



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE CUENCA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS DE MECANISMOS DE FALLA EN UNA ESTRUCTURA:
CASO PRÁCTICO DE UNA ESTRUCTURA DE ALMACENAMIENTO**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniero Civil

AUTOR: DAVID SEBASTIÁN GARCÍA GUEVARA

TUTOR: ING. JORGE FERNANDO MOSCOSO FERNÁNDEZ SALVADOR. Ph.D.

Cuenca - Ecuador

2025

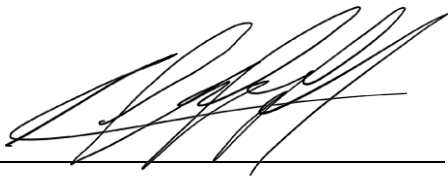
CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN

Yo, David Sebastián García Guevara con documento de identificación N° 0105600613
manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la
Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total
o parcial el presente trabajo de titulación.

Cuenca, 20 de Enero del 2025

Atentamente,



David Sebastián García Guevara

0105600613

CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Yo, David Sebastián García Guevara con documento de identificación N° 0105600613, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del proyecto de investigación: Análisis de mecanismos de falla en una estructura: Caso práctico de una estructura de almacenamiento, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 20 de Enero del 2025

Atentamente,



David Sebastián García Guevara
0105600613

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Jorge Fernando Moscoso Fernández Salvador con documento de identificación N° 0104429733 docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ANÁLISIS DE MECANISMOS DE FALLA EN UNA ESTRUCTURA: CASO PRÁCTICO DE UNA ESTRUCTURA DE ALMACENAMIENTO, realizado por David Sebastián García Guevara con documento de identificación N° 0105600613, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto de investigación que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 20 de Enero del 2025

Atentamente,

Jorge Fernando Moscoso Fernández Salvador

0104429733

Resumen

El documento aborda el análisis estructural de una nave industrial utilizada para almacenar material granular, ubicada en la zona de El Tawal (Azuay-Cañar, Ecuador). El estudio se centra en los mecanismos de falla observados después de una intervención que amplió la estructura y los muros de contención.

La estructura original consistía en cerchas metálicas y muros de contención de 1.5 m de altura. La intervención incluyó el aumento de los muros a 3 m y 6 m, junto con una ampliación posterior de 5 m. Durante la evaluación de campo, se identificaron problemas críticos: grietas verticales y diagonales en los muros de contención, pandeo en columnas tipo cercha, y ausencia de cimentación en ciertas áreas.

El análisis considera tres casos de modelación estructural mediante el Método de Elementos Finitos (software SAP2000): (a) estructura sin intervención, (b) muros de contención tipo voladizo, y (c) la estructura real construida. Se concluye que la integración de los muros con las columnas metálicas alteró el comportamiento estructural, generando restricciones adicionales y redistribuyendo momentos en los extremos y centro de los muros. Esto, sumado a la insuficiencia de refuerzo estructural, produjo grietas en los muros y pandeo local en las columnas.

Los factores de seguridad calculados para estabilidad y capacidad portante no cumplen con los requerimientos normativos. La intervención sin una adecuada planificación modificó las condiciones de diseño, comprometiendo la estabilidad y seguridad de la estructura, especialmente en los muros tipo mixto y columnas de cercha.

- Palabras clave

Análisis estructural, mecanismos de falla, muros de contención, pandeo local, grietas, intervención estructural, método de elementos finitos, refuerzo estructural, estabilidad, capacidad portante.

Abstract

This document presents the structural analysis of an industrial warehouse used for storing granular material, located in El Tahual (Azuay-Cañar, Ecuador). The study focuses on identifying failure mechanisms observed after an intervention that expanded the structure and its retaining walls.

The original structure comprised metal trusses and retaining walls 1.5 meters high. The intervention involved increasing the wall heights to 3 and 6 meters and extending the rear part of the warehouse by 5 meters. Field inspections revealed critical issues, including vertical and diagonal cracks in the retaining walls, local buckling in truss columns, and the absence of foundations in specific zones.

The structural behavior was analyzed using the Finite Element Method (SAP2000 software) in three scenarios: (a) the pre-intervention structure, (b) cantilever-type retaining walls, and (c) the actual constructed structure. Results show that integrating retaining walls with the metal truss columns altered the expected structural behavior, adding restrictions that redistributed moments to the wall edges and center. This change, coupled with insufficient structural reinforcement, caused cracks in the retaining walls and local buckling in the truss columns.

The calculated safety factors for stability and bearing capacity do not meet normative requirements. The poorly planned intervention modified the design conditions, compromising the structure's stability and safety, particularly for the mixed retaining walls and truss columns.

- **Keywords**

Structural analysis, failure mechanisms, retaining walls, local buckling, cracks, structural intervention, finite element method, structural reinforcement, stability, bearing capacity.

2.	Justificación.....	10
3.	Objetivos	11
3.1	Objetivo específico.....	11
3.2	Objetivos específicos.....	11
4.	Introducción	11
4.1	Estructura Existente—Antes de la Intervención	11
4.2	Intervención Realizada	12
5.	Cargas actuantes sobre la estructura.....	17
5.1	Empuje lateral de material granular	17
5.2	Presión activa de Rankine	20
5.2.1	Suelo de relleno granular	20
5.3	Carga lateral debido a sismo	21
5.3.1	Suelo de relleno granular ($c=0$).....	22
5.3.2	Capacidad portante del suelo	28
5.4	Cargas sísmicas	31
5.5	Cargas gravitacionales.....	33
5.6	Daños Observados.....	34
5.7	Modelación de la estructura analizada	38
5.7.1	Análisis del Caso (a) modelación de la estructura tipo nave industrial	39
5.7.2	Análisis del Caso (b) modelación de los muros de contención.....	40
5.7.3	Análisis del Caso (c) modelación de la estructura en su estado actual de	43
	funcionamiento.....	43
6.	Conclusiones	48

Tabla de figuras

Figura 1 Modelo en 3D de la nave industrial antes de la intervención	13
Figura 2 Muros de contención antes de la intervención	13
Figura 3 Modelo en 3D de la nave industrial después de la intervención	14
Figura 4 Vista en planta de los muros con la intervención	14
Figura 5 Vista de intervención de muros laterales	15
Figura 6 Barras de refuerzo muro de contención	16
Figura 7 Vista muro parte posterior	17
Figura 8 Fotografía superior de la nave industrial	17
Figura 9 Ausencia de zapata en muro tipo mixto	18
Figura 10 Presión activa y pasiva	20
Figura 11 Esquema de presión lateral del suelo	21
Figura 12 Distribución de la presión contra un muro de contención para el suelo de relleno no cohesivo	22
Figura 13 Componentes de las fuerzas para el análisis pseudo estático	22
Figura 14 Diagrama de cuerpo libre para un muro en voladizo	28
Figura 15 Diagrama de cuerpo libre para el chequeo de la capacidad portante	29
Figura 16 Espectro elástico horizontal de diseño de aceleraciones (NEC-SE-DS, 2016)32	
Figura 17 Espectro sísmico de diseño para un $T_r=475$ años	33
Figura 18. Vista en planta de los muros con grietas	34
Figura 19 Grietas en el centro de luz de cada pantalla del muro de contención	35
Figura 20 Vista en planta de muro con grietas.....	35
Figura 21 Grietas diagonales en el vano del muro posterior	36
Figura 22. Columnas aparentemente pandeadas con daño estructural en los elementos a compresión de las columnas tipo	36
Figura 23 Pandeo en zona de transición	37
Figura 24 Ausencia de cimientos en los muros	37
Figura 25 Modelo estructural tipo C	38
Figura 26 Condiciones deformadas de la nave industrial sin muros	39
Figura 27 Diagrama del muro sin restricción	41
Figura 28 Condiciones de carga	41
Figura 29 Diagrama de momentos del muro en voladizo	42
Figura 30 Esquema de reforzamiento del muro de contención en voladizo	42
Figura 31 Modelo tridimensional deformado debido al empuje lateral	43
Figura 32 Distribución de momentos del muro de contención tipo mixto en condiciones construidas	44
Figura 33 Diagrama esquemático de los momentos actuantes en los muros	44
Figura 34 Condiciones deformada de la estructura del muro de contención en condiciones construidas	45
Figura 35 Esquema de reforzamiento del muro de contención tipo mixto siguiendo los esfuerzos principales generados por las condiciones construidas	46
Figura 36 Modelo estructural con la rigidez adicional proporcionada por el muro	47

Tabla de tablas

Tabla 1 Determinación del empuje activo para el muro en voladizo. Condición de carga a)	24
Tabla 2 Determinación del Empuje activo para el muro en voladizo. Condición de carga b).....	25
Tabla 3 Determinación del empuje activo para el muro mixto. Condición de carga a) ..	25
Tabla 4 Determinación del Empuje activo para el muro mixto. Condición de carga b) ...	26
Tabla 5 Factores de seguridad para el muro en voladizo, Condición de carga a)	30
Tabla 6 Factores de seguridad para el muro en voladizo, Condición de carga b)	30
Tabla 7 Factores de seguridad para el muro mixto. Condición de carga a)	30
Tabla 8 Factores de seguridad para el muro mixto, Condición de carga b)	30
Tabla 9 Parámetros de terreno	32

1. Antecedentes

Este caso de estudio es el análisis estructural de una nave industrial con muros de contención que funciona como una estructura de almacenamiento de material granular. En esta nave industrial se pudieron identificar daño estructural, por lo que se plantea realizar un estudio detallado del tipo de fallas que se presentaron y el porqué de estas.

La estructura analizada está conformada por un sistema de cerchas metálicas (vigas y columnas) para soportar la cubierta. Además, un conjunto de muros de contención acoplados con las columnas tipo cercha. Se determinó que el muro de contención fue construido con la finalidad de contener material granular con un peso específico de 1700kg/m^3 en una condición no saturada. Con el fin de contener este material la estructura cuenta con dos tipos de muros, uno en voladizo construido en una etapa y un muro mixto construido en dos etapas (Moscoso & Orellana, 2023).

Al momento de la evaluación de campo de la estructura se identificó que el muro tipo mixto presentaba grietas verticales en el centro de su luz en cada pantalla ubicada entre ejes de columnas. Por esta razón, se plantea este estudio para identificar los posibles modos de falla de la estructura y analizar el comportamiento de los muros de contención y su interacción con la estructura principal.

2. Justificación

Debido a que la nave industrial ya se encuentra construida y en funcionamiento, este trabajo analiza la estructura identificando los diferentes modos de falla y verificando el comportamiento de los muros estructurales y su interacción con la estructura principal.

3. Objetivos

3.1 Objetivo específico

Analizar los modos de falla global y local de una estructura utilizada para almacenamiento de áridos

3.2 Objetivos específicos

- Recopilar la información existente de la estructura, incluyendo el daño observado
- Realizar modelos lineales elásticos de la estructura usando un programa comercial de elementos finitos.
- Analizar las condiciones de carga a las que estaría sujeta la estructura, incluyendo las condiciones de diseño y de operación
- Analizar la relación de demanda capacidad de los elementos de la estructura

4. Introducción

4.1 Estructura Existente—Antes de la Intervención

La estructura analizada es una nave industrial cuyo uso principal es el almacenamiento de material pétreo. Esta nave industrial se encuentra ubicada en el sector El Tahual, entre las provincias de Azuay y Cañar. La estructura principal de la nave industrial, antes de la intervención, está conformada por vigas y columnas tipo cerchas metálicas, y muros de contención de una altura de 1.5 metros como se puede observar en el modelo en 3D de la Figura 1. Además, como elementos de fachada y cubierta se utilizaron planchas de acero (tipo galvalume). En la Figura 2 se puede observar en una vista en planta la ubicación de los muros de contención y la altura de los mismos antes de la intervención.

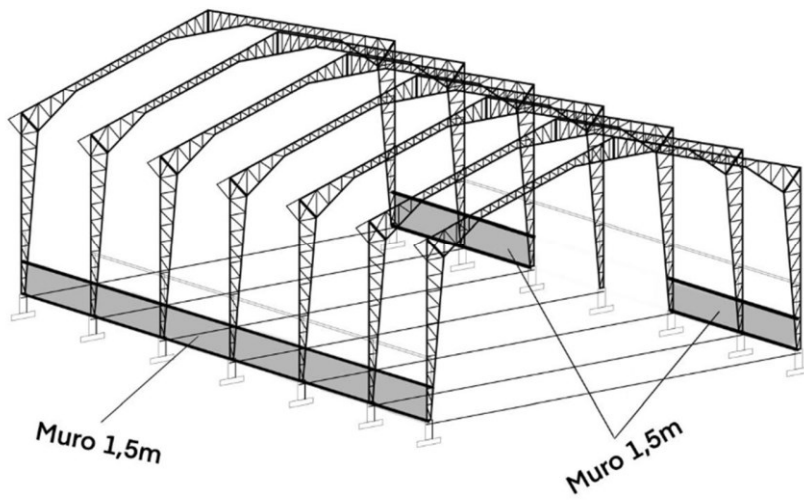


Figura 1 Modelo en 3D de la nave industrial antes de la intervención

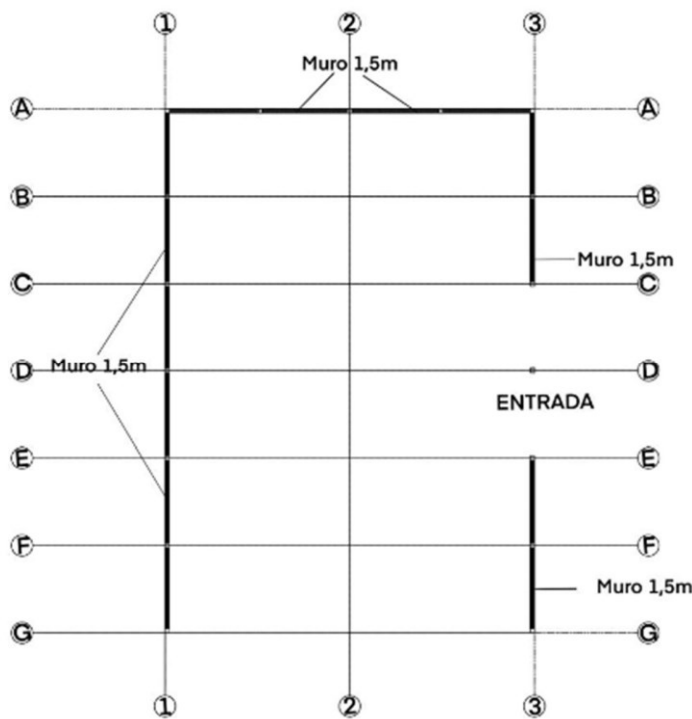


Figura 2 Muros de contención antes de la intervención

4.2 Intervención Realizada

La intervención que fue ejecutada tenía como objetivo incrementar la capacidad de almacenamiento de la nave industrial. Esta intervención incluía incrementar altura de muros

de contención y ampliar la nave industrial como se puede ver en el modelo 3D de la Figura 3. El incremento de altura en los muros de contención fue de 1.5m y 3.5m, alcanzando alturas en los muros intervenidos de 3m y 6m. La ampliación de la nave industrial incluyó un incremento de 5m, junto al eje A. Este incremento incluyó muros de contención y estructura metálica de cercha. En la Figura 4 se muestra la vista en planta de la nave industrial, indicando los muros de contención y la ampliación.

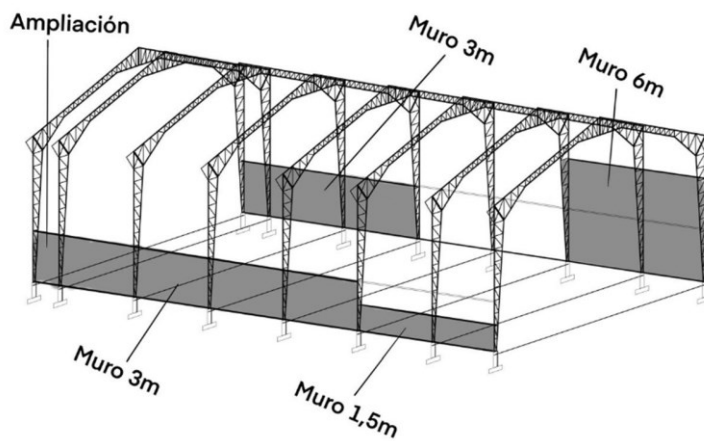


Figura 3 Modelo en 3D de la nave industrial después de la intervención

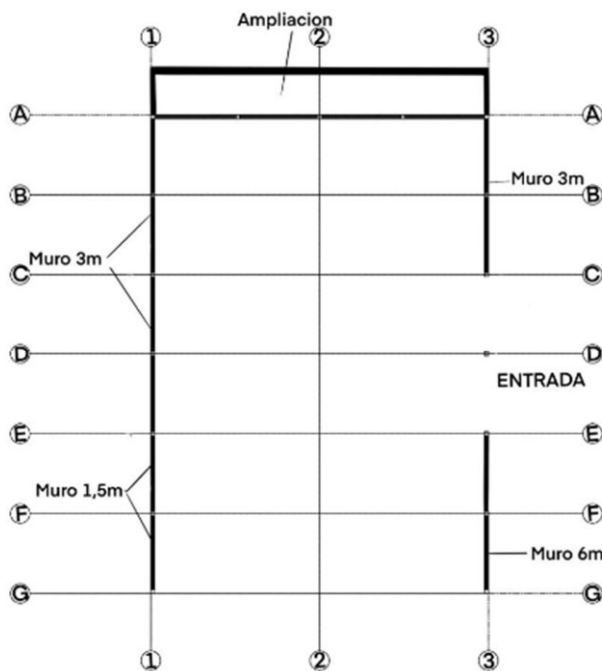


Figura 4 Vista en planta de los muros con la intervención

A continuación, se describen los procedimientos más relevantes de la intervención en la nave industrial. Esto ayudará a explicar lo que sucedió posterior a la intervención.

Entre los procedimientos a describir se encuentran:

a) Prolongación en altura de muros de contención: La prolongación en altura de los muros incluyó la incorporación de elementos de anclaje en la zona de unión entre el muro original y su prolongación. Estos anclajes consisten en barras de refuerzo de 14 mm de diámetro, dispuestos a intervalos de 15 cm y anclados con ANCHORFIX de SIKA (ver Figura 5). Además, la prolongación del muro de contención incluía barras de refuerzo vertical ($1\text{Ø}14\text{mm @}15\text{cm}$) y barras de refuerzo horizontal ($1\text{Ø}12\text{mm @}25\text{cm}$), como muestra la Figura 5. En la ejecución, el refuerzo horizontal ($1\text{Ø}12\text{mm @}25\text{cm}$) se prolongó a través de las columnas tipo cercha, de tal manera que la prolongación vertical del muro tenía continuidad a través de las columnas tipo cercha (Ver la Figura 6).

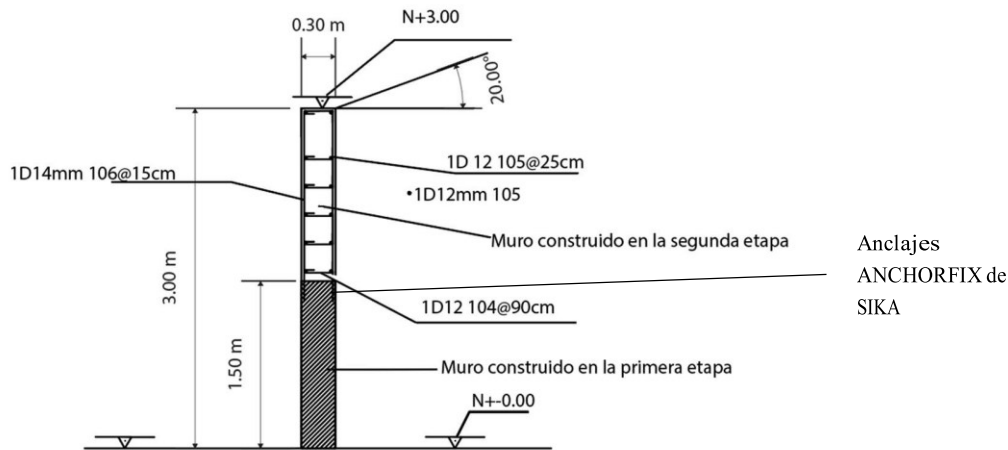


Figura 5 Vista de intervención de muros laterales



Figura 6 Barras de refuerzo muro de contención

b) Ampliación de muros de contención y de la nave industrial en la zona posterior: La ampliación en la parte posterior de la nave industrial, que abarcó un vano de 5 metros, incluyó la construcción de un muro de contención tipo voladizo y la extensión de la cubierta. El muro en voladizo se compone una zapata a lo largo de todo el muro , con un espesor de 40 cm y un ancho de 1.40m, ubicadas a 1.35 metros de profundidad como se muestra en la Figura 7. El muro de contención tiene una altura de 3 metros, reforzado verticalmente con barras de 14 mm de diámetro, colocadas a intervalos de 15 cm, y reforzado horizontalmente con barras de 12 mm de diámetro, espaciadas cada 25 cm, como se observa en la Figura 7. En la Figura 8 se puede apreciar la zona de ampliación de la cubierta, distinguida por el cambio de tonos entre la cubierta original y la ampliación de la parte posterior de la nave industrial.

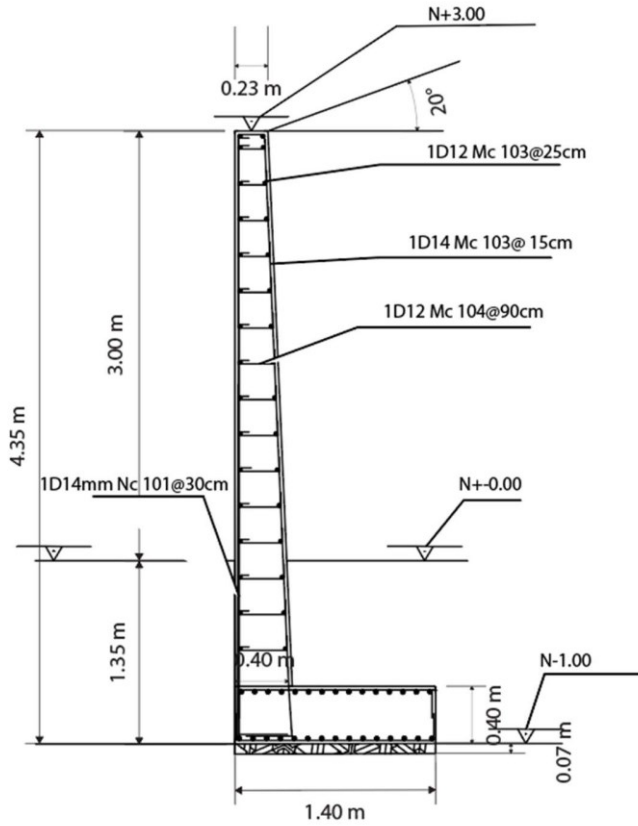


Figura 7 Vista muro parte posterior



Figura 8 Fotografía superior de la nave industrial

c) Ausencia de cimentación para muros de contención: excavaciones realizadas posterior a la intervención evidenciaron la ausencia de cimentación en el muro de

contención tipo mixto. Esto en las zonas laterales de la nave industrial como se puede ver en la Figura 9.



Figura 9 Ausencia de zapata en muro tipo mixto

5. Cargas actuantes sobre la estructura

En este capítulo se describen las principales cargas de la nave industrial. La descripción de estas cargas aportará en la justificación del modo de comportamiento que tuvo la nave industrial luego de la intervención. Las cargas que se analizan en este capítulo son: cargas gravitacionales, cargas sísmicas y empuje lateral de material granular.

5.1 Empuje lateral de material granular

Esta sección analiza el empuje lateral del material granular que se encuentra contenido dentro de la nave industrial. Este empuje depende de: tipo de material granular y altura del material contenido.

Para el análisis del empuje lateral se consideran presiones activas y presiones pasivas. Se denomina presión activa (σ_A) a los esfuerzos que ejerce el suelo sobre un muro de contención, cuando este se desplaza hacia afuera, permitiendo que el suelo se expanda y deforme lateralmente. Esta situación ocurre cuando el muro experimenta un movimiento que reduce la resistencia que el suelo ejerce contra él (Das, 2012). Además, se denomina presión pasiva (σ_P) a los esfuerzos que ejerce el suelo sobre un muro de contención, cuando esta se desplaza hacia el suelo, provocando que el material circundante se comprima y se compacte (Das, 2012). Las ecuaciones 1 y 2 muestran la estimación de σ_A y σ_P según Rankine:

Presión activa efectiva

$$\sigma_A = \varphi \left(zK - 2c \sqrt{K} \right) \quad 1$$

Presión pasiva efectiva

$$\sigma_P = \varphi \left(zK + 2c' \sqrt{K} \right) \quad 2$$

Donde:

Z= Altura del terreno a soportar

K_a = Coeficiente de presión activa

K_p = Coeficiente de presión pasiva

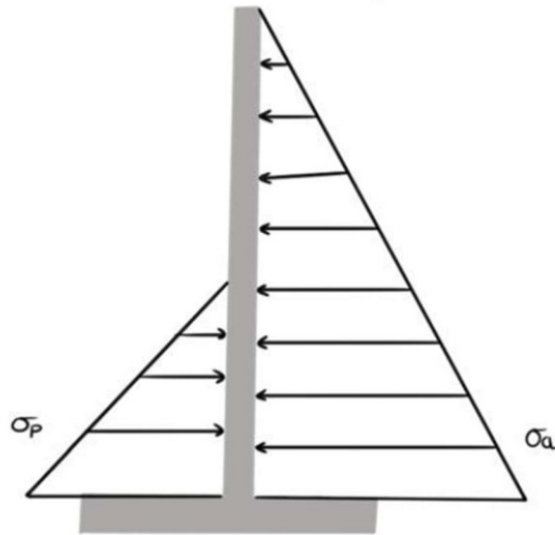


Figura 10 Presión activa y pasiva

Las presiones activas y pasivas son los principales esfuerzos a los cuales están sometidos los muros de contención. Esto debido a que el material contenido tiene nulo o muy poco contenido de agua y no existe sobre carga del material.

Tanto el coeficiente de presión activa como el de presión pasiva depende del ángulo de inclinación del relleno sobre el muro con la horizontal, de tipo de suelo (c y ϕ). Para el cálculo de la presión del suelo es dependiente del tipo de material que se esté utilizando, principalmente del ángulo de fricción (ϕ') y la cohesión del suelo (c'), del ángulo de inclinación del relleno sobre el muro con la horizontal (α) y los esfuerzos normales (σ'), tal como se muestra en la Figura 11.

$$s = c + \sigma' \tan \phi'$$

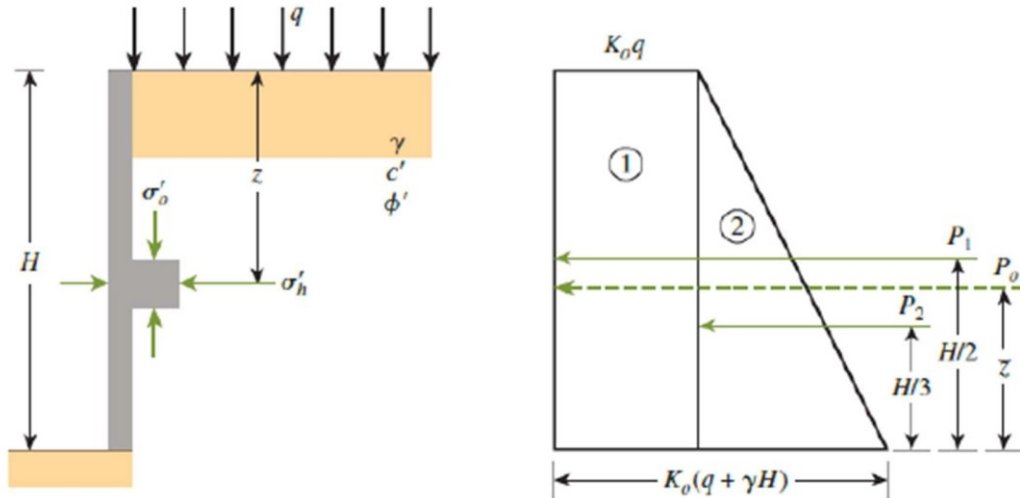


Figura 11 Esquema de presión lateral del suelo

5.2 Presión activa de Rankine

5.2.1 Suelo de relleno granular

En este caso de acuerdo con la teoría de Rankine la presión de tierra a cualquier profundidad del suelo se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$\sigma = K \varphi H \cos \alpha$$

La fuerza total P_a , por unidad de longitud de la pared es igual al área del diagrama de presión, entonces:

$$P = \frac{1}{2} K \varphi H \cos \alpha$$

Donde el punto de aplicación del empuje activo será $H/3$ como se indica en la Figura 12.

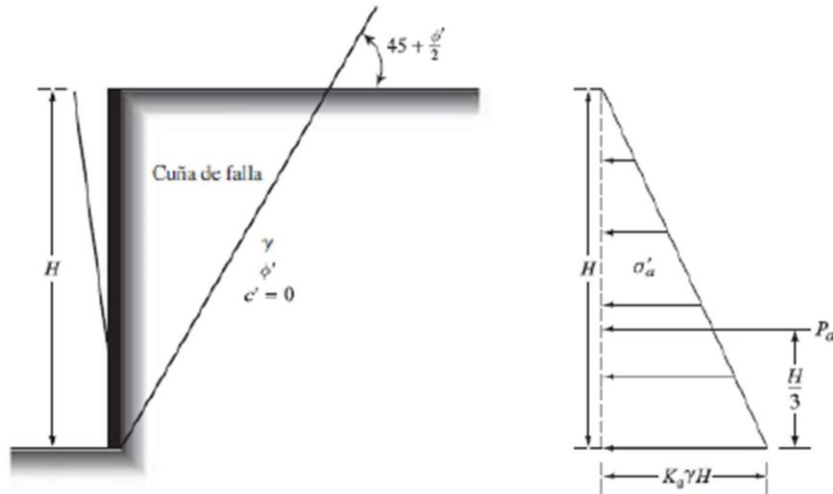


Figura 12 Distribución de la presión contra un muro de contención para el suelo de relleno no cohesivo

En el caso de relleno con un ángulo de inclinación α sobre la horizontal, el coeficiente de presión activa será:

5.3 Carga lateral debido a sismo

El efecto de los sismos se considera mediante un análisis pseudo estático, empleando el método de Mononobe-Okabe. Las fuerzas consideradas en este análisis se presentan en la Figura 13.

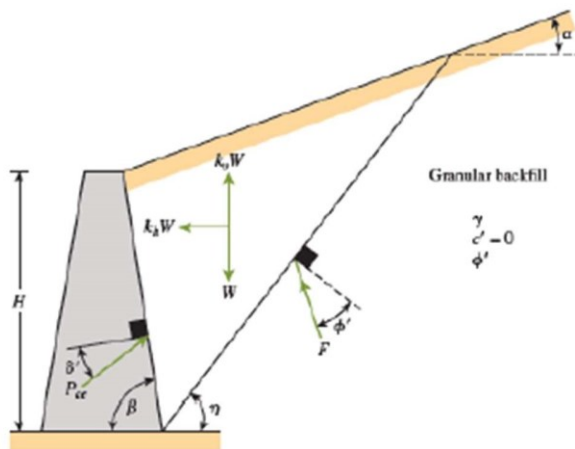


Figura 13 Componentes de las fuerzas para el análisis pseudo estático

Donde k_x y k_y son los coeficientes de la aceleración horizontal y vertical respectivamente.

De acuerdo con la NEC-SE-CM, la demanda sísmica para los análisis pseudo estáticos será del 60% de la aceleración máxima en el terreno:

$$k = \frac{0.6a}{g}$$

Donde:

$$a = Z * Fa$$

Fa = Fuerzas actuantes

Z y Fa son valores definidos en las secciones 3.1.1 y 3.2.2 de la NEC-SE-DS

5.3.1 Suelo de relleno granular ($c=0$)

Para suelo granular el empuje de tierra considerando el sismo viene dado por la siguiente expresión:

$$P = \frac{1}{2} \gamma H (1 - k) K$$

Donde el coeficiente de presión activa sísmica de Rankine viene dado por:

$$K = \frac{(\sin(\phi + \beta + \theta))}{\cos\theta \left(\sin(\beta - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta' - \theta') \sin(\alpha + \beta)}} \right] \right)}$$

Donde:

k

$$\theta = \tan^{-1} \frac{H}{1 - k}$$

Es conveniente determinar la fuerza adicional ΔP que el sismo induce en el sistema que es igual a la diferencia entre el empuje producido por el sismo y el empuje activo en condiciones estáticas. La fuerza adicional ΔP actúa a una distancia $0.6H$ desde la base del muro. Por lo que, la fuerza P actúa a:

$$\bar{z} = \frac{0.6H\Delta P + \frac{H}{3}P}{P}$$

En la Tabla 1 se indica la determinación del empuje del muro de contención analizado.

Tabla 1 Determinación del empuje activo para el muro en voladizo. Condición de carga a)

DIMENSIONES MURO			
H3	0.40	m	Espesor placa zapata
H2	3.40	m	Altura pantalla
H1	0.00	m	Altura talud sobre muro
B2	0.00	m	Longitud punta
B1	1.00	m	Longitud talón
t1	0.23	m	Espesor placa muro, superior
t2	0.40	m	Espesor placa muro, inferior
H4	0.00	m	Altura dentellón
B3	0.00	m	ancho dentellón
Θ	0.00	rad	
β	90.00		ángulo de la cara interna del muro
CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE RELLENO 1			
r_1	17.00	kN/m3	Peso específico
q_1	29.43	kN/m2	Capacidad última de presión de contacto
phi_1	30.00	grado	Ángulo de fricción interna del suelo
c_1	0.00	kN/m2	Cohesión
alp_1	0.00	grado	Ángulo de relleno en pantalla virtual
Hor_Ver		...	Pendiente horizontal/vertical de talud de relleno
h	3.00	m	Altura total de relleno contenido del estrato
CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN			
r3	14.22	kN/m	Peso específico
q_u	29.43	kN/m2	Capacidad última de presión de contacto

phi3	20.00	grado	Ángulo de fricción interna del suelo
c3	0.00	kN/m2	
alp_3	0.00	grado	Ángulo de relleno en pantalla virtual
Hor_Ver		...	Pendiente horizontal/vertical de talud de relleno
h	0.80	m	Altura total de relleno contenido del estrato
CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN			
rh	24.00	kN/m3	Peso específico
CÁLCULOS			
EMPUJE ACTIVO DE RANKINE POR UNIDAD DE LONGITUD DE MURO			
Ka	0.333	0.490	Coefficiente de Rankine (tabla 16.1, ecuación 16.20)
Pa	43.29	kN/m	Empuje activo de Rankine
Pv	0.00	kN/m	Componente Vertical del empuje activo de Rankine
Ph	43.29	kN/m	Componente Horizontal del empuje activo de Rankine
z	0.75		Localización del empuje resultante

Tabla 2 Determinación del Empuje activo para el muro en voladizo. Condición de carga b)

DIMENSIONES MURO			
H3	0.40	m	Espesor placa zapata
H2	3.40	m	Altura pantalla
H1	0.49	m	Altura talud sobre muro
B2	0.00	m	Longitud punta
B1	1.00	m	Longitud talón
t1	0.23	m	Espesor placa muro, superior
t2	0.40	m	Espesor placa muro, inferior
H4	0.00	m	Altura dentellón
B3	0.00	m	ancho dentellón
Θ	0.00	rad	
β	90.00		ángulo de la cara interna del muro
CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE RELLENO 1			
r_1	17.00	kN/m3	Peso específico
q_1	29.43	kN/m2	Capacidad última de presión de contacto
phi_1	30.00	grado	Ángulo de fricción interna del suelo
c_1	0.00	kN/m2	Cohesión
alp_1	22.63	grado	Ángulo de relleno en pantalla virtual
Hor_Ver	2.40	...	Pendiente horizontal/vertical de talud de relleno
h	3.49	m	Altura total de relleno contenido del estrato
CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN			
r3	14.22	kN/m	Peso específico
q_u	29.43	kN/m2	Capacidad última de presión de contacto
phi3	20.00	grado	Ángulo de fricción interna del suelo

c3	0.00	kN/m2	
alp_3	0.00	grado	Ángulo de relleno en pantalla virtual
Hor_Ver		...	Pendiente horizontal/vertical de talud de relleno
h	0.80	m	Altura total de relleno contenido del estrato
CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN			
rh	24.00	kN/m3	Peso específico
CÁLCULOS			
EMPUJE ACTIVO DE RANKINE POR UNIDAD DE LONGITUD DE MURO			
Ka	0.449	0.490	Coefficiente de Rankine (tabla 16.1, ecuación 16.20)
Pa	66.78	kN/m	Empuje activo de Rankine
Pv	25.70	kN/m	Componente Vertical del empuje activo de Rankine
Ph	61.63	kN/m	Componente Horizontal del empuje activo de Rankine
z	0.93		Localización del empuje resultante

Tabla 3 Determinación del empuje activo para el muro mixto. Condición de carga a)

DIMENSIONES MURO			
H3	0.00	m	Espesor placa zapata
H2	3.70	m	Altura pantalla
H1	0.00	m	Altura talud sobre muro
B2	0.00	m	Longitud punta
B1	0.00	m	Longitud talón
t1	0.30	m	Espesor placa muro, superior
t2	0.30	m	Espesor placa muro, inferior
H4	0.00	m	Altura dentellón
B3	0.00	m	ancho dentellón
Θ	0.00	rad	
β	90.00		ángulo de la cara interna del muro
CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE RELLENO 1			
r_1	17.00	kN/m3	Peso específico
q_1	29.43	kN/m2	Capacidad última de presión de contacto
phi_1	30.00	grado	Ángulo de fricción interna del suelo
c_1	0.00	kN/m2	Cohesión
alp_1	0.00	grado	Ángulo de relleno en pantalla virtual
Hor_Ver		...	Pendiente horizontal/vertical de talud de relleno
h	3.00	m	Altura total de relleno contenido del estrato
CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN			
r3	14.22	kN/m	Peso específico
q_u	29.43	kN/m2	Capacidad última de presión de contacto
phi3	20.00	grado	Ángulo de fricción interna del suelo

c3	0.00	kN/m2	
alp_3	0.00	grado	Ángulo de relleno en pantalla virtual
Hor_Ver		...	Pendiente horizontal/vertical de talud de relleno
h	0.70	m	Altura total de relleno contenido del estrato
CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN			
rh	24.00	kN/m3	Peso específico
CÁLCULOS			
EMPUJE ACTIVO DE RANKINE POR UNIDAD DE LONGITUD DE MURO			
Ka	0.333	0.490	Coefficiente de Rankine (tabla 16.1, ecuación 16.20)
Pa	38.95	kN/m	Empuje activo de Rankine
Pv	0.00	kN/m	Componente Vertical del empuje activo de Rankine
Ph	38.95	kN/m	Componente Horizontal del empuje activo de Rankine
z	0.77		Localización del empuje resultante

Tabla 4 Determinación del Empuje activo para el muro mixto. Condición de carga b)

DIMENSIONES MURO			
H3	0.00	m	Espesor placa zapata
H2	3.70	m	Altura pantalla
H1	0.00	m	Altura talud sobre muro
B2	0.00	m	Longitud punta
B1	0.00	m	Longitud talón
t1	0.30	m	Espesor placa muro, superior
t2	0.30	m	Espesor placa muro, inferior
H4	0.00	m	Altura dentellón
B3	0.00	m	ancho dentellón
Θ	0.00	rad	
β	90.00		ángulo de la cara interna del muro
CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE RELLENO 1			
r_1	17.00	kN/m3	Peso específico
q_1	29.43	kN/m2	Capacidad última de presión de contacto

phi_1	30.00	grado	Ángulo de fricción interna del suelo
c_1	0.00	kN/m2	Cohesión
alp_1	22.63	grado	Ángulo de relleno en pantalla virtual
Hor_Ver	2.40	...	Pendiente horizontal/vertical de talud de relleno
h	3.00	m	Altura total de relleno contenido
CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN			
r3	14.22	kN/m	Peso específico
q_u	29.43	kN/m2	Capacidad última de presión de contacto
phi3	20.00	grado	Ángulo de fricción interna del suelo
c3	0.00	kN/m2	
alp_3	0.00	grado	Ángulo de relleno en pantalla virtual
Hor_Ver		...	Pendiente horizontal/vertical de talud de relleno
h	0.70	m	Altura total de relleno contenido del estrato
CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN			
rh	24.00	kN/m3	Peso específico
CÁLCULOS			
EMPUJE ACTIVO DE RANKINE POR UNIDAD DE LONGITUD DE MURO			
Ka	0.449	0.490	Coefficiente de Rankine (tabla 16.1, ecuación 16.20)
Pa	47.77	kN/m	Empuje activo de Rankine
Pv	18.38	kN/m	Componente Vertical del empuje activo de Rankine
Ph	44.09	kN/m	Componente Horizontal del empuje activo de Rankine
z	0.81		Localización del empuje resultante

Para el análisis de volcamiento que se observa en la Figura 14, donde por un lado se tiene las fuerzas actuantes del empuje lateral de tierra y por otro las masas del suelo y hormigón que generan momentos resistentes. Se analizan los momentos respecto a la punta del muro. Por lo tanto, el factor de seguridad contra el vuelco sobre la punta puede expresarse como:

$$FS = \frac{\sum M}{\sum M}$$

Donde

ΣM_R = Suma de momentos de las fuerzas que tienden a volcar alrededor del punto C

ΣM_o = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el vuelco alrededor del punto C

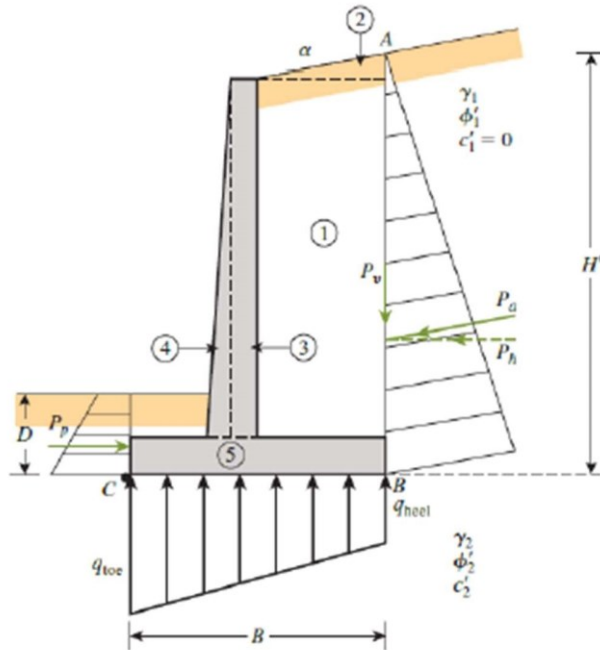


Figura 14 Diagrama de cuerpo libre para un muro en voladizo

El factor de seguridad al volcamiento tanto para condiciones estáticas como pseudo estáticas para los muros analizados se indica en la Tabla 5.

5.3.2 Capacidad portante del suelo

Para este análisis la base del muro de contención se puede tratar como una cimentación continua que está sujeta a una carga lineal, que puede actuar de forma excéntrica y con cierta inclinación respecto a la vertical como se puede observar en la Figura 15.

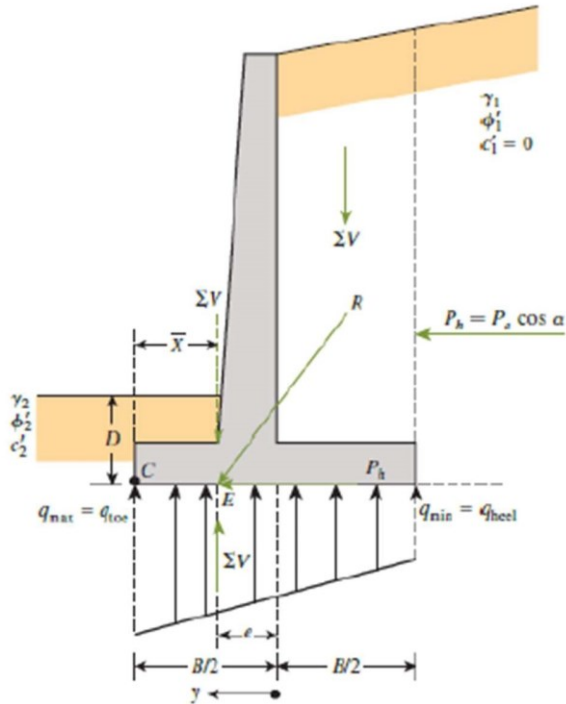


Figura 15 Diagrama de cuerpo libre para el chequeo de la capacidad portante

En el muro de contención que se muestra en la Figura 14, R es la resultante de ΣV y P_h , actuando en E, a una distancia de X del pie C. Al ser una carga lineal excéntrica, hace que la distribución de presiones del suelo varíe como muestra en la Figura 15 desde q_{\min} en un extremo a q_{\max} en el otro extremo. La resultante de la presión de suelo en la base del muro tiene una magnitud de ΣV , actuando en E. DE esta manera, al tomar momentos con respecto a C se puede obtener la magnitud X.

La excentricidad e esta dada por la siguiente expresión:

$$e = \frac{B}{6} - X$$

El efecto de la carga excéntrica vertical ΣV en la presión de suelo es la misma que el efecto de la misma fuerza en el centro de la base más un momento adicional dado por $\Sigma V * e$.

La distribución lineal de la presión en la base del muro puede ser expresada como:

$$q = \frac{\sum V}{A} - \frac{(\sum V)e}{I} + y$$

Aquí, la base del muro de contención se puede tratar como una cimentación continua que está sujeta a una carga lineal, que puede actuar de forma excéntrica y con cierta inclinación respecto a la vertical.

El factor de seguridad a la capacidad portante para las condiciones estáticas para los muros analizados se indica de la Tabla 5 a la Tabla 8.

Tabla 5 Factores de seguridad para el muro en voladizo, Condición de carga a)

Estático		
FSv	1.49	FACTOR DE SEGURIDAD AL VUELCO
FSd	0.53	FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO
FSq	0.14	FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE

Tabla 6 Factores de seguridad para el muro en voladizo, Condición de carga b)

Estático		
FSv	1.42	FACTOR DE SEGURIDAD AL VUELCO
FSd	0.49	FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO
FSq	0.11	FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE

Tabla 7 Factores de seguridad para el muro mixto, Condición de carga a)

Estático		
FSv	0.1	FACTOR DE SEGURIDAD AL VUELCO
FSd	0.16	FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO
FSq	0.01	FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE

Tabla 8 Factores de seguridad para el muro mixto, Condición de carga b)

Estático		
FSv	0.22	FACTOR DE SEGURIDAD AL VUELCO
FSd	0.24	FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO
FSq	0.01	FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE

Como se puede observar los muros mixtos y los muros en tipo voladizo no cumplen los factores de seguridad requeridos.

5.4 Cargas sísmicas

Las demandas sísmicas analizadas se presentan como un espectro de diseño para un amortiguamiento viscoso del 5% que, según la normativa ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-DS, 2016), es la representación de la respuesta dinámica de los sismos de diseño para una estructura objetivo. A partir del espectro de diseño se obtienen las pseudoaceleraciones en función del periodo de la estructura para un periodo de retorno específico. Esto se usa para determinar las fuerzas sísmicas que actúan sobre las edificaciones (NEC-SEDS, 2016).

Para la determinación del espectro de diseño se utilizaron los parámetros mostrados en la Tabla 9. El valor de Z fue determinado por la ubicación de la nave industrial entre Azuay y Cañar que corresponde a una zona sísmica II. El suelo fue determinado como suelo tipo C que representa a perfiles de suelo muy densos o roca blanda. El valor F_a pertenece al coeficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto. El valor F_d hace referencia a la amplificación de las ordenadas espectrales del espectro de desplazamientos para diseño de roca. El valor F_s se refiere al comportamiento no lineal de los suelos. Los periodos característicos T_0 y T_c corresponden al inicio y fin de la meseta espectral y fueron determinados según como se muestra en la Figura 16. El valor de r igual a 1 que determina el factor de periodo de retorno es el valor de sismos anuales que se prevé para el diseño, lo que quiere decir que se diseñó para la respuesta de un sismo anual en promedio. El valor de R igual a 3 que determina el factor de reducción por respuesta inelástica, se refiere a que el diseño considera una reducción de las fuerzas sísmicas equivalentes a un tercio (NEC-SE-DS, 2016).

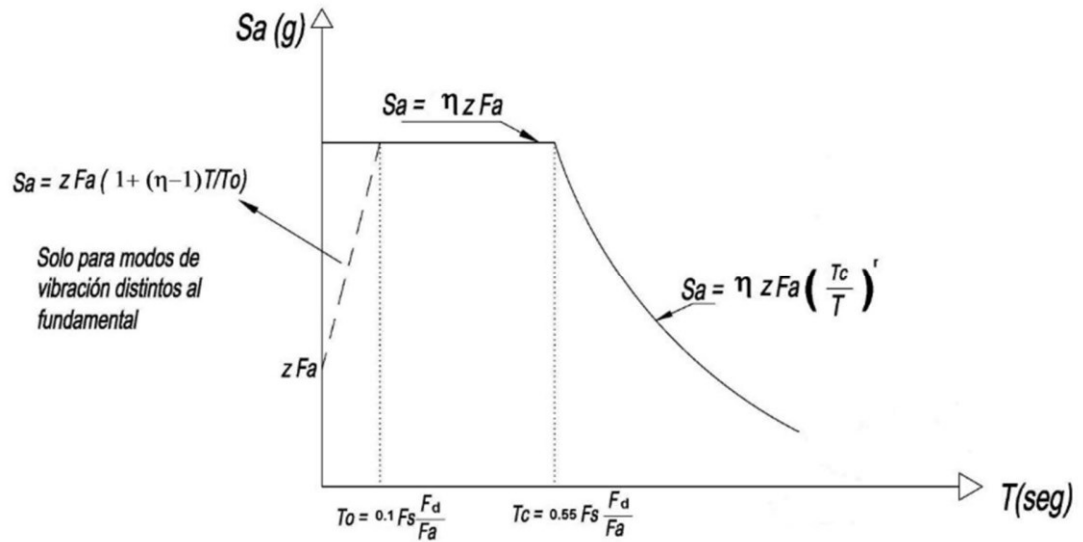


Figura 16 Espectro elástico horizontal de diseño de aceleraciones (NEC-SE-DS, 2016)

Tabla 9 Parámetros de terreno

Parámetros				
Zona	II	Z	0.25	Factor de la zona sísmica (aceleración máxima del suelo)
Suelo tipo C				
T ₀	0.092			Periodo Limite en T=T ₀
T _c	0.509			Periodo limite en T=T _c
r	1			Factor asociado al periodo de retorno
R	3			Factor de reducción de respuesta
Factores de sitio				
η	2.48			Relación de amplificación espectral
F _d	1.28			Coef. de amplificación de las ordenadas del espectro de desplazamiento
F _s	0.94			Coef. de comportamiento no lineal de los suelos
F _a	1.3			Coef. De amplificación de suelo en la zona de periodo corto

La Figura 17 muestra el espectro de respuesta obtenido para el este estudio para un periodo de retorno de $T_r=475$ años y un coeficiente de amortiguamiento viscoso del 5%. La figura muestra que la pseudoaceleración máxima es de 0.8g entre 0.1 a 0.5 segundos de periodo.

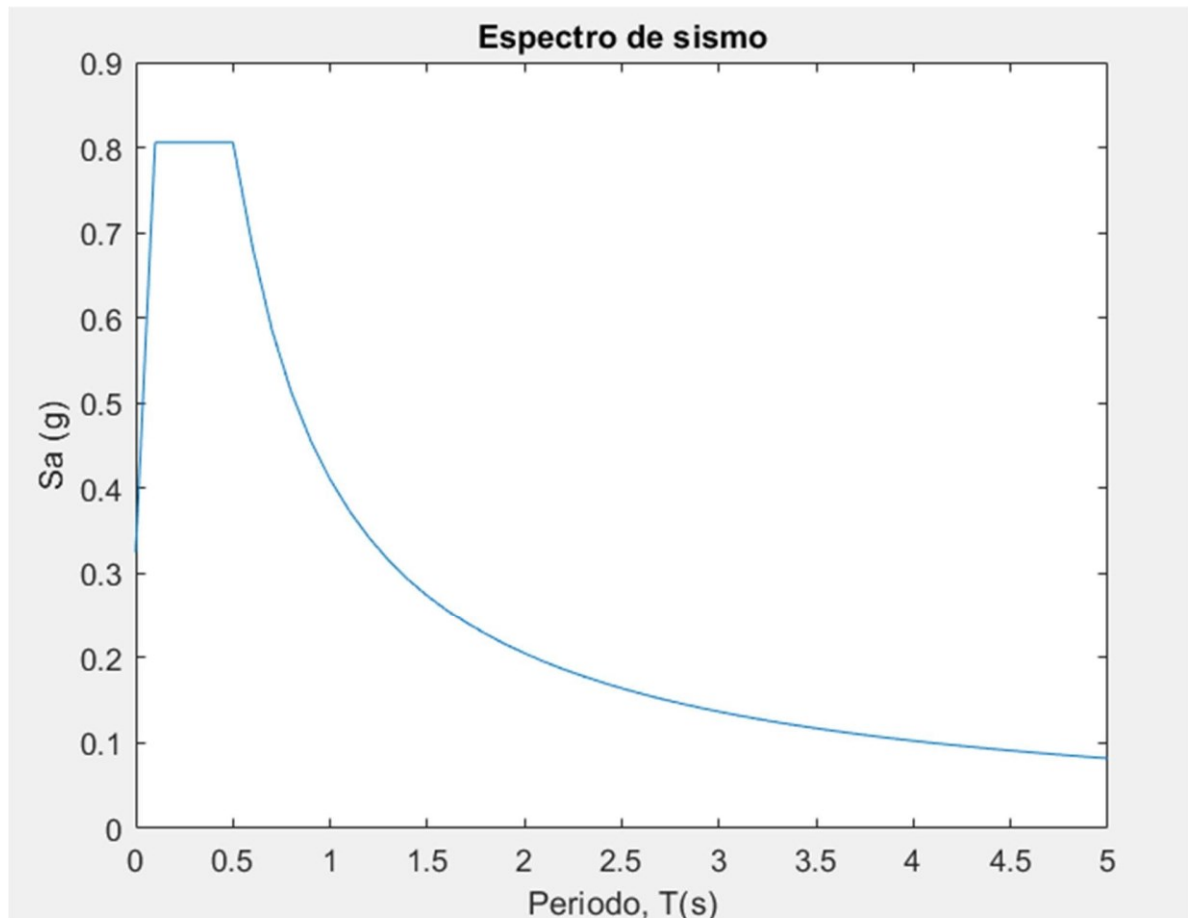


Figura 17 Espectro sísmico de diseño para un $T_r=475$ años

5.5 Cargas gravitacionales

Las demandas debidas a las cargas gravitacionales a las que está sujeta la estructura, son cargas permanentes o muertas y cargas variables o vivas. Las cargas permanentes incluyen: peso propio de la estructura considerando un peso de 78.50 KN/m³, fachadas con un peso de 24KN/m³ e instalaciones. Así mismo, se consideraron las cargas variables asociadas a temas de construcción y mantenimiento con un valor de 0.70KN/m². Las cargas de granizo no fueron consideradas por la inclinación de la cubierta superior al 15% de inclinación establecido por la NEC (Normativa Ecuatoriana de la Construcción, 2014).

5.6 Daños Observados

Durante la inspección de campo, se observaron varios daños estructurales en la nave industrial. Los principales daños observados incluyeron agrietamiento en los muros de contención y daño en las columnas tipo cercha de la nave industrial. A continuación, se describirán los principales daños observados en la nave industrial.

En el centro de los vanos de los muros de contención (entre columnas tipo cercha) (ver Figura 18) se observaron grietas verticales de espesores entre 4-6mm. Estas grietas se desarrollaban entre las dos etapas del muro de contención, tal como se observa en la Figura 19.

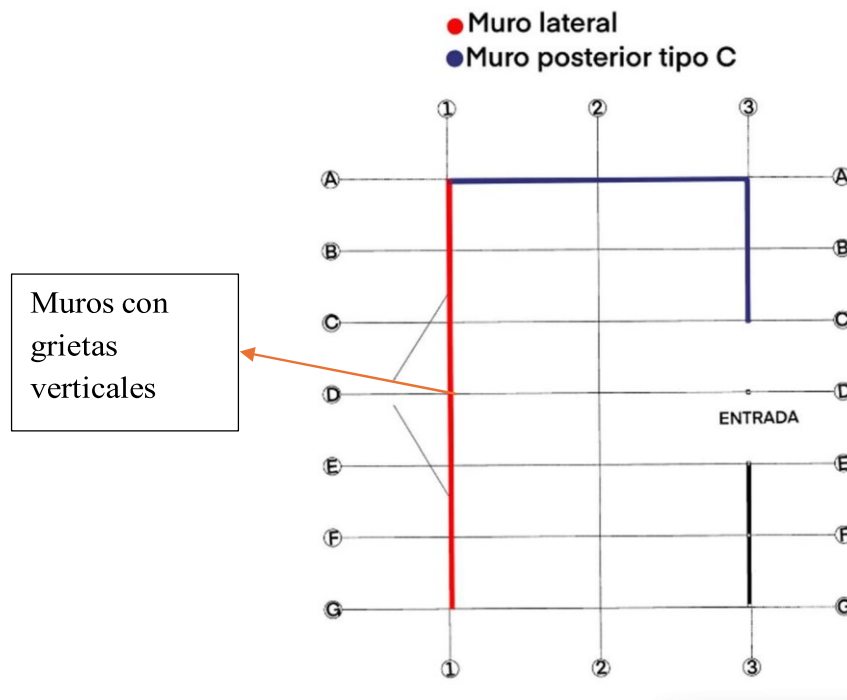


Figura 18. Vista en planta de los muros con grietas



Figura 19 Grietas en el centro de luz de cada pantalla del muro de contención

En el muro posterior tipo C (ver Figura 20) se observaron grietas diagonales de espesores entre 4-6mm. Estas grietas se desarrollaban en la pantalla del muro como se muestra en la Figura 21.

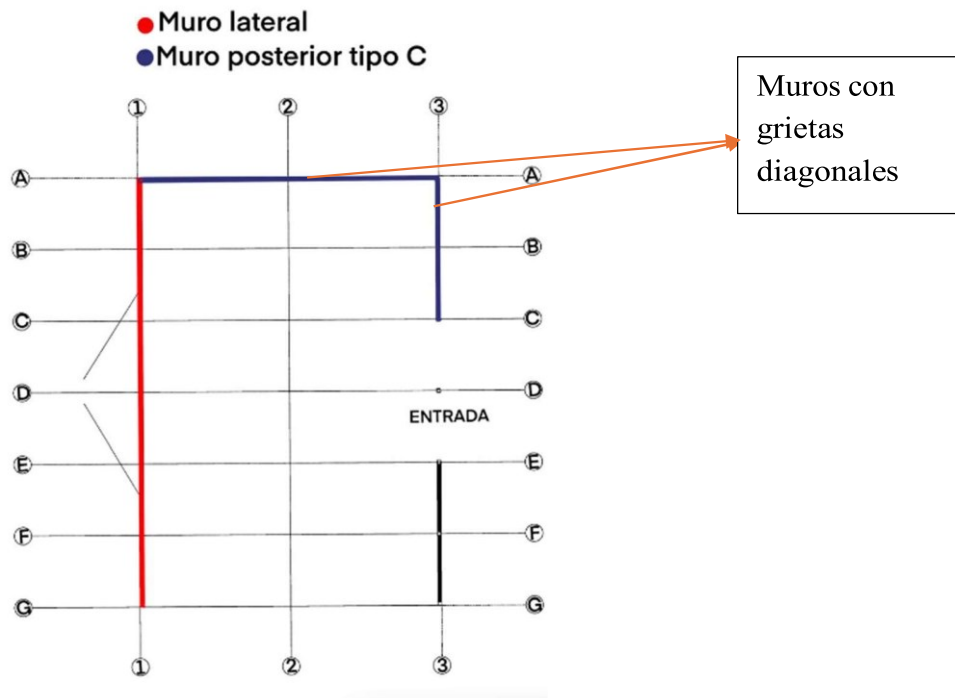


Figura 20 Vista en planta de muro con grietas



Figura 21 Grietas diagonales en el vano del muro posterior

Además, se observó daño en los elementos de la columna tipo cercha. Este daño, aparentemente pandeo en los perfiles tipo C internos de la cercha, se muestran en la Figura 22. Este daño se observó en 8 columnas de la nave industrial. El aparente pandeo en los perfiles tipo C se produjo en la zona de transición entre el muro de contención y la columna tipo cercha (ver Figura 23).



Figura 22. Columnas aparentemente pandeadas con daño estructural en los elementos a compresión de las columnas tipo

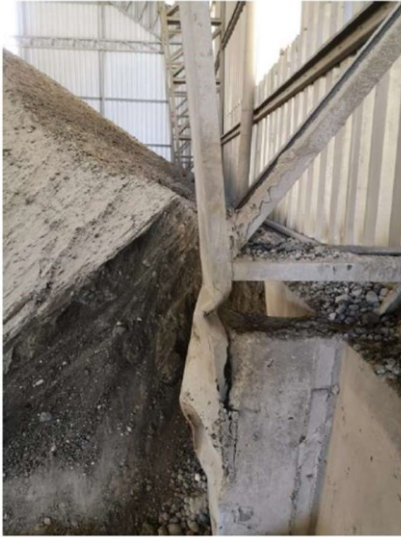


Figura 23 Pandeo en zona de transición

Además de las fallas anteriormente mencionadas, cabe mencionar que luego de excavaciones realizadas, los muros construidos en dos etapas no tenían cimentación. Este hecho se muestra en la Figura 24.



Figura 24 Ausencia de cimientos en los muros

5.7 Modelación de la estructura analizada

Con la información levantada en campo y la definición de cargas, se realizó la modelación de la estructura. Para esto se analizaron tres casos: a) Modelación de la estructura tipo nave industrial, b) modelación de los muros de contención y c) modelación de la estructura en su estado actual de funcionamiento, es decir, con muros y columnas trabajando de manera monolítica. Para el análisis estructural se optó por la realización de un modelo tridimensional idealizado a través del Método de Elementos Finitos (MEF), utilizando el programa SAP200. Al modelar la estructura de forma tridimensional se tiene la ventaja de obtener, de forma más precisa, la interacción de los diferentes elementos de la estructura.

Para la modelación se utilizaron elementos finitos tipo frame para las cerchas y elementos tipo Shell para los muros de contención. Los modelos se muestran en la Figura 25. Para modelar monolíticamente el muro con las columnas tipo cercha (modelos tipo c) se utilizaron elementos tipo “springs” con una rigidez asociada a la sección compuesta formada por la columna rellena de hormigón.

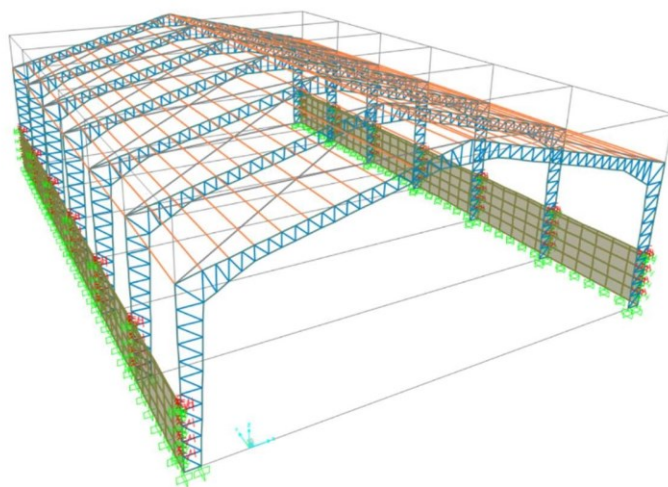


Figura 25 Modelo estructural tipo C

5.7.1 Análisis del Caso (a) modelación de la estructura tipo nave industrial

La condición deformada de la estructura del caso a se muestra en la Figura 26, junto con los esfuerzos máximos en cada elemento estructural. Las deformaciones máximas por carga gravitacional se presentan en la parte central de la viga tipo cercha con valores de 4.4cm para una combinación de 1.2D + 1.6L (D: carga muerta y L: carga viva); mientras que

1.2cm para cargas de servicio. Las cargas axiales máximas llegan a valores aproximados de 15Tn para el mismo caso de carga de deformaciones máximas, en los elementos marcados en la Figura 26. Las deformaciones laterales se encuentran cercanas a 1.2cm, lo que lleva a derivas bajas, similares al 0.15%. Este comportamiento es normal en estructuras de este tipo, en donde las demandas sísmicas no son críticas.

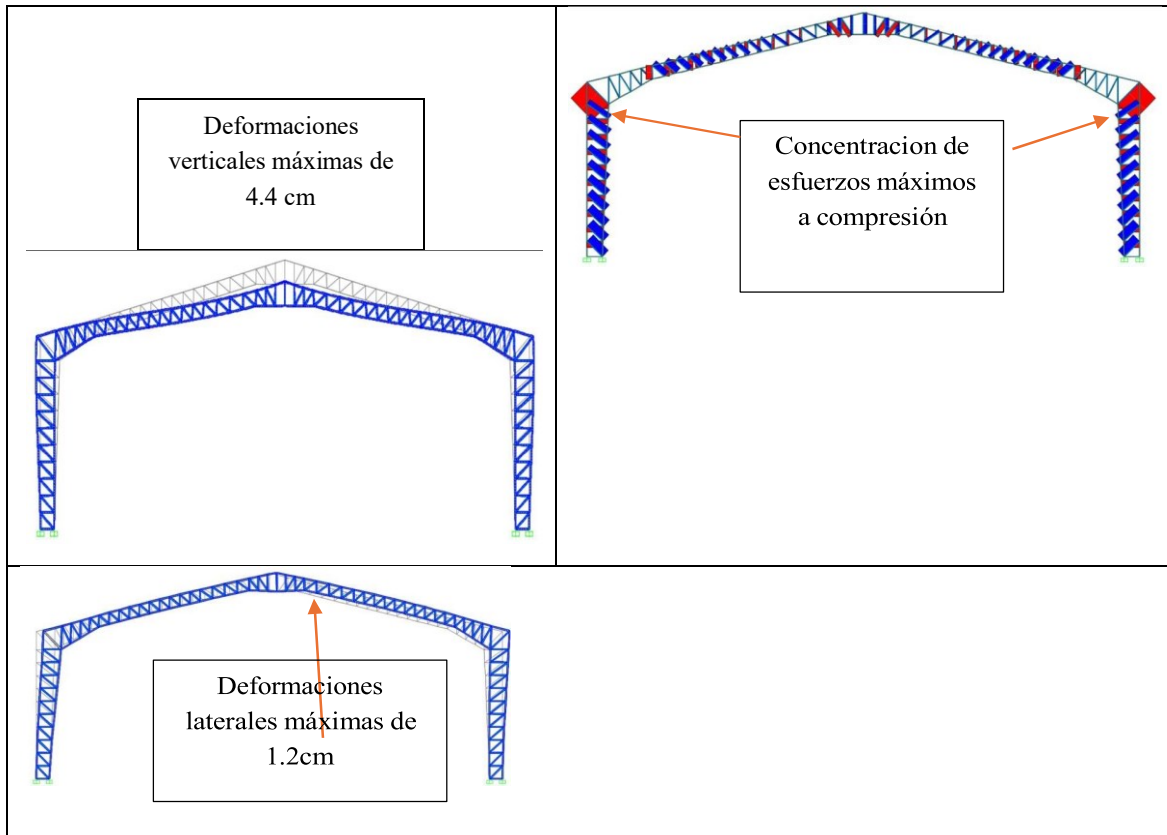


Figura 26 Condiciones deformadas de la nave industrial sin muros

El modo de falla de este sistema estaría dentro de los lineamientos normales de desempeño estructural para naves industriales. Los elementos más demandados fallarían por pandeo local si las cargas de diseño se incrementaran en más de un 40%. Debido a las

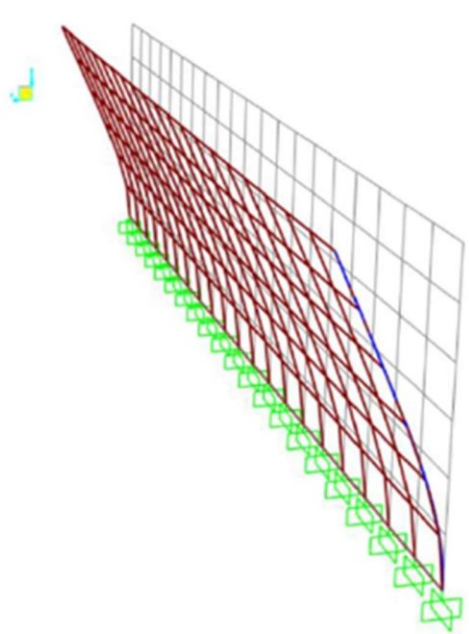
condiciones de uso de esta estructura, este incremento de carga es muy poco probable, por lo que el diseño estructural y su desempeño asociado sería adecuado.

5.7.2 Análisis del Caso (b) modelación de los muros de contención

Se modelaron y revisaron los muros de contención como si trabajaran en voladizo, lo cual se pudo intuir por los esquemas estructurales obtenidos en el levantamiento de información, y mostrados en la Figura 27. Se consideraron los dos casos de carga establecidos en a Figura 28. Se analizó la capacidad y estabilidad del muro como si fuese un muro en voladizo suponiendo un empotramiento en su base.

5.7.2.1 Análisis de la capacidad del muro

Para la capacidad se analizó si la sección transversal y el acero de refuerzo soportan los esfuerzos y deformaciones generadas por los diferentes casos de carga. En la Figura 27 se muestra la deformación del muro en condiciones sin restricción. El muro en voladizo tiene un comportamiento en donde la deformación máxima se produce en la parte superior del muro y toda la deformación varía de forma parabólica hasta llegar a la base del muro.



Muro tridimensional



Sección transversal

Figura 27 Diagrama del muro sin restricción

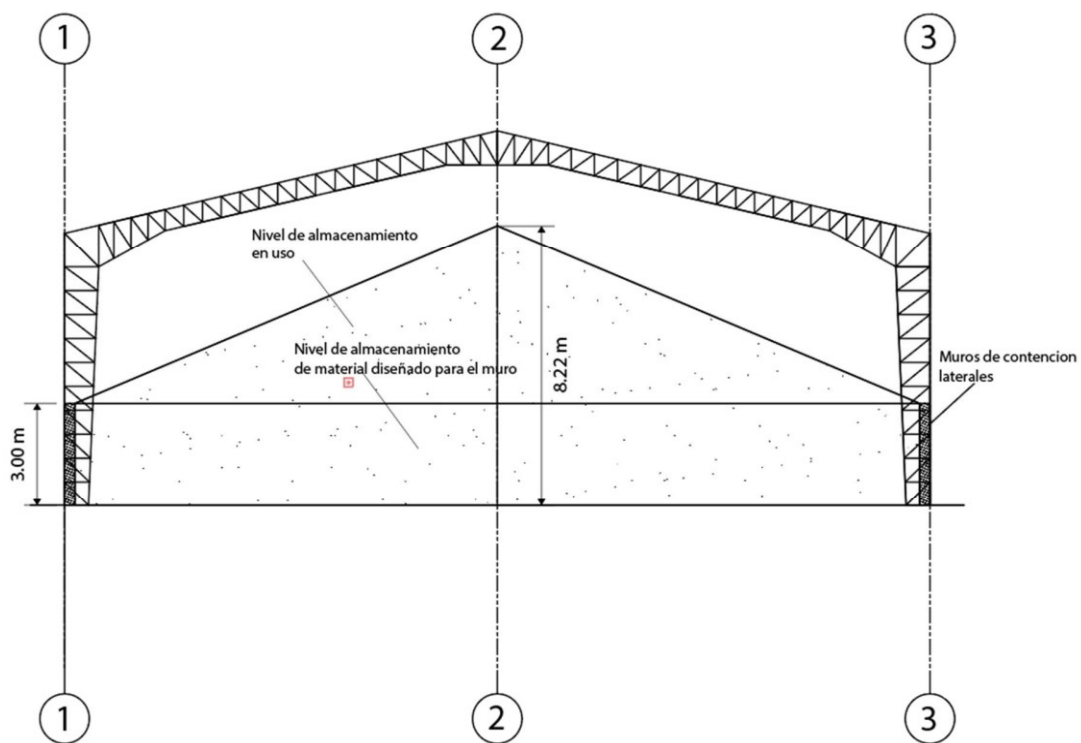


Figura 28 Condiciones de carga

El esquema de los momentos máximos del muro se muestra en la Figura 29. Los momentos en el muro siguen la misma distribución de la deformación, con momentos máximos en la base, los cuales disminuyen con la altura del muro, el cual es un comportamiento típico de un muro en voladizo. En este tipo de muros en voladizo, el refuerzo principal se coloca en dirección de los momentos principales, similar a la sección transversal tipo mostrada en la Figura 30.

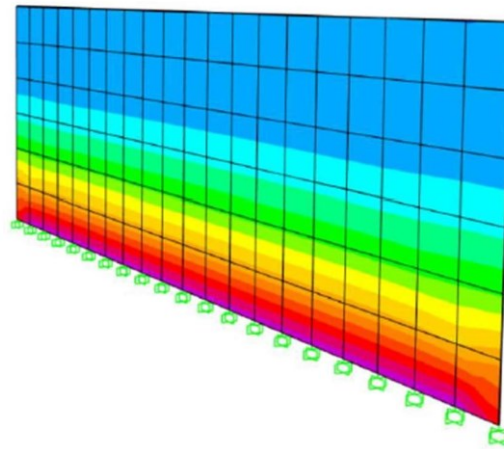


Figura 29 Diagrama de momentos del muro en voladizo

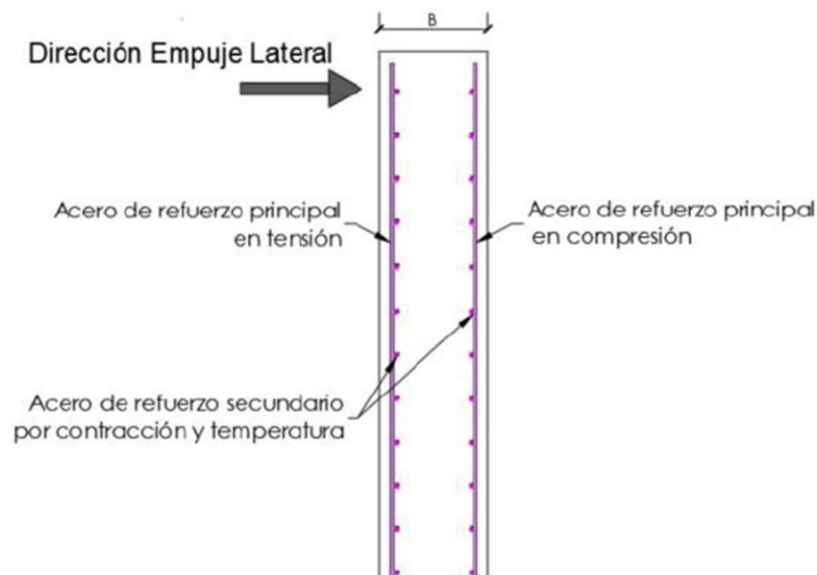


Figura 30 Esquema de reforzamiento del muro de contención en voladizo

El acero en dirección perpendicular al acero principal generalmente se coloca con una cuantía mínima asociada a retracción y temperatura. Siguiendo este análisis el muro de contención tiene una cuantía de 0.005, para el acero principal y 0.004 para el acero por retracción y temperatura, por lo que se concluye que la capacidad del muro es adecuada.

5.7.3 Análisis del Caso (c) modelación de la estructura en su estado actual de funcionamiento

En este caso se analizó la estructura tal como fue construida, en donde la columna se rellenó de hormigón y se pasó el acero de refuerzo entre columnas (ver Figura 6), por lo que el muro trabaja monolíticamente con dichos elementos. Para representar esta interacción, se consideraron resortes por metro de longitud en la interacción entre columna y muro, de manera que se pueda representar las restricciones inducidas en el muro debido a la metodología constructiva. Esta restricción en la deformación del muro ocasiona que el comportamiento del muro sea diferente al de un muro en voladizo, tal como se observa en la Figura 31.

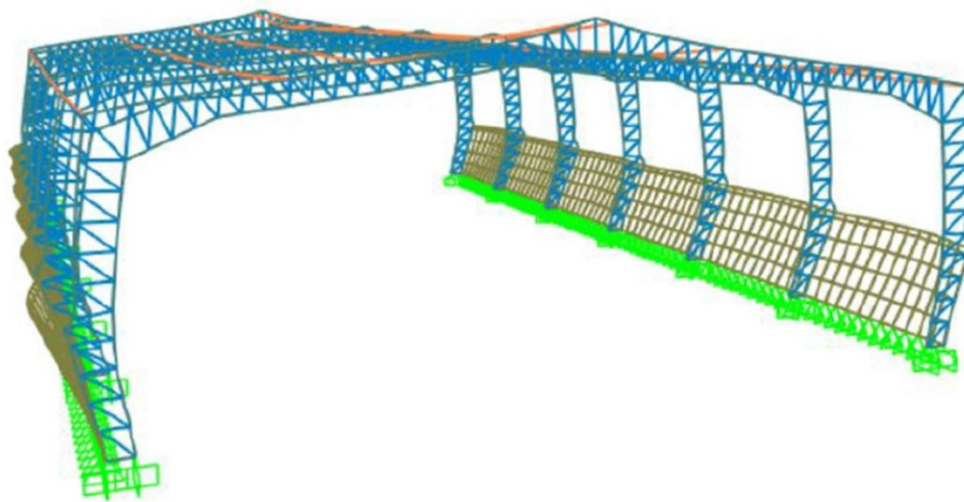


Figura 31 Modelo tridimensional deformado debido al empuje lateral

5.7.3.1 Análisis del comportamiento del muro de contención

El muro de contención ya no trabaja como un muro en voladizo, sino que su comportamiento cambia debido a las restricciones intermedias ocasionadas por las columnas metálicas rellenas de hormigón. Se podría considerar que el muro tipo mixto se comporta como un elemento plano en flexión apoyado en tres de sus lados. Así mismo, esta nueva condición de apoyo provoca que la distribución de momentos sea la mostrada en la Figura 32. Esta nueva distribución concentra los momentos tanto en los apoyos como en el centro del muro sigue una forma similar a la presentada esquemáticamente en la Figura 33 en una sección transversal del muro.

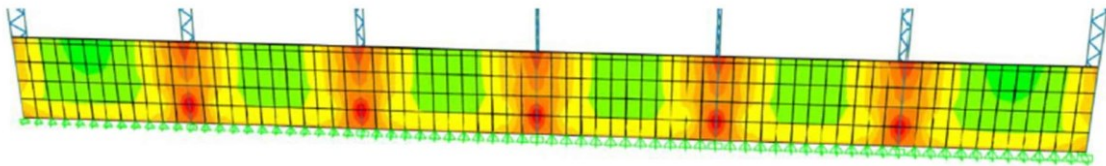


Figura 32 Distribución de momentos del muro de contención tipo mixto en condiciones construidas

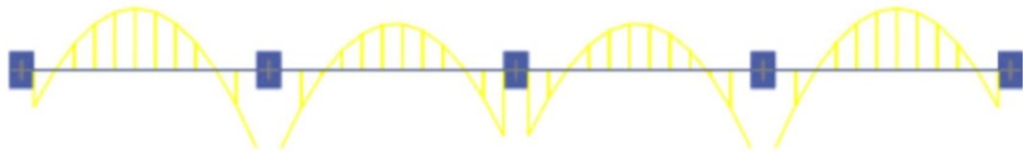
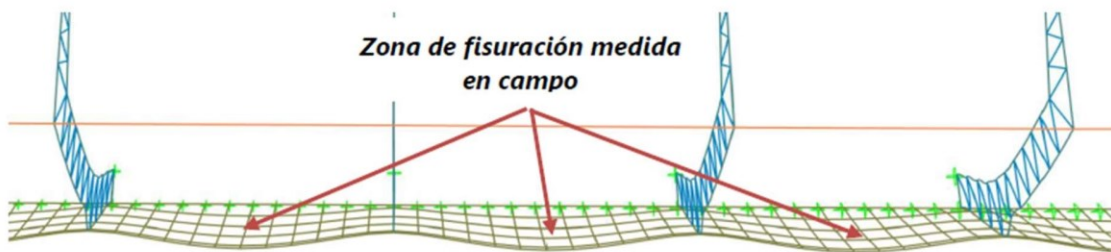


Figura 33 Diagrama esquemático de los momentos actuantes en los muros

Tanto las deformaciones como los esfuerzos máximos se producen en el centro de la pantalla de cada tramo de muro contenido entre las columnas rellenas de hormigón. Estas zonas presentaron agrietamiento en las inspecciones de campo, tal como se muestra en la Figura 34.



Grietas observadas en visita de campo



Vista superior del muro de contención deformado

Figura 34 Condiciones deformada de la estructura del muro de contención en condiciones construidas

Tal como se muestran en las Figura 34, los esfuerzos y deformaciones máximas se producen en los extremos de cada paño de muro y en el centro de la luz. En este caso en particular, las columnas ayudan a soportar parte del momento que se presenta en los extremos, mientras que el momento en el centro del muro es resistido íntegramente por la sección y refuerzo del muro. El acero de refuerzo en este nuevo comportamiento debería seguir la dirección de los momentos máximos, tal como se muestra en la Figura 35.

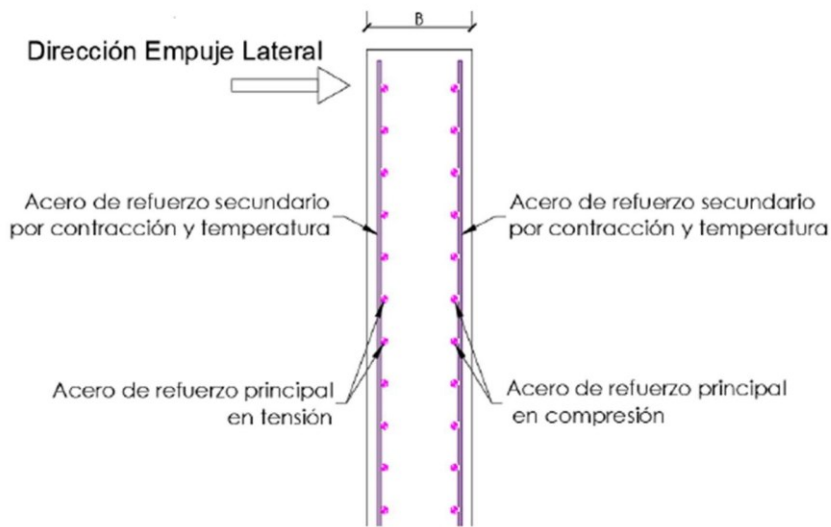


Figura 35 Esquema de reforzamiento del muro de contención tipo mixto siguiendo los esfuerzos principales generados por las condiciones construidas

Si comparamos el comportamiento y reforzamiento estructural con respecto al muro en voladizo, el cambio en la dirección del refuerzo principal es crítico. El acero de refuerzo, que en el muro en voladizo estaba considerado con una cuantía mínima por retracción y temperatura, en la condición construida debería ser el acero de refuerzo principal, es decir, tener una cuantía suficiente para resistir los momentos actuantes.

La falta de refuerzo principal podría ocasionar una falla frágil en el muro de contención ya que el acero de refuerzo es el encargado de generar la ductilidad y capacidad de deformación en el muro. La aparición de grietas en el centro del muro podría significar que ya se alcanzó el momento plástico y el muro ya no tendría una capacidad de deformación adecuada. Este fenómeno explica el agrietamiento observado en los muros de contención perimetral (Ver Figura 19).

5.7.3.2 Análisis de las columnas tipo cercha

Como se muestra en la Figura 22, se evidencia daño estructural en los elementos a compresión de las columnas de la cercha. La falla observada tiene una forma típica de una

falla por pandeo local de elementos de acero. Debido al posible volteo del muro mixto construido monolíticamente con las columnas de la cercha se generó una restricción adicional en toda la altura del muro, lo que cambia el normal comportamiento de los elementos de la columna.

En la Figura 36 se muestra el modelo deformado de la columna de la cercha. Se muestran dos casos de columnas, el primero considerando la rigidez adicional debida al relleno de hormigón en la cercha (elemento rígido equivalente) y el segundo caso sin la restricción constructiva adicional. Como se puede observar, en la zona de la restricción constructiva se produce una deformación adicional asociada probablemente a un pandeo local del elemento. Así mismo, se puede observar que la columna que no tiene esta restricción tiene deformaciones menores y no necesariamente presentaría un pandeo local.

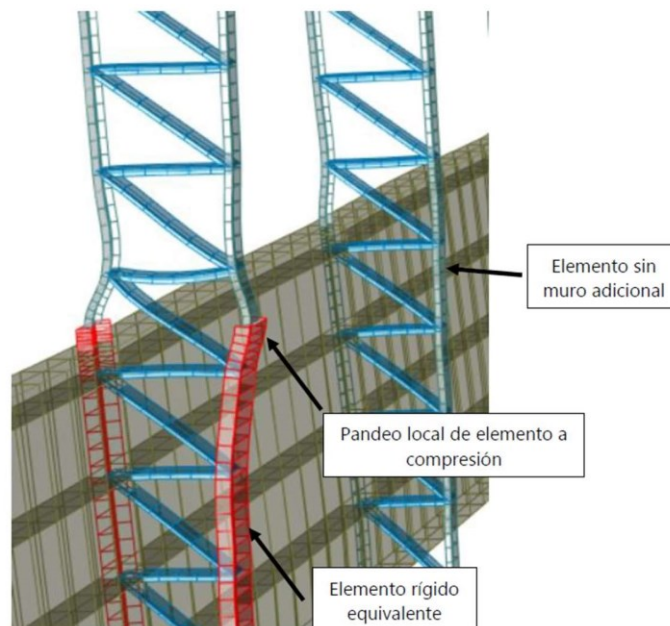


Figura 36 Modelo estructural con la rigidez adicional proporcionada por el muro

Debido a la restricción adicional, el elemento de la columna no puede desarrollar toda su capacidad de deformación, por lo que se produce una concentración de esfuerzos en la

zona en donde no existe la restricción constructiva. Esta concentración de esfuerzos podría ser la causa del pandeo local que se evidenció en la revisión estructural (Ver Figura 22).

6. Conclusiones

El levantamiento de información realizado contribuyó a realizar una evaluación detallada de las características constructivas y de carga de los muros de contención, con un enfoque en identificar los modos fallas entre el diseño teórico y las condiciones reales construidas. Luego del levantamiento de información en campo, que incluyó: medición y patrones de agrietamiento, verificación de cimentación, y continuidad de las columnas tipo cercha con los muros de contención. Se pudo generar modelos de elementos finitos en el software SAP2000 para demostrar y entender el comportamiento de la estructura, así como los factores que contribuyen a su falla estructural.

El análisis estructural de la nave industrial permitió observar que la intervención realizada en la estructura, particularmente la ampliación en la altura de los muros de contención y la integración de columnas metálicas tipo cercha, introdujo importantes cambios su comportamiento estructural. Entre los principales daños observados, se identificaron:

- Grietas verticales y diagonales en los muros de contención,
- Pandeos en las columnas tipo cercha y
- Falta de cimentación adecuada en algunos sectores.

Estas condiciones sugieren que la intervención realizada en la nave industrial, con fines de ampliación, provocaron cambios en el comportamiento estructural estos cambios incrementaron sus demandas y modificaron el comportamiento original de los elementos estructurales.

Estos daños pueden atribuirse a una combinación de factores: diferencias entre la concepción del diseño y construcción del muro, la insuficiencia de refuerzos principales en los muros de contención, el diseño de refuerzo no adaptado a las nuevas condiciones de trabajo estructural, y la ausencia de cimentación en varias zonas del muro.

Los modelos analíticos realizados en esta tesis se ajustaron con la información recopilada en campo y reproducen, razonablemente, los tipos de falla que se evidenciaron en la estructura. La intervención realizada en la estructura, sin una adecuada planificación que contemple todas las etapas de diseño y construcción, llevaron a que la estructura cambie su comportamiento, disminuyendo su nivel de desempeño, e incluso poniendo el peligro la seguridad de sus ocupantes.

La modelación estructural realizada que utilizó el Método de Elementos Finitos, demostró que, el muro de contención tipo mixto no funciona como un muro en voladizo convencional debido a las restricciones provocadas por las columnas metálicas rellenas de hormigón, que generan un efecto de contrafuerte. Esto cambió el comportamiento de la estructura, concentrando los momentos en los apoyos y en el centro del muro, en lugar de distribuirlos uniformemente como en un diseño tradicional de muro en voladizo.

Los muros de contención, especialmente el tipo mixto, presentan daños significativos como grietas verticales de 4 a 6 mm de espesor en el centro de los vanos. Estas grietas son resultado de la insuficiencia del refuerzo estructural para resistir los

momentos actuantes generados por las condiciones reales de carga y apoyo, las cuales difieren de las previstas en el diseño original.

Además, la modelación permitió identificar que el refuerzo horizontal existente en la pantalla del muro no es suficiente para resistir los momentos máximos generados por las condiciones reales de carga. Esta insuficiencia de refuerzo es una de las principales causas de las grietas observadas en el muro de contención perimetral que podría comprometer la estabilidad y seguridad de la estructura.

La ausencia de zapatas y la integración monolítica con las columnas de la cercha alteraron el comportamiento estructural esperado. Estos daños indican que los muros alcanzaron su capacidad límite de deformación, comprometiendo su estabilidad. La interacción con las columnas de la cercha también contribuyó a este deterioro, generando restricciones adicionales que aumentan las tensiones.

El análisis evidenció daños significativos en las columnas de la cercha metálica, caracterizados principalmente por pandeo local en las zonas de transición de rigidez. Estos daños son atribuibles a las restricciones impuestas por la interacción entre las columnas y el muro de contención tipo mixto, el cual generó fuerzas y deformaciones adicionales no previstas en el diseño original. Estos daños por pandeo local comprometen no solo la integridad estructural de las columnas, sino también la estabilidad global de la cercha metálica, aumentando el riesgo de falla estructural.

7. Bibliografía

Das, B. M. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones.

Moscoso, J., & Orellana, P. (2023). Informe estructural nave Tahual -signed-signed.

NEC-SE-DS. (2016). Carga sísmica diseño sísmo resistente.

Normativa Ecuatoriana de la construcción. (2014). NEC-SE-CG.