SECCION 06 CRITERIOS DE DISEÑO CIVIL

24\_266\_OA\_E08.06

www.coordinadorelectrico.cl

ÍNDICE

[6.1 OBJETIVO Y ALCANCE 5](#_Toc188958595)

[6.2 NORMAS Y CÓDIGOS APLICABLES 5](#_Toc188958596)

[6.2.1 MARCO NORMATIVO NACIONAL 5](#_Toc188958597)

[6.2.2 MARCO NORMATIVO INTERNACIONAL 7](#_Toc188958598)

[6.3 ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE SUBESTACIONES 8](#_Toc188958599)

[6.3.1 MATERIALES 9](#_Toc188958600)

[6.3.1.1 PERFILES Y PLACAS 9](#_Toc188958601)

[6.3.1.2 PERFILES Y PLACAS 9](#_Toc188958602)

[6.3.1.3 PERNOS DE ANCLAJE 10](#_Toc188958603)

[6.3.1.4 TUERCAS 10](#_Toc188958604)

[6.3.1.5 SOLDADURA 10](#_Toc188958605)

[6.3.1.6 SOLICITACIONES PARA ESTRUCTURAS METÁLICAS 10](#_Toc188958606)

[6.3.1.6.1 Peso propio (PPE, PPEq, PPC) 11](#_Toc188958607)

[6.3.1.6.2 Viento (VE, VEq, VC) 11](#_Toc188958608)

[6.3.1.6.3 Condiciones meteorológicas (CA) 11](#_Toc188958609)

[6.3.1.6.4 Tirón en equipos, tensiones de conductores, cables de guardia y tirones en terminales de equipos (T, TC, TCG, FANG) 12](#_Toc188958610)

[6.3.1.6.5 Montaje y mantenimiento (M) 12](#_Toc188958611)

[6.3.1.6.6 Condiciones de operación de equipos (Co) 12](#_Toc188958612)

[6.3.1.6.7 Cortocircuito (FC) 12](#_Toc188958613)

[6.3.1.6.8 Sismo (S) 13](#_Toc188958614)

[6.3.2 COMBINACIONES DE CARGA 23](#_Toc188958615)

[6.3.2.1 COMBINACIONES PARA ESTRUCTURAS ALTAS 23](#_Toc188958616)

[6.3.2.2 COMBINACIONES DE CARGA PARA ESTRUCTURAS BAJAS Y ESTRUCTURAS PARRÓN 23](#_Toc188958617)

[6.3.3 DISPOSICIONES DE DISEÑO 23](#_Toc188958618)

[6.3.3.1 DIMENSIONES MÍNIMAS 23](#_Toc188958619)

[6.3.3.2 USO DE SOLDADURA 24](#_Toc188958620)

[6.3.3.3 DEFORMACIONES 24](#_Toc188958621)

[6.3.3.4 DISTANCIAS A BORDE Y DE SEPARACIÓN 24](#_Toc188958622)

[6.3.3.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL 25](#_Toc188958623)

[6.3.4 ESTIPULACIONES DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS RETICULADAS 25](#_Toc188958624)

[6.3.4.1 DISEÑO ESTRUCTURAL 25](#_Toc188958625)

[6.3.4.1.1 Diseño a compresión 26](#_Toc188958626)

[6.3.4.1.2 Diseño a tracción 26](#_Toc188958627)

[6.3.4.1.3 Diseño a flexión 27](#_Toc188958628)

[6.3.5 ESTIPULACIONES DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ALMA LLENA 27](#_Toc188958629)

[6.3.5.1 DISEÑO ESTRUCTURAL 27](#_Toc188958630)

[6.4 DISEÑO DE OBRAS CIVILES 28](#_Toc188958631)

[6.4.1 MATERIALES 28](#_Toc188958632)

[6.4.1.1 HORMIGÓN 28](#_Toc188958633)

[6.4.1.2 ACERO DE REFUERZO 28](#_Toc188958634)

[6.4.1.3 TUBERÍA 28](#_Toc188958635)

[6.4.1.4 PERNOS DE ANCLAJE 29](#_Toc188958636)

[6.4.2 ANALISIS Y DISEÑO DE FUNDACIONES 29](#_Toc188958637)

[6.4.2.1 GENERAL 29](#_Toc188958638)

[6.4.2.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES TIPO ZAPATA 30](#_Toc188958639)

[6.4.2.3 ANÁLISIS Y DISEÑO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES TIPO ZAPATA PREFABRICADA 32](#_Toc188958640)

[6.4.2.4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE FUNDACIONES TIPO MONOBLOQUE DE HORMIGÓN 33](#_Toc188958641)

[6.4.2.5 ANÁLISIS Y DISEÑO DE FUNDACIONES DE EQUIPOS ANCLADOS DIRECTAMENTE A LA FUNDACIÓN 33](#_Toc188958642)

[6.4.2.5.1 Análisis y diseño de fundaciones de transformadores de poder, autotransformadores y reactores 34](#_Toc188958643)

[6.4.2.6 ANÁLISIS Y DISEÑO DE FUNDACIONES TIPO LOSA 35](#_Toc188958644)

[6.4.3 SISTEMA DE ANCLAJE A LA FUNDACIÓN 35](#_Toc188958645)

[6.4.3.1 PERNOS DE ANCLAJE 36](#_Toc188958646)

[6.4.3.2 DISEÑO CAJAS DE ANCLAJE 36](#_Toc188958647)

[6.4.3.3 DISEÑO LLAVES DE CORTE 36](#_Toc188958648)

[6.4.3.4 DISEÑO DE TOPES SÍSMICOS 37](#_Toc188958649)

[6.4.3.5 DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE POST INSTALADOS 37](#_Toc188958650)

[6.4.4 Edificaciones 38](#_Toc188958651)

[6.4.4.1 Solicitaciones para edificaciones 39](#_Toc188958652)

[6.4.4.1.1 Peso Propio (D) 39](#_Toc188958653)

[6.4.4.1.2 Viento (W) 39](#_Toc188958654)

[6.4.4.1.3 Sismo (E) 39](#_Toc188958655)

[6.4.4.1.4 Carga de uso (Lr) 42](#_Toc188958656)

[6.4.4.1.5 Carga de uso de techo (L) 42](#_Toc188958657)

[6.4.4.2 Combinaciones para edificaciones 42](#_Toc188958658)

[6.4.5 Cercos 43](#_Toc188958659)

[6.4.5.1 Cerco interior 43](#_Toc188958660)

[6.4.5.2 Cerco exterior 43](#_Toc188958661)

[6.4.5.2.1 Portón vehicular y peatonal interno 44](#_Toc188958662)

[6.4.5.3 Cerraduras de cercamiento 45](#_Toc188958663)

[6.4.6 Diseño de canalizaciones, ductos y cámaras 45](#_Toc188958664)

[6.4.6.1 Canaletas 45](#_Toc188958665)

[6.4.6.2 Tapas de Canaletas 45](#_Toc188958666)

[6.4.6.3 Cámaras 46](#_Toc188958667)

[6.4.6.4 Drenajes de cámaras y canaletas 46](#_Toc188958668)

# OBJETIVO Y ALCANCE

El presente documento tiene como objetivo establecer los criterios, requerimientos técnicos y las condiciones especiales que se deberán considerar para los diseños de las obras civiles asociadas para el desarrollo de Ingeniería de detalles del proyecto.

# NORMAS Y CÓDIGOS APLICABLES

El proyecto eléctrico se deberá diseñar para funcionar adecuadamente bajo las siguientes condiciones de instalación:

Todos los diseños y detalles se harán en conformidad con las normas que se listan más adelante, las cuales deben aplicarse usando su última revisión o la indicada en las siguientes tablas. Cualquier cambio de nomenclatura respecto de las normas aquí enumeradas, no afectará la obligatoriedad de ellas. Si una pierde su vigencia, se estimará válida aquella que la reemplaza.

En general se atenderá a la última versión de las normas y códigos citados. Todos los aspectos no regulados por las normas del Instituto Nacional de Normalización (INN) se regirán por la aplicación de los estándares internacionales.

## MARCO NORMATIVO NACIONAL

* NCh 4: Instalaciones de consumo en Baja Tensión.
* NCh 170: Hormigón-Requisitos Generales.
* NCh 203: Acero para uso estructural.
* NCh 204: Acero. Barras laminadas en caliente para hormigón armado.
* NCh 211: Barras con resaltes en Obras de hormigón Armado.
* NCh 218: Acero – Mallas de alta resistencia para hormigón armado. Especificaciones.
* NCh 301: Pernos de acero con cabeza y tuerca hexagonal.
* NCh 304: Electrodos para soldar al arco manual. Terminología y clasificación.
* NCh 305: Electrodos para soldar al arco manual acero al carbono y aceros de baja aleación. Códigos de asignación e identificación.
* NCH 306: Electrodos revestidos para soldar al arco manual acero al carbono y aceros de baja aleación. Prescripciones.
* NCh 399: Sistemas de tuberías plásticas para suministro de agua bajo presión, enterrado o superficial - Tuberías de poli (cloruro de vinilo) no plastificado (PVC-U) – Requisitos.
* NCh 427: Estructuras de acero – Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero de edificios.
* NCh 430: Hormigón armado. Requisitos de diseño y cálculo.
* NCh 431: Construcción – Sobrecargas de nieve.
* NCh 432: Cálculo de la acción del viento sobre las estructuras.
* NCh 433: Diseño sísmico de Edificios.
* NCh 730: Acero - Perfiles estructurales soldados al arco sumergido.
* NCh 776: Electrodos desnudos para soldar al arco sumergido.
* NCh 1537: Cargas permanentes cargas de uso.
* NCh 1635: Tubos de poli (cloruro de vinilo) (PVC) rígido, para instalaciones sanitarias de alcantarillado domiciliario - Requisitos.
* NCh 2369: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales.
* NCh 3171: Disposiciones generales y combinaciones de cargas.
* NTSyCS: Norma Técnica de Seguridad y Calidad de Servicio.
* Anexo técnico Exigencias mínimas para el diseño de instalaciones de transmisión.
* ETG-A.0.21: Especificaciones Técnicas Generales “Solicitaciones Sísmicas sobre Estructuras y Fundaciones de Subestaciones
* ETG-A.0.20: Especificaciones Técnicas Generales “Especificaciones de diseño sísmico de instalaciones eléctricas de alta tensión”.
* ETG A.1.03 Especificaciones técnicas generales de Criterio diseño estructuras y fundaciones de Subestaciones eléctricas, como documento de consulta.
* Especificaciones Técnicas Grupo SAESA: Suministro de Estructuras Metálicas para Subestaciones y Líneas de Transmisión.
* Documento técnico – Recomendación de requisitos sísmicos para instalaciones eléctricas de alta tensión – CIGRE.
* Manual de Carreteras.
* Criterios de diseño para subestaciones del sistema de transmisión nacional – Coordinador Eléctrico Nacional.
* Decreto supremo 60: Reglamento que fija requisitos de diseño y cálculo de hormigón armado. Ministerio de Vivienda y Urbanismo.
* Decreto supremo 61: Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios. Ministerio de Vivienda y Urbanismo.
* Manual de aplicación de reglamentación térmica. Ministerio de Vivienda y Urbanismo.
* Ley general de urbanismo y construcción.

## MARCO NORMATIVO INTERNACIONAL

* AISC: Manual of Steel Construction Allowable Stress Design.
* ASCE 10-15: Design of Steel Transmission Structures.
* Manual N°52 ASCE: Guide for Design of Steel Transmission Towers.
* Manual N°74: Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading.
* Manual N°133 ASCE: Substation Structure Design Guide.
* ASTM A6: General requirements for rolled structural steel bars.
* ASTM A36: Standard Specification for Carbon Structural Steel.
* ASTM A53: Standard Speciﬁcation for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated, Welded and Seamless
* ASTM A123: Standard Specification for Zinc (Hot Dip Galvanized) Coatings on Iron and Steel Products.
* ASTM A143: Standard Practice for Safeguarding Against Embrittlement of Hot Dip Galvanized Structural Steel Products and Procedure for Detecting Embrittlement.
* ASTM A153: Standard Specification for Zinc Coating (Hot Dip) on iron and Steel Hardware.
* ASTM A193: Standard Specification for Alloy-Steel and Stainless-Steel Bolting Materials for High- Temperature Service.
* ASTM A325: High – strength bolts for structural steel joints.
* ASTM A394: Steel transmission towers bolts zinc coated.
* ASTM A500: Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes.
* ASTM A563: Standard Specification for Carbon and Alloy Steel Nuts.
* ASTM A572: High – strength how-alloy structural steel.
* ASTM A780: Standard Practice for Repair of Damaged and Uncoated Areas of Hot-Dip Galvanized Coatings.
* ASTM1785: Standard Specification for Poly (Vinyl Chloride) (PVC) Plastic Pipe, Schedules 40, 80, and 120.
* ASTM D2466: Standard Specification for Poly (Vinyl Chloride) (PVC) Plastic Pipe Fittings, Schedule 40.
* ASTM D2729: Standard Specification for Poly (Vinyl Chloride) (PVC) Sewer Pipe and Fittings.
* ASTM F436: Standard Specification for Hardened Steel Washers Inch and Metric Dimensions.
* ASTM E23: Standard Test Methods for Notched Bar Impact Testing of Metallic Materials.
* AWS: Structural welding Code-Steel D1.1.
* EN 10025: Productos laminados en caliente, de acero no aleado, para construcciones metálicas de uso general.
* ISO 898-1: Mechanical properties of fasteners made of carbon Steel and alloy Steel.
* DIN 267: Verbindungselemente.
* DIN 7990: Sechskantschrauben mit Sechskantmuttern fûr stahlkonstrucktionen.
* ANSI B18.21.1: Washers: Helical Spring-Lock, Tooth Lock and Plain Washers (Inch Series)
* ANSI C80.1-2020 Edition: Electrical Rigid Steel Conduit.
* ANSI/TIA-222-G: Structural Standard for Antenna Supporting Structures and Antennas.
* ACI 318: American Concrete Institute.
* AASHTO Standard Specifications for Highway Bridge.
* GB/T700-2006: Carbon structural steels.
* GB/T1591-2008: High strength low alloy structural steels.

# ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE SUBESTACIONES

Las estructuras metálicas de Subestaciones Eléctricas podrán ser del tipo enrejado de perfiles laminados de acero galvanizado en caliente con uniones apernadas, o estructuras en perfilería de alma llena galvanizada laminada en caliente.

## MATERIALES

## PERFILES Y PLACAS

Las estructuras metálicas se diseñarán con perfiles ángulos laminados y compactos. El acero de estos perfiles deberá cumplir con alguna de las siguientes normas, según se determine en cada proyecto el tipo de acero a utilizar:

* Normas NCh 203, calidades A240ES y A345ES.
* Normas ASTM A36 y A572 grado 50.
* Norma EN 10025, calidades St 37-2 y/o St A52-3.
* Norma GB/T700-2006, calidad Q235.
* Norma GB/T1591-2018, calidad Q345.
* Norma ASTM A53 grado B, para tubería.
* Norma ASTM A500.

El acero de las planchas será de calidad ASTM A36, A240ES o St 37-2. Las piezas de todas las estructuras deben estar galvanizadas en caliente para asegurar la protección al óxido del acero, tanto de perfiles como de placas. Se debe verificar que todas las piezas de las estructuras sean acordes a lo especificado en los planos de montaje y construcción.

## PERFILES Y PLACAS

Los pernos serán de cabeza hexagonal ASTM A394 Tipo 1, ASTM A325 o tipo 8.8 según norma DIN 267, tendrán tuercas hexagonales con sus bordes redondeados en ambas caras, con dimensiones según ASTM A394 o DIN 7990 según corresponda.

Se considerará que los pernos llevarán arandela de presión y en los casos que sea necesario arandela plana circular según norma ASTM F436.

* Los pernos deberán llevar arandela de presión y eventualmente, cuando el hilo del perno no llega a la plancha, arandela plana.
* El largo de los pernos se dimensionará de modo que no se produzcan esfuerzos de cortadura en la zona con hilo y que los pernos sobresalgan tres hilos más allá de la tuerca. Si es necesario se puede usar arandelas planas para asegurar el apriete del perno.

En caso de perforaciones en terreno, se debe restaurar la protección de galvanizado en dichos puntos para los perfiles y placas de acero, según las Especificaciones Técnicas Grupo SAESA: Suministro de Estructuras Metálicas para Subestaciones y Líneas de Transmisión, capítulo 9 y según la norma ASTM A780.

## PERNOS DE ANCLAJE

Los pernos de anclaje serán tipo B7 según ASTM A193. Se podrán usar como alternativa, algunas de las siguientes calidades de acero si se garantiza que cumplen con una resiliencia de 27 Joules a 0°C:

* SAE 1010 o SAE 1020.
* NCh 203, calidad A240ES.
* NCh 206, calidad A37-20.

La ductilidad deberá ser demostrada mediante ensayo de tracción que demuestre que el material tiene una meseta pronunciada de ductilidad natural con un valor del límite de fluencia inferior al 85% de la resistencia a la rotura y alargamiento de rotura mínimo de 20% en probeta de 50 mm. Para los pernos de anclaje bastará con cumplir con un alargamiento de rotura mínimo de 14% siempre y cuando se mantenga el límite de fluencia con respecto a la rotura señalado en la presente cláusula.

La tenacidad o resiliencia deberá ser demostrada mediante ensayos de impacto sobre probeta con entalle simplemente apoyada (ensayo Charpy) de acuerdo a la norma ASTM E-23. Para el caso de pernos de anclaje, la demostración corresponderá al promedio de a lo menos 3 pernos de una misma colada y diámetro y ninguno de ellos con un valor menor a 22 Joule.

Los pernos de anclaje no requieren tener soldabilidad garantizada siempre y cuando el detallamiento del sistema de anclaje considere que ningún elemento está soldado al perno de anclaje.

## TUERCAS

Las dimensiones mínimas de las tuercas hexagonales estarán dadas según ASTM A563.

## SOLDADURA

Los electrodos y fundentes de soldaduras al arco deberán cumplir con la especificación AWS A5.1, A5.5, A5.17, A5.18, A5.20, A5.23 y A5.29, o sus equivalentes y NCh 730.

Los electrodos de soldadura deberán satisfacer una tenacidad mínima de 27 Joules a -20°C en el ensayo de Charpy según ASTM A6 y NCh 776.

En caso de soldadura en terreno, se debe restaurar la protección de galvanizado en dichos puntos para los perfiles y placas de acero según las Especificaciones Técnicas Grupo SAESA: Suministro de Estructuras Metálicas para Subestaciones y Líneas de Transmisión, capítulo 9 y según la norma ASTM A780.

## SOLICITACIONES PARA ESTRUCTURAS METÁLICAS

Se establecen las solicitaciones para estructuras metálicas de subestaciones eléctricas, que abarcan: estructuras altas, estructuras bajas, mufas y parrones.

En el numeral 6.3.2 se presentan las combinaciones de carga por tipo de estructura.

#### Peso propio (PPE, PPEq, PPC)

* PPE: Peso propio de la estructura, calculado a partir del peso unitario de los materiales incluidos en la modelación. Se tomará una holgura de acuerdo con el tipo de estructura para incluir elementos no modelados, tales como pernos, placas de conexión, rellenos y galvanizado.
* PPEq: Peso propio de equipos y accesorios a partir de los datos del fabricante.
* PPC: Peso propio de conductores, cables de guardia, aisladores, herrajes y accesorios.

#### Viento (VE, VEq, VC)

* VE: Fuerza de viento sobre la estructura.
* VEq: Viento sobre equipos.
* VC: Viento sobre conductores, cables de guardia, aisladores y accesorios.

Presión de viento básica sobre estructuras, conductores, cables de guardia y equipos según los valores indicados en la publicación Pliego Técnico Normativo RPTD N°11, Capítulo 5.12, de acuerdo con la zona donde se ubicará el proyecto.

Para estructuras reticuladas la fuerza de viento sobre la estructura se calculará considerando una presión básica uniforme y el área proyectada de los elementos que golpea el viento perpendicularmente, se considera la cara anterior y posterior. Se utilizará un factor de forma de 2.

La componente debida al viento en conductores y cables de guardia será calculada según la configuración particular de cada caso, teniendo en cuenta tipo de cable, longitud de vano y desnivel.

En este cálculo no se considera variación de la presión de viento con la altura, ni efecto ráfaga.

De acuerdo con el documento de “Recomendación de requisitos sísmicos para instalaciones eléctricas de alta tensión del CIGRE” cuando el proyecto se ubique en una zona en la que corresponda considerar solicitaciones de viento simultáneamente con el sismo, dicha solicitación será como mínimo la correspondiente a 0,25 veces la presión de viento máxima definida para el proyecto.

#### Condiciones meteorológicas (CA)

* CA: Solicitaciones debido a las condiciones meteorológicas.

Corresponde a las solicitaciones debido a nieve, hielo, variaciones de temperatura, etc. y que son propias del lugar en donde se desarrollará cada proyecto.

Las cargas de nieve serán calculadas de acuerdo con la norma NCh 431.

La carga debido al hielo se calculará considerando el peso específico del hielo indicado en el Pliego Técnico Normativo RPTD N°11. Este peso adicional debe ser considerado en las combinaciones que incluyan la solicitación de hielo. Para el cálculo del viento se deberá considerar que el hielo incrementa el área de cada perfil. Este espesor de hielo debe venir indicado en el informe meteorológico.

#### Tirón en equipos, tensiones de conductores, cables de guardia y tirones en terminales de equipos (T, TC, TCG, FANG)

* T: Tirón en terminales de equipo. Para el conjunto equipo-estructura-fundación, la carga de tirón en terminales del equipo se define como:
  + 100 kg para equipos con tensión nominal menor o igual a 245 kV.
  + 175 kg para mayores a 245 kV (en la dirección más desfavorable).
* TC: Tensión de conductores.
* TCG: Tensión de cables de guardia.
* FANG: Fuerza transversal debido a la llegada en ángulo de la línea.

Las cargas anteriores serán calculadas para las condiciones eléctricas, mecánicas y ambientales más críticas:

* Máxima tensión para diseño de estructuras: temperatura ambiente mínima, corriente nula y viento de diseño.
* Máxima flecha para verificación de acercamientos: temperatura ambiente máxima, corriente de diseño (para conductores), viento nulo.

Se deberá minimizar la posibilidad de que las conexiones ejerzan fuerzas adicionales en los terminales de los equipos, para lo cual las conexiones entre equipos o a barras deberán considerar las holguras necesarias indicadas en el documento técnico del CIGRÉ “Recomendación de requisitos sísmicos para instalaciones eléctricas de alta tensión”.

Para todos los casos, se considerarán tensiones unilaterales en la dirección más crítica

#### Montaje y mantenimiento (M)

* M: Carga de montaje y mantenimiento.

Para barras con inclinación menor o igual a 45° con la horizontal, se utilizará una carga vertical de 113 kg en el punto medio del elemento, la que deberá resistir con un factor de seguridad mínimo de 1,2.

#### Condiciones de operación de equipos (Co)

* Co: Carga debido a operación.

Estas fuerzas corresponden a solicitaciones dinámicas de servicio, como las fuerzas debidas a la apertura o cierre de interruptores y fuerzas provenientes del funcionamiento normal del equipo, tales como presión interna, fuerzas provenientes de resortes, vibraciones, efectos térmicos, efectos eléctricos. Estas fuerzas serán definidas según información del fabricante.

#### Cortocircuito (FC)

FC: Carga debido a la ocurrencia de un cortocircuito.

La fuerza de cortocircuito debidas a las conexiones entre equipos será calculada a partir de la corriente dinámica de cortocircuito en su valor *peak*, calculada como 2,5 veces el valor de cortocircuito efectiva de diseño. según la expresión establecida en el numeral 4 de la especificación ETG-A.0.20.

Se deberá considerar una carga de corto circuito dada por la expresión:

En que:

= Fuerza de cortocircuito en daN.

= Corriente cortocircuito proyectada de la instalación o equipo rms en kA.

𝑙 = Largo del conductor conectado al equipo medido entre los puntos medios de conexión entre equipos (m).

𝑑 = Distancia entre fases del equipo y/o conductores conectados al equipo (m).

#### Sismo (S)

##### Intensidad sísmica de diseño

La intensidad sísmica, es decir, la caracterización de los parámetros que representan los máximos valores de aceleración, de velocidad y de desplazamiento horizontal en la superficie del terreno, será la que le corresponde a la sismicidad del lugar y a las características del suelo de fundación.

##### Espectro de diseño

El espectro de diseño para las instalaciones eléctricas de alta tensión corresponde a:

Interfaz de usuario gráfica, Texto, Aplicación, Word

Descripción generada automáticamente

**Tabla 1 Parámetros para el espectro de diseño**

Tabla

Descripción generada automáticamente

Donde:

Sa: Aceleración del espectro de diseño.

: Razón de amortiguamiento.

: Aceleración basal.

f1: Frecuencia que define el inicio del tramo para el cual la aceleración del espectro corresponde a la máxima.

f2: Frecuencia que define el primer tramo de la curva de subida del espectro.

Diagrama

Descripción generada automáticamente

**Figura 1 espectro de diseño para frecuencia (hz)**

Diagrama

Descripción generada automáticamente

**Figura 2 Espectro de diseño para periodo (s)**

El Espectro aquí señalado se deberá considerar aplicable hasta suelos Tipo D de acuerdo con la clasificación sísmica nacional de suelos. Si el suelo donde se ubica el proyecto tiene una calidad menor que Tipo D, el Dueño deberá definir el Espectro de Diseño, el cual en ningún caso podrá tener solicitaciones menores que las aquí señaladas.

Para equipos que no califiquen como equipos de instalación eléctrica, se debe utilizar una aceleración basal sísmica según lo indicado en la NCh 2369.

##### Factor de importancia “IE” y Factor de modificación de respuesta “R”

Los valores del Factor de Importancia “IE” y del Factor de Modificación de la Respuesta “R” para el diseño sísmico de un sistema particular se deberá elegir entre los definidos en la Tabla siguiente.

**Tabla 2 Valores de factores “ “y “R”**

Tabla

Descripción generada automáticamente

Para equipos que no califiquen como equipos de instalación eléctrica, se debe utilizar un factor de importancia “I” y factor de reducción R según lo indicado en la NCh 2369.

##### Razón de amortiguamiento “ξ”

Para definir la ordenada espectral máxima que se utilizará en la determinación del coeficiente sísmico horizontal, se emplearán los valores de amortiguamiento de acuerdo con la siguiente tabla:

**Tabla 3 Valores de razón de amortiguamiento “ξ”Tabla

Descripción generada automáticamente**

Para las estructuras se usarán los siguientes valores expresados como un porcentaje del amortiguamiento crítico:

* Estructuras soportantes con juntas soldadas = 3%.
* Estructuras soportantes con pernos de torque controlado = 5%.

Para equipos que no califiquen como equipos de instalación eléctrica, se debe utilizar una razón de amortiguamiento “ξ” según lo indicado en la NCh 2369.

##### Excitación sísmica de diseño

El espectro de respuesta lineal será el indicado anteriormente, y las solicitaciones sísmicas corresponden a las siguientes:

* En dirección horizontal: un movimiento del terreno cuya intensidad sísmica corresponde a lo indicado en la cláusula 6.3.1.6.8.1 de estos Criterios de Diseño.
* En dirección vertical: un campo de aceleraciones uniforme y constante de intensidad igual al 60 % de la aceleración horizontal máxima del terreno.
* La verificación sísmica se hará para dos (2) direcciones horizontales separada e independientemente, eligiendo en cada caso la combinación más desfavorable de direcciones y sentidos de las acciones horizontales y verticales.

##### Ordenada espectral máxima

La ordenada espectral máxima (A) se determinará con la ecuación:

Donde:

A: Ordenada espectral máxima

A: aceleración máxima del terreno.

 amortiguamiento expresado en %.

##### Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico horizontal se calculará mediante la fórmula:

Donde:

: Factor de importancia del equipo.

R: Factor de modificación de la respuesta.

: Ordenada del espectro de diseño.

: Razón de amortiguamiento de la estructura a la sección sísmica horizontal.

: Frecuencia fundamental del equipo como respuesta a la acción sísmica horizontal.

El valor será el que corresponde al máximo valor del espectro de diseño.

##### Componente vertical

El efecto de la componente vertical del sismo se evaluará usando el coeficiente sísmico vertical , dado por la relación:

En qué es el coeficiente sísmico horizontal.

Las estructuras altas que no posean equipos eléctricos no se diseñarán para atender solicitaciones sísmicas, por cuanto sus efectos son considerablemente menores que los debidos al peso, viento y tensión de conductores.

##### Nivel y corte basales

El nivel basal corresponde al plano horizontal en el cual está aplicada la acción sísmica y donde se equilibran mutuamente las resultantes horizontales de las fuerzas de inercia y de las reacciones del suelo de fundación. Este nivel corresponde al sello de fundación.

El corte basal está dado por la ecuación:

Donde:

C: coeficiente sísmico.

: suma de los pesos de las partes del sistema situadas por encima del nivel basal, por lo tanto, incluye el peso del equipo, de la estructura, de la fundación y del suelo inmediatamente sobre la fundación.

##### Método estático

1. Fuerza sísmica horizontal – Estructuras de soporte y fundaciones para equipos flexibles

La fuerza de corte basal se distribuirá según la altura descomponiéndola en fuerzas Fi aplicadas simultáneamente al nivel del centro de masas de cada una de las partes, todas dirigidas en el mismo sentido, en la dirección de análisis. La distribución se hará como se describe a continuación.

Se distribuirá en proporción a los pesos de las partes (distribución uniforme), obteniéndose así dada por la ecuación:

Se distribuirá en proporción a los productos (distribución triangular), obteniéndose así dada por la ecuación:

Donde:

: altura al centro de masa de la parte identificada con el índice i, por encima del nivel basal.

Se calculará como promedio ponderado de y , según la ecuación:

Donde:

: Altura de centro de masas de la parte “i” del sistema medido desde el nivel basal.

: Peso de la parte “i” del sistema por encima del nivel basal.

: Fuerza sísmica de la parte “i” del sistema debido a la distribución rectangular de la aceleración estática equivalente, actuando en “”.

: Fuerza sísmica de la parte “i” del sistema debido a la distribución triangular de la aceleración estática equivalente, actuando en “”.

Para el diseño se deberá considerar que el sistema estructural de análisis está conformado por a lo menos las siguientes tres partes:

˗ Equipo.

˗ Estructura de soporte.

˗ Fundación + suelo: en este caso, se deberá considerar que tanto el peso como el centro de masas corresponde al conjunto conformado por la fundación de hormigón propiamente tal y por el suelo existente sobre ella.

1. Fuerza sísmica horizontal – Fundaciones para equipos rígidos y semirrígidos

La fuerza sísmica horizontal se distribuirá en la altura sobre cada parte “i” del sistema estructural, incluyendo el equipo, de acuerdo con la siguiente expresión:

Fundaciones en suelos que no permiten rotación o giro de la fundación en su base según se indique en el Informe de Mecánica de Suelos:

Fundaciones en suelos con posibilidad de rotación o giro de la fundación en su base según se indique en el Informe de Mecánica de Suelos:

Donde:

: Altura de centro de masas de la parte “i” del sistema medido desde el nivel basal.

: Peso de la parte “i” del sistema por encima del nivel basal.

: Fuerza sísmica de la parte “i” del sistema debido a la distribución rectangular o triangular de la aceleración estática equivalente, dependiendo de la rigidez del suelo de apoyo, actuando en “hi”.

* Cortes y Momentos

Las fuerzas de corte serán las que resulten de la estática al aplicar Fi. Los momentos correspondientes a las fuerzas Fi se afectarán por un coeficiente de reducción J, dado por la relación:

Donde:

h: cota de la sección en la cual se desea evaluar el momento reducido medida desde el nivel basal.

H: altura de la parte más alta del sistema medida desde el nivel basal.

* Fuerza sísmica vertical

La fuerza sísmica vertical se considerará actuando sobre el centro de masas de cada parte “i” del sistema de acuerdo con la siguiente expresión:

En que:

: peso de la parte “i” del sistema por encima del Nivel Basal.

Coeficiente sísmico vertical definido en la sección 6.3.1.6.8.7.

##### Método dinámico

El modelo matemático del sistema analizado deberá representar adecuadamente todos los componentes importantes del equipo, la estructura de soporte y las uniones o fijaciones entre ellos. El número, ubicación y propiedades de los elementos y nodos considerados deberán ser tales que permitan obtener/reproducir los modos naturales de vibrar del sistema hasta frecuencias de al menos 35 Hz. Cuando sea necesario, los grados de libertad nodales deberán considerar las masas rotacionales además de las masas traslacionales.

En el análisis se deberá incluir suficientes modos de vibrar para que la suma de las masas modales equivalentes, en cada dirección de análisis, sea igual o superior al 95% de la masa total. Si por las características del sistema (modos de vibrar del modelo de análisis) resulta impráctico cumplir con el requerimiento anterior (95% de la masa), se permite utilizar algún procedimiento reconocido de corrección estática que cubra los efectos del porcentaje de masa no considerado.

En el cálculo de los modos de vibrar se deberá considerar el sistema sin amortiguamiento y es aceptable utilizar formas de vibrar aproximadas (Método de los Vectores de Ritz, Lanczos o similares) siempre que el número de vectores utilizados sea suficiente para capturar correctamente el comportamiento dinámico del sistema.

Para el caso de la acción sísmica vertical se deberá considerar un 60% del espectro usado para la dirección horizontal, considerando una razón de amortiguamiento del 2% u otro valor debidamente justificado.

La estimación del valor máximo de la respuesta total (que incluye la contribución de todos los modos considerados en el análisis y la corrección estática cuando sea necesario) en cualquier dirección de análisis, se deberá calcular superponiendo los valores máximos de las correspondientes respuestas modales usando el Método de Superposición Cuadrática Completa (CQC).

* Solicitación sísmica

La solicitación sísmica es la definida en los numerales precedentes. Para la determinación de los esfuerzos sobre la estructura de soporte, el sistema de anclaje y la fundación, se puede reducir la solicitación sísmica por el factor “R” que corresponda.

* Modelo matemático

El análisis dinámico se realiza utilizando un modelo del conjunto “equipo-estructura-fundación” que represente en forma realista la verdadera distribución de las masas y rigideces del sistema, siendo los elementos a diseñar y/o verificar la estructura y la fundación.

Las masas consideradas en el análisis dinámico corresponden a todos los elementos por encima del Nivel Basal. Para el caso de fundaciones superficiales se incluye la masa de la fundación y del suelo directamente existente sobre la fundación.

En general, se usará un modelo tridimensional, excepto en aquellos casos que el comportamiento se pueda representar correctamente con modelos planos, lo que deberá ser aceptado por el Revisor Sísmico.

El suelo de apoyo y de confinamiento de la fundación es considerado en el modelo mediante resortes que representen correctamente los parámetros dinámicos de elasticidad y constante de balasto definidos en el Informe de Mecánica de Suelos.

Se definirá en la modelación un número suficiente de grados de libertad nodales asociados a masas traslacionales y cuando sea necesario se considerarán además las masas rotacionales.

* Número de modos

Se considera la cantidad de modos necesaria que permita asegurar una participación de masas equivalente total (suma de las masas de todos los modos considerados) del 95 %.

* Superposición modal

El valor máximo de cualquier respuesta de interés se obtiene de la superposición de los valores máximos de esa respuesta para cada uno de los modos considerados.

* Esfuerzo de corte basal mínimo para el diseño

Cuando el esfuerzo de corte basal “”, obtenido del análisis dinámico del sistema estructural resulte menor que el esfuerzo de corte mínimo “” que se señala a continuación, todos los esfuerzos obtenidos del análisis se deberán multiplicar por el cociente / para efectos de diseño.

##### Solicitaciones sísmicas sobre equipos en altura

Cuando se tengan equipos instalados en estructuras altas o parrones se deberán seguir las estipulaciones de las secciones 3.10.4.2 y A1.10 del anexo N°1 del documento técnico del CIGRE “Recomendación de requisitos sísmicos para instalaciones eléctricas de alta tensión”.

##### Solicitaciones sísmicas para pernos de anclaje

Los esfuerzos para el diseño de los sistemas de anclaje podrán considerar la solicitación sísmica reducida por el Factor de Modificación de la Respuesta “R” que le corresponde de acuerdo a lo señalado en la sección 6.3.1.6.8.3.

Independiente de lo señalado en el párrafo precedente, cuando el sistema de anclaje del equipo o estructura a la fundación tiene un único punto de apoyo responsable de transmitir la totalidad de la fuerza en esa dirección, los valores de las fuerzas para el diseño de los sistemas de anclaje deberán ser los que corresponden a la solicitación sísmica sin reducir, es decir considerando un Factor de Modificación de la Respuesta de R=1.

El diseño de los sistemas de anclajes deberá considerar modos de falla dúctil. Cuando el diseño de los sistemas de anclajes no pueda evitar modos de falla no dúctil, el diseño deberá considerar un Factor de Mayoración adicional de 1,25 a la solicitación sísmica.

## COMBINACIONES DE CARGA

## COMBINACIONES PARA ESTRUCTURAS ALTAS

A: Viento máximo transversal

PPE + PPC + VE(T) + VC + TC + TCG (Normal)

B: Viento máximo longitudinal

PPE + PPC + VE(L) + VC/4 + TC + TCG (Normal)

C: Viento máximo transversal con ángulo línea

PPE + PPC + VE(T) + VC + TC + TCG + FANG (Normal)

D: Viento máximo longitudinal con ángulo línea

PPE + PPC + VE(L) + VC/4 + TC + TCG + FANG (Normal)

E: Viento transversal medio con sobrecarga vertical

PPE + 2 PPC + VE(T)/2 + VC/2 + TC + TCG (Eventual)

F: Montaje

PPE + PPC + VE(T)/4 + VC/4 + TC + TCG + M (Eventual)

***Factor de seguridad***

Se aplicarán los siguientes factores de seguridad:

Combinación de Cargas Normales: 1,5.

Combinación de Cargas Eventuales: 1,2.

## COMBINACIONES DE CARGA PARA ESTRUCTURAS BAJAS Y ESTRUCTURAS PARRÓN

*Combinaciones de carga de servicio*

* CS1: PPE + PPEq + CO + FC + VE + VEq + CA
* CS2: PPE + PPEq + CO + E + T + 0,6 FC
* CS3: PPE + PPEq + CO + E + T + 0,6 FC + CA + 1,6 VE\* + 1,6 Veq\*

*Combinaciones de carga últimas*

* CU1: 1,2 PPE + 1,2 PPEq + 1,2 CO + 1,2 FC + 1,6 VE + 1,6 VEq + 1,6 CA
* CU2: 1,2 PPE + 1,2 PPEq + 1,2 CO + 1,4 E + 1,2 T + 0,72 FC
* CU3: 1,2 PPE + 1,2 PPEq + 1,2 CO + 1,4 E + 1,2 T + 0,72 FC + 1,6 CA + 1,6 VE\* + 1,6 VEq\*

Las solicitaciones horizontales deben considerarse actuando en el mismo sentido.

## DISPOSICIONES DE DISEÑO

## DIMENSIONES MÍNIMAS

El perfil angular mínimo tendrá dimensiones 40 x 40 x 4 mm. El espesor mínimo de planchas será de 5 mm.

El espesor mínimo de los perfiles que se utilicen en montantes de esquina de las torres y en las cuerdas inferiores de crucetas será de 5 mm.

El diámetro mínimo de los pernos será de 16 mm.

El diámetro mínimo de los pernos de anclaje 20 mm, y su largo mínimo de anclaje será 70 cm en el caso de fundaciones de equipos tradicionales.

## USO DE SOLDADURA

En las estructuras reticuladas de soporte de equipos eléctricos (estructuras bajas) se usará soldadura sólo en los marcos superiores y en la unión de las placas base.

No se permite el uso de soldadura en las estructuras reticuladas altas, exceptuando en la unión de las placas base.

Se permite el uso de soldadura en estructuras consideradas en la sección 6.4.5 de este documento y ser justificado en la memoria de cálculo.

## DEFORMACIONES

Como resultado del diseño, los desplazamientos máximos de las estructuras altas y estructuras tipo parrón deberán cumplir con las siguientes exigencias para casos de carga sin factores de mayoración:

**Tabla 4 Desplazamientos máximos**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| **Tipo de elemento** | **Desplazamientos** | **Elemento donde se ubican equipos** | **Elemento donde solo llegan conductores** |
| Vertical | Horizontal | H / 100 | H / 50 |
| Horizontal | Horizontal | L / 200 | L / 100 |
| Vertical | L / 200 | L / 100 |

En los casos de carga de sismo, los desplazamientos máximos corresponden a la solicitación sísmica sin reducir, es decir considerando un factor de modificación de respuesta R = 1.

No se considera necesario hacer control de deformaciones una vez definida la rigidez de las estructuras de soporte de equipos eléctricos, ya que el garantizar que su frecuencia sea mayor a 30 Hz o 4 veces la frecuencia del equipo, su deformación o desplazamiento es menor

## DISTANCIAS A BORDE Y DE SEPARACIÓN

En la ejecución de los planos de fabricación y montaje de las estructuras se deberá considerar lo siguiente:

* Distancias mínimas de borde y entre perforaciones para pernos ASTM A 394 tipo 1 o DIN 267 tipo 8.8 según Tabla 5 o requerimientos de esfuerzo según numeral 4.5 de la norma ASCE 10-15 o la sección J3.5 de la AISC 360.

**Tabla 5 Distancias a borde y entre perforaciones**

Tabla

Descripción generada automáticamente

(\*) Excepto en perfiles de 40 mm de ala en que será 19 mm.

* En estructuras reticuladas el detalle de las uniones debe hacerse de modo de no tener excentricidades o reducirlas al mínimo.
* En las estructuras altas y parrones de Subestaciones Eléctricas se debe considerar la instalación de peldaños para trepado y perforaciones para puesta a tierra.
* Los planos deben incluir todos los elementos necesarios para la fijación de conductores, cables de guardia o equipos eléctricos.
* Para cada estructura se deberá entregar un listado de materiales indicando todos los elementos de la estructura, sus marcas, dimensiones, pesos, calidad de acero, diámetro, largo y cantidad de cada tipo de perno, pernos de anclaje, etc.

## ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis de las estructuras de la subestación se hará considerando un modelo espacial de nudos y barras que sólo resisten esfuerzo axial usando un software de cálculo estructural.

El cálculo de las estructuras debe considerar el criterio de rigidez, que establece que las estructuras de soporte de equipos deben tener una frecuencia natural superior a 30 Hz frente a cargas horizontales aplicadas en su cara superior. Para calcular esta frecuencia propia se considerará la masa del equipo más la masa de la estructura.

Si el diseño es realizado mediante un análisis estático se debe cumplir la siguiente relación:

## ESTIPULACIONES DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS RETICULADAS

Son alcance de esta sección aquellas estructuras bajas, estructuras altas, torres y parrones con sistema reticulado o en celosía.

## DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño de las estructuras de soporte de equipos eléctricos y de estructuras altas se hará utilizando las recomendaciones indicadas en el manual ASCE 10-15 “Design of Latticed Steel Transmission Structures”.

Se consideran las cargas mayoradas por el factor de seguridad correspondiente a cada estado de carga.

#### Diseño a compresión

Para el diseño a compresión se usan en general las ecuaciones de pandeo 3.6-1 y 3.6-2 definidas en el manual ASCE 10-15, para determinar las tensiones críticas a compresión según la esbeltez de cada barra. Los largos de pandeo de cada barra se determinan con las ecuaciones 3.7-4, 3.7-7 y 3.7-8. El uso de las curvas 3.7-9 y 3.7-10 deberá ser justificado en la memoria de cálculo.

La esbeltez máxima L/r de los elementos se limita a

* Montantes de esquina o cantoneras de pilares y vigas: 150
* Diagonales y marcos: 200
* Barras en tracción y rellenos o barras auxiliares: 250

Los rellenos o barras auxiliares que sea necesario incorporar a la estructura para limitar el largo de pandeo de algún elemento principal, se calculan a compresión considerando que deben resistir, al menos, el 2,5% del esfuerzo del elemento principal que arriostran transversalmente contra el pandeo (el esfuerzo principal sobre el elemento de relleno debe ser calculado de acuerdo con el numeral 3.16 del manual ASCE 10-15). Sólo se considerará que los rellenos restrinjan el pandeo en el plano con que están colocados si uno de su extremo está fijado a un nudo de la estructura.

#### Diseño a tracción

**Perfiles conectados en ambas caras (cantoneras)**

Tomando en cuenta que el diseño se hace con cargas mayoradas, para el diseño a tracción se considera que la tensión en el área neta efectiva de la sección debe ser menor a la tensión de fluencia.

El área neta efectiva se define como:

Se considera para el cálculo del área neta un diámetro de perforación igual al diámetro nominal del perno Ø más 3,2 mm.

* N: Número de perforaciones.
* s: Distancia entre perforaciones en el sentido paralelo a la fuerza.
* g: Distancia entre perforaciones en el sentido perpendicular a la fuerza.
* ø: Diámetro del perno.
* e: Espesor del perfil.

**Perfiles conectados en una cara (diagonales)**

Tomando en cuenta que el diseño se hace con cargas mayoradas, para el diseño a tracción se considera que la tensión en el área neta efectiva de la sección debe ser menor a 0,9 veces la tensión de fluencia.

El área neta efectiva se define como:

* Perfiles conectados con 1 o 2 pernos:
* Perfiles conectados con 3 pernos o más:

En diagonales y marcos se debe verificar que el esfuerzo no supere el definido según la siguiente fórmula, del Manual ASCE 10-15 correspondiente al bloque de corte:

*Padm*  0,6  *Av*  *Fu*  *At*  *Fy*

* Av: Área neta resistente al corte en la dirección de la fuerza
* At: Área neta resistente en tracción en dirección perpendicular a la fuerza

Para verificar el bloque de corte se deben considerar las distancias mínimas definidas en 4.7.4 para distancias mínimas a borde y entre perforaciones.

#### Diseño a flexión

Los elementos de la estructura que forman un ángulo menor o igual a 45° con la horizontal, se verifican para resistir las condiciones de montaje y mantenimiento.

La condición de montaje se verifica con una carga puntual de 113 kg en el punto medio del elemento, la que deberá resistir con un factor de seguridad mínimo de 1,2. Esta condición considera que los elementos no están cargados, por lo que el elemento se verifica a flexión.

La condición de mantenimiento se verifica con una carga puntual de 113 kg en el punto medio del elemento, la que deberá resistir con un factor de seguridad mínimo de 1,2, simultánea a las cargas axiales producto de las combinaciones de carga. Esta verificación se debe hacer considerando esfuerzos de flexo-compresión o flexo-tracción en las barras.

## ESTIPULACIONES DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ALMA LLENA

Son alcance de esta sección las estructuras bajas, estructuras para bajada de cables (mufas) y parrones a diseñar y construir utilizando perfilería en alma llena.

## DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño de las estructuras de se hará utilizando las recomendaciones indicadas en el manual AISC 360 “Specification for structural steel buildings” en las secciones D, E, F, G, H y J.

Se consideran las cargas mayoradas por el factor de seguridad correspondiente a cada estado de carga.

Las estructuras tipo parrón no cumplen con los requisitos de rigidez establecidos en 6.3.5.1 por lo que los equipos instalados sobre ellas deberán ser considerados como equipos en altura de acuerdo a la sección 2.13 del documento técnico del CIGRE “Recomendación de requisitos sísmicos para instalaciones eléctricas de alta tensión”, por lo que se deberá considerar que la solicitación sísmica sobre ellos corresponde e una aceleración amplificada debido a la altura donde se ubica el equipo.

Para el cálculo de la solicitación sísmica debido al equipo sobre la estructura tipo parrón aplica lo señalado en la cláusula A1.10.1 del Anexo N°1 del documento técnico del CIGRE “Recomendación de requisitos sísmicos para instalaciones eléctricas de alta tensión”

El anclaje de las estructuras a la fundación se realizará según lo indicado en la sección 6.4.3 de este documento.

# DISEÑO DE OBRAS CIVILES

## MATERIALES

## HORMIGÓN

Calidad del hormigón según la clasificación dada por NCh 170:

* Hormigón f’c= 20,0 MPa (G20), f’c= 25,0 MPa (G25), f’c= 30,0 MPa (G30), para las fundaciones de estructuras altas (marcos de barras y marcos de líneas); fundaciones para estructuras bajas (soporte de equipos); fundaciones de edificaciones; canaletas; empotramiento de ductos bajo zonas de tránsito y fundaciones de cerramientos según estudio de suelos.
* Hormigón f’c= 17,0 MPa (G17), para soleras y otros elementos en hormigón no considerados como fundaciones.
* Hormigón f’c= 10,0 MPa (G10), para el emplantillado y canalizaciones externas embebidas.

Para el diseño de hormigón se considerarán las siguientes normas: ACI-318 y NCh 430.

## ACERO DE REFUERZO

Para el refuerzo en estructuras de hormigón se considerarán las siguientes normas: NCh 203, NCh 204, NCh 211 y NCh 218:

* Acero de refuerzo calidad A630-420H para armaduras de refuerzo para hormigón.
* Mallas electrosoldadas grado AT56-50H en hormigón armado.

## TUBERÍA

Para las tuberías se consideran las siguientes normas: NCh 399, NCh 1635, ANSI C80.1-2020 Edition, ASTM 1785, ASTM D2466, ASTM D2729.

* Tuberías en PVC Schedule 40 para tuberías de cables en patio.
* Tubería metálica galvanizada para acceso de cables a equipos.
* Tuberías en PVC tipo sanitaria para el sistema séptico según la norma.
* Tuberías en PVC presión para la red de agua potable según la norma.
* Tubería en Polietileno de Alta Densidad (HDPE) para drenajes de plataforma.
* Tuberías en PVC tipo sanitario – Aguas de lluvia para drenaje de edificaciones.

## PERNOS DE ANCLAJE

* Pernos de anclaje serán tipo B7 según ASTM A193.
* Pernos químicos. Metodología de cálculo según fabricante.
* Pernos mecánicos para gabinetes y equipos secundarios según fabricante.

## ANALISIS Y DISEÑO DE FUNDACIONES

## GENERAL

Las fundaciones podrán ser de tipo tradicional superficial (zapatas aisladas, zapatas corridas, losas de fundación, parrillas metálicas) o profundas (monobloques de hormigón, pilas, micropilotes, anclajes en roca) u otros.

El diseño de las fundaciones deberá realizarse de acuerdo con los parámetros de diseño y recomendaciones señalados en el Informe de Mecánica de Suelos correspondiente al proyecto.

El diseño de las fundaciones deberá realizarse de acuerdo con las reacciones que se obtengan del diseño de las respectivas estructuras, datos de equipos pesados o cualquier otra obra civil o elemento que éstas soportan; en todo caso se deben considerar las solicitaciones presentadas en el numeral 6.3.1.6 y las combinaciones según 6.3.2 y 6.4.4.2 de este documento. Se analizará de acuerdo a las solicitaciones según corresponda:

* Compresión, Corte, Volcamiento Uniaxial, Volcamiento biaxial.
* Tracción, Corte, Volcamiento Uniaxial, Volcamiento biaxial.

El diseño de las fundaciones deberá considerar los desplazamientos totales, desplazamientos relativos, giros y/o asentamientos máximos que se permiten para la estructura y/o el equipo, que garanticen su normal funcionamiento u operación. Para el caso sísmico, estos desplazamientos, giros y/o asentamientos corresponden a los calculados considerando la solicitación sísmica sin reducir, es decir considerando un Factor de Modificación de la Respuesta de R=1.

En caso de las estructuras altas de subestaciones eléctricas, la solicitación principal de las fundaciones es el momento flector y el esfuerzo horizontal en una dirección principal. En general el momento flector y el esfuerzo horizontal en la dirección perpendicular a la principal, así como el esfuerzo normal de arrancamiento o de aplastamiento, es menor.

Las estructuras bajas de subestaciones eléctricas son encargadas del soporte de equipos eléctricos, barras y/o conductores. Las fundaciones para ellas deberán diseñarse de acuerdo a las solicitaciones resultantes de la aplicación de la sección 6.3.2.2. El análisis sísmico debe considerar las masas individuales del conjunto equipo – estructura – fundación.

***Presiones de contacto***

La presión de contacto máxima a transmitir de la fundación al suelo no deberá sobrepasar la tensión admisible reportada en los estudios de mecánica de suelos, tanto para solicitaciones normales (estática) como para solicitaciones eventuales (dinámica). Deberá verificarse este cumplimiento tanto para las tensiones verticales como para las horizontales según corresponda al tipo de fundación que se diseñe.

***Resistencia al arrancamiento***

La fuerza resistente al arrancamiento deberá ser mayor o igual a 1,1 veces la solicitación de arrancamiento obtenida con las cargas amplificadas por los factores de mayoración (o factores de sobrecarga) correspondientes.

***Resistencia al volcamiento***

Fundaciones tipo zapatas y fundaciones tipo monobloques diseñadas sin colaboración lateral del suelo deberán cumplir que el área de apoyo comprimida de la fundación sea de:

* 100% para combinaciones de carga que consideran solicitaciones normales.
* 80% mínimo para combinaciones de carga que incluyen solicitaciones eventuales.

Para otro tipo de fundaciones, el Informe de Mecánica de Suelos deberá definir los requisitos de estabilidad al volcamiento según el tipo de fundación a diseñar, requisitos de estabilidad que deberán ser equivalentemente mayores o iguales a los señalados en párrafos precedentes.

***Resistencia al deslizamiento***

La resistencia total al deslizamiento, minorada, deberá ser mayor o igual a la solicitación. Para la verificación al deslizamiento de la fundación debido a las solicitaciones eventuales se deberán usar los siguientes factores de minoración de las resistencias:

**Tabla 6 Factores de seguridad al deslizamiento**

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| **Fuerza resistente** | **Factor de seguridad en caso normal** | **Factor de seguridad en caso eventual** |
| Friccionante | 1,5 | 1,3 |
| Cohesiva | 4,0 | 3,0 |
| Empuje pasivo | 4,0 | 3,0 |

Fundaciones diseñadas considerando colaboración lateral del suelo no requieren de verificar deslizamiento.

Para otro tipo de fundaciones, el Informe de Mecánica de Suelos deberá definir los requisitos de estabilidad al deslizamiento según el tipo de fundación a diseñar, requisitos de estabilidad que deberán ser equivalentemente mayores o iguales a los señalados.

## ANÁLISIS Y DISEÑO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES TIPO ZAPATA

El análisis y diseño de las fundaciones superficiales deberá cumplir con los requisitos de resistencia y estabilidad definidos en la sección 6.4.2.1.

En caso de diseñar fundaciones conectadas por vigas de amarre, el diseño deberá considerar el sistema completo. En caso de diseñar una losa de fundación común para distintos equipos eléctricos, se deberán considerar las cargas provenientes todos los equipos instalados sobre ella en las direcciones y sentidos que sean más desfavorables.

Para el análisis se recomienda usar la metodología expuesta en el Bureau of Reclamation, en su publicación "Transmission Structures" como método X-Y modificado, que considera la colaboración de un cono de arrancamiento de suelo de ángulo β.

El ángulo β del cono de arrancamiento será definido por la mecánica de suelos.

**Método X-Y modificado.**

Para verificar la estabilidad general de las fundaciones se deben comprobar dos condiciones:

* Verificar que la tensión de contacto máxima en el suelo no sobrepase la tensión admisible.
* Verificar el volcamiento de la fundación. Para cargas normales el área comprimida de la fundación debe ser 100% y para cargas eventuales el área comprimida de la fundación debe ser mayor al 80 %.

Se entiende que las cargas normales corresponden a solicitaciones permanentes y las cargas eventuales corresponden a solicitaciones esporádicas.

Para verificar la tensión de contacto en el suelo se debe considerar un 75% del peso del suelo actuante sobre la fundación, mientras que para verificar el volcamiento de la fundación se debe considerar el 50% del peso del suelo sobre la fundación.

Las fórmulas y metodología para aplicar el método X-Y modificado aparecen en detalle en el Anexo N°4 de la ETG A.1.03.

Para el caso de fundaciones compuestas por pilares y relleno compactado entre medio, se puede considerar que el suelo entre los pilares es “solidario” a la fundación de hormigón si la losa de apoyo es lo suficientemente rígida como para que el conjunto se comporte como cuerpo rígido.

Se considera que un buen valor para el espesor de la losa para lograr esto, es un tercio de la separación libre de los pilares.

En este caso, el peso C de la fundación se puede calcular como hormigón x V1 + suelo x V2, donde V1 corresponde al volumen de los pilares y la losa y V2 corresponde al volumen del relleno compactado entre medio.

El peso W será el peso del suelo contenido en el paralelepípedo o el peso del suelo contenido en el cono, según corresponda, menos el peso correspondiente al volumen V2 descrito en el párrafo precedente.

Una vez definidas las dimensiones y enterramiento de las fundaciones, se dimensionarán los diferentes elementos resistentes, dimensionamiento que se hará de acuerdo a las buenas prácticas de diseño y a lo establecido en la norma ACI 318 en su última versión. Se recomienda que se usen en el cálculo de las armaduras y en la verificación de las secciones de hormigón los factores de cargas establecidos en la citada norma.

## ANÁLISIS Y DISEÑO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES TIPO ZAPATA PREFABRICADA

El diseño de las fundaciones tipo zapata prefabricada seguirán las especificaciones estipuladas en la sección 6.4.2 de fundaciones tipo zapatas tradicionales.

Se deberá realizar el chequeo de los puntos de izaje de las fundaciones para evaluar el desempeño y comportamiento de la fundación y el gancho de izaje al momento de la manipulación. Para el análisis estructural de los elementos se considerarán como cargas el peso propio de la fundación y la tensión de izaje.

La combinación de carga a utilizar se determina considerando el factor de mayoración de 1,6 para carga viva en este caso la de tensión de izaje. El diseño del gancho de izaje se concibe como un anclaje al concreto y su diseño se realiza de acuerdo a la norma ACI 318.

Se realizará el chequeo donde se demuestra que el momento resistente del concreto por sí solo es capaz de resistir el momento que puede impartir el peso propio de la zapata, así:

Momento resistente del concreto:

Dónde:

= Momento de inercia de la sección evaluada.

yt, = Distancia desde el centroide de la sección a la fibra extrema a tracción, sin considerar el refuerzo.

Para concretos normales.

, Momento debido al peso de la zapata de un pedestal.

Se debe verificar que .

Gráfico

Descripción generada automáticamente

**Figura 3 Esquema de ejemplo de aplicación de carga para el chequeo a flexión de zapatas de un pedestal**

Diagrama

Descripción generada automáticamente con confianza media

**Figura 4 Esquema de ejemplo de aplicación de carga para el chequeo a flexión de zapatas de 2 pedestales**

El diseño de cortante se realizará según lo dispuesto en la norma ACI 318.

## ANÁLISIS Y DISEÑO DE FUNDACIONES TIPO MONOBLOQUE DE HORMIGÓN

La metodología Sulzberger se empleará para el análisis de fundaciones tipo bloque macizo de hormigón armado.

Se considerará que para terrenos con inclinaciones limitadas (tan (α)< 0,01) las fundaciones tendrán un comportamiento elástico, en las que las paredes verticales y normales de la fundación presentarán una reacción frente a las fuerzas actuantes de la superestructura.

El diseño de fundaciones con colaboración lateral de suelo sólo podrá realizarse cuando la fundación sea del tipo monobloque hormigonada contra terreno y el Informe de Mecánica de Suelos señale explícitamente los parámetros de diseño que deberán considerarse.

Esta metodología considera lo siguiente:

* La comprensibilidad del terreno es proporcional a la profundidad, crece linealmente y en la superficie vale cero.
* El macizo de hormigón gira sobre un eje situado a 2/3 de su profundidad, y 1/4 de la pared del mismo.
* Las deformaciones de la fundación son despreciables frente a las del terreno.

Se seguirá la metodología presentada en el Anexo N°2 del documento técnico del CIGRE – “Recomendación de requisitos sísmicos para instalaciones eléctricas de alta tensión”.

El diseño del hormigón se realizará siguiendo las consideraciones de la normativa ACI 318.

## ANÁLISIS Y DISEÑO DE FUNDACIONES DE EQUIPOS ANCLADOS DIRECTAMENTE A LA FUNDACIÓN

Dentro de la subestación pueden existir equipos que se anclen directamente a la fundación. En dichos casos se deberá realizar, como mínimo, las siguientes verificaciones:

Tensión admisible del suelo: Se deberá verificar que la tensión de contacto resultante (de trabajo) sea menor que la tensión admisible del suelo a nivel del sello de fundación.

* Volcamiento: Se deberá verificar que el área comprimida bajo el sello de fundación alcance al 100% para condiciones de carga permanente y a lo menos un 80% para condiciones de cargas eventuales. El análisis se realizará con el método X-Y.
* Deslizamiento: Se deberá verificar que la fuerza de deslizamiento sea menor que la resistencia respectiva, considerando los factores de minoración indicados en la sección 6.4.2.

El diseño de las armaduras se realizará conforme a las disposiciones de la normativa ACI 318.

Los equipos pesados deben anclarse directamente a la fundación por medio de cajas de anclaje. Para tomar el corte sísmico, que es de consideración, se deberán diseñar llaves de corte o topes sísmicos.

El cálculo de la fuerza sísmica para el análisis de la fundación se realizará de acuerdo a lo estipulado en la sección 6.3.1.6.8 y para los pernos de anclaje según 6.3.1.6.8.13 de este documento.

#### Análisis y diseño de fundaciones de transformadores de poder, autotransformadores y reactores

Como diseño de fundación se deberá cumplir con lo indicado en el punto 5.4 de este documento. Además, se deberá disponer de una pileta perimetral receptora de aceite, con el fin de garantizar que no ocurrirá ninguna contaminación del subsuelo y de las aguas subterráneas por infiltración del aceite, en caso de derrame. La pileta en su parte interna, debe ser impermeabilizada con pintura resistente al aceite. Por su parte, las conexiones de los tubos de entrada y salida deben ser totalmente herméticas.

Las dimensiones de la pileta receptora de aceite resultan de las siguientes condiciones geométricas:

* La pileta deberá tener dimensiones tales que:
  + Entre la proyección vertical de los componentes del transformador, autotransformador o reactor que contienen aceite y el borde interior de la pileta exista una distancia igual o mayor que el 20% de la altura total del conjunto (medida desde la base del transformador hasta la cota superior del elemento contenedor de aceite),
  + Considerando la proyección anterior, la distancia mínima será de 90cm.
* El volumen de captación de la pileta deberá ser como mínimo un 120% del volumen total del aceite del transformador, autotransformador o reactor.
* El borde superior de la pileta deberá quedar como mínimo 20 cm sobre la capa de gravilla circundante.

Se recomienda la dilatación entre la pileta y la fundación del equipo. Estas juntas se sellarán con un cordón de polietileno y sello de silicona resistente al aceite.

La pileta será cubierta con parrillas o grating, las cuales deberán ser galvanizadas en caliente al igual que sus soportes. Sobre las parrillas se colocará una malla tejida de alambre galvanizado de Ø 2,76mm de una abertura de 10 cm. Se harán modelos similares a los de las parrillas y se coserán a estas con alambre blando de Ø 2,4mm. Sobre la malla se colocará una capa de grava de diámetro Ø 4 a 6 cm y con una altura mínima de 10cm.

Se podrá disponer de una pileta auto contenedora para las subestaciones donde exista espacio limitado y que posean un único equipo con almacenamiento de aceite. El diseño de esta pileta deberá seguir las indicaciones de la norma IEEE 980.

En caso de que el transformador sea relleno con aceite vegetal o tipo K, se puede realizar una reducción significativa del tamaño de la pileta receptora, debido a que el aceite no es nocivo para el medio ambiente y tiene un punto de inflamación mucho más alto.

## ANÁLISIS Y DISEÑO DE FUNDACIONES TIPO LOSA

Se permitirá la utilización de una fundación tipo losa para el soporte de estructuras bajas cuando la separación entre ellas no permita diseñar fundaciones individuales sin poder evitar la superposición de ellas. Las losas de fundación se diseñarán de hormigón armado de estructura única y monolítica, de acuerdo a los requisitos de la norma NCh 170. El diseño se realizará considerando los requisitos de resistencia y estabilidad de la sección 6.4.2.1 de este documento y lo establecido en manual ACI 318.

El diseño deberá realizarse mediante un análisis por fuerzas estáticas equivalentes. Deberá realizarse con las reacciones obtenidas de los modelos utilizados para las estructuras que soportará.

Para el análisis se recomienda usar la metodología expuesta en el Bureau of Reclamation, en su publicación "Transmission Structures" como método X-Y modificado.

El diseño deberá incluir en el análisis de tensiones, deformaciones y desplazamientos, la flexibilidad propia del suelo de fundación considerando valores adecuados del coeficiente de balasto para cargas normales y para cargas eventuales, según lo especificado en el Informe de mecánica de suelos del proyecto.

## SISTEMA DE ANCLAJE A LA FUNDACIÓN

Los sistemas de anclaje de las estructuras y equipos a sus fundaciones deberán cumplir los siguientes requisitos generales:

* Los sistemas de anclaje deberán estar conformados por pernos de anclaje, llaves de corte, topes sísmicos u otros medios adecuados que garanticen el correcto traspaso de todas las solicitaciones a la fundación. En particular, no se permiten diseños que consideren que el corte o parte de él sea traspasado por roce.
* El diseño de los sistemas de anclaje deberá realizarse de manera tal que su resistencia deberá estar controlada por la capacidad de aquellos elementos que tienen un comportamiento dúctil dentro de los elementos de anclaje señalados en el párrafo precedente.
* Los sistemas de anclaje que tengan un esfuerzo de corte sísmico total mayor a 50 kN considerando Tensiones Admisibles o 75 kN considerando Estados Límites Últimos, deberán considerar en su diseño que los pernos de anclaje sólo resisten los esfuerzos de tracción. En este caso, el sistema de anclaje deberá considerar el diseño de llaves de corte o de topes sísmicos, los que deberán tomar el 100% del esfuerzo de corte basal.
* Los sistemas de anclaje que tengan un esfuerzo de corte sísmico menor a lo señalado en el párrafo precedente y no tengan topes sísmicos, deberán diseñarse considerando la interacción tracción-corte en los pernos de anclaje. En tal caso, el diseño deberá considerar que sólo el 50% de los pernos de anclaje toman el esfuerzo de corte basal.
* El diseño de los sistemas de anclaje deberá minimizar la necesidad de ejecutar soldaduras en terreno.
* El diseño del traspaso de los esfuerzos de tracción o de corte desde el sistema de anclaje a la fundación se deberá realizar mediante pernos o mediante soldaduras, considerando que estos elementos deberán resistir de forma independiente el total de la solicitación que se traspasa.
* En caso que para el diseño de la fundación se utilice una intensidad sísmica menor de a = 0.5g, para el diseño de los pernos de anclaje, placas de apoyo, llaves de corte y demás elementos de sujeción a la fundación, se deberá emplear un coeficiente de reducción de respuesta de R = 2.25. Las fuerzas correspondientes al campo vertical se aplicarán sin modificación.

## PERNOS DE ANCLAJE

Para las estructuras de la subestación, el anclaje a la fundación se hará con pernos de anclaje, los pernos de anclaje tendrán un diámetro mínimo de 3/4”, deberán ser de acero con resiliencia garantizada, como se indica en la sección 6.3.1.3. Los pernos deberán llevar tuerca, contratuercas y golilla de presión.

Se permitirá el uso de pernos preinstalados Tipo T y pernos post-instalados químicos o mecánicos, diseñados de acuerdo con ACI 318, verificando los modos de falla del acero del perno y el hormigón que lo alojará.

Se podrá utilizar diámetro de 12 mm en pernos de anclaje de estructuras y elementos secundarios tales como luminarias, cercos u otros.

## DISEÑO CAJAS DE ANCLAJE

Las cajas de anclaje son elementos estructurales de acero embebidos y adecuadamente anclados en la fundación que permiten montar equipos o estructuras utilizando pernos de fijación que son reemplazables.

El diseño de las cajas de anclaje deberá realizarse considerando que deberán transmitir el 100% de las cargas verticales del equipo o estructura hacia la fundación.

El diseño de las cajas de anclaje deberá ser lo suficientemente resistente para transmitir los esfuerzos verticales a la fundación sin deformación permanente.

## DISEÑO LLAVES DE CORTE

Las llaves de corte son elementos estructurales de acero que permiten transmitir directamente los esfuerzos de corte desde una columna o tope sísmico hacia la fundación y corresponden a elementos de acero embebidos en el hormigón y soldados bajo la placa base de la columna de la estructura o soldados bajo la placa base del tope sísmico.

El diseño de las llaves de corte se deberá realizar considerando que el 100% del corte es transferido por ellas a la fundación mediante el aplastamiento de la llave de corte contra el hormigón en la dirección considerada del sismo.

La ubicación de las llaves de corte deberá ser consistente con la ubicación de los elementos diseñados para el traspaso de las cargas de corte en el equipo o estructura de soporte que se está anclando a la fundación.

## DISEÑO DE TOPES SÍSMICOS

Los topes sísmicos corresponden a elementos estructurales de acero colocados sobre la fundación que permiten restringir el desplazamiento lateral del equipo o estructura.

El diseño de los topes sísmicos se deberá realizar considerando que el 100% del corte es transferido por ellos a la fundación en la dirección considerada del sismo.

La ubicación de los topes sísmicos deberá ser consistente con la ubicación de los elementos diseñados para el traspaso de las cargas de corte en el equipo o estructura de soporte que se está anclando a la fundación.

El diseño de los topes sísmicos deberá tener en cuenta las dimensiones de altura y longitud, así como la rigidez necesaria para garantizar que el equipo o estructura no tendrá desplazamientos laterales.

Los topes sísmicos deberán ser instalados en terreno después de montado el equipo o estructura en la fundación de manera tal de garantizar que el tope funcione como tal y tomando en cuenta los efectos de dilatación térmica sobre el equipo o estructura cuando corresponda.

Los topes sísmicos deberán ser anclados a la fundación mediante la soldadura de la placa base del tope sísmico a la placa superior de la llave de corte embebida en el hormigón.

El anclaje de los topes sísmicos mediante pernos estará restringido a situaciones especiales debidamente justificadas y aprobadas previamente por el Dueño. En este caso, el diseño deberá realizarse con la solicitación sísmica sin reducir, es decir considerando un Factor de Modificación de la Respuesta de R=1, y con el Factor de Mayoración adicional señalado en la sección 6.3.2.

## DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE POST INSTALADOS

Los pernos de anclaje post instalados podrán ser del tipo químico o mecánico y deberán diseñarse de acuerdo a los siguientes requisitos:

* El tipo de perno de anclaje post instalado que se defina deberá estar certificado para las condiciones sísmicas a las que estará sometido.
* Los pernos de anclaje post instalados deberán garantizar el buen comportamiento mecánico y dinámico de acuerdo a las exigencias de temperatura definidas para el proyecto, en particular si se utilizan en zonas de bajas temperaturas o en zonas con riesgo de incendio.
* No se permitirá la utilización de un Factor de Modificación de la Respuesta “R” mayor al señalado en la sección 6.3.1.6.8.3.
* El cálculo de la resistencia de diseño del perno de anclaje post instalado deberá realizarse considerando que el hormigón está fisurado.
  + 1. SISTEMA DE ANCLAJE DE EQUIPOS A LA FUNDACIÓN SIN PERNOS DE ANCLAJE

Cuando el equipo se ancla directamente a la fundación y el sistema de anclaje se realice utilizando algún medio o dispositivo que no considere pernos de anclaje para el traspaso de las solicitaciones de tracción (o traspaso de la solicitación combinada de tracción-corte), el Diseñador del Equipo deberá someter a aprobación del Revisor Sísmico todos los documentos necesarios que demuestren que el sistema de anclaje propuesto cumple con la filosofía de considerar que los elementos de soporte, equipo y fundación deben permitir que el comportamiento sísmico del sistema sea consistente con el comportamiento del equipo para el cual fue verificado su correcto comportamiento sísmico y los siguientes requisitos mínimos:

* El diseño se ha realizado con las solicitaciones sísmicas sin reducir, es decir, considerando un Factor de Modificación de la Respuesta de R=1.
* El diseño incluye todos los elementos necesarios que deberán quedar embebidos en la fundación para el posterior anclaje del equipo tales como placas y sus anclajes, llaves de corte, otros.

Indicación explícita de si los elementos que deberán quedar embebidos en la fundación serán suministrados o no por el Proveedor del Equipo.

## Edificaciones

Los materiales de este tipo de instalaciones deberán ser los adecuados para cumplir los requisitos impuestos por los equipos instalados en su interior, tales como, impermeabilización, aislación térmica, aislación acústica, sellado, protección contra fuego, otros.

El diseño de este tipo de instalaciones deberá tener presente las solicitaciones propias de su funcionalidad y todas las cargas permanentes y no permanentes de los equipos que albergan.

El diseño sísmico asociado a las edificaciones en general deberá considerar el peso y el comportamiento sísmico de los equipos eléctricos instalados en niveles superiores, así como las cargas de operación cuando corresponda, de acuerdo a los requisitos de la Norma NCh 2369 “Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales”.

De requerirse se podrá diseñar la estructura elevada del nivel de la plataforma, de acuerdo con las consideraciones del estudio de suelos y los requerimientos de los equipos dentro de la sala. Para estos casos se debe considerar los siguientes aspectos:

* Los cables y ductos serán transportados por medio de canaletas eléctricas o bandejas porta cables, según la norma NCh 4.
* Deberá contar con escaleras con barandas para el acceso a la edificación.
  + Las edificaciones de preferencia deben ser del tipo modular prefabricadas construida mediante módulos preensamblados manufacturados en forma industrial, y que será montada en la subestación, emplazándose sobre fundaciones de hormigón armado. Las edificaciones serán diseñadas y construidas para mantener los requerimientos solicitados de acuerdo a las necesidades y los criterios de diseño del proyecto, tanto eléctricos como civiles.
  + El diseño deberá considerar la adecuada instalación y operación en las condiciones que se presentan en el área de la subestación; además, se deberá analizar la factibilidad de transporte por los caminos existentes hacia el emplazamiento de la subestación. Se deberá garantizar la protección e integridad de los equipos durante su transporte, izaje, montaje e instalación en terreno, al igual que velar por la protección e integridad de las personas, equipos y de la instalación en operación durante el transporte y montaje de la sala.

## Solicitaciones para edificaciones

#### Peso Propio (D)

D: Peso propio de la estructura, calculado a partir del peso unitario de los materiales incluidos en la modelación. Se tomará una holgura de acuerdo con el tipo de estructura para incluir elementos no modelados, tales como pernos, placas de conexión, rellenos y galvanizado.

#### Viento (W)

VE: Fuerza de viento sobre la estructura.

Presión de viento básica sobre estructuras, conductores, cables de guardia y equipos según los valores indicados en la publicación NCh 432.

#### Sismo (E)

*Análisis estático*

El esfuerzo de corte horizontal se debe calcular según la siguiente expresión:

Donde:

Q: esfuerzo de corte

C coeficiente sísmico

P: peso de la estructura.

I: coeficiente de importancia especificado en la sección 3.11.4 del documento técnico del CIGRE “Recomendación de requisitos sísmicos para instalaciones eléctricas de alta tensión”:

**Tabla 7 Factores de importancia para obras civiles. “Recomendación de requisitos sísmicos para instalaciones eléctricas de alta tensión”**

Texto

Descripción generada automáticamente

El coeficiente sísmico se calculará de acuerdo a la siguiente expresión:

Donde:

: aceleración efectiva máxima definida según zonificación sísmica indicada en Tabla 5.2 y Figura 5.1 de la NCh 2369.

T’,n: parámetros relativos al tipo de suelo, determinados según Tablas 5.3 y 5.4 de la NCh 2369.

T\*: periodo fundamental de vibración de análisis, calculado por un procedimiento teórico.

ξ: razón de amortiguamiento que se establece según Tabla 5.7 de la NCh 2369.

El valor de C no necesita ser mayor que el indicado en la tabla 5.7 de la NCh 2369.

R: factor de modificación de respuesta, según sección 3.11.5 del documento técnico del CIGRE “Recomendación de requisitos sísmicos para instalaciones eléctricas de alta tensión” y de la table 5.6 de la norma NCh 2369.

En ningún caso el valor de C será menor a.

*Distribución de fuerza sísmicas en altura*

Las fuerzas sísmicas se deben distribuir en la altura, cuando aplique, según la siguiente expresión:

Donde:

* Fuerza horizontal sísmica en el nivel k.
* pesos sísmicos en los niveles k y j.
* parámetro en el nivel k, donde k = 1 es el nivel inferior.
* n: número de niveles.
* esfuerzo de corte basal.
* altura sobre la base de los niveles k y k-1.
* H: altura del nivel más alto sobre el nivel basal.

*Análisis dinámico*

El análisis espectral se debe hacer para el espectro de diseño siguiente:

Donde:

Sa: aceleración espectral de diseño

T: Periodo de vibración del modo considerado

El valor de Sa no debe ser mayor que , en que se determina según la Tabla 5.7 de la NCh 2369.

*Número de modos*

El análisis debe incluir suficientes modos de vibrar para que la suma de las masas equivalentes, en cada dirección de análisis, sea igual o superior al 90 % de la masa total.

Esfuerzo de corte basal mínimo

Si el esfuerzo de corte basal resulta menor que el valor calculado por la siguiente expresión:

Todas las deformaciones y esfuerzos se deben multiplicar por el cociente para los efectos de diseño, excepto en el caso de que se haya efectuado un análisis tiempo-historia no lineal.

*Cálculo de deformaciones*

Cuando el análisis se hace con las solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R, las deformaciones se deben determinar de:

Donde:

* deformación sísmica.
* deformación debido a cargas de servicio no sísmicas.
* factor que resulta de multiplicar el valor de R por el cociente , siempre que sea menor o igual a 1,0. Sin embargo, no se debe usar un valor inferior a 0,5. En caso de que el cociente sea mayor a 1,0 se debe usar .
* deformación calculada con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R.

Si se usan métodos de análisis inelásticos, la deformación “d” se debe obtener directamente del análisis.

*Deformaciones sísmicas máximas*

Las deformaciones sísmicas se deben limitar a valores que no causen daños a otros sistemas o equipos en las edificaciones. En todo caso, las deformaciones no deben exceder los siguientes valores:

Estructuras de hormigón prefabricado constituidas exclusivamente por un sistema sismorresistente en base a muros conectados por uniones secas.

Estructuras de muros de albañilería con particiones rígidamente unidas a la estructura.

Marcos no arriostrados con rellenos de albañilería.

Otras estructuras.

#### Carga de uso (Lr)

Se deberán considerar las indicaciones de cargas de uso de acuerdo a la NCh 1537.

#### Carga de uso de techo (L)

Se deberán considerar las indicaciones de cargas de uso de techo de acuerdo a la NCh 1537.

#### Combinaciones para edificaciones

Las combinaciones de cargas serán según lo requerido por la NCh 3171.

*Combinaciones de carga de servicio*

* A: D
* B: D + L + Lr
* C: D + Lr + L
* D: D + Lr + W
* E: D + W + L + Lr
* F: D + E + L
* G: D + W
* H: D + E

*Combinaciones de carga última*

* AU: 1.4D
* BU: 1,2D + 1,6L + 0,5Lr
* CU: 1,2D + 1,6Lr + L
* DU: 1,2D + 1,6Lr + 0,8W
* EU: 1,2D + 1,6W + L + 0,5Lr
* FU: 1,2D + 1,4E + L
* GU: 0,9D + 1,6W
* HU: 0,9D + 1,4E

## Cercos

## Cerco interior

Todos los patios de maniobras deben ser cercados mediante una malla alta tipo Acmafor3D y mantenerse cerrados por razones de seguridad.

En general, el cerco estará constituido por mallas galvanizadas en módulos de 2,4 m de alto por 2,5 m de ancho, con fijación galvanizada para perno coche. Los postes serán de perfil cuadrado 75x75x2 mm galvanizados de 3,1 m de alto, e incluirán brazos en ángulo de 75x75x2 mm para hiladas triples de alambres de púas de acero inoxidable o galvanizado. Cada módulo del cerco debe quedar conectado a la malla de puesta a tierra base a través de un conductor de cobre desnudo de una sección mínima de 2/0 AWG.

Se dispondrán portones para acceso vehicular y puertas para acceso peatonal donde sea requerido. Dichos accesos tendrán la misma materialidad que el cierro metálico y deberán ser diseñados tal que no faciliten el trepado para el ingreso a la subestación.

Se deberá considerar una distancia máxima de 15 cm entre el nivel de piso terminado del patio (gravilla) y el tope inferior de las mallas del cerco.

## Cerco exterior

Este cierro tiene por objeto impedir el acceso y la visibilidad de las instalaciones que se encuentran en la subestación.

En general, el cerco será del tipo Bulldog de 2,5 m de alto, donde cada tramo se compone de 5 placas de hormigón H-20 vibrado o similar de 2,5 m x 0,5 m x 4 cm de espesor instaladas entre postes, reforzadas con malla de acero de 8 mm., consistente en 4 barras horizontales y 6 barras verticales, uniformemente distribuidas, los cuales deben quedar nivelados y aplomados. Los postes tendrán extensión en 90º en forma de “V” para la instalación de una concertina sobre la barda de la pandereta. No se aceptan panderetas con fisuras, grietas o con sus cantos dañados. Sólo en caso de fuerza mayor que requiera escalonamientos, estos se pueden efectuar; pero cuidando de no dejar espacios libres entre el terreno natural y la pandereta inferior.

Se permitirá el uso de hormigón reciclado, liviano u otros materiales de características innovadoras con el objetivo de reducir peso para el diseño de las fundaciones y con ello, beneficios ambientales, como la reducción de la huella de carbono sin sacrificar comportamiento estructural y que deben alinearse con los estándares de seguridad del grupo SAESA.

Cada 2 metros lineales se debe considerar un pilar de hormigón reforzado de medidas típicas 14 cm x 16 cm x 2,6 m, con un refuerzo de 4 fierros de 8 mm., enterrado al menos 60 cm. En caso de que se consideren resistencias mayores debido al sistema constructivo de los paneles, se podría ampliar esta distancia entre pilares de hormigón reforzado, siempre y cuando quede verificado con ensayos del panel considerando el sistema de unión entre paneles.

Se permitirá el uso de cercos de mayor altura de acuerdo a los estándares de seguridad del proyecto en particular.

El acceso de la subestación debe permitir el ingreso de un camión de carga pesada y giro amplio. Se aceptará que el portón de acceso principal posea una hoja fija desmontable en caso de ser necesario, de tal forma que sea posible habilitar el acceso indicado al momento de requerirse, adicionalmente se recomienda un acceso secundario, en todo caso la superficie de ambos accesos deberá ser protegida contra la corrosión y pintada con esmalte. El diseño de los accesos y el cerco en general, debe ser tal que no facilite el trepado para el ingreso a la subestación.

#### Portón vehicular y peatonal interno

* El portón vehicular será metálico tipo corredera o batiente según lugar de instalación y condiciones de viento, de dos hojas con brazo en ángulo orientado hacia afuera para instalar tres hiladas de alambre de púas.
* Los portones peatonales serán de 1 de hoja con brazo en ángulo orientado hacia afuera para instalar tres hiladas de alambre de púas.
* Las fijaciones, brazos para púas y accesorios serán de línea, del mismo proveedor del cerramiento.
* Las fundaciones serán de hormigón calidad G15 o superior de 0,30x0,30 m de área y 0,60 m de profundidad.
* Para el montaje se seguirán las recomendaciones del fabricante.
* Se contempla anticorrosivo mínimo 2 manos, con remate óleo opaco en pilares y rejas.

## Cerraduras de cercamiento

Las cerraduras del portón de acceso y de puerta peatonal deben considerar la implementación de llave maestra SAESA, además de que estén probadas y señalizadas en terreno, considerando una nota en el plano respectivo de acceso, por ejemplo, donde aparezca el portón de acceso a la subestación, la puerta de acceso a la sala y los cercos interiores y exteriores. Dependiendo el tipo de edificación (mampara, bodega, accesos principales), las cerraduras tipo SCANAVINI a utilizar.

## Diseño de canalizaciones, ductos y cámaras

## Canaletas

Se construirán de hormigón armado, pudiendo ser prefabricadas u hormigonadas en sitio, con longitudes no mayores a 9 m y con juntas de dilatación. En las juntas se utilizará impermeabilizante para evitar infiltración de agua.

Las canaletas deberán resistir las solicitaciones por empuje de suelo y presión de napa en caso de existir. Los espesores de muro y losa de las canaletas de profundidad mayor a los 0,80 m deberán ser verificadas y presentadas en una memoria de cálculo que respalde las dimensiones y el refuerzo de las mismas.

Dentro de lo posible, la canalización no deberá interferir con las obras civiles. Se debe considerar la ejecución de los afinados y las terminaciones, así como las protecciones necesarias de las canaletas y de los cables que en ella se instalen. Las canalizaciones deben estar selladas de tal forma que impidan el ingreso de agua, que estén protegidas contra la corrosión y que posean un grado de protección IP51.

Para las canaletas proyectadas en cruce de camino o tránsito pesado, se deberá proyectar banco de ductos reforzado, respaldado por una memoria de cálculo para la estimación de la profundidad y del refuerzo. para así disminuir los efectos de los pasos de vehículos, donde la parte superior de la canalización subterránea deberá mantener una distancia por debajo de la parte inferior de la vialidad no menor que la altura de la canalización.

Las canaletas tendrán un espesor mínimo de 15 cm con malla de acero de refuerzo. El recubrimiento mínimo será de 4 cm.

## Tapas de Canaletas

Al interior de las edificaciones, en caso de requerir tapas de canaletas, estas deberán ser metálicas diamantadas y tener un espesor mínimo de 5 mm; presentar un acabado rugoso y deben ser galvanizadas en caliente. Todas las placas diamantadas deberán contar con un sistema de asas de acero galvanizado en caliente, que permitan levantar la tapa con facilidad y deberán ser tales que no sean susceptibles a accidentes por tropiezo con dicha asa.

Al exterior, las tapas deberán ser de hormigón armado con espesor mínimo de 8 cm, con recubrimiento de 2 cm y malla central de refuerzo. Para tapas proyectadas con tránsito pesado, estas deberán contar con espesores y armaduras que permitan resistir a lo menos un camión tipo AASHTO H15-44. Su alzado se hará mediante asas de acero galvanizado en caliente y su peso, en conjunto, no debe exceder los 40 kg.

## Cámaras

Las cámaras que reciben ductos eléctricos, deberán cumplir con las dimensiones indicadas en los planos eléctricos. El espesor mínimo de los muros y losa será de 10 cm para cámaras de profundidades hasta 0,60 m, y 15 cm para cámaras de mayor profundidad. Las cámaras contarán con refuerzo por medio de una malla de acero tipo Acma, dispuesta a doble capa.

Para el diseño de la geometría de la cámara se debe buscar la optimización de la sección privilegiando cámaras lo más superficial posible de tal manera de evitar problemas de ingreso de agua debido a variaciones en la napa freática.

En caso de encontrarse la napa freática cerca del sello de la cámara, se tiene que generar un sistema de drenaje tal que evite la presencia de agua dentro del sistema de cámaras y canaletas durante la operación y vida útil de la subestación diseñada.

La disposición de las cámaras tendrá una separación máxima entre ellas de 30 m para facilitar el tendido de los conductores en los ductos. De igual forma, se deberá disponer de una cámara en todos los cambios de dirección de los ductos.

## Drenajes de cámaras y canaletas

Su drenaje podrá realizarse a través de tubos de PVC dispuestos en el fondo de la canaleta cada cierta distancia y que evacuan directamente al terreno, si no hay presencia de nivel freático y si el suelo lo amerita. En caso contrario, se deberá considerar una pendiente en el fondo de la canaleta que permita el escurrimiento de aguas a través de una tubería de PVC y que conecte con el sistema de drenaje principal de la plataforma con ayuda de una bomba, en caso que sea necesario.

La ingeniería del proyecto deberá considerar ambas situaciones y entregar una solución para cada escenario.