 m del hombro del talud, toda excavación se protegerá con soporte adicional.

3.- Todos los cortes verticales mayores de 2 m se reforzarán y protegerán durante la totalidad del tiempo que estos estén expuestos.

Se tomará en cuenta que la cohesión de los materiales arcillosos tiende a disminuir con el tiempo, en una proporción que puede alcanzar un 30 % en un plazo de un mes.

Cuando sea requerido, el soporte adicional a taludes se proporcionará y se estimará de acuerdo con lo estipulado en la sección de Taludes y Elementos de Contención de estas Normas Técnicas Complementarias.

**Control y manejo del agua**.

Los sistemas de abatimiento del espejo del agua deberán diseñarse de tal manera que se garantice un fondo seco. El agua proveniente de zonas muy locales en taludes se manejará con drenes colocados dentro del cuerpo de los mismos, conduciéndola a un cárcamo o pozo de bombeo. Toda el agua bombeada se verterá en un cárcamo en la superficie del terreno en el que se puedan verificar la ausencia de partículas del suelo arrastradas por el sistema de bombeo. Del cárcamo, el agua se reinyectará de nuevo al subsuelo en el perímetro de la excavación o se verterá al sistema de drenaje pluvial con la anuencia del Sistema Estatal de Agua Potable y Alcantarillado, SEAPAL.

**5. TALUDES**

Son masas de tierra (suelo o roca) que presentan inclinación con respecto a la horizontal.

En el análisis de la estabilidad de taludes se verificará que no se presenten los siguientes estados límites de falla y de servicio.

Estados límites de falla:

1) Falla local o general del talud por rotación, traslación y/o volteo,
 2) Desprendimientos o caídos asociados a defectos naturales,

3) Agrietamientos debidos a la excavación.

 Estados límites de servicio:

1. Alteración inaceptable de la geometría del talud por intemperización,
2. Erosión superficial.

Los parámetros requeridos para el análisis de estabilidad de taludes, deberán determinarse recurriendo al tipo de prueba que mejor represente las condiciones de drenaje que prevalezcan en el sitio.

Los métodos recomendados de análisis son los de equilibrio limite (dovelas), elemento finito, y análisis plástico: límite superior y límite inferior.

Las fuerzas actuantes a considerar para estimar la estabilidad de taludes serán:

1. Peso del bloque deslizante,
2. Presión del agua en la superficie de falla,
3. Presión del agua en la grieta de tensión,
4. Fuerza debida a anclajes,
5. Sobrecarga,
6. Fuerza sísmica.

Cualquier método de estabilización de taludes deberá considerar lo siguiente:

1. Proteger al material expuesto a la erosión,
2. Impedir la formación y ampliación de fisuras o grietas que puedan alterar el comportamiento del talud a corto o largo plazo,
3. Garantizar drenaje para minimizar el efecto de escurrimientos superficiales o infiltraciones de agua,
4. Asegurar la estabilidad general del talud.

En depósitos de talud friccionantes la estabilidad está más ligada a la pendiente del talud; mientras que para suelos cohesivos la estabilidad depende principalmente de la altura.

En situaciones donde se requiera colocar una carga próxima a la corona del talud, se deberán realizar los estudios correspondientes para determinar si es necesario estabilizar el talud mediante anclaje o elementos de contención.

**6. ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN**

Los elementos de contención considerados en estas normas son estructuras de gravedad diseñadas para soportar los empujes de suelo natural o relleno en sus respaldos o bien muros de concreto reforzado con o sin anclas o contrafuertes.

Todo muro de contención tendrá drenaje en su respaldo. En la boca interior de los tubos de drenaje se colocará un filtro diseñado para retener el suelo en el respaldo.

Las fuerzas actuantes a considerar para estimar la estabilidad de los elementos de contención serán:

- El peso propio del elemento,

- El empuje de tierras,

- El empuje generado por sobrecargas,

- La fricción muro-suelo,

- El empuje hidrostático y fuerzas de filtración,

- Las fuerzas sísmicas.

Los elementos de contención se analizarán para los siguientes casos:

- Deslizamiento de la base,

- Volteo,

- Falla de cimentación Capacidad de carga,

- Asentamiento elástico y por consolidación,

- Giro excesivo de la corona distorsión,

- Estabilidad general del talud,

- Integridad estructural del elemento rotura estructural.

Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de relleno y el método de colocación del mismo.

Se recomienda el método de Rankine y el de Coulomb para la determinación de los empujes debidos al relleno.

Para revisar los empujes contra muros de contención ante fuerzas sísmicas se podrá usar el método propuesto por Mononobe-Okabe (Das, 1983, Kramer, 1996).

**7. REFERENCIAS:**

Reglamento Orgánico del Municipio de Guadalajara. Apartado Sexto. Título Décimo Tercero de la Seguridad Estructural de las Construcciones, 1997.

American Society for Testing and Materials - ASTM (1996), Volume 04.08

Canadian Foundation Engineering Manual (1992), 3rd Edition. Canadian GeotechnicalSociety.

CONAGUA (2007) Geotecnia en Suelos Inestables, Ciudad de México.

Das, B.M. (1983) Fundamentals of Soil Dynamics. Elsevier.

Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones –Ciudad de México (2004).

Normas Oficiales Mexicanas (NOM)

Normas Tecnológicas de la Edificación. Acondicionamiento del Terreno, Cimentaciones (1993). 6a edición. Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente. Madrid.

Liao, S.S.C. y Whitman, R.V. (1986) Overburdencorrection factor for SPT in sands. j. Goetec. Engr. Div. ASCE, Vol. 112, No. 3.

Peck, R.B., Hanson, W.E. y Thornburn, T.H. (1974). Foundation Engineering. 2nd edition. John Wiley&Sons, New York.

Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México (2004).

Richart, F.E. (1962). Foundation Vibration, ASCE, Transactions, Vol. 127, part 1.

Seed, H., Tokimatsu, K., Harder, L.F., y Chung, R.M. (1985). The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. J. Geotech. Engr. Div. ASCE, Vol. 111, No. 12.

Skempton, A.W. (1951) The bearing capacity of clays. Building Research Congress, London, Inst. Civil Engineers.

Tamez, Enrique (2001). Ingeniería de Cimentaciones: Principios Básicos de la Práctica. TGC Geotecnia.

Terzaghi, K. y Peck, R.B. (1967). Soil Mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons, New York.

Uniform Building Code (1994). Volume 2, Structural engineering design provisions. Chapter 18, Foundations and retaining walls. California.

Vesic, A.S. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. Foundation Engineering Handbook, Winterkorn and Fang Editors. Van Nostrand Reinhold Co.