



Revisión bibliográfica de los criterios de diseño para estructuras energizadas basados en la normativa internacional adaptados a las normas de diseño Colombianas y presentación de un caso tipo

Adul Grisales López

Monografía presentada para optar al título de Especialista en Análisis y Diseño de Estructuras

Asesor

Juan Carlos Vélez Cadavid, Doctor (PhD) en Ingeniería de Materiales

Universidad de Antioquia
Facultad de Ingeniería

Especialización en Análisis y Diseño de Estructuras

Medellín, Antioquia, Colombia

2023

Cita	(Grisales López A., 2023)
Referencia	Grisales López A. (2023). <i>Revisión bibliográfica de los criterios de diseño para estructuras energizadas basados en la normativa internacional adaptados a las normas de diseño colombianas y presentación de un caso tipo</i> [Trabajo de grado especialización]. Universidad de Antioquia, Medellín, Colombia.
Estilo APA 7 (2020)	



Especialización en Análisis y Diseño de Estructuras, Cohorte IX.



Biblioteca Carlos Gaviria Díaz

Repositorio Institucional: <http://bibliotecadigital.udea.edu.co>

Universidad de Antioquia - www.udea.edu.co

El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad de Antioquia ni desata su responsabilidad frente a terceros. Los autores asumen la responsabilidad por los derechos de autor y conexos.

TABLA DE CONTENIDO

		Página
1	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	9
2	OBJETIVOS.....	12
1.1	Objetivo general	12
1.2	Objetivos específicos.....	12
3	MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE	13
4	CASO EJEMPLO.....	32
4.1	DOCUMENTOS DE REFERENCIA Y NORMAS APLICABLES	32
4.2	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	32
4.3	CARGAS.....	33
4.3.1	CARGA MUERTA (D).....	34
4.3.2	CARGA VIVA (CM)	35
4.3.3	FUERZA SÍSMICA ($E_{(x,y,z)}$).....	35
4.3.4	CARGA DE VIENTO ($W_{(x,y)}$)	36
4.3.5	CARGA DE FLUIDO (F)	36
4.3.6	EMPUJE DEL SUELO (H).....	36
4.3.7	CARGA DE TENSIÓN Y CORTO CIRCUITO	37
4.3.8	COMBINACIONES DE CARGA	37
4.4	DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	39
4.5	TRANSFORMADORES T1	40
4.6	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS FOSOS DE TRANSFORMADORES 41	
4.6.1	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	41
4.6.2	FOSO DE TRANSFORMADOR T1	43
4.6.3	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL TRANSFORMADOR T1	44
4.6.4	DISEÑO ESTRUCTURAL DE FOSO T1.....	51
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	68

ÍNDICE DE TABLAS

Página

Tabla 3-1. Coeficientes de importancia I, NSR-10	19
Tabla 3-2. Coeficientes de importancia I para condiciones de viento.....	21
Tabla 3-3. Coeficientes de capacidad de disipación de energía	26
Tabla 3-4. Comparación entre factores de mayoración.....	26
Tabla 3-5. Deflexiones admisibles en vigas metálicas	27
Tabla 3-6. Deflexiones admisibles en elementos de concreto.....	28
Tabla 4-1. Parámetros sísmicos.....	35
Tabla 4-2. Parámetros sísmicos para el empuje de suelo	36
Tabla 4-3. Parámetros para el cálculo de la presión de viento	36
Tabla 4-4. Parámetros sísmicos para el empuje de suelo	37
Tabla 4-5. Resumen de características del equipo	40
Tabla 4-6. Dimensiones básicas del foso para transformador T1 (m).....	41
Tabla 4-7. Parámetros básicos del suelo (Tomado Estudio de Suelos).....	41
Tabla 4-8. Cargas muertas (D)	43
Tabla 4-9. Cargas hidrostáticas o de suelo (H)	43
Tabla 4-10. Carga de viento (W).....	43
Tabla 4-11. Carga de sismo (E).....	43
Tabla 4-12. Carga de mantenimiento (CM)	44
Tabla 4-13. Carga de tensiones eléctricas (Tw)	44
Tabla 4-14. Carga de cortocircuito eléctrico (SC)	44
Tabla 4-15. Resumen de cargas básicas en la base de la cimentación foso T1 y T3.....	45
Tabla 4-16. Combinaciones de carga en servicio para fosos T1	45
Tabla 4-17. Verificación de excentricidades y compresiones en la cimentación para el foso T1	47
Tabla 4-18. Verificación de capacidad portante para foso T1.....	48

Tabla 4-19. Verificación al volcamiento y deslizamiento para foso T1.....	49
Tabla 4-20. Resumen de verificaciones por estabilidad.....	50
Tabla 4-21. Verificación de asentamiento.....	51
Tabla 4-22. Fuerzas y esfuerzos en la losa de cimentación.....	52
Tabla 4-23. Esfuerzos en la losa en la dirección L_v y cálculo de acero a flexión.....	55
Tabla 4-24. Esfuerzos en la losa en la dirección paralela al eje Y y cálculo de acero a flexión.....	57
Tabla 4-25. Verificación del cortante.....	58
Tabla 4-26. Verificación de punzonamiento	58
Tabla 4-27. Resumen de cargas en la viga carrilera.....	58
Tabla 4-28. Combinación de fuerzas en la viga carrilera.....	59
Tabla 4-29. Cálculo de acero vertical en la viga carrilera.....	61
Tabla 4-30. Cálculo de acero horizontal en la viga carrilera.....	61
Tabla 4-31. Resumen de cargas en los muros transversales.....	62
Tabla 4-32. Combinación de fuerzas en los muros perimetrales.....	62
Tabla 4-33. Cálculo de acero vertical en los muros transversales.....	63
Tabla 4-34. Cálculo de acero horizontal en los muros transversales	64
Tabla 4-35. Resumen de cargas en los pedestales.....	64
Tabla 4-36. Combinación de fuerzas en los pedestales.....	64
Tabla 4-37. Cálculo de acero vertical en los pedestales.....	67
Tabla 4-38. Cálculo de acero a cortante en los pedestales	67

INDICE DE FIGURAS

Página

Figura 1. Patio de maniobras subestación Chinú Planta	13
Figura 2. Esquema típico de aplicación de cargas en estructura para soporte de equipos (HMV Ingenieros, 2018).....	15
Figura 3. Localización general de fosos de transformador.....	34
Figura 4. Espectro sísmico de diseño	35
Figura 5. Elevación de fosos de transformador T1 (izquierdo), T2 (centro) y T3 (derecho)..	39
Figura 6. Esquemas generales del transformador (Fuente propia)	39
Figura 7. Dimensiones básicas del foso para transformador en planta T1	40
Figura 8. Dimensiones básicas del foso para transformador T1	40
Figura 9. Capacidad de carga admisible en cimentaciones superficiales $B > 4,0$ m.....	42
Figura 10. Módulo de balasto vertical para fundaciones con un ancho mayor a 3,0 m y desplantadas en el lleno estructural.....	42
Figura 11. Distribución de esfuerzos transmitidos al suelo (Fuente propia)	52

ABSTRACT

Para esta monografía se estudia el estado del arte acerca de los criterios de diseño estructurales usados en estructuras energizadas específicamente las que conforman las subestaciones eléctricas. Se desarrolla un análisis de las diferencias que se tienen respecto a las normativas internacionales y las normativas nacionales de los parámetros, disposiciones y suposiciones que se toman para este tipo de diseños estructurales. Adicional a esto se expone un caso típico de diseño de una estructura de soporte para un equipo energizado y las consideraciones tenidas en cuenta.

1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El mundo vive nuevos procesos mediante los avances científicos y tecnológicos que llevan a la sociedad a repensar en la manera de cómo dar respuesta a la exigibilidad de flexibilizar la rutina social, profesional y humana. Estos nuevos procesos están diseñados para aligerar las curvas de aprendizaje mientras se incrementa la eficacia y efectividad de tecnologías que proveen soluciones a problemas en entornos determinados. La ingeniería civil ha visto la manera en la que se han interconectado disciplinas para edificar obras que han marcado precedentes y que se han convertido en el punto de referencia para dinamizar las técnicas de implementación en el campo. Los sistemas de transmisión en la generación de energía a nivel internacional específicamente las subestaciones eléctricas muestran oportunidades para la región en la forma de aplicación y ejecución, aparecen como experiencias replicables para llevar a contextos locales pero los países de América Latina presentan ciertas limitantes, sobre todo en el campo de las normas y los criterios de diseño, para acoplarse a las nuevas dinámicas.

En el caso de Colombia, el país tiene actualmente entre el sistema de transmisión nacional (STN) y el sistema de transmisión regional (STR), un número aproximado de 140 centrales de generación hidráulica (principal fuente de generación) y 485 subestaciones eléctricas de diferentes niveles de tensión eléctrica, lo cual conlleva a un considerable trabajo en el diseño de obras civiles no amparado en su totalidad por el reglamento NSR-10. Esto debido a las excepciones presentadas en el capítulo A.1.2.4 de la NSR-10.

“A.1.2.4—EXCEPCIONES—El presente Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10, es aplicable a edificaciones (construcciones cuyo uso primordial es la habitación u ocupación por seres humanos) y no se aplica a: A.1.2.4.1—El diseño y construcción de estructuras especiales tales como puentes, torres de transmisión, torres y equipos industriales, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas construcciones diferentes de edificaciones”.

Por definición una subestación eléctrica es un punto de control y/o transformación, en el cual la energía proveniente de las grandes centrales hidroeléctricas se transforma a niveles de

tensión admisibles que permiten su correcta distribución y suministro al usuario final. Una subestación está conformada por unos circuitos eléctricos de entrada y salida que se conectan entre sí y que requieren de unas estructuras civiles específicas para su correcta instalación y/o funcionamiento.

A partir de la de distribución eléctrica o disposición física de las subestaciones, surge la necesidad de disponer dentro del patio de maniobras unas estructuras cuya función es la de ser soporte de los equipos eléctricos de baja, media y alta tensión, por lo general dichas estructuras son denominadas soportes y cimentación de equipos. Teniendo la definición de las dimensiones generales de los soportes de los equipos a partir de la información suministrada por los fabricantes de los equipos eléctricos, el diseño estructural se concentrará en la definición de la geometría, dimensiones y materiales que se requieren para resistir de forma segura las cargas verticales, longitudinales y transversales que se generan a partir de la operación de los equipos.

Dada la importancia de este tipo de estructuras se hace necesario que el diseño a partir de parámetros esenciales que incluya el adecuado cálculo de las cargas a considerar, estimación de fuerzas sísmicas, cargas de montaje y operación y otros criterios de diseño que la normativa internacional tiene en consideración para el diseño de este tipo de elementos estructuras y que no son descritas claramente en la normativa de diseño sísmico colombiana NSR-10. Dentro de las estructuras civiles que se requieren dentro de una subestación eléctrica se encuentran las siguientes: fosos de cimentación para transformadores de potencia, cárcamos eléctricos y sus respectivas tapas, tanque separador de aceite, cimentaciones para pórticos y torres de conexión, muros cortafuego, edificios de control entre otros.

Los elementos estructurales dentro de una subestación eléctrica deben ser diseñados para soportar y desarrollar un buen desempeño ante fuerzas sísmicas y externas, esto debido a que las subestaciones se deben considerar dentro del grupo de uso IV y deberán continuar prestando servicio a la comunidad durante y después de un evento sísmico, con el propósito de mantener el fluido eléctrico a edificaciones indispensables como hospitales, aeropuertos, etc. Las estructuras de subestación deben cumplir con unos criterios o parámetros para el diseño estructural dentro de unos intervalos específicos que permiten no comprometer la integridad física y el comportamiento operativo de los equipos, ya que una mala operación de estos podría causar una interrupción en el suministro eléctrico y consecuencia de esto pérdidas económicas. Por tal razón, la presente

monografía se centra en hacer una revisión bibliográfica de los criterios de diseño de estructuras energizadas basados en la norma internacional vigente pretendiendo encontrar oportunidades de mejora en la norma colombiana de diseño sismo resistente, dejando un precedente teórico y práctico en el marco de un caso tipo.

2 OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar una revisión de literatura sobre los criterios de diseño para estructuras energizadas basados en la normativa internacional adaptados a las normas de diseño colombianas y la presentación de un caso tipo de diseño.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar por medio proyectos eléctricos existentes debidamente documentados las principales consideraciones de diseño para el desarrollo de estructuras energizadas tales como: fosos de cimentación para transformadores de potencia y puesta a tierra, cárcamos eléctricos, muros cortafuego, etc.
- Realizar un análisis entre la normativa nacional y las normas internacionales respecto a las tipologías de cargas (Dead, Live, Quake, Wind) a considerar para el diseño de las estructuras necesarias al interior de una subestación eléctrica.
- Presentar el análisis de un caso tipo de diseño de estructuras de cimentación de equipos energizados de acuerdo con los criterios de diseño estudiados.

3 MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE

El diseño estructural es una metodología de investigación acerca de la estabilidad, la resistencia y la rigidez de las estructuras, a menudo tiene que ver con el diseño de estructuras como edificios, puentes, presas hidráulicas y en el caso particular de esta investigación las subestaciones eléctricas. Los materiales para el diseño estructural deben ser de larga duración, el diseño de la estructura comienza a partir de determinados parámetros geométricos, técnicos y las características de los materiales o las propiedades de los sistemas estructurales necesarios, en función de los cuales fundamenta la elección y el desarrollo de los elementos estructurales que mejor se comporten frente a los requerimientos externos.



Figura 1. Patio de maniobras subestación Chinú Planta
(Fuente propia)

Técnicamente una subestación eléctrica es el conjunto de equipos eléctricos, cuyo objetivo es la conversión del voltaje, regulación y distribución de la electricidad, así como la protección y el control de esta. (Harper E. ,2011). El equipamiento eléctrico requerido dentro de este tipo de estructuras puede ser considerado de gran peso y tener accesorios que requieren de un cuidado especial en caso de ser sometidos a una excitación externa. A partir de esto se discute entonces los métodos de diseño, los límites de deflexión para los equipos durante la operación, los parámetros de diseño de las cimentaciones para las estructuras de soporte de equipos eléctricos, cargas a ser consideradas y otros elementos estructurales que componen una subestación eléctrica.

Las estructuras de la subestación y del patio de maniobras se utilizan para soportar los componentes mecánicos y el equipo eléctrico, como conductores, interruptores, pararrayos, aisladores, transformadores de potencia eléctrica entre otros. Las estructuras de soporte y de cimentación en la zona de patios se fabrican generalmente a partir de ángulos, bridas anchas, tuberías y hormigón reforzado respectivamente.

Todas las estructuras de las subestaciones deben estar diseñadas para soportar las cargas de viento, hielo, tensión, cortocircuito, sismos, construcción, operación y mantenimiento, peso del equipo eléctrico y otras condiciones de servicio específicas o no usuales. Los métodos para estimar las cargas especialmente las relacionadas con eventos climáticos se basan principalmente en modelos estadísticos. Estos modelos aunque científicamente correctos tienen limitaciones en la precisión de su predicción. Para asegurar la confiabilidad estructural se introducen factores de carga para compensar esta incertidumbre. Los factores de carga recomendados se seleccionan con base en la característica única de las estructuras típicas de las subestaciones eléctricas. Los factores de carga recomendados son diferentes de los de otros documentos como ASCE 7 (2005), ACI 318 (2005) o AISC (2005) que abordan cargas principalmente relacionadas con estructuras similares a edificios.

Para ahondar en el diseño estructural es de suma importancia conocer la tecnología, el proceso y los conceptos que se describen a continuación.

Criterios de Diseño

Según Muria y Olivares (2017) Los criterios de diseños estructurales “son lineamientos y pautas en permanente actualización, formulados a partir de necesidades humanas y de experiencias e investigaciones propias” (pp 22).

Método de Diseño

Para ampliar el campo del método de diseño nos encontramos con las normativas internacionales tales como la ACI (American Concrete Institute), AISC (American Institute Of Steel Construction) que presentan parámetros de diseños o estándares que no son apropiados para este tipo de estructuras ya que se enfocan en edificaciones convencionales. En el medio es válido para el diseño el método de tensiones admisibles (ASD) como el de diseño por resistencias últimas (USD) siendo este último el más usado. El diseño por resistencia máxima (USD) es un método para

proporcionar elementos estructurales de manera que las fuerzas calculadas producidas en las estructuras por las cargas mayoradas no excedan la resistencia de diseño del elemento estructural. El método (USD) también se denomina diseño de factor de carga y resistencia o LRFD, siendo esta última la que suele ser utilizada en la normativa colombiana.

Las estructuras diferentes de edificaciones para las cuales no exista un procedimiento de diseño sísmico deben diseñarse utilizando un procedimiento de referencia y que corresponde a las criterios de diseño y sus respectivas modificaciones de las normativas internacionales. Las estructuras deben diseñarse para las fuerzas sísmicas y solicitaciones calculadas y nunca podrán ser menores que las que se obtienen a partir de un modelo matemático o la estimación de esfuerzos a partir de hojas de cálculo propias. En la Figura 2 se presenta un esquema típico de aplicación de cargas en una estructura para soporte de equipos.

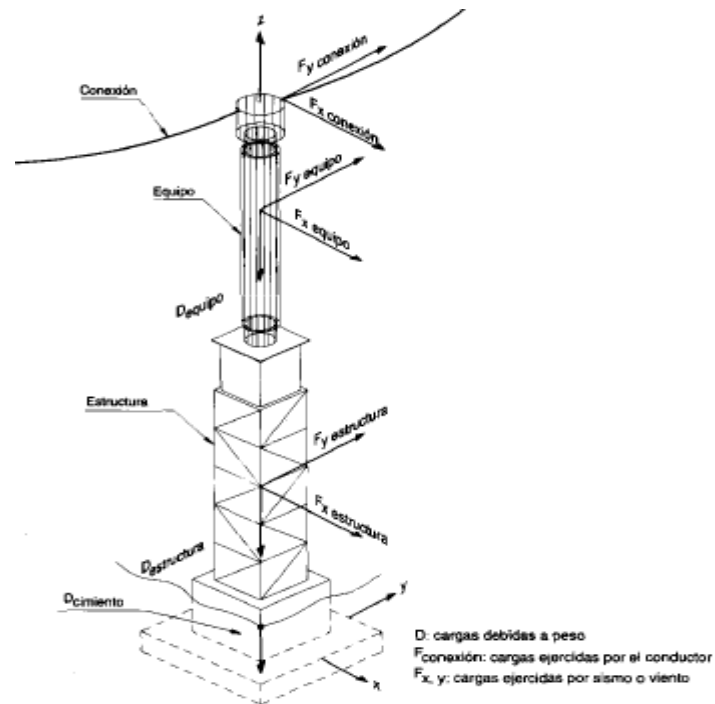


Figura 2. Esquema típico de aplicación de cargas en estructura para soporte de equipos (HVM Ingenieros, 2018)

La AIS (Asociación Colombiana De Ingeniería Sísmica) desarrolló un documento base en el que se contemplan algunas generalidades para el diseño sísmico de estructuras diferentes a las edificaciones convencionales, esta presenta una descripción general de las estimaciones del sistema

estructural de resistencia sísmica y los valores del coeficiente de disipación de energía, así mismo, presenta los ajustes necesarios que deberán ser aplicados al cálculo de la fuerza sísmica a partir del espectro de respuesta de la NSR-10.

A partir de la importancia con la que se debe diseñar una subestación y que debe permanecer segura y funcional ante un evento sísmico, es de vital importancia la estimación del factor de reducción de cargas sísmicas R . Los elementos estructurales para soportes de equipos, torres de transmisión y que tengan un comportamiento tipo péndulo invertido se encontró de acuerdo con la bibliografía consultado los siguientes estimativos para el valor de R .

De acuerdo con la (ASCE 2008) el valor de ductilidad para el diseño de una subestación es de $R=2,0$. Este manual es de uso recurrente en el diseño de subestaciones por los profesionales especializados en este tema.

La normativa (ASCE/SEI 7 ,2010) define que para las estructuras tipo péndulo invertido y que son similares a las estructuras de soporte de los equipos define un $R= 2,0$.

En la normativa colombiana y en particular la (AIS 2013) y que son recomendaciones para estructuras diferentes a las convenciones se define un valor de $R= 2,0$ para las estructuras tipo péndulo invertido. Se puede evidenciar que en general el valor de “ R ” permanece similar en las diferentes normativas que sirven como base para el diseño de las subestaciones. Es importante mencionar que este valor de reducción de fuerzas sísmicas puede ser discutido con antelación entre el diseñador y el contratante del proyecto con el fin de generar diseños más conservadores.

Lo antes expuesto se puede contrastar con el trabajo de investigación de Maldonado y Rivera (2014) en el cual desarrollaron un instructivo que facilitó el diseño de subestaciones de distribución en la región caribe. La extensión teórica de la propuesta denota como existe información específica para estructuras de viviendas, pero eleva la solicitud por parte de la ingeniería civil colombiana para promover la constitución de manuales, procedimientos y prácticas en el diseño y ejecución de subestaciones.

Cargas

De acuerdo a Guedez (2018) “Las estructuras de las subestaciones deben diseñarse para soportar las cargas aplicables del viento, hielo, tensiones de las líneas, terremotos, construcción,

mantenimiento, equipos eléctricos y otras condiciones de servicio especificadas o inusuales” este apartado trata las directrices para desarrollar los criterios de carga de las estructuras de las subestaciones.

Las cargas mínimas para tener en cuenta en el diseño de obras civiles se exponen en las siguientes líneas conceptuales:

Carga muerta (D):

Las cargas muertas serán:

- Peso propio de los elementos estructurales: calculados con la densidad propia del material según Tabla B.3.2-1 Masas de los materiales de la NSR-10, o fichas técnicas propias del material.
- Peso de todos los materiales de construcción incorporados y permanentemente soportados por el elemento: elementos no estructurales verticales y horizontales.
- Peso del equipo permanente
- Peso de los elementos de conexión: platinas, tornillos y demás accesorios.

De acuerdo a la Guía de Diseño de Infraestructura de Subestaciones del Manuales e informes sobre prácticas de ingeniería de la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE, 2008) “Los pesos de la estructura, del equipo de soporte y de los accesorios deben incluirse en las cargas muertas aplicadas conjuntamente con las cargas de diseño aplicables”.

Dentro de la guía reposan otros conceptos fundamentales que dan soporte bibliográfico a la presente investigación:

Cargas de funcionamiento de los equipos.

El funcionamiento de equipos, como interruptores y dispositivos de interrupción de circuitos, puede crear cargas dinámicas en las estructuras de soporte. Estas cargas deben combinarse con otros casos de carga si el equipo tiene que estar operable cuando las condiciones meteorológicas son más severas. El fabricante del equipo debe ser consultado sobre la aplicación y magnitud de dichas cargas. Los fabricantes de equipos también deben ser consultados con respecto a los requisitos de deflexión operativos y funcionales específicos del equipo en particular.

El ingeniero de diseño debería participar en el proceso de adquisición de equipos para evaluar la información de diseño, como el centro de gravedad del equipo, los pesos, los tamaños de los componentes para la superficie de viento y las fuerzas dinámicas o fuerzas operativas.

Carga viva (L).

Cargas debidas al uso y ocupación de la estructuras, incluyendo cargas debidas a objetos móviles y de impacto, según Tabla B.4.2.1-1 Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas.

Para los Puentes Grúa, carga viva de impacto, según el ítem B.4.4 de la NSR-10. Cargas vivas de empujes y antepechos, según el ítem B.4.2.2 de la NSR-10.

Se aplicarán cargas de montaje y mantenimiento en pórticos y soportes de equipos, equivalentes a la acción de un hombre con herramientas, el cual es aproximadamente, una carga puntual de 1,5 kN (150 kgf). En los casos en que sea necesario, se aplicarán los requisitos establecidos por el Reglamento de Seguridad para Protección contra caídas en Trabajo en Alturas, según la resolución 1409 de 2012.

Fuerzas Sísmicas (E) (Ed).

La carga sísmica estará definida por el espectro de aceleraciones de la NSR-10, para una probabilidad del diez por ciento (10%) de ser excedida en un lapso de cincuenta (50) años, es decir un periodo de retorno de 475 años. Las fuerzas sísmicas reducidas de diseño E ($E=F_s/R$) se emplean para diseñar los miembros estructurales. Las fuerzas sísmicas (F_s) se calculan de acuerdo con el capítulo A.2 de la NSR-10.

Las subestaciones se encuentran ubicadas en municipios de diferentes departamentos, por lo tanto, cada uno de los sub-proyectos deberá ubicarse dentro de un nivel de amenaza sísmica (alta, intermedia o baja) según corresponda. En el apéndice A-4, en la referencia. Valores de A_a , A_v , A_e y A_d , se encuentran los parámetros que definen los movimientos sísmicos por cada municipio.

El estudio de suelos determinará el tipo de perfil del suelo dentro de las categorías A, B, C, D, E y F. Según la clasificación de suelo y la aceleración pico efectiva, se determinarán los valores de amplificación de las ordenadas del espectro para periodos cortos e intermedios (F_a y F_v) según

Tabla A.2.4-3 y Tabla A.2.4-4. Para suelos clasificados como tipo F se deberán realizar estudios sísmicos particulares de sitio.

El grupo de uso de las estructuras será GRUPO IV – Edificaciones indispensables, es decir aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alterno. En este grupo se incluye:

- Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos. El coeficiente de importancia (I), según la NSR-10, modifica el espectro y con ello las fuerzas de diseño. Para el grupo de uso IV se tendrá un coeficiente de importancia de 1.5:

Tabla 3-1. Coeficientes de importancia I, NSR-10

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

El coeficiente de disipación de energía (R) estará determinado según los materiales y el sistema estructural establecido en las tablas A.3-1 a A.3-4, de la NSR-10 [1], así como también las irregularidades que pueda presentar la estructura tanto en planta como en altura. En este tema se entiende que los valores incluidos por las normativas establecen valores máximos de los coeficientes empleados para la reducción de fuerzas, sin embargo y con el debido sustento técnico, en el diseño se podrá hacer uso de valores menores según el tipo de obra. Esto último redundará en mayor seguridad para las estructuras que así lo ameriten.

En el mismo orden, considerando las cargas de fuerza sísmica, en la literatura encontrada en un trabajo de (Rodríguez y Muñoz, 2018) hace alusión a “los soportes de equipos que se deben diseñar para que resistan y presenten un buen desempeño ante fuerzas sísmicas” El desarrollo textual hace énfasis en que las subestaciones se consideran indispensables para una comunidad y deben funcionar durante y después de un sismo, con el fin de mantener el suministro eléctrico a edificaciones vitales tales como hospitales, aeropuertos, sistemas masivos de transporte, entre otros.

En su investigación (Rodríguez y Muñoz, 2018) sostienen que:

“Las estructuras de soporte de equipos de subestación deben cumplir con unos desplazamientos máximos dentro de unos límites estrechos para no comprometer la integridad física y el comportamiento estructural del equipo, cuyo mal desempeño podría causar inoperatividad del sistema y por ende implicaciones económicas importantes. Las empresas que se dedican al diseño y construcción de subestaciones tienen diferentes visiones sobre el coeficiente de capacidad de disipación de energía R , debido a que algunos diseñadores no están de acuerdo con el uso de los valores de R recomendados por las normas vigentes, teniendo en cuenta que, como resultado de los límites en las deformaciones admisibles, en la práctica las estructuras no alcanzan a desarrollar su máxima capacidad de deformación y por consiguiente no se presenta el trabajo en el rango inelástico asociado a esos valores de R ”.

Por otro lado, diseñar los soportes sin tener en cuenta la reducción de la fuerza sísmica, implicaría costos significativos para los proyectos al tener que suministrar estructuras y cimentaciones de mayor tamaño, al no tener en cuenta la disipación de energía que se pueda presentar es la estructura metálica. Cabe anotar que este impacto en los costos es mayor en las cimentaciones pues las dimensiones de los perfiles de las estructuras muchas veces están limitadas más por condiciones constructivas y de espesores mínimos que por las solicitaciones en los miembros, relativamente moderadas.

Tal investigación se basó en la revisión bibliográfica del coeficiente de disipación de energía para soportes de equipos en estructuras metálicas tipo celosía en subestaciones eléctricas, los autores, además de señalar la falta de contenido bibliográfico como un manual procedimental que sustente el desarrollo técnico para el diseño de subestaciones, también generaron ciertas observaciones en las normas, que desde su perspectiva, deberían ser aclarados en los procesos de negociación para la ejecución de los proyectos.

Fuerzas de Viento.

Las presiones de viento serán calculadas a través del Procedimiento Analítico del capítulo B.6.5 de la NSR-10. En caso de que el cliente cuente con información propia para estimar las

fuerzas y parámetros del viento, estos documentos deberán ser comparados con los requisitos mínimos de la NSR-10 para así avalar su utilización.

El factor de importancia (I) para cargas de viento y para el grupo de uso IV será de 1.15, atendiendo la Tabla B.6.5-1, de la NSR-10.

Tabla 3-2. Coeficientes de importancia I para condiciones de viento

Categoría	Regiones no propensas a huracanes, y regiones con posibilidad de huracanes de $V = 40 - 45$ m/s	Regiones con posibilidades de huracanes y $V > 45$ m/s
I	0.87	0.77
II	1.00	1.00
III	1.15	1.15
IV	1.15	1.15

Los parámetros de sitio, tales como la categoría de exposición, el factor topográfico, el factor de ráfaga y de forma (geométrico) como la clasificación de la estructura (abierta, cerrada o parcialmente cerrada), necesarios para determinar la carga de viento, deberán ser evaluados según las características de cada lugar y de cada estructura.

La carga de viento de diseño mínima para el sistema principal resistente a cargas de viento, y para los componentes y revestimientos será de 0,40 kN/m².

Cargas de maniobra y operación.

Se aplicarán cargas de maniobra y operación, solo a seccionadores de rotación central e interruptores; con una intensidad correspondiente a la definida por el fabricante del equipo en particular. Con la intención de ampliar el sustento teórico y práctico de la investigación se complementan las siguientes nociones que destacan la importancia de las combinaciones de carga:

Combinaciones de Carga.

Combinaciones de diseño.

Las combinaciones últimas y de servicio se dividirán en dos grupos dependiendo del tipo de obra a diseñar y las normativas aplicables a cada estructura; estos son: combinaciones de obras no electrificadas (edificaciones y sus cimentaciones, cárcamos, canales, etc.) según normativa NSR-10, y combinaciones de obras electrificadas (pórticos, soportes de equipos, y sus cimentaciones) según normativa ASCE 113.

Las combinaciones últimas para el diseño estructural de obras no electrificadas, según artículo B.2.4.2 del NSR-10, serán:

- U1) $1,4 (D + F)$
- U2) $1,2 (D + F) + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ ó } G \text{ ó } Le)$
- U3) $1,2 D + 1,6 (Lr \text{ ó } G \text{ ó } Le) + (1,0 L \text{ ó } 0,5 W_{(X,Y)})$
- U4) $1,2 D + 1,0 W_{(X,Y)} + 1,0 L + 0,5 (Lr \text{ ó } G \text{ ó } Le)$
- U5) $1,2 D + 1,0 E_{(X,Y,Z)} + 1,0 L$
- U6) $0,9 D + 1,0 W_{(X,Y)} + 1,6 H$
- U7) $0,9 D + 1,0 E_{(X,Y,Z)} + 1,6 H$

Las combinaciones de servicio para la revisión de esfuerzos en el terreno y deflexiones, de obras no electrificadas, según artículo B.2.3.1 del NSR-10, serán:

- S1) $D + F$
- S2) $D + H + F + L + T$
- S3) $D + H + F + (Lr \text{ ó } G \text{ ó } Le)$
- S4) $D + H + F + 0,75 (L + T) + 0,75 (Lr \text{ ó } G \text{ ó } Le)$
- S5) $D + H + F + W_{(X,Y)}$
- S6) $D + H + F + 0,7 E_{(X,Y,Z)}$
- S7) $D + H + F + 0,75 W + 0,75 L + 0,75 (Lr \text{ ó } G \text{ ó } Le)$

$$S8) D + H + F + 0,75 (0,7E_{(X,Y,Z)}) + 0,75L + 0,75 (Lr \text{ ó } G \text{ ó } Le)$$

$$S9) 0,6 D + W_{(X,Y)} + H$$

$$S10) 0,6 D + 0,7 E_{(X,Y,Z)} + H$$

Las combinaciones últimas para el diseño estructural de obras electrificadas, según tabla 3-17 del ASCE 113, serán:

$$U8) 1,1 D + 1,1CM + 1,1 T_w$$

$$U9) 1,1 D + 1,2 W_{(X,Y)} I_{FW} + 0,75 SC + 1,1 T_w$$

$$U10) 1,1 D + 1,0 SC + 1,1 T_w$$

$$U11) 1,1 D + 1,0 E_{(X,Y,Z)} + 0,75 SC + 1,1 T_w$$

Las combinaciones de servicio para la revisión de esfuerzos en el terreno y deflexiones de obras electrificadas, según tabla 3-17 del ASCE 113, serán:

$$S11) 1,0 D + 1,0 CM + 1,0 T_w$$

$$S12) 1,0 D + 1,0 W_{(X,Y)} I_{FW} + 0,75 SC + 1,0 T_w$$

$$S13) 1,0 D + 1,0 SC + 1,0 T_w$$

$$S14) 1,0 D + 0,7 E_{(X,Y,Z)} + 0,75 SC + 1,0 T_w$$

Donde

D: Carga muerta.

$E_{(X,Y,Z)}$: Fuerzas sísmicas reducidas de diseño en direcciones X, Y y Z, combinadas direccionalmente según notas d y e.

F: Cargas debidas al peso y presión de fluidos.

G: Carga debida al granizo, sin tener en cuenta la contribución del empozamiento.

L: Cargas vivas.

Le: Carga de empozamiento de agua.

Lr: Carga viva sobre la cubierta.

H: Cargas debidas al empuje lateral del suelo, de agua freática o de materiales almacenados con restricción horizontal.

T: Fuerzas y efectos acumulados de variación de temperatura, retracción de fraguado, flujo plástico, cambios de humedad, asentamiento diferencial o combinación de varios de estos efectos.

$W_{(X,Y)}$: Carga de viento en direcciones X y Y.

T_W : Tensiones horizontales del conductor para las condiciones apropiadas de viento y temperatura.

SC: Cargas de cortocircuito.

CM: Cargas de montaje y mantenimiento. En pórticos y soportes de equipos, se considerarán cargas de montaje y mantenimiento equivalentes a la acción de un hombre con herramientas. Para pórticos, en los puntos de llegada de fases en cada viga y en el castillete para soporte del cable de guarda; y para soportes de equipos, se aplicarán fuerzas verticales de 271 daN, tal como es establecido por el artículo 9.1.1.1.d. de la normativa IEEE 1307.

MO: Cargas de maniobra y operación. Aplicables solo a seccionadores pantógrafos, seccionadores de rotación central e interruptores. Ver notas f, g y h.

I_{FW} : Factor de importancia para la velocidad básica del viento. $I_{FW} = 1.15$ para un periodo de retorno de 100 años, según tabla 3-3 del ASCE 113.

Notas:

- a. Las fuerzas sísmicas $E_{(X,Y,Z)}$ se calculan según lo obtenido en el espectro de diseño obtenido por la normativa NSR-10. Se aclara que este espectro es mayorado y por lo tanto se modifican las combinaciones con sismo del ASCE 113.
- b. Para el análisis de derivas se emplea en las combinaciones de servicio con sismo: $1,0 E_{(X,Y,Z)}$ en vez de $0,7 E_{(X,Y,Z)}$, un coeficiente $R = 1,0$ y un factor de importancia $I = 1,0$; tal como se establece en los artículos B.2.3.2.1, B.2.4.2.1 y A.6.2.1.2 del NSR-10, respectivamente. Dado que las fuerzas sísmicas $E_{(X,Y,Z)}$ se obtendrán del espectro último de diseño con un factor de importancia $I = 1,8$, la reducción de este factor se realizará en las combinaciones de servicio al dividir las fuerzas $E_{(X,Y,Z)}$ por 1,8.

- c. Para el diseño de cimentaciones y el análisis de los esfuerzos que generan sobre el terreno, se emplearán fuerzas sísmicas reducidas $E_{(X,Y,Z)}$ divididas por un coeficiente de disipación $R = 1,0$, tal como es establecido en el artículo H.2.4.3 del NSR-10.
- d. Se considerará la concomitancia de fuerzas sísmicas horizontales y verticales. Las fuerzas sísmicas verticales corresponden a dos terceras partes ($2/3$) de las fuerzas sísmicas horizontales, tanto en sentido de la gravedad como en contra de ella.
- e. La combinación direccional de las fuerzas sísmicas horizontales se hará considerando una distribución simultánea del 100% y 30% en direcciones ortogonales.
- f. Para el diseño de fundaciones y estructuras de soporte de seccionadores, se considerará la siguiente combinación última adicional:

$$U12) \quad 1,1 D + 1,1 MO + 1,1 T_w$$

La magnitud de las fuerzas MO serán obtenidas a partir de los planos de referencia del fabricante del equipo

- g. Para el análisis esfuerzos sobre el terreno y derivas de seccionadores, se considerarán las siguientes combinaciones de servicio adicionales, respectivamente:

$$S15) \quad 1,0 D + 1,0 MO + 1,0 T_w$$

La magnitud de las fuerzas MO serán obtenidas a partir de los planos de referencia del fabricante del equipo.

- h. Para el diseño de fundaciones de interruptores, se considerará en aquellas combinaciones con fuerzas de cortocircuito SC; cargas de maniobra y operación MO con intensidades obtenidas a partir de los planos de referencia del fabricante del equipo.
- i. Las fuerzas sísmicas últimas de diseño, serán afectadas por un coeficiente de capacidad de disipación de energía (R) de acuerdo a lo requerido en el capítulo A.3 del NSR-10 y las recomendaciones dadas en el numeral 3.1.7.3 del ASCE 113. Estos coeficientes son:

Tabla 3-3. Coeficientes de capacidad de disipación de energía

Estructura	Coefficiente de disipación R
Pórticos metálicos en celosía	2,5
Soportes metálicos en celosía	1,0
Pórticos dúctiles en concreto	2,5
Muros de mampostería reforzada, de bloque de perforación vertical	2,5
Elementos no estructurales	1,5
Verificación sísmica de equipos	1,0

Las cargas anteriormente mencionadas deberán ser combinadas y mayoradas con el fin de obtener el diseño detallado de las estructuras. En la Tabla 1, se presenta un planteamiento inicial de los factores de mayoración descritos en (ASCE - Substation Structure Design Guide. Manuals and Reports on Engineering Practice No. 113) y su diferencia respecto a la (AIS - Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente).

Tabla 3-4. Comparación entre factores de mayoración

Factores de mayoración para combinaciones últimas		
	ASCE (Guía práctica 113)	AIS (NSR-10)
Muerta (D)	1,1	1,2 y 1,4
Viento (W)	1,2 + factor de importancia	1
Sismo (E)	1,25 + factor de importancia	1
Viva o operación (L)	1,0	1,0 y 1.6

Deflexiones y Derivas

Derivas.

Las deflexiones máximas horizontales serán aquellas definidas por el ítem A.6.4 y A.12.5 de la NSR-10. Durante el sismo de diseño serán del 1,0 % de la altura de entrepiso, durante el sismo de umbral de daño serán del 0,4 % de la altura de entrepiso. Adicionalmente, se cumplirá con lo indicado en el ítem A.6.4.1.5 de la NSR-10.

Nota: De acuerdo con el numeral A.6.2.1.2 de la NSR-10, las derivas pueden ser verificadas con un espectro de diseño con importancia $I=1,0$. Todas las derivas deberán ser evaluadas para las cargas sísmicas F_s si dividir entre R .

Deflexiones.

A continuación, se presentan referencias de algunos límites de deflexión admisible; se pueden tomar otros valores según el caso específico.

Tabla 3-5. Deflexiones admisibles en vigas metálicas

	Máxima deflexión admisible
Equipos vibratorios	L/400
Vigas monorriel clasificadas según CMAA como A, B ó C.	L/600
Vigas monorriel clasificadas según CMAA como D.	L/800
Losas con lamina colaborante	L/240
Vigas de piso y plataformas (solo carga viva)	L/360
Vigas de techo (carga viva)	L/240
Elementos frágiles	L/360

En estructuras de concreto se debe verificar el control de deflexiones de acuerdo con C.9.5 de la NSR-10.

Tabla 3-6. Deflexiones admisibles en elementos de concreto

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	$l/180^*$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	$l/360$
Sistema de entripiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) [†]	$l/480^{\ddagger}$
Sistema de entripiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240^{\S}$

* Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el empozamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

† Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con C.9.5.2.5 ó C.9.5.4.3, pero se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de elementos similares a los que se están considerando.

‡ Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

§ Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

Parámetros para el diseño de cimentaciones

El diseño de cimentaciones se realizará considerando los resultados del estudio de suelos que determina el rango de presiones que se puede transmitir al terreno, con el objeto de garantizar que los asentamientos sean menores a los límites máximos.

Los eventos de carga a considerar en los diseños de los distintos elementos corresponden a las combinaciones de peso propio, tensiones electromecánicas de los conductores, viento, sismo horizontal y vertical según las combinaciones correspondientes, siguiendo los parámetros establecidos en la referencia NSR-10 y la referencia ASCE.

Se dimensionan para resistir el volcamiento o arrancamiento inducido por las cargas de trabajo, con factores de seguridad mínimos de 1,5 y 2,0 respectivamente, en las condiciones más severas que incluyen combinaciones de cargas variables o accidentales.

La excentricidad máxima ($e_{máx}$), para las dos direcciones ortogonales de la cimentación, determinada como la relación entre el momento (M) y la carga puntal (P), será menor o igual a $1/3$ de la longitud B ó L de la cimentación.

El diseño de la cimentación para las cargas dinámicas debe garantizar un apoyo mínimo del 60% de área del cimientto en contacto con el suelo. Para condiciones de carga que incluyan fuerzas

debidas a sismo o cortocircuito se permitirá un sobre-esfuerzo del 33% en la capacidad admisible del suelo.

El refuerzo por retracción y temperatura en zapatas y losas de fundación tendrá una cuantía mínima de 0,0018, este refuerzo se colocará en ambas caras del elemento y en ambas direcciones. Para los pedestales el área de refuerzo será mínimo 0,005 veces su área.

Cuando se requiera, se diseñarán cimentaciones con pilas o pilotes, de acuerdo con las capacidades de carga por punta, fricción, arrancamiento y resistencia lateral recomendadas por el estudio de suelos y de acuerdo con el reglamento colombiano de construcción sismo resistente, NSR-10.

El concreto secundario es mínimo de 0,06 m y sin parrilla de refuerzo, para ser colocado con posterioridad al montaje y nivelación de las estructuras. Se considera el empleo de un aditivo de adherencia para hormigones de diferentes edades tipo SIKADUR 32, ó equivalente.

La superficie de acabado final de los pedestales de la fundación se terminará en la cota +0,10 m; considerando como 0,0 la superficie de acabado final del patio. Los pedestales quedarán con un bombeo que evite el encharcamiento del agua.

Materiales

Los materiales a utilizar serán:

Concretos y morteros

- Concreto con $f'c = 28$ MPa a 28 días, con utilización de cemento Portland tipo I para las fundaciones de equipos y pórticos, para el sistema de resistencia sísmica y cimentación de la caseta de control y portería (artículo C.21.1,4.2 del NSR-10, para estructuras con capacidad de disipación de energía moderada DMO). Para cunetas, tapas, sumideros, cajas de inspección, cajas de empalme, cárcamos, cañuelas, elementos en el cerramiento y empotramiento de ductos o tuberías, se utilizará el mismo tipo de concreto.
- Concreto con $f'c = 17,5$ MPa a 28 días, para algunos elementos en el cerramiento.
- Mortero con $f'c = 14$ MPa a 28 días, para solados y concreto pobre.
- Mortero de pega tipo S según tabla D.3.4-1 del NSR-10 con $f'cp = 12,5$ MPa a 28 días.
- Mortero de relleno o grout con $f'cr \text{ mín.} = 12,5$ MPa a 28 días, según numeral D.3.5.3 del NSR-

10.

- Concreto secundario de $f'c = 28$ MPa a 28 días, para nivelación y anclaje de estructuras metálicas para equipos y pórticos.
- Concreto con $f'c = 28$ MPa a 28 días, para pozo séptico, según artículo C.23.1.1 del NSR-10.
- Concreto con $f'c = 28$ MPa a 28 días, para muro cortafuego, tanque de aceite, carrilera del transformador y sus cimentaciones.

Acero de refuerzo

- Acero de refuerzo corrugado con límite de fluencia $f_y = 420$ MPa. Norma ASTM A706 grado 60.
- Mallas electrosoldadas con límite de fluencia $f_y = 490$ MPa. Norma ASTM A497.

Pernos de anclaje

- Pernos de anclaje tipo ASTM F1554 Grado 36, calibrados.

Estructuras metálicas

- Perfiles de estructuras metálicas en acero tipo ASTM A36, ASTM A572 Gr. 50.
- Pernos de conexión de estructuras metálicas tipo ASTM A394, ASTM A325.
- Tuercas tipo ASTM A563.
- Arandelas tipo ASTM F436.
- Rieles tipo ASCE 60 (60 lb/yd).

Mampostería

- Bloque de concreto (0,15 x 0,20 x 0,40) de 2 perforaciones verticales, con $f'cu = 13,0$ MPa.
- Bloque de concreto (0,10 x 0,20 x 0,40) de 3 perforaciones verticales, con $f'cu = 13,0$ MPa.

Recubrimientos para el refuerzo

El recubrimiento para el refuerzo, según NSR-10, será:

- **Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él:**

0,075 m

- **Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:**

Barras No. 6 (3/4") a No. 18 (2-1/4"): 0,05 m

Barras No. 5 (5/8") y menores: 0,04 m

● **Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:**

Losas, muros, viguetas:

Barras No. 14 (1- 3/4") y No. 18 (2-1/4"): 0,04 m

Barras No. 11 (1-3/8") y menores: 0,02 m

Vigas, columnas:

Armadura principal, estribos, espirales: 0,04 m

Cáscaras y placas plegadas:

Barra No. 6 (3/4") y mayores 0,02 m

Barras No. 5 (5/8") y menores 0,013 m

4 CASO EJEMPLO

Un profesional ha sido contratado con el fin de diseñar estructuralmente un foso de cimentación para la ubicación y anclaje de un transformador de potencia de 110/34,5/13,8 kV de 50 MVA, en una subestación eléctrica ubicada en el municipio de Barranquilla en el departamento de Atlántico. Para este fin debe seguir los criterios de diseño estructural presentes en la normativa colombiana y lo encontrado en la internacional.

4.1 DOCUMENTOS DE REFERENCIA Y NORMAS APLICABLES

Como base para el diseño y la elaboración de la memoria de cálculo se tomaron como referencia los siguientes documentos:

- Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10.
- Criterios de diseño anteriormente descritos en el capítulo del Marco Teórico.

4.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Se han considerado los siguientes materiales para el diseño de los elementos estructurales:

- Para el análisis y diseño de los elementos que componen el foso para el transformador se consideró el uso de un concreto reforzado con un peso volumétrico de 24 kN/m³. La resistencia a la compresión del concreto para las vigas carrileras, losa de cimentación y muros perimetrales es $f'_c = 28$ MPa a los 28 días.

- Para el cálculo del módulo de elasticidad del concreto se tomó como referencia lo indicado en el capítulo C.8.5 de la NSR-10.

$$E_C = 4700\sqrt{f'_C}$$

Para un concreto de 28 MPa se tiene que el módulo de elasticidad es de 24870 MPa.

- El recubrimiento de las barras de refuerzo será según lo expuesto en el NSR-10.
- Las barras de refuerzo corrugado deben ser de acero de baja aleación que cumplan con la norma NTC 2289. (ASTM A706M) con un esfuerzo mínimo de fluencia $f_y = 420$ MPa. No se permite el soldado del acero de refuerzo.

- capítulo C.7.7.1, para concreto en contacto directo con el suelo y permanentemente expuesto será de 0,075 m; para concreto expuesto a la intemperie será de 0,050 m para barras No.6 o superior y 0,040 m para barras No.5.

Se consideran los siguientes materiales para los elementos adicionales que componen la estructura del foso de cimentación:

- Rieles guía de 60 lb/yd de acero al carbono estándar según norma ASTM A1.
- La rejilla está compuesta por perfiles L 1 ½" x 1 ½" x 1/4" y L 2 ½" x 2 ½" x 3/8" en acero según norma ASTM A36/ASTM A572 con acabado galvanizado en caliente 600 gr/m³.
- El material granular dispuesto sobre la rejilla y que funciona como aislante en caso de fuego será: piedra redondeada clasificada con diámetro ϕ 2 ½" a 3".
- La soldadura de los perfiles metálicos de la rejilla será con electrodo revestido E 6010 según normas AWS A5.1/ASME SFA 5.1.
- Los elementos de aceros laminados en caliente deberán ser galvanizados según ASTM A153, los tornillos, pernos de anclaje, arandelas, arandelas de presión y sus accesorios serán galvanizados según ASTM A153.

4.3 CARGAS

A continuación, se presenta un esquema general en planta con la localización de los transformadores T1, T2 y T3. Para este caso en particular se tomará para el diseño el transformador denominado T1.

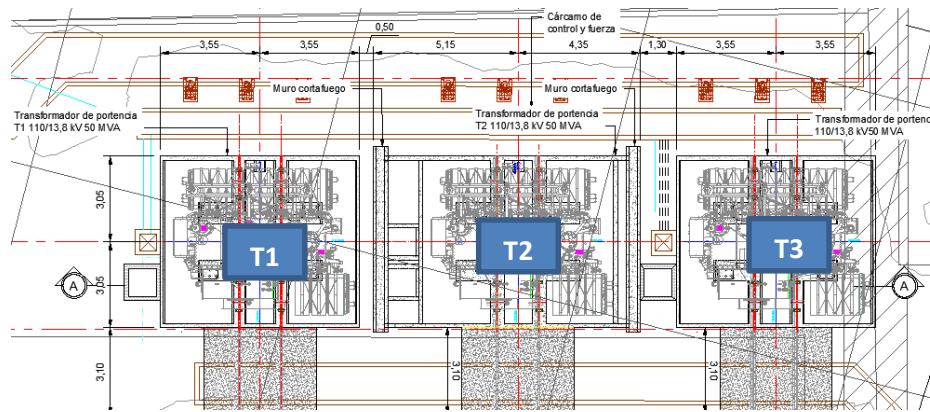


Figura 3. Localización general de fosos de transformador

(Fuente propia)

Las cargas consideradas para el diseño de la estructura de cimentación del transformador son las siguientes:

4.3.1 CARGA MUERTA (D)

Esta carga considera los siguientes componentes:

- Peso propio de la estructura: se tiene en cuenta el peso generado por el volumen de cada uno de los elementos que componen el foso (vigas carrileras, pedestales de apoyo, muros perimetrales, losa de cimentación, anclaje para ganchos de tiro, etc.) y el respectivo peso volumétrico del material.

A continuación, se presentan el peso de la estructura del foso para el transformador:

- Peso de foso T1: 643 kN (64300 kgf).

- Peso de otros materiales: adicionalmente se deben considerar otros materiales que no hacen parte del sistema principal de la estructura, pero que se encuentran de manera permanente en él, como:

- Rejilla 0,75 kN/m²
- Grava 17,6 kN/m²
- Riel tipo – 60 lb/yd 0,30 kN/m

- Peso del equipo: es el peso del equipo suministrado por el fabricante y consignado en los planos definitivos. El transformador de potencia tiene un peso de 665 kN (66500 kgf) considerando todos sus accesorios y el aceite contenido en él.

4.3.2 CARGA VIVA (CM)

Se aplicarán las cargas de montaje y mantenimiento, equivalentes a la acción de un hombre con herramientas, el cual es aproximadamente, una carga de 1,5 kN (150 kgf).

4.3.3 FUERZA SÍSMICA ($E_{(x,y,z)}$)

Dada la rigidez y la configuración de la estructura, las cargas inerciales por sismo son consideradas a través de la inclusión del coeficiente sísmico de la meseta del espectro de diseño del sitio como aceleración horizontal en el análisis desarrollado.

El espectro de diseño utilizado se presenta a continuación:

Tabla 4-1. Parámetros sísmicos

I	Perfil del suelo	A_a	A_v	F_a	F_v	T_0	T_c	T_L	S_a
1,5	D	0,1	0,1	1,6	2,4	0,15	0,72	5,76	0,6

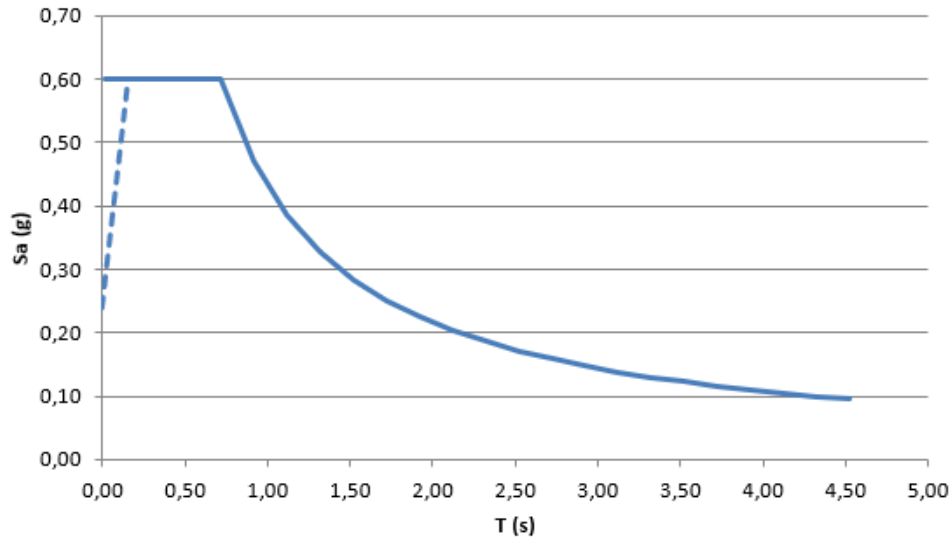


Figura 4. Espectro sísmico de diseño

(Fuente propia.)

Las cargas sísmicas transmitidas por el suelo son calculadas siguiendo la metodología de Mononobe – Okabe.

Tabla 4-2. Parámetros sísmicos para el empuje de suelo

Parámetros sísmicos por el método Mononobe-Okabe			
Aa	Aceleración base del terreno	g	0,10
ψ		rad	0,11
K_{AE}	Coeficiente de empuje dinámico		0,51
Δ_{PAE}	Componente sísmica del empuje	kN/m	0,12

4.3.4 CARGA DE VIENTO ($W_{(X,Y)}$)

Las presiones de viento se calcularon según el procedimiento analítico descrito en el NSR-10. Capítulo B.6.5; así mismo, el factor de importancia I para cargas de viento y para el grupo de uso IV será de 1,15 atendiendo, la Tabla B.6.5-1 y la presión de viento a considerar está calculada según la ecuación B.6.4-2.

Tabla 4-3. Parámetros para el cálculo de la presión de viento

λ	Factor de exposición		1,21
K_{zt}	Factor topográfico		1,00
I	Factor de importancia		1,15
P_{s10}	Presión de viento simplificada para categoría B	kN/m ²	0,50
P_s	Presión de viento mínima	kN/m ²	0,70
A_{tpx}	Área efectiva dirección X	m ²	21,9
A_{tpy}	Área efectiva dirección Y	m ²	24,9

4.3.5 CARGA DE FLUIDO (F)

Esta carga corresponde al peso generado por los fluidos que estarán contenidos dentro del foso. La densidad del aceite del transformador es de 9 kN/m³, pero, debido a que el foso también podrá contener agua lluvia, se calcula para una densidad de 10 kN/m³. Se tendrá en cuenta como carga axial para el diseño de la losa de cimentación.

4.3.6 EMPUJE DEL SUELO (H)

Se considera la presión ejercida por el suelo que confina al foso. Para el cálculo se utiliza la densidad del suelo y su coeficiente de presión activa K_a obtenidos del estudio de suelos.

Adicionalmente se establece una sobrecarga lateral de 5,0 kN/m² en donde se considera el empuje que pudiera generar un vehículo cercano, un equipo en mantenimiento, etc.

Tabla 4-4. Parámetros sísmicos para el empuje de suelo

γ_d	Peso específico seco del material	kN/m ³	19,5
ϕ	Ángulo de fricción interna del material	°	21,0
δ	Ángulo de fricción suelo-concreto	°	14,00
β	Ángulo de inclinación del suelo por encima del muro	°	0,00
α	Ángulo de inclinación del suelo en la base del muro	°	90,00
Estado	Estado de empuje del suelo		Activo
K_a	Coefficiente de empuje activo		0,47
Q	Sobrecarga que reposa sobre el lleno	kPa	5
H_m	Altura de la estructura de contención	m	0,9
C	Cohesión	kPa	10

4.3.7 CARGA DE TENSIÓN Y CORTO CIRCUITO

Son generadas por el conexionado del equipo debido a la acción del viento, el montaje de los cables y el corto circuito que pudiese ocurrir. Estas cargas se calculan considerando la temperatura ambiente mínima, media y máxima de la subestación, los parámetros electromecánicos, características de los conductores, altura sobre el nivel del mar, separación entre fases, desnivel entre los puntos de la conexión, velocidad básica del viento, parámetros eléctricos y físicos para definir los efectos del cortocircuito.

Se tuvieron en cuenta para el análisis y diseño las cargas de tensión estática y dinámica (viento) en los conductores, denominada en las combinaciones como Tw; y la carga generada por el corto circuito identificada con las letras SC según la información suministrada por el profesional a cargo.

4.3.8 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga están basadas en lo establecido en la normativa colombiana y combinada con los factores de mayoración encontrados en la normativa internacional

Combinaciones de carga en servicio para diseño de la cimentación:

- 1 D + CM + T_w + F + H
- 2 D ± W_x + 0,6 SC + T_w + F + H
- 3 D ± W_y + 0,6 SC + T_w + F + H
- 4 D + SC + T_w + F + H

- 5 $D \pm 0,7 E_x \pm 0,21 E_y \pm 0,7 E_z + 0,6 SC + T_w + H + F$
 6 $D \pm 0,21 E_x \pm 0,7 E_y \pm 0,7 E_z + 0,6 SC + T_w + H + F$

Combinaciones de carga última para diseño de la cimentación

- 7 $1,1 D + 1,1 CM + 1,3 T_w$
 8 $1,1 D \pm 1,3 W_x + 0,6 SC + 1,1 T_w$
 9 $1,1 D \pm 1,3 W_y + 0,6 SC + 1,1 T_w$
 10 $1,1 D + SC + 1,1 T_w$
 11 $1,1 D \pm E_x \pm 0,3 E_y \pm E_z + 0,6 SC + 1,1 T_w$
 12 $1,1 D \pm 0,3 E_x \pm E_y \pm E_z + 0,6 SC + 1,1 T_w$
 13 $1,1 D + 1,1 T_w \pm E_x \pm 0,3 E_y \pm E_z$
 14 $1,1 D + 1,1 T_w \pm 0,3 E_x \pm E_y \pm E_z$

Combinaciones de carga última para diseño de muros laterales

- 15 $1,4 D + 1,6 H$
 16 $1,2 D + 1,6 CM + 1,6 H$
 17 $1,2 D + CM + 1,6 H$
 18 $1,2 D \pm E_x \pm 0,3 E_y + CM + 1,6 H$
 19 $1,2 D \pm 0,3 E_x \pm E_y + CM + 1,6 H$
 20 $0,9 D + 1,6 H$
 21 $0,9 D \pm E_x \pm 0,3 E_y + 1,6 H$
 22 $0,9 DL \pm 0,3 E_x \pm E_y + 1,6 H$

Donde,

- D Carga muerta
 CM Carga de mantenimiento
 $E_{(X,Y,Z)}$ Fuerza sísmica
 $W_{(X,Y)}$ Carga de viento
 F Carga de fluido
 H Empuje del suelo
 $T_w - SC$ Tensión y corto circuito en los conductores

4.4 DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Para los transformadores de potencia en la subestación se plantean fosos de ancho y longitud 6,1 m y 7,1 m, respectivamente, correspondientes a los fosos T1 (izquierda) y T3 (derecha). En la Figura 5, se presenta la ubicación general de los fosos para transformadores.

La estructura del foso está compuesta de dos vigas carrileras internas al foso, sobre las cuales se transportará el transformador hasta su posición final; cuatro pedestales en donde será anclado el equipo; una losa de cimentación rodeada por muros perimetrales, teniendo en cuenta que la capacidad para contener fluido del foso deberá ser 120% del volumen de aceite contenido en el transformador, es decir:

$$\text{Capacidad del foso} = 17,51 \text{ m}^3 * 1,20 = 21,01 \text{ m}^3$$

Las características del transformador de potencia a instalar se muestran en la Tabla 4-5 y son suministradas por el fabricante del equipo.



Figura 5. Elevación de fosos de transformador T1 (izquierdo), T2 (centro) y T3 (derecho)

(Fuente propia)

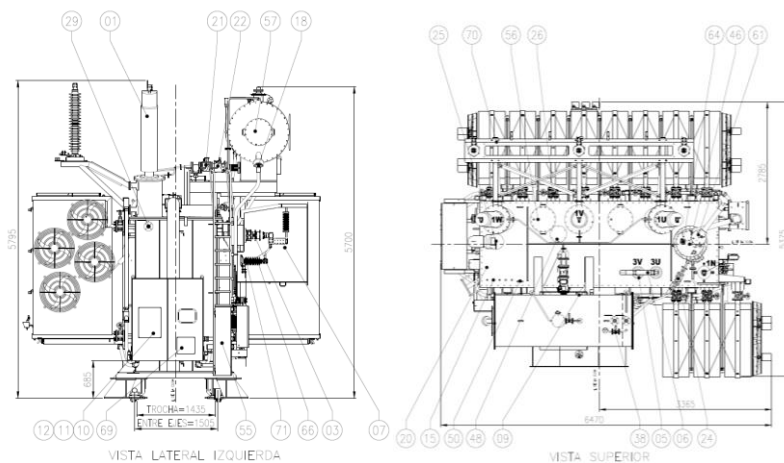


Figura 6. Esquemas generales del transformador (Fuente propia)

Tabla 4-5. Resumen de características del equipo

Equipo	Transformador de potencia
Fabricante	Desconocido
Peso del equipo (kN)	665
Altura (m)	5,795
Longitud equivalente en X (m)	6,46
Longitud equivalente en Y (m)	5,4
Separación entre ejes de ruedas (m)	1,505

4.5 TRANSFORMADORES T1

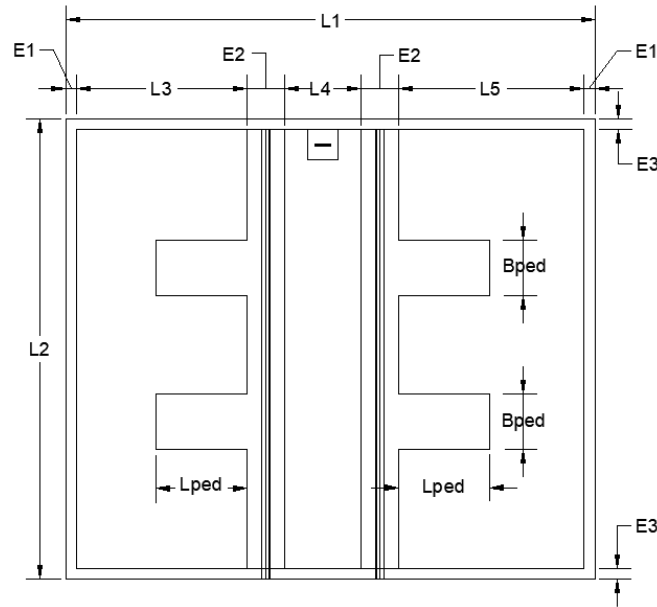


Figura 7. Dimensiones básicas del foso para transformador en planta T1

(Fuente propia)

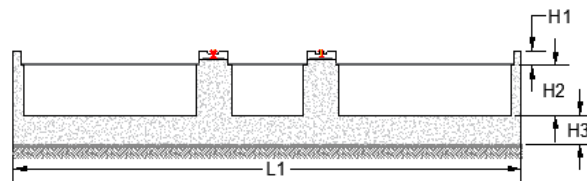


Figura 8. Dimensiones básicas del foso para transformador T1

(Fuente propia)

Las dimensiones del foso T1 se encuentran consignadas en la Tabla 4-6.

Tabla 4-6. Dimensiones básicas del foso para transformador T1 (m)

L1	L2	L3	L4	L5	E1	E2	E3	B _{PED}	L _{PED}	H1	H2	H3
7,10	6,10	2,4	1,01	2,4	0,15	0,5	0,15	0,75	1,70	0,20	0,70	0,40

4.6 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS FOSOS DE TRANSFORMADORES

4.6.1 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Para el diseño del sistema de cimentación se atendieron las recomendaciones del Informe de estudio de suelos y que establece, que para cimentaciones superficiales con un ancho de 6,00 m a una profundidad comprendida entre 0,50 m a 1,00 m, la capacidad de carga admisible es de 149 kN/m² para cargas gravitacionales; para eventos extremos (sismo y viento) se amplifica este valor un 33%, obteniendo una capacidad de carga admisible de 198 kN/m². Las características básicas del suelo se muestran en la Tabla 4-7.

Con el fin de asegurar las condiciones de servicio de la estructura en el terreno, se verifica que la capacidad portante del suelo sea superior a los esfuerzos transmitidos a él, el volcamiento, el deslizamiento y asentamiento de la estructura. Estas verificaciones se realizan a través de una hoja de cálculo propia

Tabla 4-7. Parámetros básicos del suelo (Tomado Estudio de Suelos)

γ (kN/m ³)	C (kN/m ²)	Φ (°)	E (kN/m ²)
19,5	20±8	25±4	7000

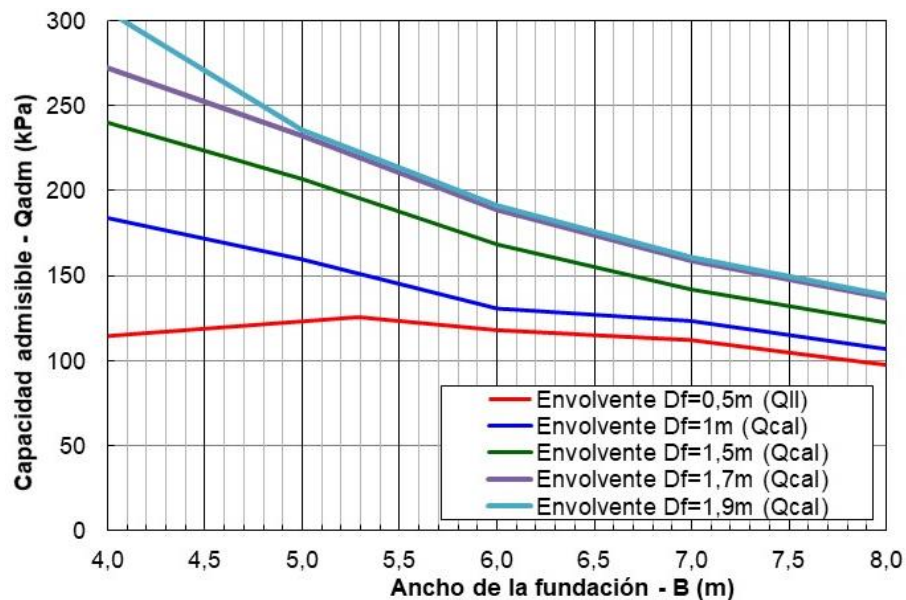


Figura 9. Capacidad de carga admisible en cimentaciones superficiales $B > 4,0$ m

(Fuente propia)

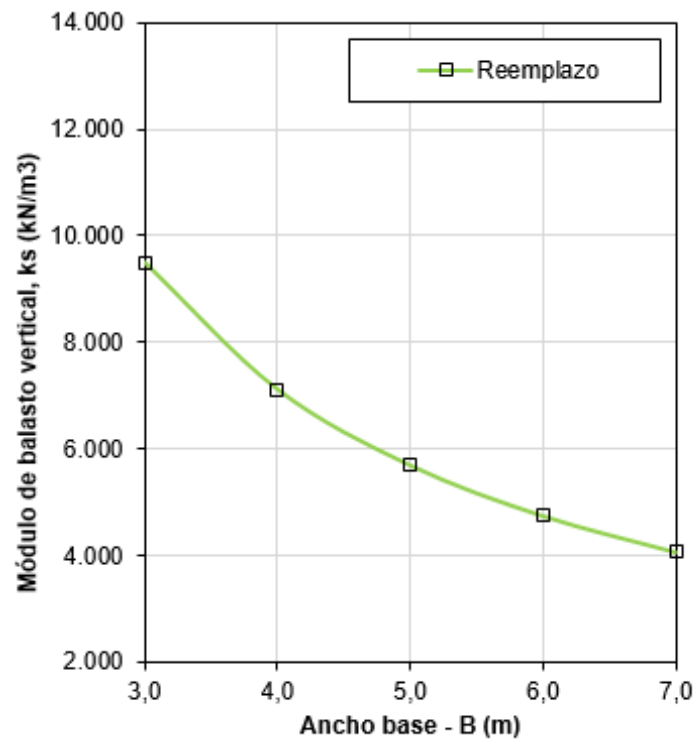


Figura 10. Módulo de balasto vertical para fundaciones con un ancho mayor a 3,0 m y desplantadas en el lleno estructural

(Fuente propia)

Los factores de seguridad al volcamiento y al deslizamiento serán de 1,5 y 1,6 respectivamente.

4.6.2 FOSO DE TRANSFORMADOR T1

4.6.2.1 CARGAS PARA FOSO T1

A continuación, se presentan las cargas consideradas en el diseño de la cimentación del foso T1.

Tabla 4-8. Cargas muertas (D)

Peso total del transformador (incluido líquido refrigerante)	[kN]	665,0
Peso de los muros laterales	[kN]	83,6
Peso de las vigas carrileras	[kN]	146,9
Peso de la losa de cimentación	[kN]	415,8
Peso de la rejilla	[kN]	14,2
Peso de la grava	[kN]	94,4
Peso de los pedestales	[kN]	110,2
Peso del muerto para gancho de tiro	[kN]	3,5

Tabla 4-9. Cargas hidrostáticas o de suelo (H)

Presión lateral de la masa de suelo	[kN/m ²]	8,29
Ángulo de fricción	Φ	121,0
Coefficiente de presión activa	Ka	0,47
Coefficiente de presión pasiva	Kp	2,12
Densidad del suelo de relleno	[kN/m ³]	19,5
Sobrecarga lateral	[kN/m ²]	5
Empuje pasivo	[kN]	201,44

Tabla 4-10. Carga de viento (W)

Factor de exposición	λ	1,21
Factor topográfico	K_{zt}	1,00
Factor de importancia	I	1,15
Presión de viento simplificada para categoría B	[kN/m ²]	0,50
Presión de viento mínima	[kN/m ²]	0,70
Área efectiva dir X	[m ²]	22,0
Área efectiva dir Y	[m ²]	26,3
Fuerza de viento en el centro de gravedad del equipo eje x	[kN]	15,3
Fuerza de viento en el centro de gravedad del equipo eje y	[kN]	18,3
Momento en la base del equipo por el viento	[kN*m]	49,6

Tabla 4-11. Carga de sismo (E)

Peso del equipo	[kN]	665,0
Factor de importancia	I	1,5
Tipo de suelo (Clasificación NSR10 según estudio de suelos)	Suelo	D
Municipio referente al proyecto	Localización	Barranquilla
Coefficiente de aceleración horizontal pico efectiva	Aa	0,1

Coeficiente de velocidad horizontal pico efectiva	Av	0,1
Coeficiente de afectación en zona periodos cortos	Fa	1,6
Coeficiente de afectación en zona periodos intermedios	Fv	2,4
Máxima aceleración sísmica	Sa	0,60
Coeficiente de reducción por ductilidad	R	1,00
Aceleración sísmica reducida	Sa/R	0,60
Cortante sísmico en la base del equipo	[kN]	399
Momento sísmico en la base del equipo	[kN*m]	969,6
Cortante sísmico en cada pedestal - Dir X	[kN]	99,8
Cortante sísmico en cada pedestal - Dir Y	[kN]	99,8
Cargas axiales tensión-compr. debido a la carga sísmica en cada pedestal-Dir X	[kN]	178,9
Cargas axiales tensión-compr. debido a la carga sísmica en cada pedestal-Dir Y	[kN]	237,6

Tabla 4-12. Carga de mantenimiento (CM)

Carga de mantenimiento por área	[kN/m ²]	1,50
	[kN]	44,72

Tabla 4-13. Carga de tensiones eléctricas (Tw)

Carga de tensión de 1 conductor dirección X	[kN]	0,03
Carga de tensión de 1 conductor dirección Y	[kN]	0,50
Número de conductores	n	3,00
Carga total de tensión de 1 conductor - dirección X	[kN]	0,08
Carga total de tensión de 1 conductor - dirección Y	[kN]	1,50
Momento en la base del equipo alrededor eje X	[kN*m]	8,69
Momento en la base del equipo alrededor eje Y	[kN*m]	0,47

Tabla 4-14. Carga de cortocircuito eléctrico (SC)

Carga de tensión de 1 conductor dirección X	[kN]	0,32
Carga de tensión de 1 conductor dirección Y	[kN]	1,76
Número de conductores	n	3,00
Carga total de tensión de 1 conductor - dirección X	[kN]	0,95
Carga total de tensión de 1 conductor - dirección Y	[kN]	5,28
Momento en la base del equipo alrededor eje X	[kN*m]	10,20
Momento en la base del equipo alrededor eje Y	[kN*m]	1,83

4.6.3 ANALISIS ESTRUCTURAL DEL TRANSFORMADOR T1

4.6.3.1 EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD FOSOS T13

Las cargas con las cuales se realizan las diferentes verificaciones de estabilidad se encuentran aplicadas en la base de la cimentación y se muestran sus valores en la Tabla 4-15.

Tabla 4-15. Resumen de cargas básicas en la base de la cimentación foso T1 y T3

CARGA	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kN-m]	M _y [kN-m]
D	0,0	0,0	1533,9	46,6	6,7
CM	0,0	0,0	44,7	0,0	0,0
T _w	0,1	1,5	0,0	8,7	0,5
SC	0,9	5,3	0,0	10,2	1,8
W _x	15,3	0,0	0,0	0,0	41,5
W _y	0,0	18,3	0,0	49,6	0,0
E _x	399,0	0,0	0,0	0,0	1488,3
E _y	0,0	399,0	0,0	1488,3	0,0
E _z	0,0	0,0	266,0	0,0	0,0
F	0,0	0,0	208,7	0,0	0,0
H	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,0	0,0	1533,9	46,6	6,7

Los resultados de las combinaciones de carga de servicio se presentan en la Tabla 4-16.

Tabla 4-16. Combinaciones de carga en servicio para fosos T1

COMBINACIÓN DE CARGA		F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kN-m]	M _y [kN-m]
1	D + CM + T _w + F + H	0,1	1,5	2	55,2	7,1
2	D + W _x *I + 0,6 SC + T _w + F + H	15,9	4,7	5	61,4	49,7
2	D - W _x *I + 0,6 SC + T _w + F + H	-14,6	4,7	5	61,4	-33,3
3	D + W _y *I + 0,6 SC + T _w + F + H	0,6	23,0	5	111,0	8,2
3	D - W _y *I + 0,6 SC + T _w + F + H	0,6	-13,6	5	11,7	8,2
4	D + CM + SC + T _w + F + H	1,0	6,8	2	65,4	8,9
5	D + 0,7 E _x + 0,21 E _y + 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	279,9	88,5	7	373,9	1050,0
5	D - 0,7 E _x + 0,21 E _y - 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	-	88,5	3	373,9	-
5	D + 0,7 E _x - 0,21 E _y + 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	279,9	-79,1	7	-251,2	1050,0

COMBINACIÓN DE CARGA		F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kN- m]	M _y [kN- m]
5 D	D - 0,7 E _x - 0,21 E _y - 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	- 278,7	- -79,1	1556, 3	- -251,2	- 1033,6
5E	D + 0,7 E _x + 0,21 E _y - 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	279,9	88,5	1556, 3	373,9	1050,0
5F	D - 0,7 E _x + 0,21 E _y + 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	- 278,7	- 88,5	1928, 7	- 373,9	- 1033,6
5 G	D + 0,7 E _x - 0,21 E _y - 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	279,9	-79,1	1556, 3	-251,2	1050,0
5 H	D - 0,7 E _x - 0,21 E _y + 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	- 278,7	- -79,1	1928, 7	- -251,2	- 1033,6
6 A	D + 0,21 E _x + 0,7 E _y + 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	84,4	284,0	1928, 7	1103,2	320,8
6 B	D - 0,21 E _x + 0,7 E _y - 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	-83,1	284,0	1556, 3	1103,2	-304,3
6 C	D + 0,21 E _x - 0,7 E _y + 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	84,4	- 274,6	1928, 7	-980,4	320,8
6 D	D - 0,21 E _x - 0,7 E _y - 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	-83,1	- 274,6	1556, 3	-980,4	-304,3
6E	D + 0,21 E _x + 0,7 E _y - 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	84,4	284,0	1556, 3	1103,2	320,8
6 H	D - 0,21 E _x + 0,7 E _y + 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	-83,1	284,0	1928, 7	1103,2	-304,3
6I	D + 0,21 E _x - 0,7 E _y - 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	84,4	- 274,6	1556, 3	-980,4	320,8
6J	D - 0,21 E _x - 0,7 E _y + 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	-83,1	- 274,6	1775, 3	-985,1	-305,0
7 A	0,9 D + 0,7 E _x + 0,21 E _y + 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	279,9	88,5	1775, 3	369,2	1049,3
7 B	0,9 D - 0,7 E _x + 0,21 E _y - 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	- 278,7	- 88,5	1402, 9	369,2	- 1034,2
7 C	0,9 D + 0,7 E _x - 0,21 E _y + 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	279,9	-79,1	1775, 3	-255,8	1049,3
7 D	0,9 D - 0,7 E _x - 0,21 E _y - 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	- 278,7	- -79,1	1402, 9	-255,8	- 1034,2
7E	0,9 D + 0,7 E _x + 0,21 E _y - 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	279,9	88,5	1402, 9	369,2	1049,3
7F	0,9 D - 0,7 E _x + 0,21 E _y + 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	- 278,7	- 88,5	1775, 3	369,2	- 1034,2

COMBINACIÓN DE CARGA		F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kN- m]	M _y [kN- m]
7 G	0,9 D + 0,7 E _x - 0,21 E _y - 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	279,9	-79,1	1402,9	-255,8	1049,3
7 H	0,9 D - 0,7 E _x - 0,21 E _y + 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	-278,7	-79,1	1775,3	-255,8	1034,2
8 A	0,9 D + 0,21 E _x + 0,7 E _y + 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	84,4	284,0	1775,3	1098,5	320,1
8 B	0,9 D - 0,21 E _x + 0,7 E _y - 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	-83,1	284,0	1402,9	1098,5	-305,0
8 C	0,9 D + 0,21 E _x - 0,7 E _y + 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	84,4	274,6	1775,3	-985,1	320,1
8 D	0,9 D - 0,21 E _x - 0,7 E _y - 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	-83,1	274,6	1402,9	-985,1	-305,0
8E	0,9 D + 0,21 E _x + 0,7 E _y - 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	84,4	284,0	1402,9	1098,5	320,1
8 H	0,9 D - 0,21 E _x + 0,7 E _y + 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	-83,1	284,0	1775,3	1098,5	-305,0
8I	0,9 D + 0,21 E _x - 0,7 E _y - 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	84,4	274,6	1402,9	-985,1	320,1
8J	0,9 D - 0,21 E _x - 0,7 E _y + 0,7 E _z + 0,6 SC + T _w + H + F	-83,1	274,6	1775,3	-985,1	-305,0

Las verificaciones de estabilidad se muestran en la Tabla 4-17 a la Tabla 4-21. Todas estas son calculadas a partir de hojas de cálculo propias.

Tabla 4-17. Verificación de excentricidades y compresiones en la cimentación para el foso T1

Combinación	e _x [m]	e _y [m]	B/3 [m]	Chequeo	L/3 [m]	Chequeo
1	0,03	0,00	2,03	Cumple	2,37	Cumple
2A	0,04	0,03	2,03	Cumple	2,37	Cumple
2B	0,04	0,02	2,03	Cumple	2,37	Cumple
3A	0,06	0,00	2,03	Cumple	2,37	Cumple
3B	0,01	0,00	2,03	Cumple	2,37	Cumple
4	0,04	0,01	2,03	Cumple	2,37	Cumple
5A	0,19	0,54	2,03	Cumple	2,37	Cumple
5B	0,24	0,66	2,03	Cumple	2,37	Cumple
5C	0,13	0,54	2,03	Cumple	2,37	Cumple
5D	0,16	0,66	2,03	Cumple	2,37	Cumple
5E	0,24	0,67	2,03	Cumple	2,37	Cumple
5F	0,19	0,54	2,03	Cumple	2,37	Cumple
5G	0,16	0,67	2,03	Cumple	2,37	Cumple

Combinación	e _x [m]	e _y [m]	B/3 [m]	Chequeo	L/3 [m]	Chequeo
5H	0,13	0,54	2,03	Cumple	2,37	Cumple
6A	0,57	0,17	2,03	Cumple	2,37	Cumple
6B	0,71	0,20	2,03	Cumple	2,37	Cumple
6C	0,51	0,17	2,03	Cumple	2,37	Cumple
6D	0,63	0,20	2,03	Cumple	2,37	Cumple
6E	0,71	0,21	2,03	Cumple	2,37	Cumple
6H	0,57	0,16	2,03	Cumple	2,37	Cumple
6I	0,63	0,21	2,03	Cumple	2,37	Cumple
6J	0,55	0,17	2,03	Cumple	2,37	Cumple
7A	0,21	0,59	2,03	Cumple	2,37	Cumple
7B	0,26	0,74	2,03	Cumple	2,37	Cumple
7C	0,14	0,59	2,03	Cumple	2,37	Cumple
7D	0,18	0,74	2,03	Cumple	2,37	Cumple
7E	0,26	0,75	2,03	Cumple	2,37	Cumple
7F	0,21	0,58	2,03	Cumple	2,37	Cumple
7G	0,18	0,75	2,03	Cumple	2,37	Cumple
7H	0,14	0,58	2,03	Cumple	2,37	Cumple
8A	0,62	0,18	2,03	Cumple	2,37	Cumple
8B	0,78	0,22	2,03	Cumple	2,37	Cumple
8C	0,55	0,18	2,03	Cumple	2,37	Cumple
8D	0,70	0,22	2,03	Cumple	2,37	Cumple
8E	0,78	0,23	2,03	Cumple	2,37	Cumple
8H	0,62	0,17	2,03	Cumple	2,37	Cumple
8I	0,70	0,23	2,03	Cumple	2,37	Cumple
8J	0,55	0,17	2,03	Cumple	2,37	Cumple

Tabla 4-18. Verificación de capacidad portante para foso T1

Combinación	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	σ_3 [kN/m ²]	σ_4 [kN/m ²]	σ_{\max} [kN/m ²]	σ_{\min} [kN/m ²]	Chequeo
1	42,7	40,2	42,4	39,9	42,7	39,9	Cumple
2A	42,6	39,8	40,7	37,9	42,6	37,9	Cumple
2B	41,0	38,2	42,3	39,5	42,3	38,2	Cumple
3A	42,9	37,9	42,6	37,6	42,9	37,6	Cumple
3B	40,7	40,1	40,3	39,8	40,7	39,8	Cumple
4	42,9	40,0	42,6	39,6	42,9	39,6	Cumple
5A	73,5	56,5	32,5	15,6	73,5	15,6	Cumple
5B	24,3	7,3	64,6	47,6	64,6	7,3	Cumple
5C	59,3	70,7	18,3	29,7	70,7	18,3	Cumple
5D	10,1	21,5	50,4	61,8	61,8	10,1	Cumple
5E	64,9	47,9	23,9	7,0	64,9	7,0	Cumple
5F	32,9	15,9	73,2	56,2	73,2	15,9	Cumple

Combinación	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	σ_3 [kN/m ²]	σ_4 [kN/m ²]	$\sigma_{\text{máx}}$ [kN/m ²]	$\sigma_{\text{mín}}$ [kN/m ²]	Chequeo
5G	50,7	62,1	9,7	21,2	62,1	9,7	Cumple
5H	18,7	30,1	59,0	70,4	70,4	18,7	Cumple
6A	75,8	25,7	63,3	13,2	75,8	13,2	Cumple
6B	55,1	4,9	66,9	16,8	66,9	4,9	Cumple
6C	28,5	73,1	16,0	60,5	73,1	16,0	Cumple
6D	7,7	52,3	19,6	64,1	64,1	7,7	Cumple
6E	67,2	17,1	54,7	4,6	67,2	4,6	Cumple
6H	63,6	13,5	75,5	25,4	75,5	13,5	Cumple
6I	19,9	64,5	7,4	51,9	64,5	7,4	Cumple
6J	12,7	57,4	24,6	69,3	69,3	12,7	Cumple
7A	69,9	53,1	28,9	12,1	69,9	12,1	Cumple
7B	20,6	3,8	61,0	44,2	61,0	3,8	Cumple
7C	55,7	67,3	14,7	26,3	67,3	14,7	Cumple
7D	6,4	18,0	46,8	58,4	58,4	6,4	Cumple
7E	61,3	44,5	20,3	3,5	61,3	3,5	Cumple
7F	29,2	12,4	69,6	52,8	69,6	12,4	Cumple
7G	47,1	58,7	6,1	17,7	58,7	6,1	Cumple
7H	15,0	26,6	55,4	67,0	67,0	15,0	Cumple
8A	72,2	22,3	59,7	9,8	72,2	9,8	Cumple
8B	51,4	1,5	63,3	13,4	63,3	1,5	Cumple
8C	24,9	69,6	12,4	57,1	69,6	12,4	Cumple
8D	4,1	48,8	16,0	60,7	60,7	4,1	Cumple
8E	63,6	13,7	51,1	1,2	63,6	1,2	Cumple
8H	60,0	10,1	71,9	22,0	71,9	10,1	Cumple
8I	16,3	61,0	3,8	48,5	61,0	3,8	Cumple
8J	12,7	57,4	24,6	69,3	69,3	12,7	Cumple

Tabla 4-19. Verificación al volcamiento y deslizamiento para foso T1

Combinación	FSV - X	FSV - Y	Chequeo	FSD - X	FSD - Y	Chequeo
1	>10	>10	Cumple	2,66	2,68	Cumple
2A	>10	>10	Cumple	2,82	2,66	Cumple
2B	>10	>10	Cumple	2,80	2,66	Cumple
3A	>10	>10	Cumple	2,60	2,93	Cumple
3B	>10	>10	Cumple	2,60	2,78	Cumple
4	>10	>10	Cumple	2,68	2,75	Cumple
5A	>10	6,52	Cumple	7,37	5,12	Cumple
5B	>10	5,35	Cumple	6,05	4,13	Cumple
5C	>10	6,52	Cumple	7,37	4,73	Cumple
5D	>10	5,35	Cumple	6,05	3,82	Cumple
5E	>10	5,26	Cumple	5,95	4,13	Cumple

Combinación	FSV - X	FSV - Y	Chequeo	FSD - X	FSD - Y	Chequeo
5F	>10	6,62	Cumple	7,49	5,12	Cumple
5G	>10	5,26	Cumple	5,95	3,82	Cumple
5H	>10	6,62	Cumple	7,49	4,73	Cumple
6A	5,33	>10	Cumple	4,95	7,01	Cumple
6B	4,30	>10	Cumple	3,95	5,66	Cumple
6C	6,00	>10	Cumple	4,95	7,91	Cumple
6D	4,84	>10	Cumple	3,95	6,38	Cumple
6E	4,30	>10	Cumple	3,99	5,66	Cumple
6H	5,33	>10	Cumple	4,89	7,01	Cumple
6I	4,84	>10	Cumple	3,99	6,38	Cumple
6J	5,50	>10	Cumple	4,50	7,28	Cumple
7A	>10	6,01	Cumple	6,78	4,71	Cumple
7B	>10	4,82	Cumple	5,45	3,73	Cumple
7C	>10	6,01	Cumple	6,78	4,35	Cumple
7D	>10	4,82	Cumple	5,45	3,44	Cumple
7E	>10	4,75	Cumple	5,36	3,73	Cumple
7F	>10	6,09	Cumple	6,90	4,71	Cumple
7G	>10	4,75	Cumple	5,36	3,44	Cumple
7H	>10	6,09	Cumple	6,90	4,35	Cumple
8A	4,93	>10	Cumple	4,55	6,45	Cumple
8B	3,90	>10	Cumple	3,56	5,10	Cumple
8C	5,50	>10	Cumple	4,55	7,28	Cumple
8D	4,34	>10	Cumple	3,56	5,75	Cumple
8E	3,90	>10	Cumple	3,60	5,10	Cumple
8H	4,93	>10	Cumple	4,50	6,45	Cumple
8I	4,34	>10	Cumple	3,60	5,75	Cumple
8J	5,50	>10	Cumple	4,50	7,28	Cumple

Tabla 4-20. Resumen de verificaciones por estabilidad

Máximo esfuerzo en la cimentación para combinación de servicio sin sismo	$\sigma_{\text{máx}}$ [kN/m ²]	42,9	<	149
Máximo esfuerzo en la cimentación para combinación de servicio con sismo	$\sigma_{\text{máx}}$ [kN/m ²]	75,85	<	198
Menor factor de seguridad al volcamiento	F.S.V	4	>	1,50
Menor factor de seguridad al deslizamiento	F.S.D	2,6	>	1,60
Área en compresión de la cimentación	%	100%		Cumple

El asentamiento máximo permitido es de 0,025 m. El cálculo del asentamiento se realiza a partir de la ecuación:

$$S_e = \frac{B * q_o * (1 - \mu^2) * \alpha_r}{E_s}$$

Tabla 4-21. Verificación de asentamiento

Módulo de elasticidad del suelo	Es [kN/m ²]	7000
Coefficiente de Poisson del suelo	μ	0,3
Módulo de forma de la cimentación	L/B	0,86
Coefficiente alfa	α _r	0,74
Ancho de la cimentación	B[m]	6,10
Presión en el suelo	σ [kN/m ²]	42,66
Asentamiento inmediato	S _e [m]	0,0248

De acuerdo con lo presentado en las anteriores tablas se puede indicar que el foso de cimentación T1 cumple con todos criterios de estabilidad y asentamientos. Así mismo, las combinaciones de carga cuentan con una excentricidad menor al tercio de las longitudes de la cimentación.

4.6.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE FOSO T1

Para el diseño estructural de los elementos de la cimentación del transformador, se utilizó el método de estados límites (método por resistencia última), el cual establece que la resistencia del elemento, afectada por un factor de reducción de resistencia, debe ser mayor o igual a las acciones inducidas en el elemento, multiplicadas por sus factores de carga correspondientes.

4.6.4.1 DISEÑO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN

Se verifica la flexión en la cara del apoyo del transformador usando la presión de diseño para encontrar el momento correspondiente a la presión máxima transmitida por el suelo menos los efectos producidos por el peso propio de la losa.

$$\sigma_e = \sigma_{\text{máx}} - \text{Peso propio de la losa}$$

Para el cálculo del esfuerzo efectivo se utiliza el esfuerzo promedio aplicado en la franja de cálculo, la distribución de los esfuerzos transmitidos al suelo por efecto de la cimentación se presenta en la Figura 11.

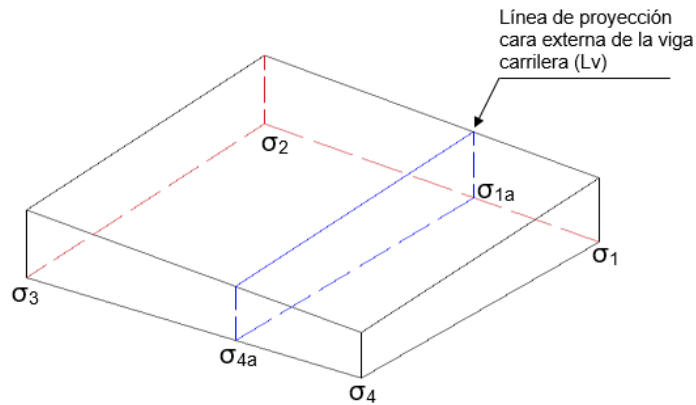


Figura 11. Distribución de esfuerzos transmitidos al suelo (Fuente propia)

Las cargas y los esfuerzos obtenidos para las combinaciones de diseño se presentan en la Tabla 4-22.

Tabla 4-22. Fuerzas y esfuerzos en la losa de cimentación

Comb .	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN-m]	M_y [kN-m]	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	σ_3 [kN/m ²]	σ_4 [kN/m ²]
9	0,11	1,95	1889,8	67,16	8,59	45,33	42,28	44,99	41,94
10A	20,53	4,82	1687,2	66,89	62,86	41,70	38,66	39,25	36,21
10B	-19,22	4,82	1687,2	66,89	-45,01	39,60	36,56	41,35	38,32
10C	0,66	28,60	1687,2	131,41	8,93	42,12	36,15	41,77	35,80
10D	0,66	-18,96	1687,2	2,36	8,93	39,19	39,08	38,84	38,73
11	1,03	6,93	1687,2	70,97	9,66	40,76	37,53	40,38	37,16
12A	399,66	124,52	1953,2	513,37	1497,20	85,97	62,65	27,54	4,23
12B	-398,34	124,52	1421,2	513,37	-1479,34	15,61	-7,71	73,34	50,02
12C	399,66	-114,88	1953,2	-379,59	1497,20	65,69	82,93	7,26	24,51
12D	-398,34	-114,88	1421,2	-379,59	-1479,34	-4,67	12,57	53,06	70,30
12E	399,66	124,52	1421,2	513,37	1497,20	73,69	50,37	15,26	-8,06
12F	-398,34	124,52	1953,2	513,37	-1479,34	27,89	4,57	85,62	62,31

Comb .	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kN-m]	M _y [kN-m]	σ ₁ [kN/m ²]	σ ₂ [kN/m ²]	σ ₃ [kN/m ²]	σ ₄ [kN/m ²]
12G	399,66	-114,88	1421,24	-379,59	1497,20	53,41	70,65	-5,02	12,22
12H	-398,34	-114,88	1953,24	-379,59	-1479,34	7,61	24,85	65,34	82,59
13A	120,36	403,82	1953,24	1555,16	455,41	89,30	18,67	71,53	0,89
13B	-119,04	403,82	1421,24	1555,16	-437,55	59,60	-11,04	76,67	6,03
13C	120,36	-394,18	1953,24	-1421,38	455,41	21,70	86,27	3,93	68,49
13D	-119,04	-394,18	1421,24	-1421,38	-437,55	-8,00	56,56	9,07	73,63
13E	120,36	403,82	1421,24	1555,16	455,41	77,02	6,38	59,25	-11,39
13F	-119,04	403,82	1953,24	1555,16	-437,55	71,88	1,24	88,96	18,32
13G	120,36	-394,18	1421,24	-1421,38	455,41	9,42	73,98	-8,35	56,21
13H	-119,04	-394,18	1953,24	-1421,38	-437,55	4,28	68,84	21,36	85,92
14A	399,09	121,35	1953,24	507,25	1496,10	85,81	62,77	27,43	4,39
14B	-398,91	121,35	1421,24	507,25	-1480,44	15,45	-7,59	73,22	50,18
14C	399,09	-118,05	1953,24	-385,71	1496,10	65,53	83,05	7,15	24,67
14D	-398,91	-118,05	1421,24	-385,71	-1480,44	-4,83	12,69	52,94	70,46
14E	399,09	121,35	1421,24	507,25	1496,10	73,53	50,49	15,14	-7,90
14F	-398,91	121,35	1953,24	507,25	-1480,44	27,73	4,69	85,51	62,47
14G	399,09	-118,05	1421,24	-385,71	1496,10	53,25	70,77	-5,14	12,38
14H	-398,91	-118,05	1953,24	-385,71	-1480,44	7,45	24,97	65,23	82,75
15A	119,79	400,65	1953,24	1549,04	454,31	89,14	18,78	71,41	1,05
15B	-119,61	400,65	1421,24	1549,04	-438,65	59,44	-10,92	76,55	6,19
15C	119,79	-397,35	1953,24	-1427,50	454,31	21,54	86,38	3,81	68,65

Comb .	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kN-m]	M _y [kN-m]	σ ₁ [kN/m ²]	σ ₂ [kN/m ²]	σ ₃ [kN/m ²]	σ ₄ [kN/m ²]
15D	-119,61	-397,35	1421,24	-1427,50	-438,65	-8,16	56,68	8,95	73,79
15E	119,79	400,65	1421,24	1549,04	454,31	76,86	6,50	59,13	-11,23
15F	-119,61	400,65	1953,24	1549,04	-438,65	71,72	1,36	88,84	18,48
15G	119,79	-397,35	1421,24	-1427,50	454,31	9,26	74,10	-8,47	56,37
15H	-119,61	-397,35	1953,24	-1427,50	-438,65	4,12	68,96	21,24	86,08
16A	399,66	124,52	1646,47	504,06	1495,87	78,65	55,76	20,28	-2,62
16B	-398,34	124,52	1114,47	504,06	-1480,67	8,29	-14,61	66,07	43,18
16C	399,66	-114,88	1646,47	-388,90	1495,87	58,37	76,04	0,00	17,66
16D	-398,34	-114,88	1114,47	-388,90	-1480,67	-11,99	5,67	45,79	63,46
16E	399,66	124,52	1114,47	504,06	1495,87	66,37	43,47	7,99	-14,90
16F	-398,34	124,52	1646,47	504,06	-1480,67	20,57	-2,32	78,35	55,46
16G	399,66	-114,88	1114,47	-388,90	1495,87	46,09	63,75	-12,29	5,38
16H	-398,34	-114,88	1646,47	-388,90	-1480,67	0,29	17,96	58,07	75,74
17A	120,36	403,82	1646,47	1545,85	454,08	81,98	11,77	64,26	-5,95
17B	-119,04	403,82	1114,47	1545,85	-438,88	52,28	-17,94	69,40	-0,81
17C	120,36	-394,18	1646,47	-1430,69	454,08	14,38	79,37	-3,34	61,65
17D	-119,04	-394,18	1114,47	-1430,69	-438,88	-15,32	49,66	1,80	66,79
17E	120,36	403,82	1114,47	1545,85	454,08	69,70	-0,52	51,98	-18,24
17F	-119,04	403,82	1646,47	1545,85	-438,88	64,56	-5,66	81,69	11,47
17G	120,36	-394,18	1114,47	-1430,69	454,08	2,10	67,08	-15,62	49,36
17H	-119,04	-394,18	1646,47	-1430,69	-438,88	-3,04	61,94	14,09	79,07

Comb .	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kN-m]	M _y [kN-m]	σ ₁ [kN/m ²]	σ ₂ [kN/m ²]	σ ₃ [kN/m ²]	σ ₄ [kN/m ²]
18A	399,09	121,35	1646,47	497,94	1494,77	78,49	55,87	20,16	-2,46
18B	-398,91	121,35	1114,47	497,94	-1481,77	8,13	-14,49	65,95	43,34
18C	399,09	-118,05	1646,47	-395,02	1494,77	58,21	76,15	-0,12	17,82
18D	-398,91	-118,05	1114,47	-395,02	-1481,77	-12,15	5,79	45,67	63,62
18E	399,09	121,35	1114,47	497,94	1494,77	66,21	43,59	7,87	-14,74
18F	-398,91	121,35	1646,47	497,94	-1481,77	20,41	-2,21	78,24	55,62
18G	399,09	-118,05	1114,47	-395,02	1494,77	45,93	63,87	-12,41	5,54
18H	-398,91	-118,05	1646,47	-395,02	-1481,77	0,13	18,07	57,96	75,90
19A	119,79	400,65	1646,47	1539,73	452,98	81,82	11,89	64,15	-5,79
19B	-119,61	400,65	1114,47	1539,73	-439,98	52,12	-17,82	69,29	-0,65
19C	119,79	-397,35	1646,47	-1436,81	452,98	14,22	79,49	-3,45	61,81
19D	-119,61	-397,35	1114,47	-1436,81	-439,98	-15,48	49,78	1,69	66,95
19E	119,79	400,65	1114,47	1539,73	452,98	69,54	-0,40	51,86	-18,07
19F	-119,61	400,65	1646,47	1539,73	-439,98	64,40	-5,54	81,57	11,63
19G	119,79	-397,35	1114,47	-1436,81	452,98	1,94	67,20	-15,74	49,52
19H	-119,61	-397,35	1646,47	-1436,81	-439,98	-3,20	62,06	13,97	79,23
					Máximo	85,43	82,56	85,23	86,08

Se calcula el momento de la losa en la dirección más desfavorable, considerando la presión total neta sobre el voladizo haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$M_u = \frac{L_v^2 * \sigma_{esp} * FC}{2}$$

Tabla 4-23. Esfuerzos en la losa en la dirección L_v y cálculo de acero a flexión

Esfuerzos en la losa en dirección de L_v		
Longitud de la franja	L_v [m]	2,4
Esfuerzo del suelo	σ_1 [kN/m ²]	89,3
Esfuerzo del suelo	σ_4 [kN/m ²]	86,1
Esfuerzo del suelo	σ_{1a} [kN/m ²]	88,3
Esfuerzo del suelo	σ_{4a} [kN/m ²]	87,1
Esfuerzo promedio en la franja 1a-4a	σ [kN/m ²]	87,7
Esfuerzo efectivo	σ_e [kN/m ²]	78,1
Cálculo de acero de refuerzo en la cara inferior		
Momento a flexión en la franja 1a-4a	M_u [kN-m/m]	224,88
Momento a flexión en la franja 1a-4a	M_u [N-mm]	224880985
Factor de sobrecarga	FC	1
Recubrimiento	c [mm]	75
Altura efectiva	d [mm]	325
Cuantía mínima	ρ_{\min}	0,0033
Cuantía requerida	ρ_{req}	0,0059
Cuantía suministrada	ρ_{sum}	0,0059
Diámetro de barra a usar	N°	5/8
Área de la barra	A_b	199
Área de acero de refuerzo suministrado	$A_{s \text{ req}}$ [mm ² /m]	1932
# barras requeridas por cara	n_i	10
Separación entre barras verticales	S_2 [mm]	10
Separación entre barras verticales	S_2 [cm]	10
Cálculo de acero de refuerzo en la cara superior		
Cuantía mínima	ρ_{\min}	0,0033
Diámetro de barra a usar	N°	5/8
Área de la barra	A_b	199
Acero de refuerzo requerido por cara	$A_{s \text{ req}}$ [mm ² /m]	1083,33
# barras requeridas por cara	n_i	5
Separación entre barras horizontales	S_1 [mm]	200
Separación entre barras horizontales	S_1 [cm]	20,0

Según lo presentado en la Tabla 4-23, para la losa se establece que deberá disponerse para el acero principal en la cara inferior paralelo al eje X barras N°5 cada 0,10 m y para el acero superior paralelo al eje X barras N°5 cada 0,20 m.

Para el cálculo del acero de refuerzo en la dirección paralela al eje Y, se obtiene el esfuerzo efectivo considerando el esfuerzo promedio transmitido por la losa.

Tabla 4-24. Esfuerzos en la losa en la dirección paralela al eje Y y cálculo de acero a flexión

Esfuerzos		
Esfuerzo promedio	σ [kN/m ²]	87,68
Esfuerzo efectivo del suelo	σ_e [kN/m ²]	78,08
Ancho de franja	l_i	1,00
Cálculo de acero de refuerzo en la cara superior		
Momento a flexión	M_u [kN-m/m]	121,1
Recubrimiento	c [mm]	75
Altura efectiva	d [mm]	325
Cuantía mínima	ρ_{\min}	0,0033
Cuantía requerida	ρ_{req}	0,003117
Cuantía suministrada	ρ_{sum}	0,0033
Diámetro de barra a usar	N°	5/8
Área de la barra	A_b	199
Área de acero de refuerzo suministrado	$A_{s \text{ req}}$ [mm ² /m]	1083,3
# barras requeridas por cara	n_i	5
Separación entre barras verticales	S3 [mm]	200
Separación entre barras verticales	S3 [cm]	20,0
Cálculo de acero de refuerzo en la cara inferior		
Momento a flexión	M_u [kN-m/m]	242,1
Recubrimiento	c [mm]	75
Altura efectiva	d [mm]	325
Cuantía mínima	ρ_{\min}	0,0033
Cuantía requerida	ρ_{req}	0,0064
Cuantía suministrada	ρ_{sum}	0,0064
Diámetro de barra a usar	N°	5/8
Área de la barra	A_b	199
Área de acero de refuerzo suministrado	$A_{s \text{ req}}$ [mm ² /m]	2089,3
# barras requeridas por cara	n_i	10
Separación entre barras verticales	S4 [mm]	100
Separación entre barras verticales	S4 [cm]	10

Según lo presentado en la Tabla 4-24, para la losa se establece que deberá disponerse para el acero en la cara inferior paralelo al eje Y barras N°5 cada 0,10 m y para el acero superior paralelo al eje Y barras N°5 cada 0,20 m.

Adicionalmente, se verifica la resistencia a cortante del bloque de concreto que compone la losa de cimentación teniendo en cuenta la ecuación C.11-3 del título C.11.2.1.1 del NSR-10.

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c}Bd$$

Tabla 4-25. Verificación del cortante

Esfuerzo promedio	σ [kN/m ²]	87,68
Ancho de la franja	B [mm]	1000
Recubrimiento	c [mm]	75
Altura efectiva	d [mm]	325
Cortante último	V_u [kN/m]	28,5
Factor de modificación	λ	1
Cortante resistente del concreto	V_c [kN]	292,36
Factor de reducción	ϕ	0,75
Cortante resistente del concreto	ϕV_c [kN]	219,27

Según lo presentado en la Tabla 4-25 se evidencia que $V_u < \phi V_c$, por lo tanto, cumple la verificación a cortante.

Tabla 4-26. Verificación de punzonamiento

Factor beta	β	2,27
Factor alfa	α	40,00
Perímetro	b_o [mm]	5550,00
Cortante resistente del concreto	V_c [kN]	3054,26
Factor de reducción	ϕ	0,75
Cortante resistente del concreto	ϕV_c [kN]	2290,69

Según lo presentado en la Tabla 4-26 se evidencia que $V_u < \phi V_c$, por lo tanto, cumple la verificación al punzonamiento.

4.6.4.2 DISEÑO DE LA VIGA CARRILERA

Inicialmente, se verifica la carga axial que baja por el elemento con el fin de seleccionar la metodología de diseño adecuada; para esto, se verifica la mayor carga axial presentada en la Tabla 4-28 según el resumen de cargas de la Tabla 4-27.

Tabla 4-27. Resumen de cargas en la viga carrilera

CARGA	F_x[kN]	F_y[kN]	F_z[kN]	M_x[kN-m]	M_y[kN-m]
D	0,0	0,0	415,2	0,0	0,0
CM	0,0	0,0	22,4	0,0	0,0
T_w	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
SC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
W_x	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
W_y	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

CARGA	F_x[kN]	F_y[kN]	F_z[kN]	M_x[kN-m]	M_y[kN-m]
E _x	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
E _y	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
E _z	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
F	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
H	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabla 4-28. Combinación de fuerzas en la viga carrilera

Comb.	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN-m]	M_y [kN-m]
9	0,0	0,0	522,9	0,0	0,0
10A	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
10B	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
10C	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
10D	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
11	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
12A	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
12B	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
12C	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
12D	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
12E	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
12F	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
12G	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
12H	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
13A	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
13B	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
13C	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
13D	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
13E	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
13F	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
13G	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
13H	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
14A	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
14B	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
14C	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
14D	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
14E	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
14F	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
14G	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
14H	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
15A	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
15B	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0

Comb.	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN-m]	M_y [kN-m]
15C	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
15D	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
15E	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
15F	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
15G	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
15H	0,0	0,0	456,8	0,0	0,0
16A	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
16B	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
16C	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
16D	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
16E	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
16F	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
16G	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
16H	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
17A	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
17B	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
17C	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
17D	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
17E	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
17F	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
17G	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
17H	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
18A	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
18B	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
18C	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
18D	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
18E	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
18F	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
18G	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
18H	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
19A	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
19B	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
19C	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
19D	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
19E	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
19F	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
19G	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
19H	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0
MAX	0,0	0,0	522,9	0,0	0,0
MIN	0,0	0,0	373,7	0,0	0,0

La carga axial mínima para diseño a flexo-compresión es de $10\% f'_c A_c$ por lo que, según el numeral C.10 del NSR-10:

$$P_{\min VC} = 0,10 * 28000 \text{ kN/m}^2 * 3,05 \text{ m}^2 = 8540 \text{ kN}$$

Por lo tanto, se puede inferir que la máxima carga axial en la viga carrilera es solo el 6,1% aproximadamente de la carga axial mínima para el diseño a flexo-compresión; según lo anterior el elemento se diseña solamente a compresión.

Tabla 4-29. Cálculo de acero vertical en la viga carrilera

Cuantía mínima	ρ_{\min}	0,5%
Área mínima de acero vertical	$A_{s \min} [\text{mm}^2]$	15250
Diámetro de barra a usar	N°	5/8
Área de la barra	A_b	199
# barras requeridas	n	78
# barras requeridas por cara	n_i	40
Recubrimiento	c [mm]	65
Separación entre barras por cada cara	S1 [mm]	178,0
Separación entre barras por cada cara	S1 [cm]	17,8

Según lo presentado en la Tabla 4-29 se establece que deberá disponerse para el acero vertical de la viga carrilera barras N°5 cada 0,17 m.

El acero horizontal se dispondrá por retracción y temperatura y se presenta en Tabla 4-30.

Tabla 4-30. Cálculo de acero horizontal en la viga carrilera

Cuantía mínima como muro	ρ_{\min}	0,0020
Diámetro de barra a usar	N°	4/8
Área de la barra	A_b	126,7
Acero de refuerzo requerido por cara	$A_{s \text{ req}} [\text{mm}^2/\text{m}]$	900
# barras requeridas por cara	n_i	8
Separación entre barras horizontales	S1 [mm]	125
Separación entre barras horizontales	S1 [cm]	12,5

Por lo tanto, el acero horizontal de la viga carrilera serán barras N°4 cada 0,125 m.

4.6.4.3 DISEÑO DE MUROS TRANSVERSALES

El diseño de los muros perimetrales se ve controlado por los efectos de flexión y cortante debido a los esfuerzos considerados, las cargas para el diseño se ven reflejadas en la Tabla 4-32 según el resumen de cargas de la Tabla 4-31.

Tabla 4-31. Resumen de cargas en los muros transversales

CARGA	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kN-m]	M _y [kN-m]
D	0,0	0,0	8,2	0,0	0,0
CM	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0
SC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
W _x	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
W _y	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
E _x	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
E _y	0,12	0,0	0,0	0,1	0,0
E _z	0,0	0,12	0,0	0,0	0,1
F	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
H	12,0	0,0	0,0	3,1	3,1

Tabla 4-32. Combinación de fuerzas en los muros perimetrales

Comb.	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kN-m]	M _y [kN-m]
15	19,14	0,00	11,51	5,03	5,03
16	19,14	0,00	12,74	5,03	5,03
17	19,14	0,00	11,66	5,03	5,03
18A	19,26	0,04	11,66	5,10	5,05
18B	19,02	0,04	11,66	4,97	5,05
18C	19,26	-0,04	11,66	5,10	5,01
18D	19,02	-0,04	11,66	4,97	5,01
18E	19,26	0,04	11,66	5,10	5,05
18F	19,02	0,04	11,66	4,97	5,05
18G	19,26	-0,04	11,66	5,10	5,01
18H	19,02	-0,04	11,66	4,97	5,01
19A	19,17	0,12	11,66	5,05	5,10
19B	19,10	0,12	11,66	5,01	5,10
19C	19,17	-0,12	11,66	5,05	4,97
19D	19,10	-0,12	11,66	5,01	4,97
19E	19,17	0,12	11,66	5,05	5,10
19F	19,10	0,12	11,66	5,01	5,10
19G	19,17	-0,12	11,66	5,05	4,97
19H	19,10	-0,12	11,66	5,01	4,97
20	19,14	0,00	7,40	5,03	5,03

Comb.	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kN-m]	M _y [kN-m]
21A	19,26	0,04	7,40	5,10	5,05
21B	19,02	0,04	7,40	4,97	5,05
21C	19,26	-0,04	7,40	5,10	5,01
21D	19,02	0,00	7,40	4,97	5,03
21E	19,26	0,04	7,40	5,10	5,05
21F	19,02	0,04	7,40	4,97	5,05
21G	19,26	-0,04	7,40	5,10	5,01
21H	19,02	0,00	7,40	4,97	5,03
22A	19,17	0,12	7,40	5,05	5,10
22B	19,10	0,12	7,40	5,01	5,10
22C	19,17	-0,12	7,40	5,05	4,97
22D	19,10	-0,12	7,40	5,01	4,97
22E	19,17	0,12	7,40	5,05	5,10
22F	19,10	0,12	7,40	5,01	5,10
22G	19,17	-0,12	7,40	5,05	4,97
22H	19,10	-0,12	7,40	5,01	4,97
MAX	19,3	0,1	12,7	5,10	5,10
MIN	19,0	-0,1	7,4	5,0	5,0

Tabla 4-33. Cálculo de acero vertical en los muros transversales

Cuantía mínima	ρ_{\min}	0,5%
Área mínima de acero vertical	$A_{S_{\min}}$ [mm ²]	5325
Diámetro de barra a usar	N°	4/8
Área de la barra	A_b	126,7
# barras requeridas	n	43
# barras requeridas por cara	n_i	22
Recubrimiento	c [mm]	75
Separación entre barras por cada cara	S1 [mm]	277,0
Separación entre barras por cada cara	S1 [cm]	27,7
Verificación como viga		
Momento último a flexión	M_u [N-mm]	5095547,5
Cuantía calculada	ρ_{cal}	0,00245
Cuantía mínima como muro	ρ_{\min}	0,0018
Acero de refuerzo requerido por cara	$A_{s_{\text{req}}}$ [mm ² /m]	183,71
Diámetro de barra a usar	N°	4
Área de la barra	A_b	126,7
# barras requeridas por cara	n_i	2
Separación entre barras verticales	S1 [mm]	300
Separación entre barras verticales	S1 [cm]	30,0

Según lo presentado en la Tabla 4-33 se establece que deberá disponerse para el acero vertical de los muros transversales barras N°4 cada 0,27 m.

El acero horizontal se dispondrá por retracción y temperatura y se presenta en la Tabla 4-34.

Tabla 4-34. Cálculo de acero horizontal en los muros transversales

Cuantía mínima como muro	$\rho_{\text{mín}}$	0,0020
Diámetro de barra a usar	N°	4/8
Área de la barra	A_b	71,3
Acero de refuerzo requerido por cara	$A_{s \text{ req}}$ [mm ² /m]	150
# barras requeridas por cara	n_i	3
Separación entre barras horizontales	S1 [mm]	333
Separación entre barras horizontales	S1 [cm]	33,3

Por lo tanto, el acero horizontal de los muros perimetrales será barras N°4 cada 0,3 m.

4.6.4.4 DISEÑO DE PEDESTALES

Al igual que en el diseño de la viga carrilera, se verifica la carga axial que baja por el elemento con el fin de seleccionar la metodología de diseño adecuada, para esto, se verifica la mayor carga axial presentada en la Tabla 4-36 según el resumen de cargas de la Tabla 4-35.

Tabla 4-35. Resumen de cargas en los pedestales

CARGA	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN-m]	M_y [kN-m]
D	0,0	0,0	193,8	0,0	0,0
CM	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
T_w	0,02	0,4	2,2	0,0	0,0
SC	0,2	1,3	2,8	0,0	0,0
W_x	3,8	0,0	7,7	0,0	0,0
W_y	0,0	4,6	12,2	0,0	0,0
E_x	99,8	0,0	178,9	0,0	0,0
E_y	0,0	99,8	237,6	0,0	0,0
E_z	0,0	0,0	66,5	0,0	0,0
F	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
H	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabla 4-36. Combinación de fuerzas en los pedestales

Comb.	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN-m]	M_y [kN-m]
9	0,03	0,49	235,43	0,00	0,00
10A	5,13	1,20	227,26	0,00	0,00

Comb.	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN-m]	M_y [kN-m]
10B	-4,81	1,20	207,36	0,00	0,00
10C	0,16	7,15	233,12	0,00	0,00
10D	0,16	-4,74	201,49	0,00	0,00
11	0,26	1,73	218,44	0,00	0,00
12A	99,91	31,13	533,99	0,00	0,00
12B	-99,59	31,13	43,21	0,00	0,00
12C	99,91	-28,72	391,41	0,00	0,00
12D	-99,59	-28,72	-99,37	0,00	0,00
12E	99,91	31,13	400,99	0,00	0,00
12F	-99,59	31,13	176,21	0,00	0,00
12G	99,91	-28,72	258,41	0,00	0,00
12H	-99,59	-28,72	33,63	0,00	0,00
13A	30,09	100,95	575,12	0,00	0,00
13B	-29,76	100,95	334,78	0,00	0,00
13C	30,09	-98,55	99,84	0,00	0,00
13D	-29,76	-98,55	-140,50	0,00	0,00
13E	30,09	100,95	442,12	0,00	0,00
13F	-29,76	100,95	467,78	0,00	0,00
13G	30,09	-98,55	-33,16	0,00	0,00
13H	-29,76	-98,55	-7,50	0,00	0,00
14A	99,77	30,34	532,29	0,00	0,00
14B	-99,73	30,34	41,51	0,00	0,00
14C	99,77	-29,51	389,70	0,00	0,00
14D	-99,73	-29,51	-101,07	0,00	0,00
14E	99,77	30,34	399,29	0,00	0,00
14F	-99,73	30,34	174,51	0,00	0,00
14G	99,77	-29,51	256,70	0,00	0,00
14H	-99,73	-29,51	31,93	0,00	0,00
15A	29,95	100,16	573,41	0,00	0,00
15B	-29,90	100,16	333,08	0,00	0,00
15C	29,95	-99,34	98,13	0,00	0,00
15D	-29,90	-99,34	-142,20	0,00	0,00
15E	29,95	100,16	440,41	0,00	0,00
15F	-29,90	100,16	466,08	0,00	0,00
15G	29,95	-99,34	-34,87	0,00	0,00
15H	-29,90	-99,34	-9,20	0,00	0,00
16A	99,91	31,13	495,23	0,00	0,00
16B	-99,59	31,13	4,46	0,00	0,00
16C	99,91	-28,72	352,65	0,00	0,00
16D	-99,59	-28,72	-138,13	0,00	0,00
16E	99,91	31,13	362,23	0,00	0,00

Comb.	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN-m]	M_y [kN-m]
16F	-99,59	31,13	137,46	0,00	0,00
16G	99,91	-28,72	219,65	0,00	0,00
16H	-99,59	-28,72	-5,13	0,00	0,00
17A	30,09	100,95	536,36	0,00	0,00
17B	-29,76	100,95	296,03	0,00	0,00
17C	30,09	-98,55	61,08	0,00	0,00
17D	-29,76	-98,55	-179,25	0,00	0,00
17E	30,09	100,95	403,36	0,00	0,00
17F	-29,76	100,95	429,03	0,00	0,00
17G	30,09	-98,55	-71,92	0,00	0,00
17H	-29,76	-98,55	-46,25	0,00	0,00
18A	99,77	30,34	493,53	0,00	0,00
18B	-99,73	30,34	2,75	0,00	0,00
18C	99,77	-29,51	350,95	0,00	0,00
18D	-99,73	-29,51	-139,83	0,00	0,00
18E	99,77	30,34	360,53	0,00	0,00
18F	-99,73	30,34	135,75	0,00	0,00
18G	99,77	-29,51	217,95	0,00	0,00
18H	-99,73	-29,51	-6,83	0,00	0,00
19A	29,95	100,16	534,66	0,00	0,00
19B	-29,90	100,16	294,32	0,00	0,00
19C	29,95	-99,34	59,38	0,00	0,00
19D	-29,90	-99,34	-180,96	0,00	0,00
19E	29,95	100,16	401,66	0,00	0,00
19F	-29,90	100,16	427,32	0,00	0,00
19G	29,95	-99,34	-73,62	0,00	0,00
19H	-29,90	-99,34	-47,96	0,00	0,00
MAX	99,9	101,0	575,1	0,0	0,0
MIN	-99,7	-99,3	-181,0	0,0	0,0

La carga axial mínima para diseño a flexo-compresión es de 10% $f'_c A_c$ por lo que:

$$P_{\min \text{ Ped}} = 0,10 * 28000 \text{ kN/m}^2 * 1,28 \text{ m}^2 = 3570 \text{ kN}$$

Por lo tanto, se puede inferir que la máxima carga axial en el pedestal es solo el 16,1% aproximadamente de la carga axial mínima para el diseño a flexo-compresión; según lo anterior el elemento se diseña solamente a compresión.

Tabla 4-37. Cálculo de acero vertical en los pedestales

Cuantía mínima	ρ_{\min}	0,5%
Área mínima de acero vertical	$A_{S_{\min}}$ [mm ²]	6375
Diámetro de barra a usar	N°	6/8
Área de la barra	A_b	285,0
# barras requeridas	n	23
Recubrimiento	c [mm]	65

Según lo presentado en la Tabla 4-37 se establece que deberá disponerse para el acero vertical del pedestal 24 barras No. 6.

Tabla 4-38. Cálculo de acero a cortante en los pedestales

Ancho de la sección	B [m]	1,70
Altura efectiva	d [m]	0,685
Cortante último	V_u [kN]	100,95
Factor de modificación	λ	1
Cortante resistente del concreto	V_c [kN]	1047,53
Factor de reducción	ϕ	0,75
Cortante resistente del concreto	ϕV_c [kN]	785,65
Área de acero a cortante	$A_{V_{\min}}$ [m ²]	132,79
Separación de los estribos	s [mm]	100
Diámetro de barra a usar	N°	3/8
Área de la barra	A_b	71,3
Número de ramas	Ramas	2

Ya que el cortante último es inferior al cortante resistente por el concreto, se comprueba que el espesor o altura efectiva analizada cumple para la sollicitación a cortante; por detallado se colocará un acero mínimo por cortante para confinar el concreto del pedestal. Para el refuerzo por cortante del pedestal se deberán disponer estribos de barra N°3 cada 0,10 m.

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Esta investigación fue realizada bajo una revisión bibliográfica con el fin de generar un aporte teórico que sirva como precedente para futuras investigaciones que permitan tener como resultado una norma (ley) para el diseño de estructuras energizadas. La NSR-10 establece parámetros de análisis sísmico y requisitos de resistencia en el país para edificaciones típicas, dejando por fuera las estructuras que sirven como apoyo para equipos, soportes y pórticos energizados, pero en la práctica se debe trabajar en conjunto con la AIS-13 la cual establece metodologías de integración con las ASCE y por lo tanto con la IEEE.

Al no tener referencias normativas específicas para el diseño de estructuras que funcionan como soporte para equipos y elementos energizados en subestaciones eléctricas, se deben usar los estándares internacionales para la validación estructural de estos y realizar paralelos y ajustes a los criterios establecidos en la normativa colombiana.

Como recomendación se exhorta a los profesionales, académicos y expertos en el área a trabajar en la elaboración de una norma aplicada al diseño de subestaciones eléctricas considerando que en Colombia la mayoría de la energía se obtiene a través de procesos de aprovechamiento de la carga hidráulica del agua.

6 BIBLIOGRAFÍA

AIS - Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente.

AIS - Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2013). Recomendaciones para requisitos sísmicos de estructuras diferentes de edificaciones AIS 180.

ASCE - American Society of Civil Engineers. (2008). Substation Structure Design Guide. Manuals and Reports on Engineering Practice No. 113.

ASCE/SEI 7 - American Society of Civil Engineers. (2005). Minimum design loads for buildings and other structures.

ASCE - American Society of Civil Engineers. (2017) Significant Changes to the Minimum Design Load Provisions of ASCE 7-16:2017.

Cataño, M. (2015). Tipificación del diseño de cimentaciones para equipos de subestaciones de alta tensión. Tesis de grado. Escuela de Ingeniería de Antioquia.

Cigre Colombia - Consejo Internacional de Grandes Sistemas Eléctricos. (2019). Guía para desarrollo y verificación sísmica de equipos en Colombia. Aplicación de la norma IEE-693. Comité de estudios de subestaciones e instalaciones eléctricas – Grupo de Ingeniería Civil.

Guedez, O. (2018) Criterios para el diseño de cimentaciones y soportes en subestaciones. Revista UNAM. Universidad Autónoma de México.

Maldonado J. & Rivera J. (2014) Desarrollo de instructivo que facilite el diseño de subestaciones de distribución a la Región Caribe. Facultad de Ingeniería. Universidad de la Costa.

Muria Y. & Olivares F. (2017) Criterios de Diseño de Elementos Estructurales. Facultad de Arquitectura e Ingeniería. Universidad Autónoma de México.

Rodríguez S. & Muñoz, G. (2018) Revisión Bibliográfica del Coeficiente de Disipación de Energía, R, para soportes de equipos en estructuras metálicas tipo celosía en subestaciones eléctricas. Monografía. Escuela de Ingeniería Ambiental. Universidad de Antioquia.

HMV Ingenieros. (2018). Subestaciones de alta y extra alta tensión – Guía práctica de diseño. Tercera edición.