



**Diseño de muro de contención en bloque de concreto para muro de cerramiento perimetral
de subestación eléctrica de media/baja tensión (34.5 / 13.8 kV)**

Alejandro Pérez González

Práctica empresarial para optar al título de Ingeniero Civil

Asesor interno
Juan Carlos Obando Fuertes
Ingeniero Civil

Universidad de Antioquia
Facultad de Ingeniería
Ingeniería Civil
Medellín
2023

Cita	(Pérez González, 2023)
Referencia	Pérez González, (2023) <i>Diseño de muro de contención en bloque de concreto para muro de cerramiento perimetral de subestación eléctrica de media/baja tensión (34.5 / 13.8 kV).</i>
Estilo APA 7 (2020)	[Pregrado]. Universidad de Antioquia, Medellín.



Centro de Documentación Ingeniería (CENDOI)

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

Universidad de Antioquia - www.udea.edu.co

Rector: John Jairo Arboleda Céspedes

Decano/Director: Julio César Saldarriaga Molina

Jefe departamento: Diana Catalina Rodríguez Loaiza.

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.

Dedicatoria

Quiero dedicar este trabajo de grado a mi madre, abuela y a todas las personas que dieron en su apoyo incondicional a lo largo de mi paso por la universidad de Antioquia.

Agradecimientos

A mi madre y mi abuela por toda la ayuda que me brindaron a lo largo de este proceso académico, por estar para mí compartiendo las alegrías y momentos difíciles que viví en este camino lleno de obstáculos.

A Verónica, mis amigos y todos los compañeros de la universidad ya que fueron un pilar fundamental para formarme como un ingeniero integral y ético.

A todos los profesores del pregrado ingeniería civil y escuela ambiental en general, por todas sus enseñanzas y lecciones impartidas, enfocadas en formarnos con un pensamiento crítico y científico, para adquirir los conocimientos necesarios para servirle de la mejor manera a nuestras comunidades colombianas.

A la universidad de Antioquia por brindarme la oportunidad de estudiar un pregrado de tan alto nivel académico, a pesar de no contar con los recursos económicos para acceder a la educación superior por mis propios medios. Estaré siempre agradecido por brindarme esta bella experiencia y hacer mis sueños realidad.

TABLA DE CONTENIDO

1	RESUMEN	8
2	ABSTRACT.....	9
3	INTRODUCCIÓN	10
4	OBJETIVOS	12
4.1	Objetivo General	12
4.2	Objetivos específicos.....	12
5	MARCO TEÓRICO.....	13
5.1	Terminología técnica.....	14
6	METODOLOGÍA	16
6.1	Determinación de parámetros sísmicos.....	16
6.2	Determinación de periodo fundamental	19
6.3	Parámetros de viento	20
6.3.1	Región de localización / Velocidad de diseño básica	20
6.3.2	Factor direccional del viento.....	21
6.3.3	Factor de importancia	22
6.3.4	Categoría de exposición y rugosidad del terreno.....	22
6.3.5	Factor topográfico	23
6.3.6	Factor efecto ráfaga.....	24
6.3.7	Estimación de presión producida por velocidad	25
6.3.8	Estimación coeficiente de fuerza	25
6.3.9	Fuerza de viento sobre muro.....	26
6.4	Estimación de carga muerta.	26
6.5	Estimación de carga viva.....	27
6.6	Estimación de cargas por empuje lateral del suelo circundante.....	27
6.7	Metodología análisis de estabilidad	28
6.8	Planteamiento modelo estructural.	30
6.8.1	Definición de materiales.	31
6.8.2	Geometría propuesta para la implementación de modelo estructural.....	32
6.8.3	Condiciones de carga	36
6.8.3.1	Carga muerta en modelo estructural	36

6.8.3.2	Carga viva en modelo estructural	38
6.8.3.3	Carga de viento en modelo estructural.	39
6.8.3.4	Carga de sismo en modelo estructural.	39
6.8.3.5	Carga de presión lateral del suelo en modelo estructural.	40
6.8.3.6	Carga de presión lateral del suelo en modelo estructural.	41
6.9	Modelación de condiciones de límites de frontera en fundación.	43
6.10	Metodología para el diseño estructural.	44
6.10.1	Diseño de elementos de concreto armado.....	44
6.10.2	Diseño estructural de mampostería en bloque de concreto.....	47
6.10.2.1	Diseño a flexión mampostería estructural	47
6.10.2.2	Diseño a cortante mampostería estructural.....	48
7	ANÁLISIS Y RESULTADOS	49
7.1	Análisis de estabilidad del muro de contención y cerramiento.	49
7.2	Verificación a la capacidad admisible del suelo	54
7.3	Validación de desplazamientos máximos en modelo estructural.....	55
7.4	Diseño de zapata de muro de contención y cerramiento.....	56
7.5	Diseño de viga de fundación de muro de contención y cerramiento	60
7.6	Diseño de columnas de muro de contención y cerramiento.....	63
7.7	Diseño de columnas de muro de contención y cerramiento.....	65
7.8	Diseño de mampostería estructural para muro de contención.....	67
8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	74
9	REFERENCIAS.....	76

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Amenaza sísmica (Fuente: NSR-10)	16
Figura 2. Parámetros de amplificación F_a y F_v Fuente: NSR-10.....	17
Figura 3. Espectro de respuesta Fuente: Elaboración propia.....	19
Figura 4. Velocidad de viento en territorio colombiano. Fuente: NSR-10.....	21
Figura 5. Casos típicos de carga de viento sobre estructura Fuente: NSR-10.....	26
Figura 6. Esquema de momento estabilizador por peso propio. Fuente: Modelación en Sketchup	29
Figura 7. Esquema general de momento desestabilizador. Fuente: Modelación en Sketchup	30
Figura 8. Caracterización de material Fuente: MIDAS GEN.....	31
Figura 9. Caracterización de material tipo acero. Fuente: MIDAS GEN	31
Figura 10. Caracterización de material equivalente a mampostería estructura Fuente: MIDAS GEN.....	32
Figura 11. Esquema general de muro de contención y cerramiento. Fuente: Modelación en Sketchup.....	33
Figura 12. Geometría de columnas Fuente: MIDAS GEN.....	33
Figura 13. Geometría viga de fundación. Fuente: MIDAS GEN	34
Figura 14. Geometría de vigueta Fuente: MIDAS GEN.....	34
Figura 15. Geometría tubería galvanizada. Fuente: MIDAS GEN.....	35
Figura 16. Geometría general de modelo estructural. Fuente: MIDAS GEN.....	36
Figura 17. Definición de carga muerta en modelo estructural. Fuente: MIDAS GEN.....	37
Figura 18. Carga muerta de mampostería no estructural. Fuente: MIDAS GEN.....	37
Figura 19. Peso propio del suelo sobre fundación. Fuente: MIDAS GEN	38
Figura 20. Definición de carga viva en el modelo estructural. Fuente: MIDAS GEN.....	38
Figura 21. Carga de viento equivalente en pórticos de concreto armado. Fuente: MIDAS GEN	39
Figura 22. Carga sísmica aplicada en modelo estructural. Fuente: MIDAS GEN	40
Figura 23. Presión activa de suelo en función de la profundidad. Fuente: Propia.....	40
Figura 24. Cargas producidas por presión de suelo en modelo estructural. Fuente: MIDAS GEN	41
Figura 25. Condiciones de límites de frontera. Fuente: MIDAS GEN.....	43
Figura 26. Esquema de límites de frontera. Fuente: MIDAS GEN	43
Figura 27. Esquema de restricciones a desplazamiento. Fuente: MIDAS GEN.....	44
Figura 28. Soil preasure en fundación de la estructura. Fuente: MIDAS GEN.....	54
Figura 29. Desplazamiento general de modelo estructural en milímetros. Fuente: MIDAS GEN	55
Figura 30. Desplazamiento en milímetros fundación. Fuente: MIDAS GEN	55
Figura 31. Momento último dirección Y en zapata, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN	56

Figura 32. Momento último dirección X en zapata, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN	57
Figura 33. Cortante último dirección X en zapata, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN	58
Figura 34. Cortante último dirección Y en zapata, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN	58
Figura 35. Momento último dirección Y en viga de fundación, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN	60
Figura 36. Cortante último dirección Y en viga de fundación, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN	61
Figura 37. Reporte de resultados para viga de fundación en función del reglamento NSR-10. Fuente: MIDAS GEN	62
Figura 38. Momento último dirección Y (Ejes locales) en columnas, haciendo uso de la combinación de carga crítica. Fuente: MIDAS GEN	63
Figura 39. Cortante último dirección Y en columnas, haciendo uso de la combinación de carga crítica. Fuente: MIDAS GEN	63
Figura 40. Reporte de resultados para columnas en función del reglamento NSR-10. Fuente: MIDAS GEN	64
Figura 41. Momento último dirección Y (ejes locales) en vigueta, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN	65
Figura 42. Cortante último dirección Y en vigueta, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN	65
Figura 43. Momento último dirección (ejes locales) X en muro de mampostería estructural, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN	69
Figura 44. Momento último dirección Y (ejes locales) en muro de mampostería estructural, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN	69
Figura 45. Cortante último dirección X (ejes locales) en muro de mampostería estructural, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN	72
Figura 46. Cortante último dirección Y (ejes locales) en muro de mampostería estructural, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN	72

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Categorización de tipo de suelo	17
Tabla 2. Coeficiente de importancia.	18
Tabla 3. Parámetros para determinar periodo fundamental de la estructura.....	20
Tabla 4. Factor direccional Fuente:NSR-10.	21
Tabla 5. Factor de importancia en función de categoría estructural.	22
Tabla 6. Factor de exposición en función de la altura del terreno.	23
Tabla 7. Coeficiente de fuerza.	25
Tabla 8. Densidad de materiales típicos.	27
Tabla 9. Ecuaciones de cálculo de cortante nominal en función de la relación $M_u/V_u D$	48
Tabla 10. Fuerza de viento en muro de contención y cerramiento.	50
Tabla 11. Cálculo momento estabilizador.	51
Tabla 12. Reacciones por sismo en elementos de muro de contención y cerramiento.....	51
Tabla 13. Cálculo momento estabilizador.	52
Tabla 14. Momento desestabilizador.	53
Tabla 15. Validación factor de seguridad.	54
Tabla 16. Validación diseño a flexión.	66
Tabla 17. Validación diseño a cortante.	67
Tabla 18. Cálculo de resistencia a la compresión de la mampostería estructural.....	68

1 RESUMEN

El presente trabajo de grado para optar a el título de ingeniería Civil consta del diseño de un muro de contención, usando diferentes metodologías de construcción tales como el hormigón armado, la mampostería estructural y no estructural. Este muro de contención se plantea como solución de tipo constructiva, económica e ingenieril que busca principalmente dividir los límites de los linderos del lote donde se realizará la expansión de una subestación de media/baja tensión de 13.8 kV a 34.5 kV. Este diseño pretende, adicionalmente retener el movimiento de tierras, resultado de las obras de adecuación del terreno para la construcción de la infraestructura necesaria para la puesta en marcha de la subestación eléctrica. Esta tipología de muro se realiza bajo la normativa colombiana sismo resistente NSR-10, haciendo uso de los diferentes títulos que se deba hacer uso en función de las diferentes solicitudes constructivas.

Para la realización, aplicación y validación del análisis estructural se hizo uso del software MIDAS GEN, el cual es un tipo de software de uso ingenieril especializado en el diseño estructural.

Adicionalmente, por medio de hojas de cálculo de Excel se realiza la validación de la estabilidad del muro para volcamiento y desplazamiento, haciendo uso de un factor de seguridad conservador.

Por último, el diseño estructural del muro de contención en mampostería estructural se realiza bajo las metodologías de servicio (ASD) y resistencia última (LRFD), para obtener el despiece de acero más adecuado bajo las diferentes solicitudes de carga.

Palabras clave: Mampostería, muro de contención, modelación estructural, hormigón armado, subestación eléctrica.

2 ABSTRACT

The presented work for the Civil Engineering degree consists of the design of a containing wall, using different construction methodologies such as reinforced concrete, structural masonry, and non-structural masonry. This retaining wall is considered as a constructive, economic, and engineering solution that seeks mainly to divide the limits of the of the site boundaries where the extension of the medium/lower electrical substation voltage (13.8 kV to 34.5 kV) will be built. This design is also expected to retain the earth movement resulting from the works to adequate the land for the construction of the necessary infrastructure for the implementation of the electrical substation. This wall typology is made under the Colombian seismic-resistant NSR-10 regulations, making use of the different titles that must be used according to the different constructive solicitations.

MIDAS GEN software was used to perform, apply, and validate the structural analysis, which is a type of engineering software specialized in structural design.

Additionally, Excel spreadsheets are used to validate the stability of the wall for collapse and displacement, using a conservative factor of safety.

Finally, the structural design of the structural masonry retaining wall is performed under the serviceability (ASD) and ultimate strength (LRFD) methodologies, to obtain the most suitable steel sections under the different load stresses.

Keywords: Masonry, retaining wall, structural modeling, reinforced concrete, electric substation.

3 INTRODUCCIÓN

INGEMA S.A. es una empresa de “ingeniería y desarrollo de proyectos de infraestructura, que ofrece a sus clientes soluciones integrales en el diseño, suministro, subestaciones eléctricas de alta y extra alta tensión procurando el logro de los objetivos de las partes interesadas” (INGEMA S.A. 2020).

Actualmente cuenta con más de 20 proyectos a nivel nacional e internacional. Entre ellos se tiene el proyecto de ampliación de una subestación eléctrica de media/baja tensión 13.8 Kv /34.5 Kv ubicada en el departamento de norte de Santander.

Por las condiciones particulares de este proyecto, importancia y alcance constructivo es necesario la implementación de un sistema de cerramiento para delimitar y mantener las distancias de seguridad mínimas para salvaguardar la vida de las personas en general.

Debido a la adecuación del terreno planteada desde el área de ingeniería, se evidencia la necesidad de un sistema constructivo que cumpla la doble función de cerramiento perimetral y adicionalmente retenga un volumen de tierra, el cual ejerce un empuje pasivo continuamente. Esta solución ingenieril se presenta por la imposibilidad de formar taludes de tierra natural con una inclinación adecuada, de tal forma que se presente una falla del suelo. Esto debido principalmente a la falta de espacio, por lo que es necesario implementar un muro de contención en las zonas perimetrales que lo requieran.

En general, dicho sistema constructivo se constituye en su fundación de una zapata y viga corrida, a lo largo del cerramiento perimetral, adicionalmente se cuenta con elementos de hormigón armado tales como columnas y vigas de amarre, que delimitan cada uno de los módulos constructivos del muro de contención. La zona del muro de contención que tenga contacto directo

y permanente con el suelo se plantea en mampostería estructural conformado por bloques de concreto. La zona del muro de contención que no se encuentra en contacto directo con el suelo y que cumple principalmente la función de cerramiento perimetral, se implementa el uso de mampostería convencional en bloque de arcilla, en la cual se ubica la tubería galvanizada en la parte superior del muro, junto con la malla eslabonada, rematando en la corona del muro con sus respectivas hileras de alambre de púas.

Finalmente, se obtuvieron los siguientes entregables: memoria de diseño del muro de contención en mampostería estructural, memoria de cálculo en Excel donde se presentan los cálculos numéricos y validaciones de estabilidad para volcamiento y desplazamiento, modelo estructural haciendo uso de software MIDAS GEN y finalmente el respectivo plano donde se representa a detalle cada uno de los aspectos del diseño en formato DWG.

4 OBJETIVOS

4.1 Objetivo General

Realizar el análisis y diseño estructural del muro de contención y cerramiento perimetral en mampostería estructural para una subestación de media/baja tensión, bajo las especificaciones y requerimientos solicitados por la normativa vigente sismo resistente colombiana NSR-10.

4.2 Objetivos específicos

- Determinar la estabilidad de muro de contención bajo las diferentes solicitaciones de carga, realizando los respectivos chequeos para condiciones de falla tales como el volcamiento y el desplazamiento.
- Obtener y asumir adecuadamente los diferentes casos de carga, haciendo uso de los títulos A y B de la norma sismo resistente Colombiana NSR-10.
- Generar un modelo haciendo uso del software MIDAS GEN que represente de la manera más adecuada las propiedades de los materiales propuestos desde el diseño, las diferentes solicitaciones de carga y la forma en que estas interactúan con el medio.

5 MARCO TEÓRICO

Los muros de contención como su nombre lo indica tienen como finalidad resistir los diferentes esfuerzos laterales producto del suelo retenido sobre ellos. La estabilidad de estos depende principalmente del peso propio de los elementos y el peso del suelo circundante sobre la fundación de estos. (Gómez, 2013). Para el correcto análisis estructural, el cual se refiere al uso de las ecuaciones de resistencia de materiales buscando principalmente definir los esfuerzos, deformaciones y reacciones que actúan sobre la estructura resistente. Conocidas las propiedades del suelo circundante, se debe tener en cuenta aspectos tales como ser resistente a esfuerzos de corte y momentos internos, ser seguro a desplazamiento lateral, ser seguro contra el volcamiento y las presiones ejercidas al suelo no deben superar los esfuerzos admisibles del suelo. (Colque, 2022).

Por otro lado, refiriéndose específicamente a la tipología de muros de mampostería estructural, estos son elementos fundamentales en la construcción de diferentes edificaciones y estructuras, ya que proporcionan resistencia y estabilidad. Generalmente, estos están hechos de bloques de concreto, ladrillos de arcilla o piedra unidos por mortero de cemento. El análisis estructural para esta metodología de diseño constructivo depende de los materiales tales como el tipo de bloque, la calidad del mortero, la cantidad y disposición de refuerzo de acero.

En el mismo orden de ideas refiriéndose a el sistema de construcción de mampostería confinada deben tener en cuenta varios factores, como la resistencia a la compresión de la mampostería, la resistencia a la compresión concreto, la cantidad y el espaciamiento del refuerzo de acero, el tipo de mortero utilizado, el diseño de las juntas y la calidad de la construcción (Pérez, 2009) Además, es necesario tener en cuenta las cargas sísmicas y de viento que actúan sobre la estructura y el tipo de cimentación utilizada.

5.1 Terminología técnica.

Suelo

Corresponde a la corteza terrestre que se conforma con diferentes propiedades y materiales, como agregados de partículas orgánicas y minerales. Generalmente sus propiedades varían en función de la dirección vertical. (Juárez, 2012, P.34).

Estabilidad

La estabilidad se refiere a la capacidad de una estructura, como un terraplén, una presa o un talud, para resistir las cargas (fuerzas y momentos desestabilizantes) a las que está expuesta sin fallar o colapsar. Este término también puede ser empleado a la capacidad de un suelo o una roca para resistir las fuerzas que actúan sobre ellos y mantener su forma y posición sin deslizarse o fallar. (Pérez, 2005)

Desplazamiento

El desplazamiento se refiere al movimiento de tierras o estructuras desde su posición original. Los desplazamientos pueden ser causados por cargas externas, asentamientos, movimientos sísmicos, erosión o expansión y contracción del suelo. (Wiley & Sons, 1996)

Volcamiento

Se refiere a un tipo de falla de estabilidad en la que una estructura, como un muro de contención u otro tipo de estructura, pierde su equilibrio y se inclina hacia un lado. El volcamiento suele ocurrir cuando el momento de vuelco (Momento desestabilizante) supera la resistencia a la vuelta del suelo (momento estabilizador) o roca sobre la que se asienta la estructura. (Romero, 2011)

Mampostería reforzada

Es la construcción con base en piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzada internamente con barras y alambres de acero. (NSR, 2010),

Mampostería confinada

Es la construcción con base en piezas de mampostería, unidas por medio de mortero, reforzada de manera principal con elementos de hormigón armado construidos alrededor del muro. (NSR,2010)

Fuerza sísmica

La fuerza sísmica se refiere a las fuerzas que actúan sobre una estructura durante un evento sísmico. Dichas fuerzas pueden tener dirección o magnitud en sentido horizontal o vertical. Provocan como consecuencia vibraciones, deformaciones y daños en la estructura. (ASCE, 2017)

Resistencia última

Se refiere a la máxima capacidad de carga y/o esfuerzo que puede soportar una estructura antes de sufrir una falla o colapso. (ASCE, 2017)

Peso propio

Se define como peso de una estructura o de una parte de ella, que se debe tener en cuenta en los cálculos de carga y resistencia de esta. El peso propio es permanente y constante (cargas gravitacionales) las cuales actúan sobre la estructura. (ASCE, 2017)

Factor de seguridad

El factor de seguridad es una medida de la capacidad de una estructura o de un suelo para resistir las cargas o esfuerzos que actúan sobre ella, en comparación con su capacidad máxima para soportarlas. (Torres, 2018).

6 METODOLOGÍA

6.1 Determinación de parámetros sísmicos

Siguiendo las recomendaciones de la normativa Colombiana NSR-10 se evalúa principalmente la amenaza sísmica de la región en función de la localización de la subestación de media/baja tensión y la calidad de los suelos, tal como lo dictamine el estudio de suelos respectivamente.

Siguiendo los requerimientos de la Tabla A.2.2-1 de la NSR-10, se determina la aceleración pico A_a y A_v . Además, haciendo uso del apéndice A-4, se presenta que el municipio de El Zulia (zona 7), se encuentra en una zona de amenaza sísmica alta con A_v de 0.25 y A_a 0.35 tal como se puede observar en las siguientes imágenes.

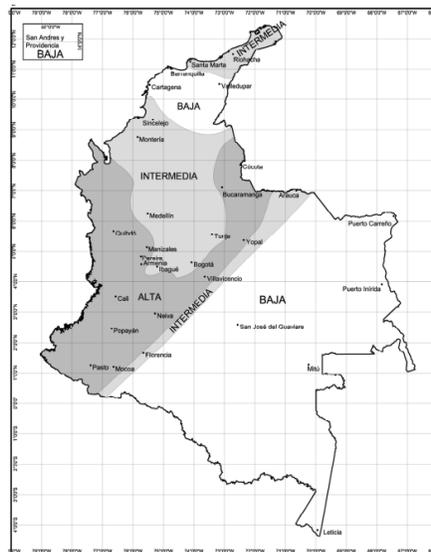


Figura 1. Amenaza sísmica (Fuente: NSR-10)

Los efectos locales tal como lo menciona la norma se determinan en función de los resultados obtenidos de un adecuado estudio de suelo que permita caracterizar las propiedades físico-mecánicas del suelo circundante dentro de la zona de estudio. Con los resultados obtenidos del estudio de suelos se categoriza el suelo según como lo describe la Tabla A.2.4-1 de la NSR-

10. Para este caso específico se cuenta con una velocidad de onda de corte que oscila entre los 760 m/s y 360 m/s por lo que el suelo se clasifica en un tipo de perfil C.

Tabla 1. Categorización de tipo de suelo Fuente: NSR-10

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w \geq 40% $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

Guiándose de las figuras A.2.4.1 y A.2.4.2, se obtienen los coeficientes de ampliación F_a y F_v , haciendo uso de los parámetros A_a/A_v y los resultados del estudio de suelos (El tipo de suelos según A.2-1).

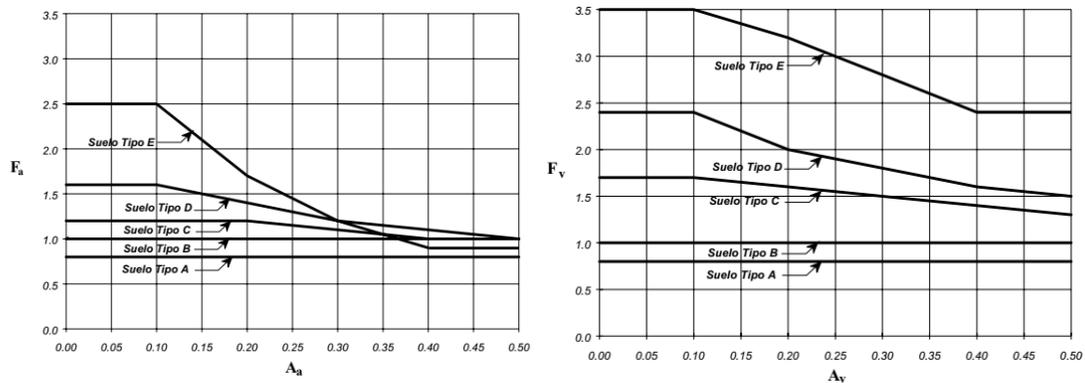


Figura 2. Parámetros de ampliación F_a y F_v Fuente: NSR-10

Haciendo uso de interpolación visual, se determina coeficiente de amplificación F_a y F_v de 1.05 y 1.55 respectivamente.

Para finalizar la caracterización básica de los parámetros sísmicos se determina el coeficiente de importancia tal como lo menciona la norma sismorresistente colombiana en Tabla A.2.5-1.

Tabla 2. Coeficiente de importancia. Fuente: NSR-10

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

Tal como lo menciona la normativa NSR-10 en el título A.2.5.1.1 “*Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos*” (NSR-10, 2010) se clasifican en un grupo de uso IV, por lo tanto, el coeficiente de importancia es de 1.50.

Con todos los parámetros sísmicos definidos es posible graficar el respectivo espectro de respuesta sísmico el cual básicamente asume la aceleración que puede experimentar una estructura, expresada en la gravedad de la tierra (9.81 m/s^2), en función del periodo fundamental de la estructura. En la siguiente figura se puede observar el espectro de respuesta obtenido con los parámetros sísmicos anteriormente determinados.

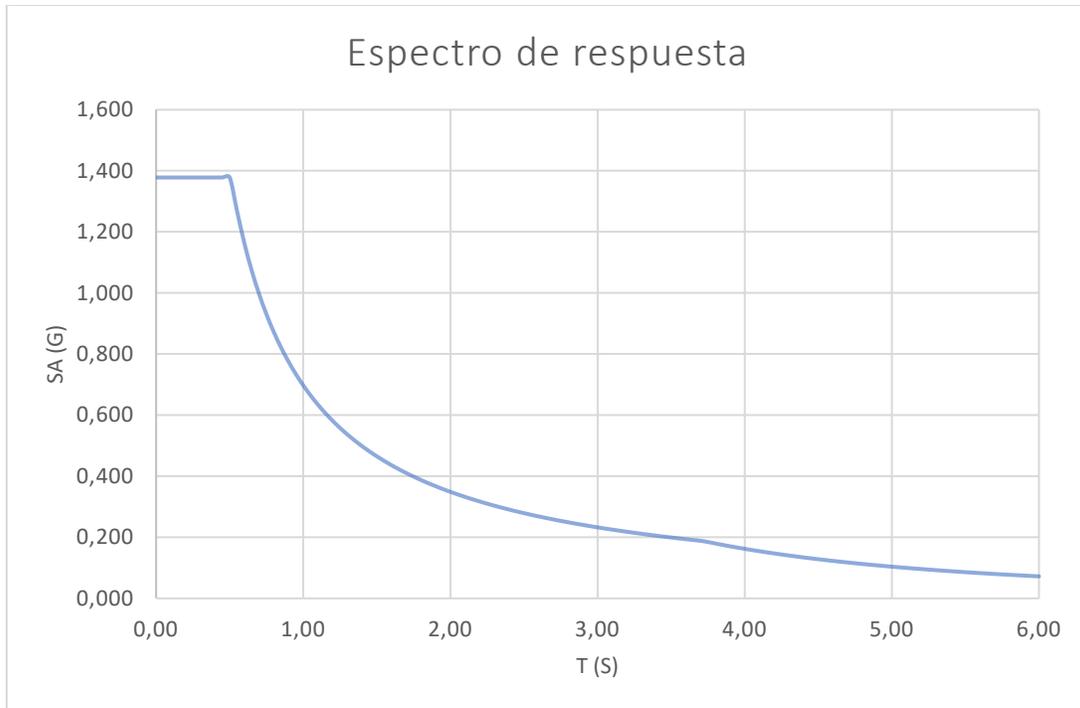


Figura 3. Espectro de respuesta Fuente: Elaboración propia

6.2 Determinación de periodo fundamental

Tal como lo menciona en la norma sismorresistente colombiana, el cálculo de periodo fundamental aproximado T_a se puede estimar haciendo uso de la ecuación A.4.2-3 de la normativa NSR-10.

$$T_a = C_t h^\alpha$$

Donde los parámetros C_t y α se pueden estimar haciendo uso de la tabla A.4.2-1 de la NSR-10.

Tabla 3. Parámetros para determinar periodo fundamental de la estructura Fuente: NSR-10

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

Al tratarse de un sistema combinado, haciendo uso de diferentes métodos constructivos, tales como elementos de concreto reforzado y mampostería estructural se asumen valores de 0.049 y 0.75, siguiendo la metodología propuesta por la normativa colombiana “*Todos los sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería*”.

6.3 Parámetros de viento

Los parámetros para determinar las cargas viento se hacen con base al título B de la norma sismorresistente colombiana. (NSR-10), específicamente en el título B.6 “Fuerzas de viento”.

6.3.1 Región de localización / Velocidad de diseño básica

Haciendo uso de la figura B.6.4-1 y teniendo en cuenta la ubicación del municipio de El Zulia, ubicado en el departamento de Norte de Santander, se estima la región y la velocidad de diseño básica de la región correspondiente, tal como lo recomienda la NSR-10.

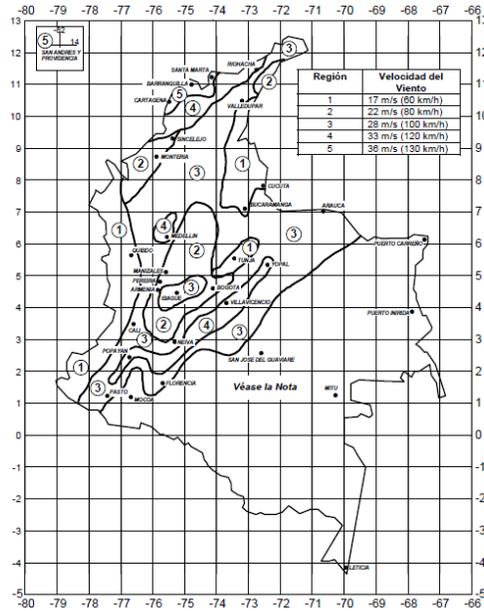


Figura 4. Velocidad de viento en territorio colombiano. Fuente: NSR-10.

Tal como se puede observar en la figura superior, el municipio de El Zulia se encuentra ubicada en la región 1, con una velocidad de viento de 17 m/s o 60 km/h.

6.3.2 Factor direccional del viento.

Este factor direccional tal como lo describe la normativa se usa cuando se hace uso de las combinaciones de carga mencionadas en el título B.2.3 y B.2.4, los cuales describen el método de combinaciones de carga por servicio y el método por resistencia última.

Tabla 4. Factor direccional Fuente: NSR-10.

Tipo de Estructura	Factor de Direccionalidad del Viento, K_d^*
Edificios	
Sistema Principal de Resistencia de Cargas de Viento	0.85
Componentes y Recubrimientos	0.85
Cubiertas Abovedadas	0.85
Chimeneas, Tanques y Estructuras Similares	
Cuadradas	0.90
Hexagonales	0.95
Redondas	0.95
Avisos Sólidos	0.85
Avisos Abiertos y Estructura Rectangular	0.85
Torres en Celosía	
Triangular, Cuadrada y Rectangular	0.85
Todas las otras secciones transversales	0.95

6.3.3 Factor de importancia

Dicho factor de importancia se determina en función de lo indicado en el título A.2 de la NSR-10, siguiendo los mismos criterios indicados allí mencionados. Sin embargo, haciendo uso de la tabla la tabla B.6.5-1, se determina el factor de importancia para cargas de viento, una vez establecido debidamente en que grupo de uso se encuentra la estructura de análisis.

Tabla 5. Factor de importancia en función de categoría estructural Fuente: NSR-10.

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

Para ambos casos, en el grupo de uso IV, se considera un factor de importancia de 1.15 independientemente de la velocidad de diseño básica.

6.3.4 Categoría de exposición y rugosidad del terreno.

Tal como se describe B.6.5.6, la rugosidad del terreno se determina en base a la localización del proyecto, aspectos topográficos, vegetación existente y la altura asumida de la estructura. Verificando cada uno de los casos descritos por la norma, se toma como elección la rugosidad del terreno tipo C la cuál describe: “*Terreno abierto con pocas obstrucciones y con alturas inferiores a 9.0 m. Esta categoría incluye campos planos abiertos, praderas y todas las superficies acuáticas en zonas propensas a huracanes*”. En el mismo orden de ideas, la categoría de exposición descrita en B.6.5.6.3 utiliza varias condiciones para otorgarle una correcta categorización, desde las condiciones topográficas, altura de edificaciones, metodología de diseño, tipos de estructuras, materiales utilizados y el tipo de materiales/sistemas constructivos utilizados para la estructura de análisis.

Con base en estas caracterizaciones y haciendo uso de lo establecido en la tabla B.6.5-3 se calcula el coeficiente de exposición para la presión dinámica evaluada a una altura en específico.

Tabla 6. Factor de exposición en función de la altura del terreno.

Altura sobre el terreno Z	Exposición, Nota 1			
	B		C	D
	Caso 1	Caso 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0 - 45	0.7	0.57	0.85	1.03
6.0	0.7	0.62	0.90	1.08
7.5	0.7	0.66	0.94	1.12
9.0	0.7	0.70	0.98	1.16
12.0	0.76	0.76	1.04	1.22
15.0	0.81	0.81	1.09	1.27
18.0	0.85	0.85	1.13	1.31
20.0	0.89	0.89	1.17	1.34
24.5	0.93	0.93	1.21	1.38
27.5	0.96	0.96	1.24	1.40
30.5	0.99	0.99	1.26	1.43
36.5	1.04	1.04	1.36	1.52
42.5	1.09	1.09	1.36	1.52
49.0	1.13	1.13	1.39	1.55
55.0	1.17	1.17	1.43	1.58
60.0	1.20	1.20	1.46	1.61
76.0	1.28	1.28	1.53	1.68
90.0	1.35	1.35	1.59	1.73
107.0	1.41	1.41	1.64	1.78
122.0	1.47	1.47	1.69	1.82
137.0	1.52	1.52	1.73	1.86
152.0	1.56	1.56	1.77	1.89

Al tratarse de una estructura de cerramiento, la estructura no sobrepasa el primer rango de altura que va desde los 0 metros hasta los 4.5 metros. Por lo tanto, el coeficiente de exposición va a estar ubicado para este caso en particular en el primer rango de altura.

6.3.5 Factor topográfico

Este factor se utiliza principalmente para considerar los cambios en la velocidad y dirección del viento en función de la topografía del terreno, tales como colinas aisladas o escarpes. Incluye así mismo, cambios abruptos en el terreno y la magnitud física de la misma. El factor topográfico se calcula a partir de la siguiente expresión la cual está dada en el título B.6.5.7.2 de la NSR-10.

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$$

Tal como se menciona en las condiciones del título B.6.5.7.1, al no haber existencia de colinas o escarpes aislados, en el terreno del proyecto. Esto basado principalmente en el levantamiento topográfico realizado para conocer a detalle el comportamiento y la variación del terreno en el espacio. Por lo tanto, $K_{zt} = 1.0$.

6.3.6 Factor efecto ráfaga

El factor de efecto ráfaga tal como lo describe la NSR-10 en su título B.6.5.8, depende principalmente de la tipología de la estructura y de su sistema constructivo. Para el caso de estructuras rígidas, las cuales por definición son todo el conjunto de estructuras con una frecuencia fundamental mayor a 1 Hz, se puede suponer como 0.85 o ser calculado bajo la siguiente expresión.

$$G = 0.925 \left(\frac{(1 + 1.7g_Q I_z Q)}{1 + 1.7g_v I_z} \right)$$

$$I_z = c \left(\frac{10}{Z} \right)^{1/6}$$

Donde:

I_z = La intensidad de la turbulencia

Z = altura equivalente (aproximadamente 0.6 h)

g_Q y g_v = Se supone como 3.4 para estructuras rígidas

Q = Definida en la sección B.6.5-4 de la NSR-10.

En contra parte para estructuras flexibles, definidas por la norma sismorresistente como estructuras con frecuencia fundamental menor a 1 Hz, el factor efecto ráfaga se define bajo la expresión:

$$G_f = 0.925 \left(\frac{1.71 I_z \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1.7g_v I_z} \right)$$

Sin embargo, debido al alcance del proyecto y la tipología de estructura planteada, esta ecuación solo se ilustra con fines informativos, ya que, por la altura de la estructura diseñada el comportamiento de la estructura estará catalogada como rígida ($f > 1$ Hz).

6.3.7 Estimación de presión producida por velocidad

Basándose del título B.6.5.10 de la NR-10, la presión por velocidad q_z , evaluada a una altura z , se calcula bajo la siguiente formula:

$$q_z = 0.613K_zK_{zt}K_dV^2I$$

El coeficiente numérico 0.613 tal como lo menciona la norma debe usarse cuando haya poca información de registros climatológicos en la región de estudio.

6.3.8 Estimación coeficiente de fuerza

La estimación del coeficiente de fuerza se realiza con base en la geometría de la estructura de análisis, parámetros tales como el ancho del muro, su altura y las relaciones entre estas se puede definir siguiendo las recomendaciones dadas en la Figura B.6.5-17 de la NSR-10.

Tabla 7. Coeficiente de fuerza Fuente: NSR-10.

Relación de galibos/h	C _f CASO A Y CASO B											
	Relación de Aspecto, B/s											
	≤0.05	0.1	0.2	0.5	1	2	4	5	10	20	30	≥45
1.	1.80	1.70	1.65	1.55	1.45	1.40	1.35	1.35	1.30	1.30	1.30	1.30
0.9	1.85	1.75	1.70	1.60	1.55	1.50	1.45	1.45	1.40	1.40	1.40	1.40
0.7	1.90	1.85	1.75	1.70	1.65	1.60	1.60	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55
0.5	1.95	1.85	1.80	1.75	1.75	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.75
0.3	1.95	1.90	1.85	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.85	1.85
0.2	1.95	1.90	1.85	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.85	1.90	1.90	1.95
≤0.16	1.95	1.90	1.85	1.85	1.80	1.80	1.85	1.85	1.85	1.90	1.90	1.95

Para este caso en específico, los casos presentados por la norma para muros libres/vallas macizas aplica en el caso A y B. Ya que el caso C se utiliza cuando hay cambios geométricos en función de la distancia horizontal.

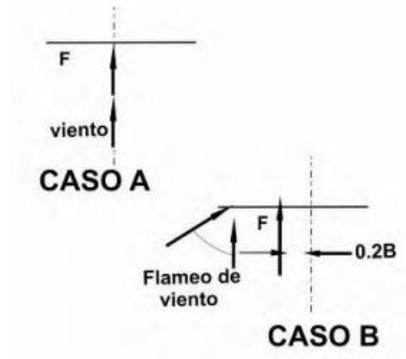


Figura 5. Casos típicos de carga de viento sobre estructura Fuente: NSR-10.

6.3.9 Fuerza de viento sobre muro

Una vez determinado los diferentes parámetros descritos en los numerales anteriores del presente documento, la carga de viento de diseño en muros se calcula según B.6.5.14 la cual presenta la siguiente expresión para estimar la magnitud de carga de viento.

$$F = q_h G C_f A_s$$

6.4 Estimación de carga muerta.

La masa y el peso de los materiales se calculan con base en la tabla B.3.2-1 de la NRS-10. Donde se describen las densidades de materiales típicos usados para la construcción. El cálculo de cargas muertas se utiliza para ser ingresadas en la modelación del cerramiento en muro de contención y en el análisis de estabilidad del muro. Dicha caracterización, se realiza por módulo de construcción de muro la cual se plantea aproximadamente cada dos metros.

Tabla 8. Densidad de materiales típicos.

<i>Material</i>	<i>Densidad (kg/m³)</i>	<i>Material</i>	<i>Densidad (kg/m³)</i>
Acero	7 800	Mortero de inyección para mampostería	2 250
Agua		Mortero de pega para mampostería	2 100
Dulce	1 000	Piedra	
Marina	1 030	Caliza, mármol, cuarzo	2 700
Aluminio	2 700	Basalto, granito, gneis	2 850
Arena		Arenisca	2 200
Limpia y seca	1 440	Pizarra	2 600
Seca de río	1 700	Plomo	11 400
Baldosa cerámica	2 400	Productos bituminosos	
Bronce	8 850	Asfalto y alquitrán	1 300
Cal		Gasolina	700
Hidratada suelta	500	Grafito	2 160
Hidratada compacta	730	Parafina	900
Carbón, apilado	800	Petróleo	850
Carbón vegetal	200	Relleno de ceniza	920
Cemento pórtland, a granel	1 440	Tableros de madera aglutinada	750
Cobre	9 000	Terracota	
Concreto simple	2 300	Poros saturados	1 950
Concreto reforzado	2 400	Poros no saturados	1 150
Corcho, comprimido	250	Tierra	
Estaño	7 360	Arcilla húmeda	1 750
Grava seca	1 660	Arcilla seca	1 100
Hielo	920	Arcilla y grava seca	1 600
Hierro		Arena y grava húmeda	1 900
Fundido	7 200	Arena y grava seca apisonada	1 750
Forjado	7 700	Arena y grava seca suelta	1 600
Latón	8 430	Limo húmedo consolidado	1 550
Madera laminada	600	Limo húmedo suelto	1 250
Madera seca	450-750	Vidrio	2 600
Mampostería de concreto	2 150	Yeso en tableros para muros	800
Mampostería de ladrillo macizo	1 850	Yeso suelto	1 150
Mampostería de piedra	2 200	Zinc en láminas enrolladas	7 200

6.5 Estimación de carga viva.

En este caso específico donde se considera un cerramiento perimetral en muro de contención, por el alcance del proyecto este no se va a ver sometido a cargas vivas permanentes y recurrentes. Sin embargo, se considera el caso en el cual se presente personal de mantenimiento de la subestación eléctrica de media/baja tensión en el análisis estructural y de estabilidad de la estructura de diseño, asumiendo personal apoyado en el sentido horizontal del muro (seguramente en elementos tipo escaleras).

6.6 Estimación de cargas por empuje lateral del suelo circundante.

La estimación debida a la presión lateral del suelo se describe bajo la teoría de Rankine la cual se describe por la siguiente expresión:

$$P_a = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

Donde:

- Pa: Presión activa.
- γ : Densidad del suelo, 2.10 t/m³.
- H: Altura del suelo contra el muro.
- ϕ : Ángulo de fricción del suelo, 30°.
- K_A: Coeficiente de presión de suelo en estado activo.

La fórmula para el cálculo del coeficiente de presión de suelo en estado activo es la siguiente:

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

6.7 Metodología análisis de estabilidad

La estructura del muro de contención con cerramiento en malla eslabonada consiste en su fundación de una viga corrida, apoyada continuamente en una zapata de concreto reforzado. La mampostería se plantea bajo la metodología de mampostería confinada perimetralmente de columnas y vigas de amarre para brindar rigidez a la estructura. La mampostería estructural se propone el uso de bloque de concreto en la parte inferior del muro, la cual va a estar en contacto permanente con el suelo, en la parte superior del muro la cual cumple el papel de cerramiento, más no aporta la rigidez suficiente a la estructura, por la ausencia de refuerzo de acero.

Las fuerzas críticas para el diseño de la cimentación corresponden a las generadas por el sismo, empuje activo de suelo, viento y carga viva. El momento de vuelco es resistido por el peso propio de las estructuras y el suelo sobre la zapata. La cimentación se dimensiona para garantizar que los esfuerzos transmitidos al suelo con base en las reacciones de trabajo y teniendo en cuenta tanto el efecto de las cargas verticales como de las cargas horizontales, no sobrepasen el valor de la capacidad portante admisible.

Se considera estable la cimentación con unos factores de seguridad al volcamiento y al deslizamiento mayores de 1.50. El factor seguridad al volcamiento esta dado por:

$$FS_x = \frac{M_{E0}}{M_{D0}}$$

Donde:

- M_{E0} : Momento estabilizador tomado desde el punto 0, kN·m.
- M_{D0} : Momento desestabilizador tomado desde el punto 0, kN·m

El momento estabilizador se da por el peso propio de la estructura y suelo y para el caso de análisis, se toma desde el punto 0 como se muestra en la siguiente figura:

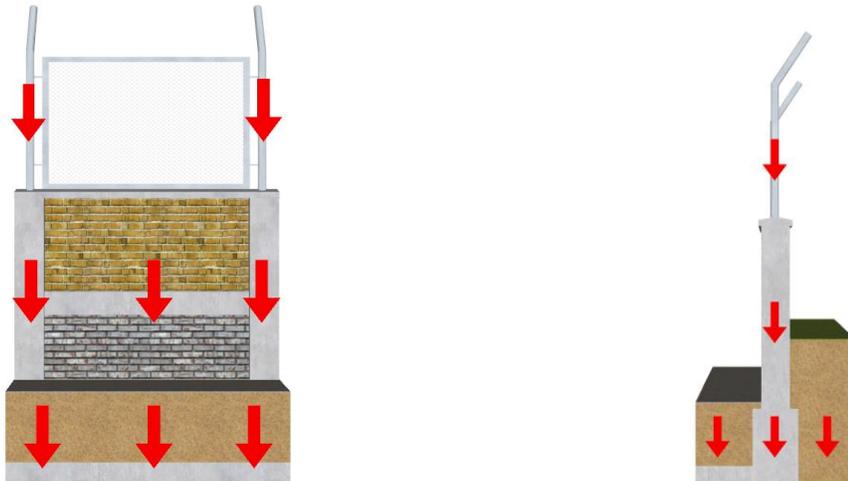


Figura 6. Esquema de momento estabilizador por peso propio. Fuente: Modelación en Sketchup

En contraparte el momento desestabilizador se da por la fuerza sísmica, carga de viento, empuje lateral del suelo y para el caso de análisis, se toma desde el punto 0 como se muestra en la siguiente figura:

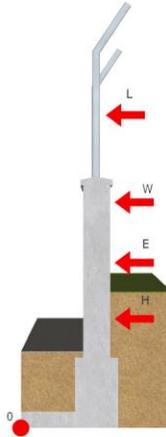


Figura 7. Esquema general de momento desestabilizador. Fuente: Modelación en Sketchup

Por último, la verificación de desplazamiento para el muro de contención con malla eslabonada se realiza utilizando la siguiente expresión:

$$FS_{Des} = \frac{DL * CF}{E + L + LL + H}$$

Donde:

- DL: Fuerza por peso propio
- LL: Carga Viva
- L: Carga de viento
- E: Fuerzas Sísmicas
- H: Empuje activo de suelo
- CF: Coeficiente de fricción

6.8 Planteamiento modelo estructural.

Haciendo uso del software especializado en análisis estructural MIDAS GEN, se plantea el modelo geométrico tratando de representar las diferentes condiciones de carga a las que se pueda ver sometida la estructura de diseño.

6.8.1 Definición de materiales.

Para la estructura de diseño, se plantea el uso de concreto de 4000 psi (28 Mpa), usando como norma base, la norma americana ASTM 19. Las especificaciones detalladas del material se pueden observar en la siguiente figura:

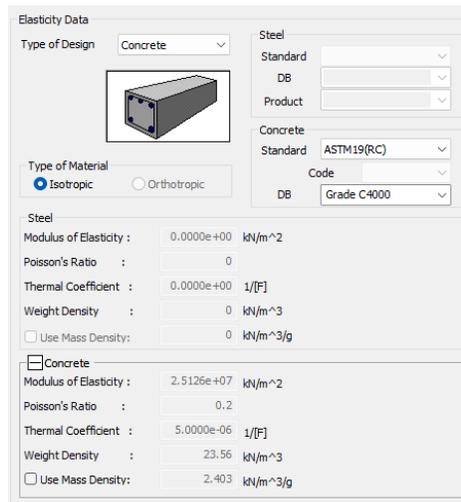


Figura 8. Caracterización de material Fuente: MIDAS GEN.

El material definido para representar la tubería de acero galvanizada ubicada en la parte superior del muro de cerramiento, está dada por la normativa internacional ASTM09, referencia A36, bajo las siguientes características.

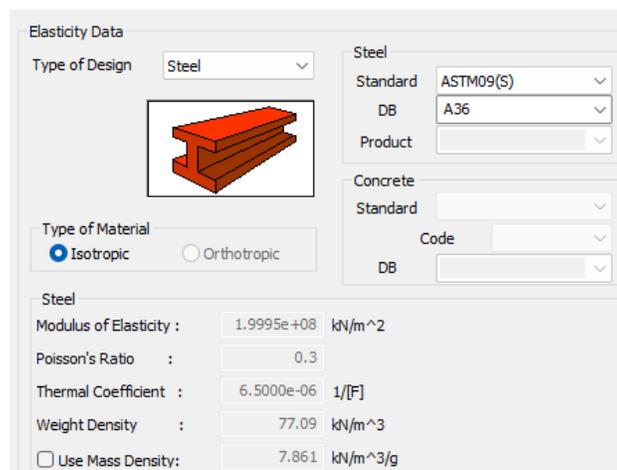


Figura 9. Caracterización de material tipo acero. Fuente: MIDAS GEN

Adicionalmente, se crea un material equivalente que represente las condiciones físicas del muro en función de las propiedades de los materiales que se tendrán en cuenta en el modelo.

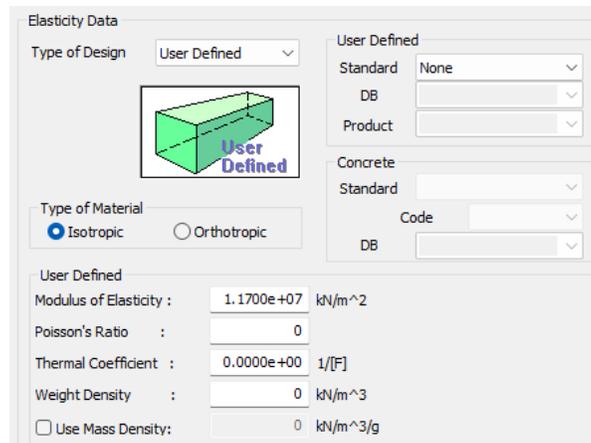


Figura 10. Caracterización de material equivalente a mampostería estructura Fuente: MIDAS GEN.

El módulo de elasticidad de la mampostería se estima bajo las recomendaciones dadas por la NSR-10 en el título D, específicamente en D.5.2.1.2. Donde el módulo de elasticidad se define bajo la siguiente expresión empleada para bloques de mampostería de concreto con un valor de resistencia a la compresión de alrededor 13 Mpa:

$$E_m = 900f'_m \text{ Mpa}$$

Donde:

- F'_m = La resistencia a la compresión del bloque de mampostería en Mpa.

6.8.2 Geometría propuesta para la implementación de modelo estructural.

Inicialmente se usan valores típicos para los elementos estructurales para el muro de cerramiento, en función del análisis y resultados obtenidos de la evaluación de estabilidad a volcamiento y desplazamiento (estabilidad de la estructura bajo un factor de seguridad mayor a 1.5 aproximadamente). En ese orden de ideas, se define en el modelo estructural, inicialmente elementos tipos “Nodes” los cuales son elementos puntuales donde se producen las reacciones y

desplazamientos necesarios para realizar los respectivos cálculos o validaciones por medio del software MIDAS GEN.

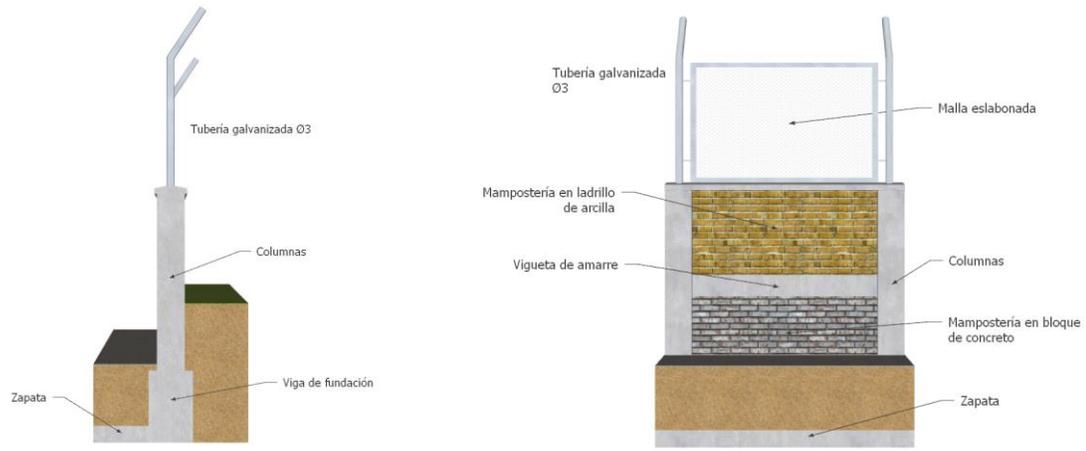


Figura 11. Esquema general de muro de contención y cerramiento. Fuente: Modelación en Sketchup

Los elementos tipo beam son utilizados en el modelo para representar los elementos tipo columna, viga de fundación y viguetas. Por su parte, las columnas se proponen con una sección transversal cuadrada de 0.25 m x 0.25 m.

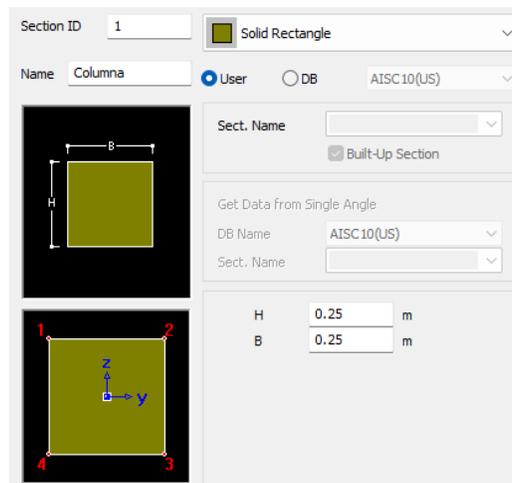


Figura 12. Geometría de columnas Fuente: MIDAS GEN

La viga de fundación por su parte tiene una sección transversal de 0.5 m de altura y 0.4 m de ancho.

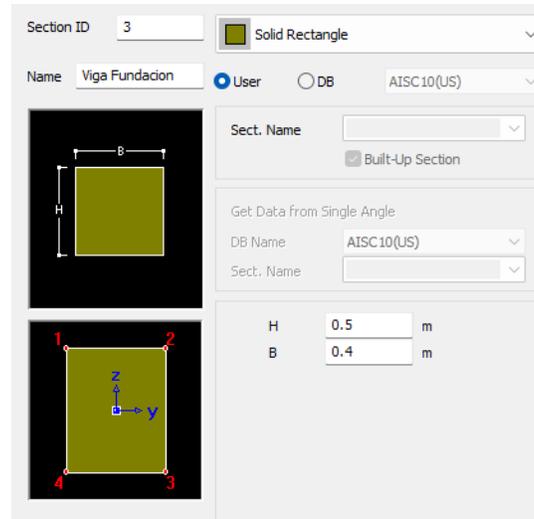


Figura 13. Geometría viga de fundación. Fuente: MIDAS GEN

En la parte superior del muro se cuenta con elemento tipo vigueta que realiza el papel de transición entre el muro de mampostería estructural y el muro de cerramiento no estructural, la cual se plantea con una geometría de 0.2 m de altura y 0.15 m de ancho.



Figura 14. Geometría de vigueta Fuente: MIDAS GEN.

Por último, en cuanto a elementos tipo beam, se cuenta con la geometría tipo “Pipe” la cual representa la tubería que se sitúa en la parte superior del muro de mampostería de cerramiento, con un diámetro supuesto de 0.089 m y un espesor de 0.003.

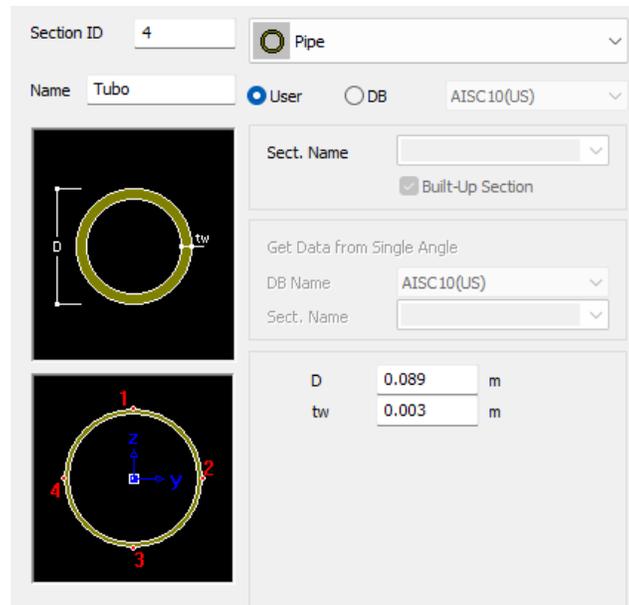


Figura 15. Geometría tubería galvanizada. Fuente: MIDAS GEN.

Por último, para poder modelar adecuadamente los elementos tipo slab (losa) o wall (muros), es necesario realizar generar elementos tipo malla, los cuales se les puede definir un espesor, material y grado de detalle específico. Para este caso se definen mallados de 0.2 m x 0.2 m de precisión.

Definidas las especificaciones de materiales, tales como la densidad, módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson, las secciones transversales de los elementos y espesores, se procede a realizar la respectiva modelación geométrica del módulo de muro de cerramiento/contención en mampostería estructural, tomando la geometría base del análisis de estabilidad.

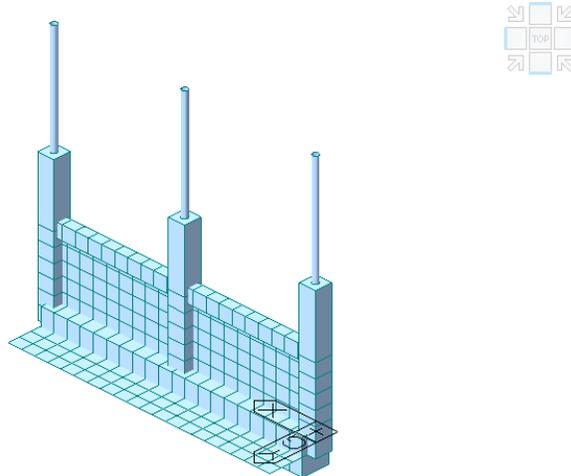


Figura 16. Geometría general de modelo estructural. Fuente: MIDAS GEN.

6.8.3 Condiciones de carga

El ingreso de cargas en el estructural de MIDAS GEN se puede realizar de manera detallada y precisa a través de varias opciones que ofrece dicho software de diseño. En primer lugar, se pueden ingresar de manera manual cargas puntuales y distribuidas. Con esta opción se pueden especificar los valores de carga, su posición y su dirección en el modelo. También es posible ingresar esfuerzos, lo que permite especificar la magnitud y en un área específica.

Asimismo, se pueden agregar cargas térmicas (no aplican para este caso), cargas sísmicas y cargas de viento en el modelo utilizando las opciones correspondientes en función del reglamento para diferentes normativas internacionales, incluyendo la Colombiana NSR-10.

6.8.3.1 Carga muerta en modelo estructural

La carga muerta en el modelo depende principalmente del peso propio de los elementos modelados, haciendo uso del volumen y la densidad de los elementos, el software calcula internamente el peso de cada uno de los elementos y los integra en el caso de carga especificado, adicionalmente se puede especificar la dirección a la que se desea ser aplicada la carga muerta.

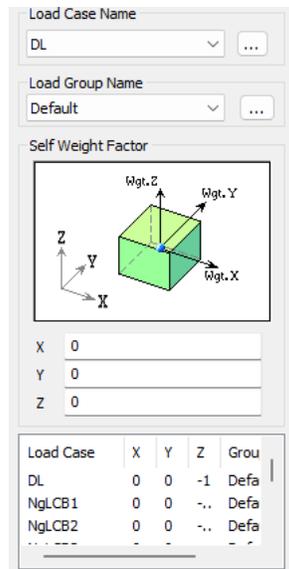


Figura 17. Definición de carga muerta en modelo estructural. Fuente: MIDAS GEN

Para los elementos a los que no fueron posible representar en la modelación, específicamente el peso propio del muro de cerramiento en mampostería convencional, esta carga se calcula manualmente haciendo uso de las especificaciones técnicas de los materiales propuestos inicialmente y se representa por medio de una carga distribuida tal como se puede observar en la siguiente figura:

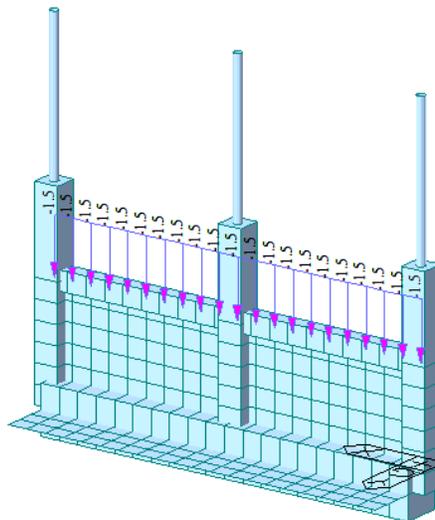


Figura 18. Carga muerta de mampostería no estructural. Fuente: MIDAS GEN.

Adicionalmente, se considera el peso propio del suelo sobre la zapata de la estructura una carga permanente que actúa en la dirección de las cargas muertas, por lo tanto, se ingresa esta carga en el mismo caso de carga.

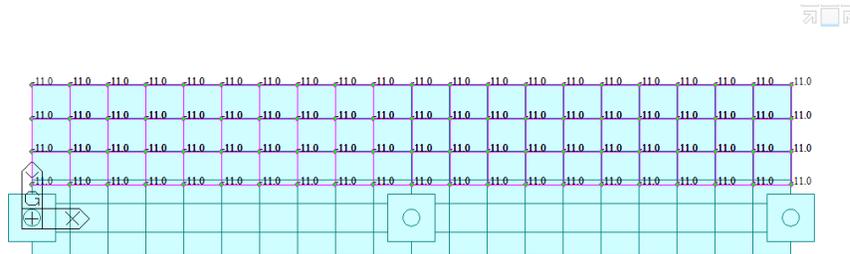


Figura 19. Peso propio del suelo sobre fundación. Fuente: MIDAS GEN.

6.8.3.2 Carga viva en modelo estructural

La carga viva para este caso en particular, al tratarse de una estructura de cerramiento perimetral que cumple la misma función de muro de contención para una masa de suelo lateral, se asume el caso de funcionarios o trabajadores, realizando labores de mantenimiento sobre la estructura de diseño. Se asume una carga lateral de 2.0 kN en la parte alta de la estructura como se puede observar en la siguiente figura:

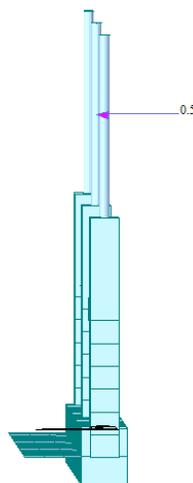


Figura 20. Definición de carga viva en el modelo estructural. Fuente: MIDAS GEN

6.8.3.3 Carga de viento en modelo estructural.

Para el ingreso de las cargas de viento en el modelo estructural se asume el hecho de que solamente la parte superior del muro se vería afectada por estas cargas de viento, debido a que una parte de esta (la cimentación) va a estar confinada por el suelo circundante. Mientras que, por otro lado, en la parte superior del muro, conformado por mampostería en bloque de arcilla no tiene ningún fin estructural en el modelo, por lo tanto, desempeña ningún papel en la rigidez del sistema. Es por esto por lo que se asume el hecho de que las cargas las recibe meramente las columnas de concreto armado, asumiendo una carga puntual en cada uno de los elementos.

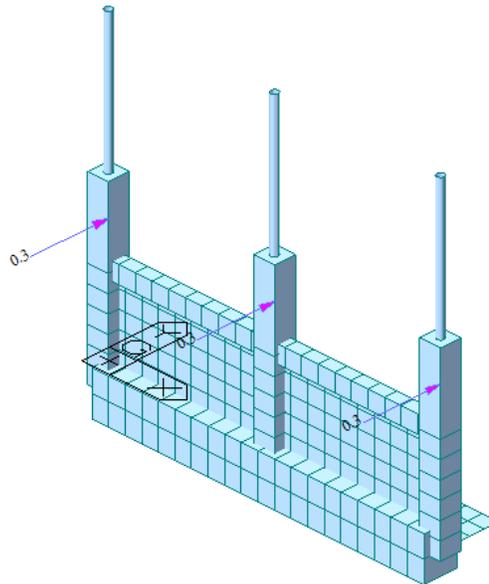


Figura 21. Carga de viento equivalente en pórticos de concreto armado. Fuente: MIDAS GEN.

6.8.3.4 Carga de sismo en modelo estructural.

Para el ingreso de las fuerzas provocadas por la aceleración de las diferentes masas de los elementos, se tiene en cuenta el análisis sísmico hecho en el numeral 6.1 del presente documentos. El software MIDAS GEN tiene integrado en su algoritmo de cálculos, la metodología propuesta por la NSR-10, bajo los parámetros de amenaza sísmica y de sitio, determinados. Así mismo, se

puede definir desde que punto se encuentra el suelo circundante de la estructura, para que desde ese punto de referencia se empiece a realizar el respectivo cortante basal y las reacciones generadas por cada uno de los puntos de control definidos por el usuario.

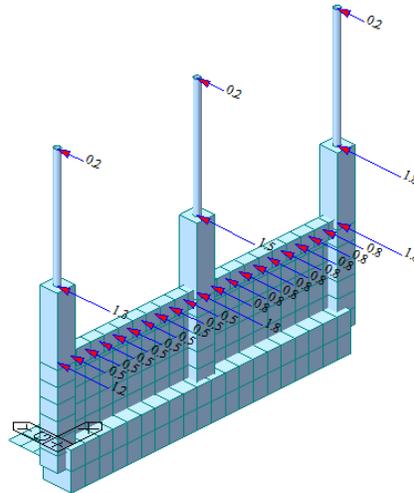


Figura 22. Carga sísmica aplicada en modelo estructural. Fuente: MIDAS GEN.

6.8.3.5 Carga de presión lateral del suelo en modelo estructural.

La carga producida por la presión lateral se calcula principalmente bajo lo descrito en el numeral 6.5 del presente documento, donde se describe la función bajo la que se estima la presión lateral del suelo en función de la profundidad y parámetros inherentes del suelo.

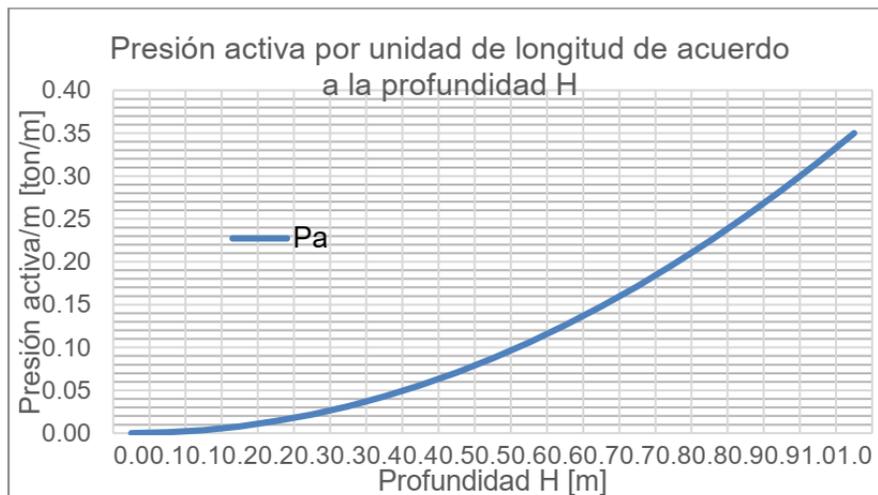


Figura 23. Presión activa de suelo en función de la profundidad. Fuente: Propia

Como se puede observar en la gráfica superior, la presión activa del suelo en función de la profundidad no se comporta de manera lineal, sin embargo, al tenerse un cambio de magnitud en la altura en la que se analiza el empuje de suelo, es una buena aproximación asumir que se comporta de manera lineal, para un delta de altura reducido. En ese orden de ideas, en el modelo se ingresa una carga triangular desde el punto donde se considera que inicia el empuje del suelo hasta la parte más inferior del muro. Una suposición válida que se tuvo en cuenta es ignorar el hecho de que el suelo circundante que está en contraparte a la magnitud de la presión lateral producida del suelo, la disminuye a medida que el suelo se confina en profundidad, sin embargo, esta suposición se descarta para ser más conservadores.

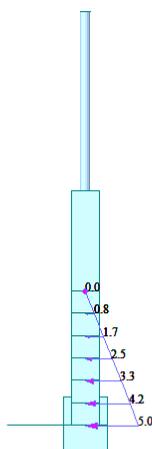


Figura 24. Cargas producidas por presión de suelo en modelo estructural. Fuente: MIDAS GEN

6.8.3.6 Carga de presión lateral del suelo en modelo estructural.

El diseño del muro de contención y cerramiento en mampostería estructural de la subestación tiene en cuenta la combinación de carga más crítica. Siguiendo lo establecido en B.2.4.2 de la NSR-10 las cuales especifican cada una de las combinaciones de carga por el método de resistencia última y cargas de servicio. Dichas combinaciones tienen en cuenta el peso propio, empuje activo del suelo, sismo horizontal y viento.

Combinaciones de servicio:

- D
- D + L+ H
- D + 0.75 L+ H
- D ± W + H
- D ± 0.7 E+ H
- D ± 0.75 W + 0.75 L+ H
- D + 0.75 L ± 0.75 (0.7 E) + H
- 0.6 D ± W + H
- 0.6 D ± 0.7 E + H

Combinaciones de diseño

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 (L + H)
- 1.2 D ± W + L
- 1.2 D + L ± E
- 0.9 D ± W + 1.6 H
- 0.9 D ± E + 1.6 H

Dónde:

- D: Carga Muerta
- L: Carga Viva
- W: Carga de viento
- E: Fuerzas Sísmicas; H: Empuje activo de suelo

6.9 Modelación de condiciones de límites de frontera en fundación.

El modelo estructural planteado, viene incluida su respectiva fundación apoyada sobre el terreno donde se encuentra ubicado el proyecto. Es por esta razón, que no es valido suponer restricciones comunes en algunos modelos estructurales, donde no se realiza ningún modelado de la respectiva fundación de la estructura y su interacción con el suelo, por lo tanto, suponer restricciones de tipo empotramiento no sería la forma más adecuada de representar dicha interacción.

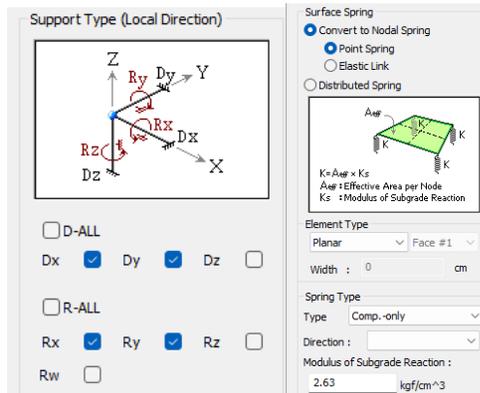


Figura 25. Condiciones de límites de frontera. Fuente: MIDAS GEN.

Para la correcta modelación de la interacción del suelo-estructura, se propone el uso de elementos tipo “SPRING”, los cuales básicamente corresponden a un arreglo artificial que representa el comportamiento del suelo en función de su módulo de reacción (2.63 kgf/cm^3).

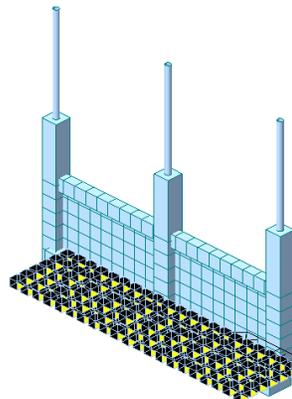


Figura 26. Esquema de límites de frontera. Fuente: MIDAS GEN.

Adicionalmente, como efectos de modelado es importante restringir los elementos tipo nodo de los bordes en dirección X-Y, esto debido principalmente para evitar desplazamientos no deseados en el modelo y errores internos generados por el software bajo condiciones contrarias a las planteadas.

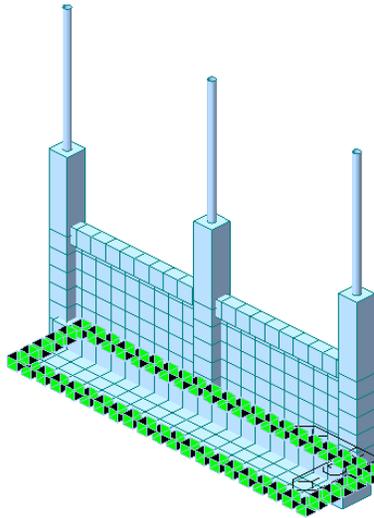


Figura 27. Esquema de restricciones a desplazamiento. Fuente: MIDAS GEN.

6.10 Metodología para el diseño estructural.

El diseño estructural de los diferentes elementos que brindan rigidez a la estructura diseñada está basado bajo las especificaciones dadas por la norma sismorresistente colombiana NSR-10 en sus diferentes títulos, dependiendo de los materiales por los cuales estén conformados cada uno de los elementos estructurales.

6.10.1 Diseño de elementos de concreto armado

Las diferentes validaciones se realizan bajo el título C de la NSR-10. Específicamente se realizan las validaciones bajo el método por resistencia última, para los criterios de diseño a flexión y a cortante.

Para las validaciones de los diferentes elementos de hormigón armado a flexión, se hace uso de la siguiente filosofía de diseño.

$$\phi M_n \geq M_u$$

Donde el momento nominal es obtenido bajo la siguiente expresión

$$\Phi M_N = \phi b D^2 \rho f_Y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_Y}{F'_C} \right)$$

Dónde:

- $\phi=0.9$
- ρ : Cuantía de acero de refuerzo
- b : Ancho de la sección
- d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centro del refuerzo longitudinal en tracción.
- f_y : Resistencia nominal a la fluencia mínima de 420 mpa.
- f'_c : Resistencia del concreto 28 mpa
- ρ_{min} : cuantía mínima losas

Mientras que el momento último, se obtiene del análisis estructural, haciendo uso del modelo generado por el software MIDAS GEN. Cabe resaltar que dicho software tiene la capacidad de diseñar y validar, las diferentes secciones de concreto armado en función de las especificaciones demandadas por la NSR-10.

En el mismo orden de ideas, la validación de las diferentes secciones a cortante se rige bajo la misma filosofía del diseño a flexión, haciendo uso del método por resistencia última.

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde V_n es el cortante nominal y V_u el cortante último.

Así mismo, el cortante nominal se puede estimar bajo la siguiente expresión

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

Donde V_c , hace referencia a la resistencia a cortante aportada por la sección transversal del concreto y V_s , la resistencia aportada por el acero de refuerzo a una separación dada.

$$\phi V_c = \phi * 0.17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde:

- $\phi=0.75$
- b : Ancho de la sección
- d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centro del refuerzo longitudinal en tracción.
- f'_c : Resistencia del concreto 28 MPa
- λ : Factor de modificación de acuerdo con el tipo de concreto: Concreto de peso normal
- $\lambda=1$

Así mismo,

$$\phi V_s = \frac{\phi * A_v * f_{yt} * d}{s}$$

Donde:

- $\phi=0.75$
- s : Espaciamiento medido centro a centro del acero de refuerzo.
- d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centro del refuerzo longitudinal en tracción.
- f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia f_y mínima de 420 MPa.

- A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

6.10.2 Diseño estructural de mampostería en bloque de concreto

Todo el diseño estructural con sus respectivas recomendaciones y chequeos para diferentes condiciones de carga están dados en el título D de la NSR-10, donde se describe todo lo referente a el diseño, construcción, control de la mampostería y sus diferentes metodologías.

6.10.2.1 Diseño a flexión mampostería estructural

El diseño a flexión se realizó mediante el cálculo de la cuantía requerida para el momento demandado, tal como lo presenta el título D de la NSR-10 en el numeral D.5.7.2 donde especifica el cálculo de la flexión para muros con carga axial menor a $0.10 f_m A_e < P_u$. El cálculo para hallar el momento nominal se rige por la siguiente ecuación:

$$\phi M_n = \phi f_y A_{se} \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Cumpliendo,

$$\phi M_n R_e \geq M_u$$

Donde,

$$R_e = 1 - \left(\frac{h'}{42t} \right)^2 = 0.98$$

Dónde:

- $\phi=0.8$ (D.5.1.5)
- ρ : Cuantía de acero de refuerzo
- b : Ancho de la sección (D.5.4.4)

- d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centro del refuerzo longitudinal en tracción.
- f_y : Resistencia nominal a la fluencia mínima de 420 MPa.
- f'_m : resistencia a la compresión de la mampostería, MPa.
- A_{se} : área efectiva de refuerzo en tracción (D.5.7.2)
- P_u : resistencia solicitada de diseño a carga axial
- h' : Altura efectiva del muro
- t : Espesor del muro
- R_e : coeficiente utilizado para tener en cuenta el efecto de esbeltez de elementos en compresión (D.5.5.2)

6.10.2.2 Diseño a cortante mampostería estructural

La resistencia a cortante fue determinada por medio de los lineamientos dados en el numeral D.5.8.4 del NSR-10. A partir de las solicitaciones presentadas se determina la cantidad del refuerzo transversal requerido para los elementos.

$$\phi V_n = \phi V_m + \phi V_s$$

Se realiza la verificación de la resistencia a cortante del muro estructural capaz de soportar la fuerza resultante de las cargas aplicadas sobre la estructura bajo la siguientes relaciones y condiciones:

Tabla 9. Ecuaciones de cálculo de cortante nominal en función de la relación $M_u/V_u D$. Fuente:

NSR-10

$\frac{M_u}{V_u d}$	V_m
$\frac{M_u}{V_u d} \leq 0.25$	$V_m = 0.30 A_{mv} \sqrt{f'_m} + 0.25 P_u$
$0.25 < \frac{M_u}{V_u d} < 1.00$	$V_m = \left[0.33 - 0.13 \left(\frac{M_u}{V_u d} \right) \right] A_{mv} \sqrt{f'_m} + 0.25 P_u$
$\frac{M_u}{V_u d} \geq 1.00$	$V_m = 0.20 A_{mv} \sqrt{f'_m} + 0.25 P_u$

Dependiendo de la relación entre el momento último y el cortante último, se toma cada caso en particular para el cálculo del cortante estimado para la mampostería.

7 ANÁLISIS Y RESULTADOS

Los siguientes análisis y resultados son producto de una serie de validaciones para diferentes criterios de diseño y seguridad constructiva, buscando en todo momento que el diseño definitivo tenga las secciones, refuerzos y materiales adecuados para la demanda de cargas últimas y de servicio lo requieran, así como también poniendo en prelación la seguridad del sistema, debido al alcance del proyecto y la importancia de este, al tratarse de una estructura de atención primaria para la comunidad, la cual está relacionada con el abastecimiento de energía a la región circundante.

7.1 Análisis de estabilidad del muro de contención y cerramiento.

En la siguiente tabla se presentan los resultados obtenidos, producto del análisis de fuerza de viento realizada según lo dicta la norma NSR-10 en su título B. Cabe anotar que esta presión (unidad de carga por unidad de área) se calcula posteriormente como una fuerza puntual, para poder representar en el análisis de estabilidad el momento desestabilizador estimado producido por la carga de viento en el muro de contención y cerramiento.

Tabla 10. Fuerza de viento en muro de contención y cerramiento. Fuente propia

Fuerza de viento para muro de cerramiento y contención en malla eslabonada.			
Variable	Magnitud	Unidad	Descripción
R	1	-	Región donde se localiza la subestación
V_{REC}	60	km/h	Velocidad básica del viento recomendada NSR-10
V_{DIS}	61.2	km/h	Velocidad básica del viento de diseño
V_{DIS}	17	m/s	Velocidad básica del viento de diseño
K_d	0.85	-	Factor de direccionalidad del viento - Tabla B.6.5-4 - NSR-10
GU	IV	-	Grupo categoría de uso
CI	1.5	-	Coefficiente de importancia
I	1.15	-	Factor de importancia - Tabla B.6.5-1 - NSR-10
RT	C	-	Rugosidad del terreno - Áreas urbanas y suburbanas
CE	C	-	Categoría de exposición
h	2.80	m	Altura máxima libre de la estructura
K_z	0.85	-	Coefficiente de exposición de presión por velocidad evaluado a la altura h
K_{zt}	1.00	-	Factor topográfico
G	0.85	-	Factor efecto ráfaga numeral B.6.5.8.1 - NSR-10
q_h	147.20	N/m ²	Presión por velocidad q _z evaluada a una altura h
	0.15	kN/m ²	
s	1.00	m	Dimensión vertical del muro
B	1.75	m	Dimensión horizontal del muro
H	1.00	m	Altura del muro
s/H	1.00	-	-
B/s	1.75	-	-
C_f	1.41	-	Coefficiente de fuerza neta Figura B.6.5-17
F=q_h*G*C_f	176.73	N/m ²	Fuerza de viento (q _h mayorada por el factor de ráfaga y coeficiente de fuerza neta) por unidad de área
	0.18	kN/m ²	
F	865.96	N	Fuerza de viento sobre un módulo del muro
	0.87	kN	
F	0.49	kN/m	Fuerza de viento sobre el muro por metro lineal

Para el cálculo del momento estabilizador y las cargas sísmica es necesario conocer el peso propio de cada uno de los elementos estructurales y no estructurales que componen el muro de contención y cerramiento.

Tabla 11. Cálculo momento estabilizador. Fuente propia

Descripción	Peso	Unidad	Cantidad por modulo		Total	
Columnas	277.50	kg/und	1.00	und	277.50 kg	2.72 kN
Tubo galvanizado Ø3"	6.34	kg/und	2.10	m	13.31 kg	0.13 kN
Zapata	216.00	kg/m	2.00	m	432.00 kg	4.24 kN
Viga de fundación	480.00	kg/m	2.00	m	960.00 kg	9.41 kN
Hiladas bloque concreto	184.75	kg/m	1.75	m	323.31 kg	3.17 kN
Hiladas ladrillo multiperforado	156.40	kg/m	1.75	m	273.70 kg	2.68 kN
Vigueta de empalme	47.04	kg/m	1.75	m	82.32 kg	0.81 kN
Suelo circundante	1039.50	kg/m	2.00	m	2079.00 kg	20.39 kN
Total					4441.15 kg	43.55 kN

Como se puede observar en la tabla superior, el suelo circundante juega un papel fundamental en el peso propio de la estructura, brindándole un peso adicional que permite mejorar las condiciones de estabilidad al confinar la fundación del muro de cerramiento.

Contando con el peso propio de los elementos se puede estimar las cargas provocadas por sismo, en función de la altura donde se encuentre el centroide de cada elemento estructural. Dicho análisis se realizó haciendo uso del método de la fuerza horizontal equivalente, el cual es un método de sencilla aplicación, perfecto para este tipo de estructuras.

Tabla 12. Reacciones por sismo en elementos estructurales. Fuente: propia

Reacciones por sismo en muro de contención y cerramiento	
Sa	1.378
g	9.81
Peso total (kg)	4441.15
Fuerza sísmica - Columna +tubo[kN]	1.50
Fuerza sísmica - Muro en mampostería ladrillo [kN]	1.41
Fuerza sísmica - Muro en mampostería Bloque [kN]	1.66
Vigueta de empalme [kN]	0.42

Cabe aclarar que dichas reacciones son producto o consecuencia directa de la masa con la que cuenta cada uno de los elementos, en el caso de elementos con poca masa como por ejemplo la vigueta de empalme su reacción ante el sismo va a ser menor con respecto a el muro de mampostería el bloque el cual contempla una mayor cantidad de masa, debido principalmente al peso de los bloques, la inyección de mortero en sus celdas y el mortero de pega considerado en estos cálculos.

A continuación, se presentan los cálculos de momentos estabilizadores del muro de cerramiento y de contención en mampostería estructural.

Tabla 13. Cálculo momento estabilizador. Fuente propia

Componente	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
Columna y tubería	2.85	0.80	2.28
Mampostería en ladrillo de arcilla	2.68	0.80	2.15
Zapata	4.24	0.30	1.27
Viga de fundación	9.41	0.80	7.53
Vigueta de empalme	0.81	0.80	0.65
Mampostería en bloque de concreto	3.17	0.80	2.54
Suelo circundante	20.39	0.30	6.12

Se presenta adicionalmente, los resultados obtenidos para cada uno de los elementos estructurales y no estructurales con una masa representativa que generen momentos desestabilizadores en el sistema.

Tabla 14. Momento desestabilizador. Fuente propia.

Componente	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
Carga sísmica en columna	1.50	0.93	1.38
Carga sísmica en muro ladrillo perforado	1.41	1.70	2.40
Carga sísmica en muro bloque de concreto	1.66	0.80	1.33
Carga sísmica vigueta de empalme	0.42	1.20	0.51
Carga de viento	0.35	0.93	0.33
Carga viva de mantenimiento	2.00	3.30	6.60
Presión activa del suelo	3.50	0.62	2.16

Tal como se puede observar en los resultados obtenidos, el momento estabilizador con mayor magnitud, corresponde a la del suelo circundante sobre la zapata, tiene bastante sentido debido al volumen que se contempla y a la calidad del suelo, las cuales según el estudio de suelos realizado para el proyecto presenta buenas propiedades físico-mecánicas, se puede analizar adicionalmente que, a mayor longitud de zapata, mayor va a ser el momento estabilizador producido por el suelo circundante. En contra parte, aunque se asume el caso crítico de un trabajador de 2.00 kN realizando labores de mantenimiento contra el muro en su parte más superior donde se encuentra ubicada la malla eslabonada, por la magnitud del brazo produce un momento desestabilizador mayor con respecto a la carga de presión activa del suelo, la cual posee un brazo menor.

Los resultados para los casos de estabilidad por volcamiento y deslizamiento se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 15. Validación factor de seguridad. Fuente propia.

Validación de estabilidad de muro de contención y cerramiento	
Ángulo de fricción	30.00
Coefficiente fricción - Suelo	0.58
Factor de seguridad	
FS Volcamiento	1.53
FS Deslizamiento	2.32

Como el factor de seguridad $F.S > 1.5$ se puede determinar que efectivamente, el sistema es estable para los materiales y arreglo geométrico estimado.

7.2 Verificación a la capacidad admisible del suelo

La presión ejercida sobre el suelo se define como el área de contacto que ejerce la estructura sobre el suelo y el peso propio de la estructura obteniéndose un valor aproximado de 20.37 kN/m^2 . De la información suministrada por el estudio de suelos se tiene que la capacidad admisible es de 201.04 kN/m^2 por lo tanto la capacidad portante cumple. suelos igual a 20.50 t/m^2 , que equivale a 201.04 kN/m^2 , por lo tanto, cumple por capacidad portante.

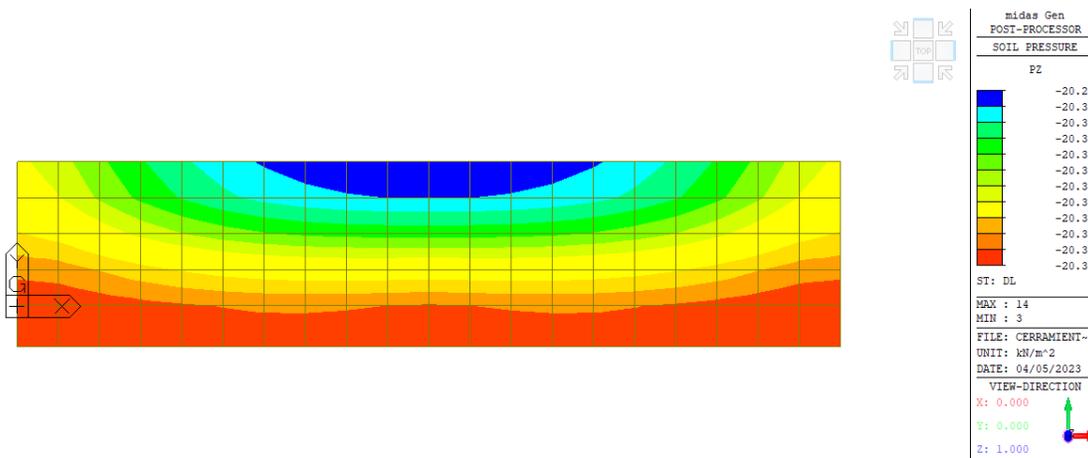


Figura 28. Soil preasure en fundación de la estructura. Fuente: MIDAS GEN

7.3 Validación de desplazamientos máximos en modelo estructural.

Se realiza una verificación de que no existan desplazamientos excesivos o exagerados en el modelo estructural.

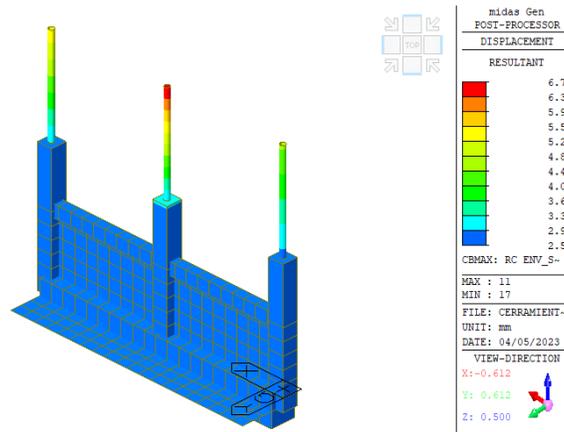


Figura 29. Desplazamiento general de modelo estructural en milímetros. Fuente: MIDAS GEN

Como se puede observar en la figura superior, los desplazamientos máximos generados en la tubería galvanizada de tres pulgadas de diámetro, este alrededor de un máximo de 6.71 mm. Dicho desplazamiento representa tan solo un 0.1% de desplazamiento relativo con respecto a la altura total de la estructura, por lo que se puede asegurar que es lo suficientemente rígida para soportar fracturas y agrietamiento en materiales ante cargas de servicio.

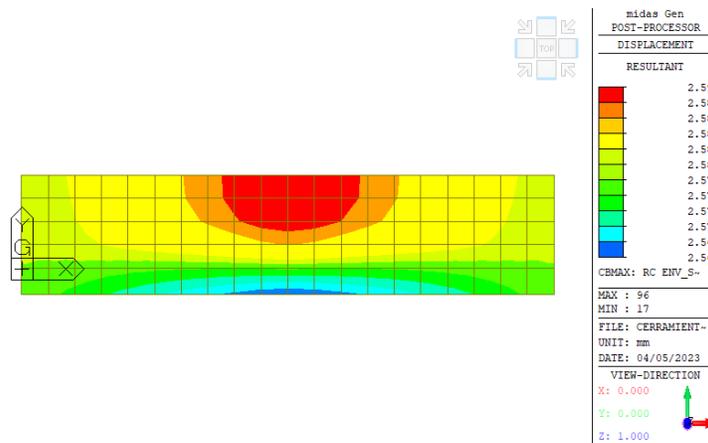


Figura 30. Desplazamiento en milímetros fundación. Fuente: MIDAS GEN

Bajo el mismo concepto, se valida el desplazamiento generado por la carga de peso propio en la fundación, con respecto a el nivel planteado. Este valor ronda alrededor de los 2.60 mm, el cual es un valor esperado bajo las condiciones de carga impuestas y da indicio que el modelo estructural genera resultados confiables, ya que los desplazamientos excesivos son uno de los errores que generalmente se presentan a la hora de realizar modelaciones de estructuras civiles.

7.4 Diseño de zapata de muro de contención y cerramiento

El diseño de la zapata del muro de contención se contempla como una extensión de la viga de fundación la cual fue preliminarmente usada para el muro de cerramiento donde no se presentaba empujes de suelos, en esta tipología para asegurar la estabilidad del muro es necesario la implementación de esta. El material de la zapata está contemplado en concreto armado con un espesor de 0.15 m y una geometría de 0.9 m de longitud, mientras que su ancho es constante en función del cerramiento perimetral del muro para la subestación eléctrica de media/baja tensión.

Haciendo uso del modelo planteado inicialmente en el software estructural MIDAS GEN, se plantea el diseño a flexión para obtener los momentos últimos en ambas direcciones (X y Y). El diseño a flexión a su vez se realiza mediante el cálculo de cuantía requerida para el momento demandado.

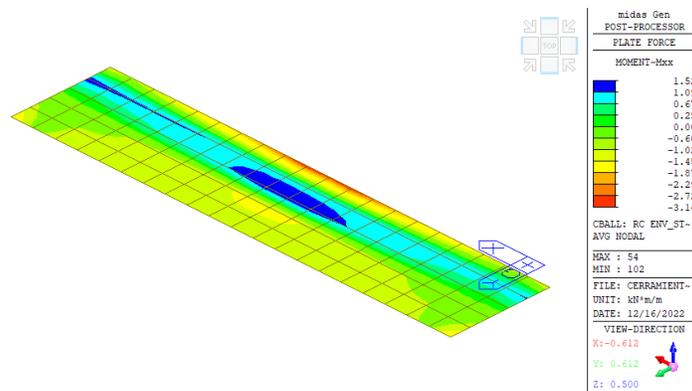


Figura 31. Momento último dirección Y en zapata, haciendo uso de la envolvente de cargas.
Fuente: MIDAS GEN

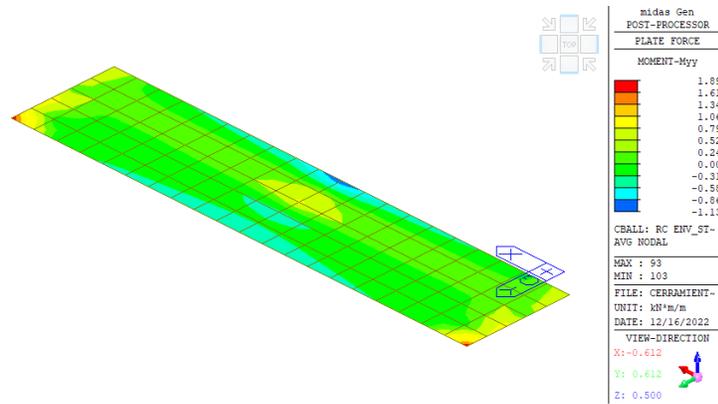


Figura 32. Momento último dirección X en zapata, haciendo uso de la envolvente de cargas.

Fuente: MIDAS GEN

Obtenidos los respectivos valores de momentos últimos, basados en las diferentes combinaciones de carga, haciendo uso de las envolventes la cual es la combinación de todas las combinaciones de carga para determinar el caso de carga que produce el momento más crítico.

Se considera para el refuerzo el uso de barras #3 ambas direcciones separadas máximo a 0.30 m ($A_s = 213 \text{ mm}^2$), cumpliendo así la cuantía mínima a flexión de $\rho_{min} = 0.0018$ ($A_{smin} = 126.43 \text{ mm}^2$). Se considera para ambas secciones el mismo arreglo de refuerzo de acero, principalmente pensando en la facilidad constructiva y la unificación de los cálculos, tomando como referencia el momento último más crítico de las dos direcciones de análisis.

El diseño a flexión se realizó mediante el cálculo de la cuantía requerida para el momento demandado, según la siguiente expresión:

$$\phi M_n = \phi b d^2 \rho f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c} \right)$$

$$\phi M_n = 0.9 * 1.00 * 0.07^2 * 0.00338 * 420000 \left(1 - 0.59 * 0.00338 * \frac{420000}{28000} \right) = 6.24 \text{ kN.m}$$

Dado que,

$$M_u = 3.14 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

Se cumple que el momento nominal es mayor al momento último, por lo tanto, el diseño a flexión cumple con arreglo de estribos propuesto en ambas direcciones, respetando un espaciamiento de 7 cm en las secciones con contacto permanente con el suelo.

Por consiguiente, es necesario verificar la resistencia de la sección y el estribo propuesto ante cargas de cortante en ambas direcciones, obteniéndose los siguientes resultados producto de la modelación realizada haciendo uso del software MIDAS GEN.

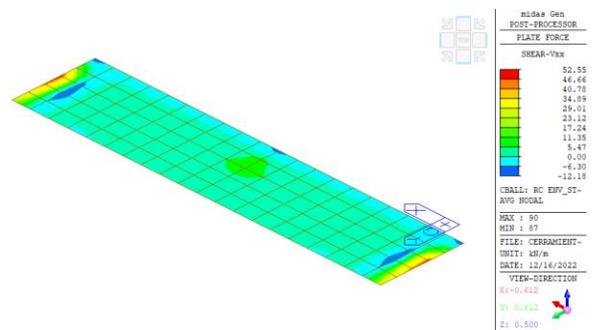


Figura 33. Cortante último dirección X en zapata, haciendo uso de la envolvente de cargas.

Fuente: MIDAS GEN

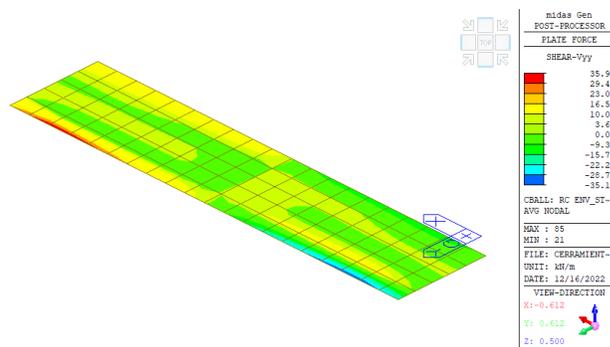


Figura 34. Cortante último dirección Y en zapata, haciendo uso de la envolvente de cargas.

Fuente: MIDAS GEN

Como efectos del modelado, se realizan restricciones a el movimiento en ambas direcciones para facilitar el correcto modelado del sistema planteado, generando naturalmente esfuerzos cortantes de gran magnitud en estas zonas, sin embargo, en la naturaleza el suelo ofrece cierto grado de libertad, por lo que se toma como valor de referencia de cortante último una zona de la zapata alejada de los bordes anteriormente descritos.

Con los cortantes últimos determinados producto de la envolvente de combinaciones de casos de carga, los resultados para la estimación del cortante nominal se obtienen en función del material y la sección transversal del elemento.

Para el caso de la resistencia aportada por la sección de concreto,

$$\phi V_c = 0.75 * 0.17 * 1 * \sqrt{28000} * 1.00 * 0.07 = 1.49 \text{ kN}$$

El caso de la resistencia aportada por las barras longitudinales y asumiendo de igual manera barras de 3/8" separadas a 0.30 m en ambas direcciones, se tiene que:

$$\phi V_s = 15.65 \text{ kN}$$

Finalmente,

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_n = 1.49 + 15.65 = 17.145 \text{ kN}$$

Dado que,

$$V_u = 13.01 \text{ kN}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

De lo anterior se valida que la sección del concreto resiste por cortante.

7.5 Diseño de viga de fundación de muro de contención y cerramiento

El diseño a flexión se realizó mediante el cálculo de la cuantía requerida para el momento demandado.

El software MIDAS GEN tiene incluido un módulo para el diseño y chequeo de secciones de hormigón armado, para este caso se utiliza el chequeo considerando para el refuerzo longitudinal 4 barras #4 ($A_s = 516 \text{ mm}^2$), con $\rho=0.0031$, menor a la cuantía mínima de $\rho=0.0033$, de acuerdo con lo dispuesto en C.10.5.3, en el que se establece que no se requiere aplicar los requisitos de C.10.5.1 y C.10.5.2 en cada sección cuando el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis.

Además, superando a su vez con la cuantía mínima por temperatura $\rho_{\text{mín}}=0.0018$ ($A_{s\text{mín}} = 302.4 \text{ mm}^2$).

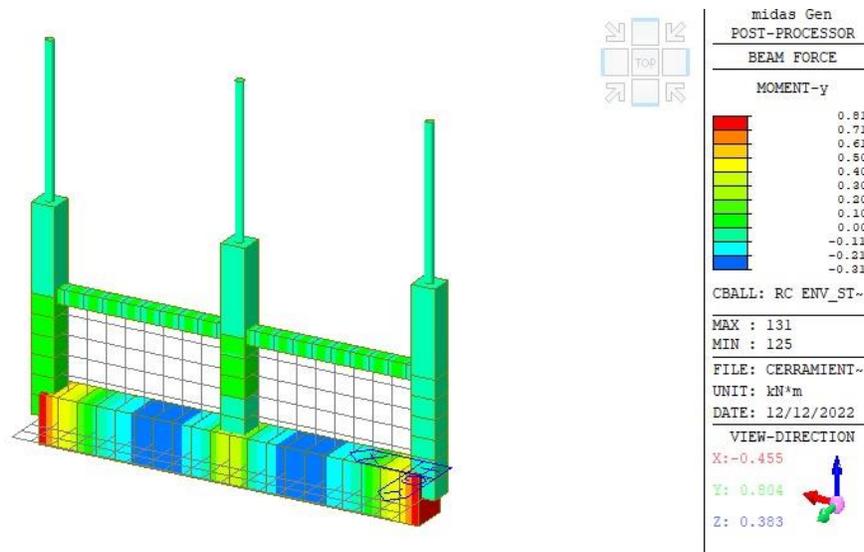


Figura 35. Momento último dirección Y en viga de fundación, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN

El momento último obtenido en la dirección Y de la viga de fundación, como se puede observar los momentos son relativamente bajos debido a la magnitud de las cargas que debe soportar. Así mismo, para el diseño a cortante se asume en el modelo estructural estribos en U#3 espaciados a máximo 0.30 metros.

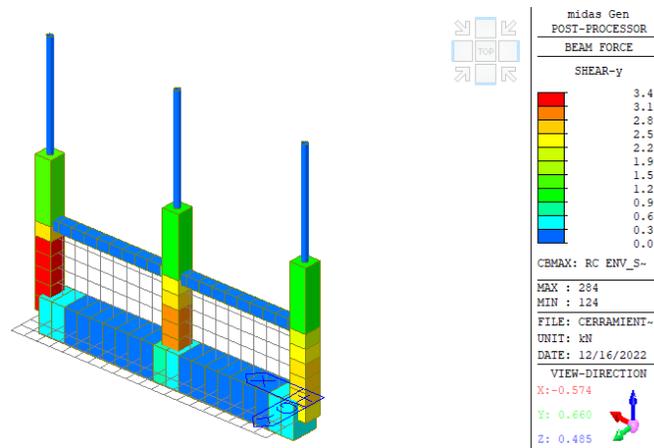


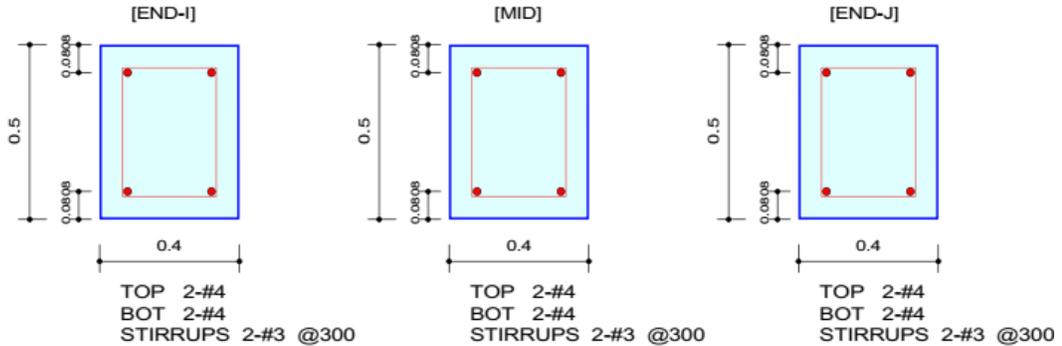
Figura 36. Cortante último dirección Y en viga de fundación, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN

Es importante resaltar que los análisis solo se realizan para la dirección Y tanto para cortante como para momento, esto debido a que el muro perimetral es continuo bajo varios metros de longitud, que las reacciones producidas en esta dirección son muy bajas debido a la rigidez que aporta el muro en dicha dirección. Es una suposición acertada, realizar todos los cálculos bajo la dirección del eje débil del sistema (eje Y en el modelo estructural), donde se van a producir reacciones mayores y condiciones que podrían presentar inestabilidad.

El software internamente calcula y chequea las secciones geométricas en función del material y la disposición del refuerzo de acero, teniendo en cuenta las especificaciones y requisitos dadas en la NSR-10 en su título C. A continuación, se presenta el informe detallado del chequeo realizado por el software para esta sección.

1. Design Information

Design Code	NSR-10	Unit System	kN, m
Material Data	$f_c = 27579$, $f_y = 413686$, $f_{ys} = 413686$ KPa		
Section Property	Viga Fundacion (No : 3)	Beam Span	2m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	5	5	5
Moment (Mu)	0.21	0.31	0.21
Factored Strength (PhiMn)	39.73	39.73	39.73
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.0054	0.0079	0.0053
(+) Load Combination No.	5	5	5
Moment (Mu)	0.81	0.09	0.81
Factored Strength (PhiMn)	39.73	39.73	39.73
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.0203	0.0023	0.0204
Using Rebar Top (As_top)	0.0003	0.0003	0.0003
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0003	0.0003	0.0003

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	5	6	5
Factored Shear Force (Vu)	1.04	0.91	1.05
Shear Strength by Conc.(PhiVc)	112.27	112.27	112.27
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	61.53	61.53	61.53
Using Shear Reinf. (AsV)	0.0005	0.0005	0.0005
Using Stirrups Spacing	2-#3 @300	2-#3 @300	2-#3 @300
Check Ratio	0.0060	0.0052	0.0061

Figura 37. Reporte de resultados para viga de fundación en función del reglamento NSR-10.

Fuente: MIDAS GEN

7.6 Diseño de columnas de muro de contención y cerramiento

El diseño a flexión se realizó mediante el cálculo de la cuantía requerida para el momento demandado.

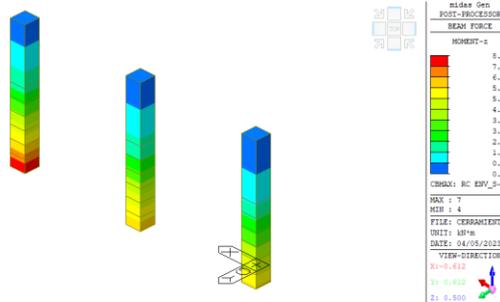


Figura 38. Momento último dirección Y (Ejes locales) en columnas, haciendo uso de la combinación de carga crítica. Fuente: MIDAS GEN

Al igual que en el diseño de viga de fundación se puede realizar a través del chequeo de cuantía y disposición de refuerzo asumidas por medio del software MIDAS GEN. Asumiendo 4 barras número #5 cumpliendo así el numeral C.10.9.1 que indica que el área de acero para columnas debe ser $0.01A_g < A_{st} < 0.04A_g$, que en este caso es $A_{Smin} = 625 \text{ mm}^2$, $A_{Smax} = 2500 \text{ mm}^2$

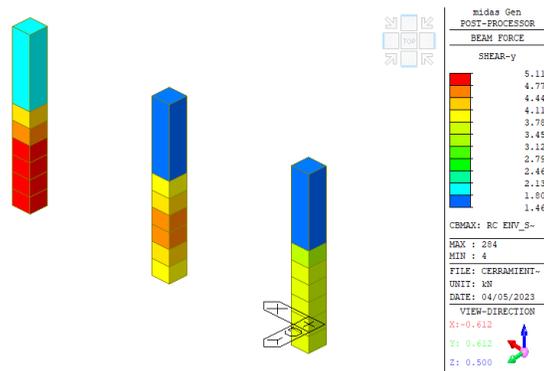
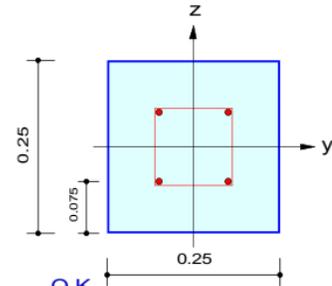


Figura 39. Cortante último dirección Y en columnas, haciendo uso de la combinación de carga crítica. Fuente: MIDAS GEN

1. Design Condition

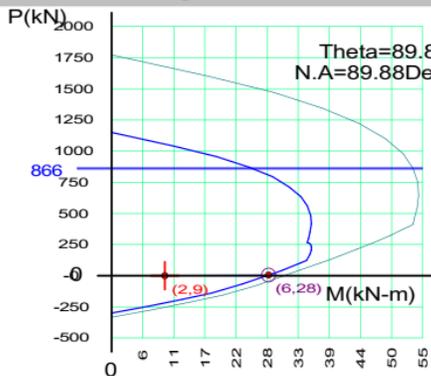
Design Code : NSR-10 UNIT SYSTEM kN, m
 Member Number: 7 (PM), 7, 3 (Shear-y,z)
 Material Data : $f_c = 27579$, $f_y = 413686$, $f_{ys} = 413686$ KPa
 Column Height : 1.2 m
 Section Property: Columna (No : 1)
 Rebar Pattern : 4 - 2 - #5 $A_{st} = 0.000799998 \text{ m}^2$ ($R_{host} = 0.013$)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 9 (Pos : I)
 Concentric Max. Axial Load $\Phi P_n\text{-max} = 866.449 \text{ kN}$
 Axial Load Ratio $P_u / \Phi P_n = 2.12896 / 6.26977 = 0.340 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c / \Phi M_n = 9.41374 / 27.7612 = 0.339 < 1.000$ O.K
 $M_{cy} / \Phi M_{ny} = 0.02537 / 0.07576 = 0.335 < 1.000$ O.K
 $M_{cz} / \Phi M_{nz} = -9.4137 / 27.7611 = 0.339 < 1.000$ O.K

P-M Interaction Diagram



ΦP_n (kN)	ΦM_n (kN-m)
1155.26	0.00
959.16	18.60
795.47	28.50
637.53	33.53
488.01	35.25
354.54	35.15
270.60	34.66
252.78	35.22
208.07	35.35
122.46	34.55
-65.91	23.19
-187.84	12.60
-297.85	0.00

3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 9, POS : I)	z (LCB : 5, POS : I)
Applied Shear Force (V_u)	8.91171 kN	0.07068 kN
Design Shear Strength ($\Phi V_c + \Phi V_s$)	$29.3652 + 30.8262 = 60.1914 \text{ kN}$	$29.3917 + 30.8262 = 60.2179 \text{ kN}$
Shear Ratio	$0.148 < 1.000$ O.K	$0.001 < 1.000$ O.K
As-H_use	$0.00057 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-#3 @250	$0.00057 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-#3 @250
[MIDDLE]	y (LCB : 9, POS : 1/2)	z (LCB : 5, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_u)	7.07831 kN	0.03863 kN
Design Shear Strength ($\Phi V_c + \Phi V_s$)	$29.3547 + 30.8262 = 60.1809 \text{ kN}$	$29.3760 + 30.8262 = 60.2022 \text{ kN}$
Shear Ratio	$0.118 < 1.000$ O.K	$0.001 < 1.000$ O.K
As-H_use	$0.00057 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-#3 @250	$0.00057 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-#3 @250

Figura 40. Reporte de resultados para columnas en función del reglamento NSR-10. Fuente:

MIDAS GEN

7.7 Diseño de columnas de muro de contención y cerramiento

Dicha vigueta se contempla principalmente para que cumpla la función de empalme entre las dos tipologías de muro que se plantean. Ya que ambos muros de mampostería cuentan con espesores distintos, por su parte esta vigueta se diseña con un ancho de 0.15 m y una altura de 0.2 m.

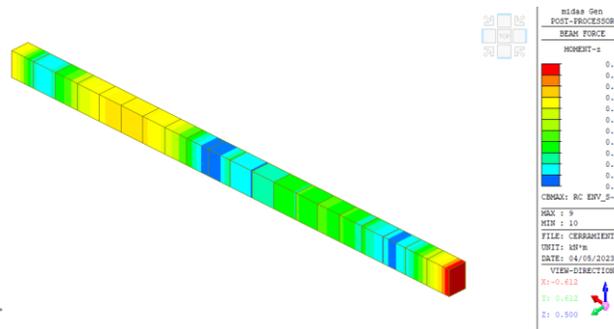


Figura 41. Momento último dirección Y (ejes locales) en vigueta, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN

El software MIDAS GEN presenta ciertas particularidades a la hora de realizar diseños y chequeo en secciones con bajas áreas transversales. Por esta razón el chequeo a flexión y cortante para dicha vigueta se realiza bajo los requerimientos de la NSR-10 título C haciendo uso de hojas de cálculo.

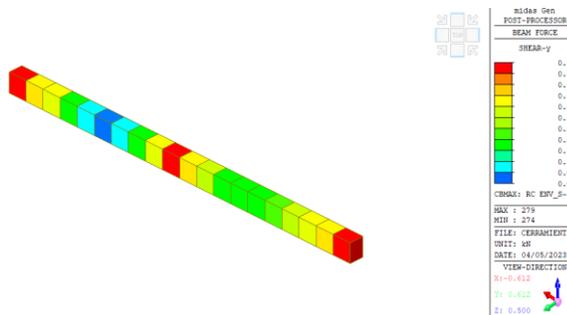


Figura 42. Cortante último dirección Y en vigueta, haciendo uso de la envolvente de cargas.

Fuente: MIDAS GEN

A continuación, se presenta en las siguientes tablas el resultado de la validación realizada para la viga de empalme en función del momento y cortante último respectivamente.

Tabla 16. Validación diseño a flexión. Fuente propia.

Validación a flexión viga (0.2 m x 0.15 m)		
Parámetro	Magnitud	Unidad
phi	0.90	-
A _s	284.00	mm ²
A _s	0.00	m ²
Cuantía asumida	0.02	-
f _c	28000.00	kPa
f _y	420000.00	kPa
M _n	9.93	kN m
M _n * Phi	8.94	kN m
M _u	0.25	kN m
<i>$\phi M_n \geq M_u$, Sí cumple</i>		

A pesar de que esta viga se plantea para usarse como transición entre las diferentes tipologías de mampostería que se plantean en la estructura, sus momentos son despreciables, sin embargo, con fines de seguridad de la estructura se le suple de la rigidez necesaria a este elemento para que pueda responder a diferentes solicitaciones de carga.

Tabla 17. Validación diseño a cortante. Fuente propia

Validación a cortante vigueta (0.2 m x 0.15 m)		
Magnitud	Magnitud	Magnitud
Phi	0.75	-
A _v	64.00	mm ²
A _v	0.00	m ²
f _c	28000.00	kPa
f _y	420000.00	kPa
V _c	0.43	kN
s	0.20	m
V _s	13.44	kN
V _n	13.87	kN
V _n * phi	10.40	kN
V _u	0.63	kN
$\phi V_n \geq V_u$, Sí cumple		

7.8 Diseño de mampostería estructural para muro de contención

A continuación, se presenta en función del título D de la NSR-10 los diferentes materiales y parámetros iniciales para tener en cuenta para abordar el análisis y diseño de dicho muro, que, por la composición de diferentes materiales no homogéneo, es necesario suponer este muro como un material con un módulo de elasticidad equivalente en función de los materiales con los que está compuesto.

Tabla 18. Cálculo de resistencia a la compresión de la mampostería estructural. Fuente propia

Parámetros preliminares muro de mampostería estructural		
H	200	Altura de la unidad [mm]
L	400	Longitud del bloque [mm]
A _e	45000	Área efectiva del bloque [mm ²]
L	1000	Longitud de estudio o Longitud del muro [mm]
N	2.5	Número de bloques en el tramo
F' _{cu}	10.00	Resistencia a la compresión de cada bloque [Mpa]
F' _{cp}	12.50	Resistencia a la compresión del mortero de pega [Mpa]
F' _{cr}	8.00	Resistencia a la compresión del mortero de relleno [Mpa]
A _m	112500	Área de la mampostería sin relleno [mm ²]
A _r	15000	Área rellena de mortero [mm ²]
F' _m	5.39	Resistencia a la compresión del muro [Mpa]
F _y	420	Resistencia del acero [Mpa]
B	1	D.5.4.4 (6 * 0.15)
D	0.1	M

De este análisis se puede obtener la resistencia a la compresión equivalente para la sección de mampostería estructural de bloque de concreto, en función de los materiales con los que este compuesto. 5.39 Mpa es la resistencia a la compresión de la mampostería estructural.

El diseño a flexión se realizó mediante el cálculo de la cuantía requerida para el momento demandado.

A partir de la modelación realizada en MIDAS GEN se pueden estimar los momentos último para la dirección de importancia. Es importante aclarar que la dirección de los ejes locales y globales por efectos de modelado pueden varias.

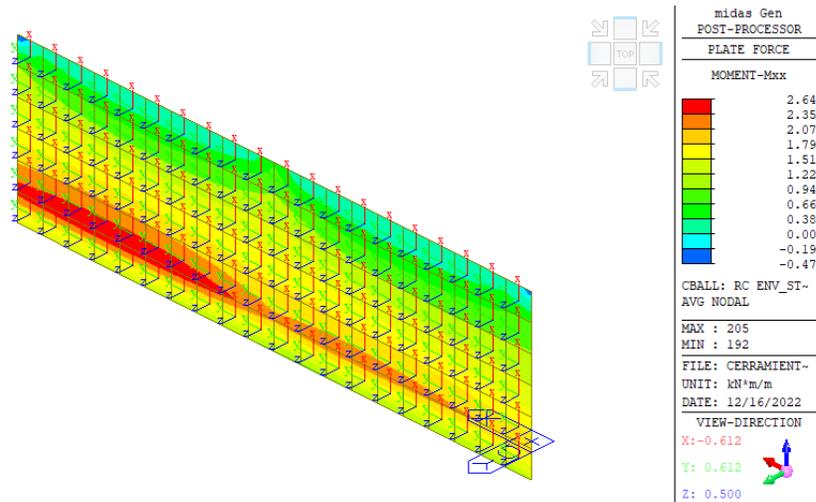


Figura 43. Momento último dirección (ejes locales) X en muro de mampostería estructural, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN

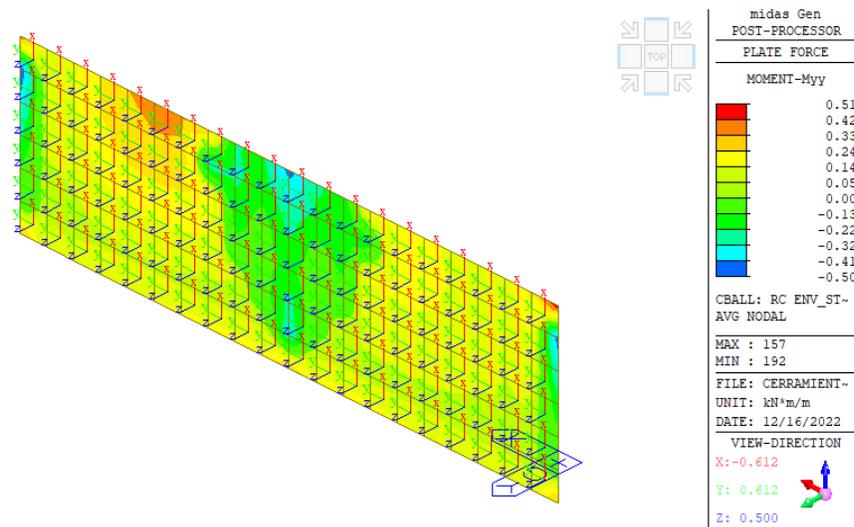


Figura 44. Momento último dirección Y (ejes locales) en muro de mampostería estructural, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN

El software MIDAS GEN, al tratarse de una sección con un área transversal relativamente baja, no es posible realizar el diseño y chequeo de secciones equivalentes para obtener el valor de momento último. Por esta razón se hace uso del título D de la NSR-10 para determinar el momento nominal para la mampostería estructural. Se consideran barras #3 en dirección transversal con un espaciamiento máximo de 0.25 m ($A_s = 284 \text{ mm}^2$), cumpliendo así la cuantía mínima a flexión de $\rho_{min} = 0.0018$ ($A_{s_{min}} = 270 \text{ mm}^2$).

El diseño a flexión se realizó mediante el cálculo de la cuantía requerida para el momento demandado, tal como lo presenta el título D de la NSR-10 en el numeral D.5.7.2

$$\Phi M_N = 0.8 * 420000 * 0.0003 * \left(0.1 - \frac{0.03}{2} \right) = 8.05 \text{ kN.m}$$

$$A_{Sc} = \left(\frac{A_s F_Y + P_U}{F_Y} \right) = 0.0003 \text{ m}^2$$

Dado que,

$$M_U = 0.51 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n R_e \geq M_u$$

Donde,

$$R_e = 1 - \left(\frac{H'}{42t} \right)^2 = 0.98$$

$$7.89 \text{ kN m} \geq 0.51 \text{ kN m}$$

De lo anterior se valida que la sección bajo la dirección vertical resiste las sollicitaciones a flexión.

Bajo el mismo criterio, descrito anteriormente, se define preliminarmente una cuantía de alrededor 0.0035 haciendo uso de barras #3 espaciadas (213 mm²) cada 0.20 metros, obteniéndose los siguientes resultados:

$$\Phi M_N = 0.8 * 420000 * 0.000213 * \left(0.1 - \frac{0.03}{2} \right) = 6.10 \text{ kN.m}$$

$$A_{Se} = \left(\frac{A_s F_Y + P_U}{F_Y} \right) = 0.0002 \text{ m}^2$$

Dado que,

$$M_U = 2.64 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n R_e \geq M_u$$

Donde,

$$R_e = 1 - \left(\frac{H'}{42t} \right)^2 = 0.98$$

$$5.98 \text{ kN m} \geq 2.64 \text{ kN m}$$

Se valida que la sección en dirección horizontal resiste los momentos últimos bajo la disposición de refuerzo propuesta.

Por otro lado, para el diseño a cortante se calcula la resistencia aportada por el concreto y por el acero de refuerzo que se dispondrá en el elemento. A partir de la modelación realizada en MIDAS GEN se obtienen los siguientes las reacciones de cortante en las direcciones de importancia para el diseño.

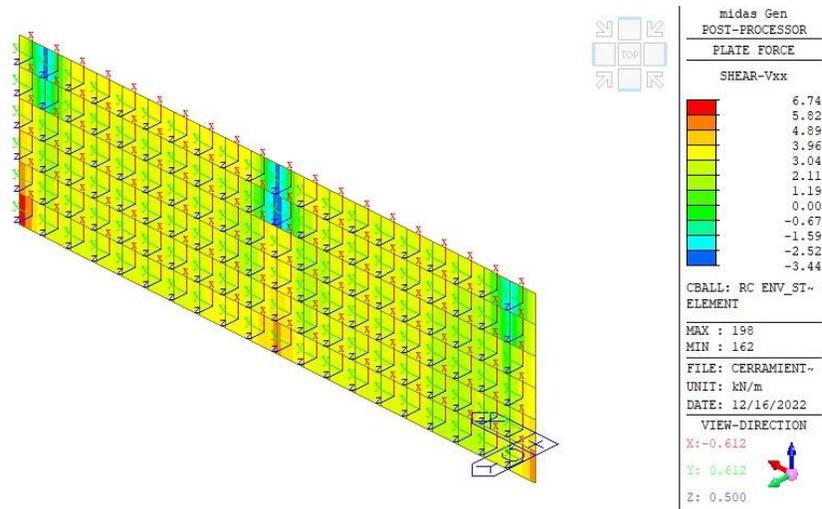


Figura 45. Cortante último dirección X (ejes locales) en muro de mampostería estructural, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN

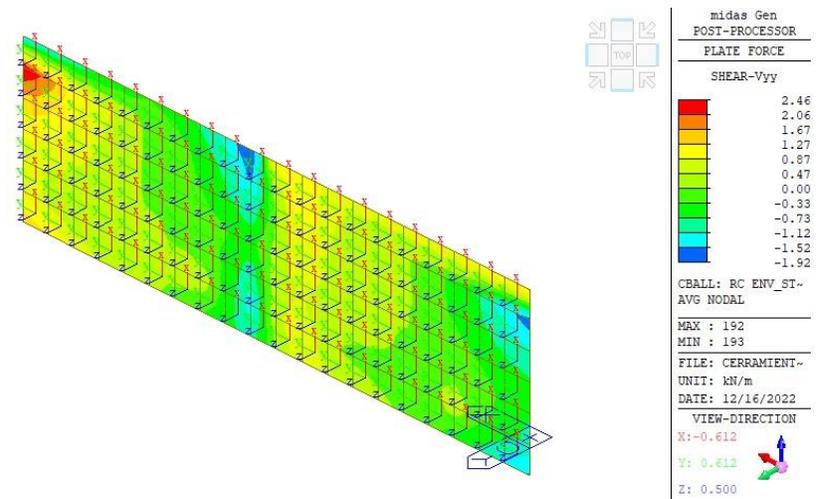


Figura 46. Cortante último dirección Y (ejes locales) en muro de mampostería estructural, haciendo uso de la envolvente de cargas. Fuente: MIDAS GEN

Del análisis hecho de la modelación en el software estructural MIDAS GEN se tiene los siguientes resultados con respecto a los cortantes últimos

$$V_U = 2.46 \text{ (dirección horizontal)}$$

$$V_U = 6.74 \text{ (dirección vertical)}$$

Además, siguiendo lo dispuesto en la norma NSR-10 en la tabla D.5.8-2, donde dependiendo de la relación entre el momento y el cortante se utiliza la siguiente relación:

$$\frac{M_u}{V_u d} = 1.45 \text{ [vertical]} = 8.26 \text{ [Horizontal]}$$

Por lo tanto, el cortante nominal que resiste la mampostería estructural está regido por la siguiente ecuación

$$\Phi V_M = \phi * 0.20 * A_{mv} * \sqrt{F'_M + \phi 0.25 P_u} = 1.57 \text{ kN (En ambas direcciones)}$$

La cuantía de acero,

$$\rho_n = \frac{A_v * n}{S_b} = 0.0004 \text{ (Vertical)} = 0.0007 \text{ (horizontal)}$$

$$\Phi V_S = 11.76 \text{ kn (Vertical)} = 18.78 \text{ kN (Horizontal)}$$

Finalmente,

$$\Phi V_N = \phi V_C + \phi V_S$$

$$\Phi V_N = 1.57 + 11.76 = 13.33 \text{ kn (Vertical)}$$

$$\Phi V_N = 1.57 + 18.78 = 20.35 \text{ kn (Horizontal)}$$

Dado que,

$$\Phi V_N \geq V_U$$

De lo anterior se valida que la sección de mampostería estructural resiste por cortante.

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las cargas sísmicas calculadas dejan en evidencia como a medida que los materiales poseen mayor cantidad de masa/peso poseen una mayor carga sísmica. Se debe procurar usar materiales y arreglos estructurales y geométricos que alivien la cantidad de masa total en la estructura, sin descuidar la rigidez de esta. De este modo se puede obtener el diseño más óptimo y satisfactorio desde un punto de vista técnico.

El cálculo de cargas de viento es bastante complejo en función de la estructura geométrica de la estructura. Para este caso en particular la geometría consistía en un arreglo de mampostería compuesto por columnas, vigas y en su corona una malla eslabonada con tubería galvanizada por lo que la geometría de este facilita los cálculos.

A medida que la altura de la estructura aumenta, la aceleración basal S_A en función de la gravedad de la tierra disminuye. La estructura de diseño tiene una altura libre relativamente baja para que se note una diferencia notable en esta aceleración espectral.

Este muro de contención es resultado de la búsqueda de una opción más económica en términos de materiales tratando de evitar el uso de concreto armado en todo el perímetro de cerramiento, sin embargo, es recomendable en todo momento trabajar con materiales homogéneos que permitan facilitar los cálculos, el diseño y la fase constructiva.

La manera en que la presión del suelo aumenta horizontalmente en función de la profundidad se comporta bajo una función específica que no tiene un comportamiento lineal, sin embargo, este cambio en pequeños tramos de profundidad no varía en gran medida, por lo que es una buena aproximación suponer el cambio de forma lineal como se hizo en este caso en particular para efectos de modelado.

Los modelos estructurales en general, siguen un mismo patrón de variables o parámetros de entrada, los cuales se deben tener especial cuidado a la hora de ingresarse, ya que depende de estos parámetros de entrada y la forma en que se suponen los diferentes fenómenos de la naturaleza que se cuente con resultados verídicos y cercanos a lo que se pretende representar.

El software utilizado, presenta diferentes dificultades a la hora de diseñar elementos estructurales que tengan un espesor muy bajo. Por lo que es necesario plantear y chequear los cálculos a mano en estos casos particulares.

El suelo circundante juega un papel fundamental en la estabilidad de un muro de contención, así como también sus propiedades físico-mecánicas. En el caso donde se presenten mayores sollicitaciones de carga, será necesario aumentar el tamaño la zapata precisamente para aumentar el momento estabilizador que causa el suelo sobre la fundación lo que permite que se mantenga estable ante una falla de volcamiento.

9 REFERENCIAS

- Alonso Pérez De Ágreda, E. Ingeniería, E. A, & Terreny, D. U. (2005). Estabilidad de Taludes. Recuperado de <https://bit.ly/3LjMTI4>
- American Society of Civil Engineers. (2017). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16)
- Attewell P.B, Farmer I.W (1996), “Principles of engineering geology”. John Wiley & Sons, New York, 1045 p. Blaha P.
- Colque, J. (2021). MURO DE CONTENCION DE HORMIGON CICLOPEO Y HORMIGON ARMADO, ZONA ACHUMANI PROLONGACION CALLE 29. UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS. Recuperado de <https://bit.ly/3Ai6MZs>
- Herney, I., & Gómez, G. (2013). METODOLOGIA DE DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTES EN EL TRASDOS, BASADOS EN UN PROGRAMA DE CÓMPUTO. Recuperado de <https://bit.ly/41q8Zhw>
- Juárez Badillo, E. (2012). Mecánica de Suelos (2da ed.). México: Limusa.
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (2010). Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10.
- Páez Moreno, D. F., Parra Rojas, S. X., & Montaña Gutiérrez, C. A. (2009). Alternativa estructural de refuerzo horizontal en muros de mampostería. Revista Ingenierías Universidad de Medellín, 8(14), 51–69. Recuperado de <https://bit.ly/43OhF2G>
- Romero S. Adrián, (2012). ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE MUROS EN VOLADIZO. Recuperado de: <https://bit.ly/3mORoke>
- Torres, C Carranza. (2018). Computational tools for the determination of factor of safety and location of the critical circular failure surface for slopes in Mohr-Coulomb dry ground, University of Minnesota. Recuperado de: <https://bit.ly/3MYUahu>